

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA



L. inw.

2664

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000297410

x  
1436







DER  
BAU DER EISENBAHN-BRÜCKE

ÜBER DIE  
SAVE BEI BROOD

1878—1879.

IM AUFTRAGE DES K. K. REICHS-KRIEGSMINISTERIUMS

VERFASST VON

OTTO BECK EDL. V. NORDENAU

ALBIN JUDA

OBERSTLIEUTENANT DES GENIESTABES,

HAUPTMANN DES GENIESTABES.

23/4  
MIT 7 PLÄNEN, 1 PHOTOGRAPH. LICHTDRUCK UND 17 FIGUREN IM TEXTE.

*F. Nr. 23882*



WIEN 1880.

COMMISSIONS-VERLAG VON R. V. WALDHEIM.

*5.60*  
*40.*

SEPARAT-ABDRUCK

AUS DEN

„MITTHEILUNGEN ÜBER GEGENSTÄNDE DES ARTILLERIE- UND GENIE-WESENS“

HERAUSGEGEBEN VOM

K. K. TECHNISCHEN UND ADMINISTRATIVEN MILITÄR-COMITÉ.

**BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA  
KRAKÓW**

1192664

DRUCK VON R. V. WALDHEIM IN WIEN

Akc. Nr.

1835/49

## I.

# Allgemeiner Theil.

---

### Einleitung.

Als im Jahre 1878 die Occupation Bosniens und der Herzegowina durch die k. k. Armee erfolgte, musste mit Aufbietung grosser Mittel an die Verbesserung, beziehungsweise Schaffung von Communicationen geschritten werden, da in dieser Beziehung das Vorhandene in keiner Weise den Anforderungen entsprach.

Militärische Rücksichten erheischten dringend die Herstellung einer unter allen Umständen benützbaren Communication für den Strassenverkehr über die Save. Als man den Bau der schmalspurigen Bosna-Bahn in Angriff nahm und aus Verkehrsrücksichten die Endstation derselben mit der Dálja-Brooder Eisenbahn durch eine Bahnlinie verbunden werden musste, ward die Erbauung einer stabilen Brücke über die Save unabweislich.

Oeconomische Rücksichten wiesen darauf hin, durch Eine Brücke den zweifachen Anforderungen des Strassenverkehrs und des Eisenbahn-Betriebes zu entsprechen.

Weiter musste ein besonderes Gewicht darauf gelegt werden, dass die Benützung dieser Communication in der kürzesten Zeit ermöglicht werde.

Vom Ingenieur Wilhelm Pressel, früheren Baudirector der k. k. priv. Südbahn-Gesellschaft und Director der ottomanischen Bahnen, wurde dem k. k. Reichs-Kriegsministerium ein darauf Bezug nehmendes generelles Project unterbreitet.

Für die Brücke waren eiserne Fachwerks-Träger, 5 Felder von je 80<sup>m</sup> Stützweite projectirt, und sollten dieselben auf provisorischen hölzernen Tragjochen ruhen, welche derart angeordnet waren, dass für

die seinerzeit zu erbauenden definitiven Pfeiler der erforderliche Raum frei blieb.

Für die Benützung als Eisenbahn- und Strassenbrücke bestanden zwei Alternativ-Anträge. Nach dem einen sollte die Bahn zwischen den Fachwerks-Trägern liegen und für den Strassenverkehr beiderseits ausserhalb der Gitter Consolen angebracht werden, welche die Fahrbahn trugen. Nach dem zweiten Antrage befanden sich ein Bahngleise und die für eine zweifache Wagenreihe erforderliche Fahrbahn neben einander, durch eine Scheidewand getrennt, zwischen den Fachwerks-Trägern. Die Brücke sollte in unmittelbarer Nähe der Festung Brood, westlich derselben, den Fluss übersetzen, der an dieser Stelle durch eine Insel in zwei Arme getheilt ist.

Da auf Grund dieses Projectes durch die Ausführung provisorischer Joche die Möglichkeit gegeben war, den Bau der Brücke in kurzer Zeit auszuführen, so ertheilte das k. k. Reichs-Kriegsministerium mit Präsidial-Erlass vom 28. August 1878 dem Präsidenten des k. k. technischen und administrativen Militär-Comités FML. Daniel Freiherr von Salis-Soglio den Auftrag, die Verhandlungen wegen der Vergebung des Baues der Brücke durchzuführen, und die darauf bezüglichen Verträge, vorbehaltlich der Ratification, abzuschliessen. Um diesem Auftrage nachkommen zu können, war es vor Allem nöthig, das Detail-Project über die Brücke zu verfassen.

Binnen wenigen Tagen hatte Se. Excellenz der Präsident in den Räumen des technischen und administrativen Militär-Comités ein Bureau organisirt, in welchem 8 Ingenieure, zum grössten Theil den Eisengewerken entnommen, auf die bei der Vergebung der Gitterbrücke über Auftrag des Reichs-Kriegsministeriums reflectirt wurde, unter der Leitung des hiezu von der k. k. priv. Südbahn-Gesellschaft beurlaubten Sections-Ingenieurs Franz Wabitsch jenes Project ausarbeiteten, während FML. Freiherr von Salis unter Beistand des Sections-Ingenieurs die Verhandlungen für die Vergebung der Arbeiten und die Stipulirung der Verträge persönlich leitete.

Der ungewöhnlichen Rührigkeit und Thätigkeit dieses Projectirungs-Bureaus wie den technischen Mitteln, über welche das technische und administrative Militär-Comité in Beziehung auf alle möglichen Vervielfältigungs-Methoden von Schriften und Plänen gebietet, ist es allein zu danken, dass der Präsident des Comités schon am 4. September 1878 — also binnen 6 Tagen — dem k. k. Reichs-Kriegsministerium anzeigen konnte, dass über die Vergebung der Arbeiten an Unternehmungen für diese bindende Commissions-Protocolle abge-

geschlossen wurden, und dass die Verfassung der Detail-Projecte bis 15. September vollendet sein werde\*). Die Erbauung der Holzjoche und aller Nebenanlagen nach Einheitspreisen, ferner die Herstellung der Montirungsgerüste auf Kosten der betreffenden Eisenwerke wurde an das Consortium Jochem, Dunz und Anderle vergeben.

Die Erzeugung und Montirung je Eines der eisernen Brückenfelder wurden nachfolgenden Gewerkschaften übertragen:

I. Erzherzogliche Industrial-Verwaltung in Teschen.

II. Eisenwerks-Direction in Witkowitz.

III. Maschinenfabrik und Eisengiesserei von J. Kőrösi in Andritz bei Graz.

IV. Prager Eisenindustrie-Gesellschaft in Wien.

V. Zöptauer und Stefanauer Bergbau- und Eisenhütten-Gewerkschaft in Zöptau.

Die Hauptanordnung des ausgearbeiteten Detail-Projectes war folgende (Taf. 2):

Fünf eiserne Brückenfelder von je  $80\cdot51^m$  Länge mit Fachwerks-Trägern von  $9\cdot00^m$  Höhe und einer lichten Brückenbreite von  $6\cdot30^m$  ruhen auf 10 hölzernen Tragjochen.

Als Fortsetzung der Eisenbrücke waren beiderseits hölzerne Inundations-Brücken projectirt, an welche sich die Eisenbahn-Dämme der Verbindungsbahn und die Zufahrtsrampen für den Strassenverkehr anschlossen.

In der Mitte zwischen den Fachwerks-Trägern lag das Geleise für die normalspurige Eisenbahn. Beiderseits desselben blieb genügender Raum für je eine Wagenreihe. Hienach konnte aber die Benützung für den Eisenbahn-Betrieb und den Strassenverkehr nur abwechselungsweise erfolgen. Für diese Anordnung war die Vereinfachung der Construction, der Kostenpunkt und die Erwägung massgebend, dass mit Rücksicht auf die mindere Leistungsfähigkeit der schmalspurigen Bosna-Bahn die täglich verkehrende Zahl Züge der normalspurigen Verbindungsbahn eine soweit beschränkte bleiben werde, dass hiedurch der Strassenverkehr keine wesentliche Beeinträchtigung erleiden könne.

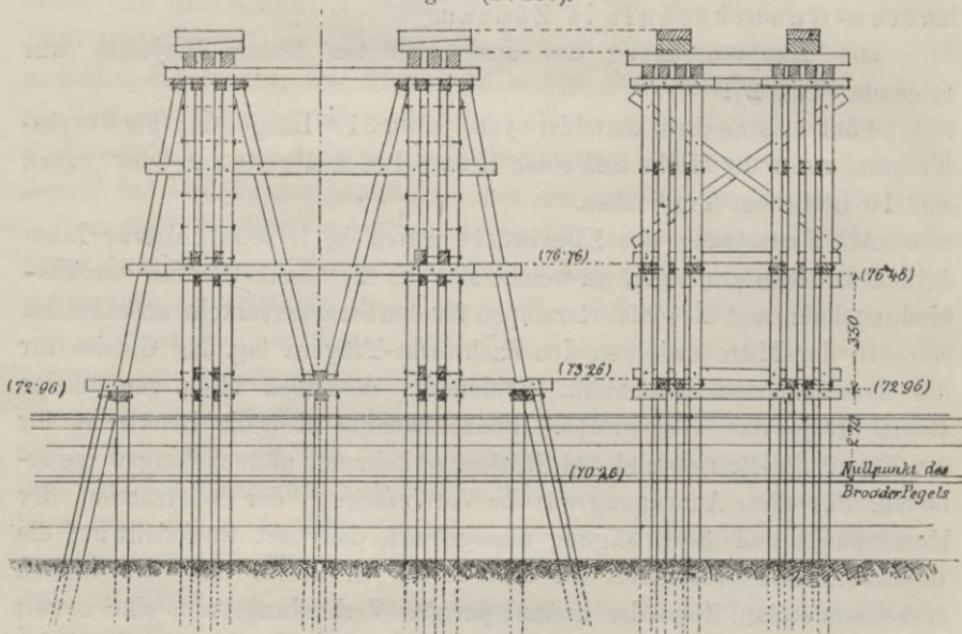
\*) Um die Grösse der in so ungewöhnlich kurzer Zeit erzielten Leistung anschaulich zu machen, sei erwähnt, dass das Project umfasste: 1 eingehendes Memoriam, 20 Originalpläne, 2 graphische Darstellungen der Wasserverhältnisse der Save bei Brood, 1 statische Berechnung, 1 Gewichtsberechnung. Mit der Vervielfältigung des Projectes für die verschiedenen Behörden und Unternehmungen entstand ein Convolut von 2 Schriftstücken und 392 Plänen.

Die Vervielfältigungen, meist Autographien und Lichtdrucke, wurden in der vorzüglichen lithographischen und photographischen Anstalt des technischen und administrativen Militär-Comités durchgeführt.

Bei der Detail-Construction der eisernen Brückenfelder nahm der Umstand einen bemerkenswerten Einfluss, dass wegen der sehr kurzen, für die Erzeugung gestatteten Frist von 6 und 8 Wochen, ausschliesslich nur Eisentypen in Verwendung gelangen konnten, für welche sich in allen fünf zur Arbeit herangezogenen Werken Walzen vorrätzig befanden. Es wurden in Folge dessen auch von diesen Gewerken je ein Ingenieur delegirt, welcher sich an der Arbeit des Detail-Projectes betheiligte. Für die Construction der hölzernen Tragjoche wurde das Project nicht definitiv festgestellt, sondern es sollte dies mit Rücksicht auf die obwaltenden Bauverhältnisse erfolgen. Vorläufig wurde die Construction nach dem Pressel'schen Entwürfe in Aussicht genommen.

Hienach war die Hauptanordnung der Holzpfeiler folgende:

Fig. 1 (1 : 250).



Ausser den für die Stabilität und Formbildung je eines Joches nothwendigen 40 Piloten an den Enden und in der Mitte des Pfeilers waren 4 Tragbündel zu je 12 verticalen Piloten angeordnet, auf welche die Last des Brückenfeldes direct übertragen wurde.

Von diesen 48 Piloten sollte die Hälfte in der Höhe von 2.70<sup>m</sup> ober Null oder Côte 72.96<sup>m</sup>, die andere Hälfte um 3.50<sup>m</sup> höher abgeschnitten werden. Auf diese abgeschnittenen Piloten war der Jochaufsatz in der Weise beantragt, dass auf die mit Holmen versehenen und durch Zangen verbundenen Piloten 48 Säulen aufgesetzt werden sollten, welche

in der erforderlichen Höhe den zur Auflagerung der Eisen-Construction bestimmten Rost aufzunehmen hatten. Zangen und Streben bewirkten die nothwendige Verbindung und seitliche Stabilität des Jochaufsatzes. Je nach der Lage der Joche wechselte deren Höhe vom Grunde bis zur Unterkante der Eisen-Construction zwischen 7 und 16<sup>m</sup>.

### Beginn der Arbeiten.

Am 15. September wurde die k. k. Bauleitung der Eisenbahn-Brücke aufgestellt und hiemit der bei der Projects-Verfassung thätig gewesene Sections-Ingenieur Franz Wabitsch betraut. Am 18. wurde mit dem Ausstecken der Brückenlinie begonnen. Am 30. September und 3. October fanden comissionelle Verhandlungen über die Fixirung der Brückenhöhe, der Anlage des Eisenbahn-Dammes und der Zufahrtsrampen statt.

Mit Rücksicht auf die Schifffahrt wurde die Höhenlage der Unterkante der Eisen-Construction 5·60<sup>m</sup> ober dem normalen Hochwasser von 7·74<sup>m</sup> über Null oder Côte 78·00<sup>m</sup> festgestellt. Um nach Ausführung der permanenten Pfeiler die Auflagerung der eisernen Brückenfelder leichter bewirken zu können, wurde bei Ausführung des Baues die Eisen-Construction um 13<sup>cm</sup> höher gelagert.

Am bosnischen Ufer wurden die für den Bau unumgänglich nothwendigen Grundstücke und Häuser expropriirt, am österreichischen Ufer fielen die Anlagen auf fortificatorischen und öffentlichen Boden.

Nachdem in der zweiten Hälfte des Monats September die Beschaffung des Arbeitsparkes und der Materialien und die sonstigen Arbeitseinleitungen bewirkt worden waren, wurde mit den Rammarbeiten für die Tragjoche begonnen und am 6. October die erste Pilote geschlagen. Der Verlauf der Arbeiten, wie dieselben durch die Wasserstands-Verhältnisse beeinflusst wurden, ist auf Taf. 7 in graphischer Weise dargestellt. Wenn auch anfangs die Arbeitsleistungen hinter den Erwartungen zurückblieben, so war gegen Ende des Monats October doch nicht nur ein bedeutender Arbeitsfortschritt zu verzeichnen, sondern es war auch für den weiteren Fortgang der Arbeiten insoferne vorgesorgt, als der grösste Theil des erforderlichen Holzes sich auf der Baustelle befand, und der Arbeitspark ein den Verhältnissen entsprechender war.

### Arbeits-Unterbrechung.

Schon in der zweiten Hälfte des Monats October verursachten anhaltende atmosphärische Niederschläge höhere Wasserstände in der Save, welche auf den raschen Fortschritt der Arbeit nachtheilig ein-

wirkten und mit Beginn des Monats November schon theilweise Arbeits-sistirungen nothwendig machten.

Als jedoch das Wasser plötzlich stark zu steigen begann, musste am 6. November bei einem Wasserstande von 6·70<sup>m</sup> ober Null oder Côte 76·96<sup>m</sup> die Arbeit, nachdem 355 Stück Piloten der Tragjoche und ein Theil jener für die Montirungsgerüste geschlagen waren, gänzlich unterbrochen und die ganzen Arbeitskräfte der Bergung der Holzvorräthe zugewendet werden.

Hiemit hatte jedoch das Hochwasser seinen Höhepunkt noch nicht erreicht, sondern fand dies erst am 29. November statt, an welchem Tage der Save-Wasserstand bis 8·43<sup>m</sup> ober Null oder Côte 78·69<sup>m</sup> gestiegen war, während der normale Hochwasserstand 7·74<sup>m</sup> über Null oder Côte 78·00<sup>m</sup> beträgt. Dieses ungewöhnliche Hochwasser wurde nur von jenem im Jahre 1787 um angeblich 0·51<sup>m</sup> übertroffen. Die abnorme Höhe des Wasserstandes und dessen anhaltende Dauer verursachte grosse Beschädigungen an den Save-Dämmen, und es erfolgte nebst anderen am 23. November ein grosser Dammbruch bei Kobaš, wodurch das ganze Binnenland bis zum Glacis der Festung unter Wasser gesetzt wurde.

Alle Arbeiter-Baraken, Magazine, Werkzeug-Depôts, die grossen Holzvorräthe, welche einwärts des Dammes deponirt, und zur Sicherung gegen das steigende Wasser aus dem Flussgebiete mit Anstrengung dorthin gebracht worden waren, wurden von dem schnell heranströmenden Wasser erreicht. Heftige Winde erzeugten im Inundations-Gebiet einen starken Wellenschlag, wodurch die Holzstösse auseinander gerissen und die sortirten Hölzer untereinander geworfen wurden.

Im Flussgebiete selbst war das Vorland, die Insel und das bosnische Ufer hoch überschwemmt. Alle Rüstungen und die Kunstrammen standen unter Wasser, grosse Holzvorräthe, die sich noch daselbst befanden, waren dem Verluste ausgesetzt. Die Dampfschlagwerke, welche sich auf eingerüsteten Schiffen befanden, die bereits ausgeführten Pilotirungs-Arbeiten waren durch auf dem Flusse herabtreibende Flösse, Schiffmühlen und Baumstämme in hohem Grade gefährdet. Durch ein in der Nacht herabtreibendes Floss wurden fünf Piloten eines im Hauptarme begonnenen Joches abgebrochen, und konnte ein Dampfschlagwerk nur durch ausser-ordentliche, glücklicherweise erfolgreiche Anstrengung von der Zerstörung bewahrt werden. Tag und Nacht musste an der Sicherung der Vorräthe und der Apparate gearbeitet werden.

Nachdem die Winter-Hochwässer der Save sich sehr langsam verlaufen, zur Durchführung des in Aussicht genommenen Projectes die Hälfte der Piloten 2·70<sup>m</sup> über Null oder Côte 72·96<sup>m</sup> abgeschnitten,

unterhalb aber noch mit Zangen verbunden werden mussten, ein hiezu geeigneter Wasserstand aber vor Eintritt des Sommers nicht gewärtigt werden konnte, die Einhaltung des für die Beendigung des Baues in Aussicht genommenen Termines daher unmöglich war, stellte der Bauleiter unter Darlegung der obwaltenden Verhältnisse den Antrag, den Bau der provisorischen Holzpfeiler ganz aufzugeben, und nach Eintritt günstiger Verhältnisse sogleich den Bau der Pfeiler im permanenten Style zu beginnen.

Da hiedurch die Vollendung des Baues und somit die Erzielung einer stabilen Verbindung, auf welche ein so hoher Wert gelegt werden musste, auf Jahre hinausgeschoben worden wäre, fand sich das Reichskriegsministerium nicht bewogen, auf diesen Antrag einzugehen, sondern ertheilte den Auftrag, die Förderung des Baues mit allen zu Gebote stehenden Mitteln anzustreben und bestimmte zum Bauleiter den Major des Genie-Stabes Otto Beck von Nordenau, nachdem dem früheren Bauleiter die erbetene Enthebung von diesem Posten bewilligt worden war.

Da es ganz aussichtslos gewesen wäre, auf den für die Durchführung nothwendigen niederen Wasserstand zu warten, so konnte nur allein durch eine Aenderung des Projectes die angeordnete Förderung des Baues ermöglicht werden. Diese musste jedoch mit Rücksicht auf die volle Benützbarkeit der schon begonnenen und ausgeführten Arbeiten und auf die schon am Bauplatze befindlichen Holzvorräthe festgestellt werden. Die Aenderung, nach welcher auch der Bau ausgeführt wurde, bestand darin, dass die Piloten, statt wie früher auf ungleiche Höhen, nunmehr alle auf Côte 76·06<sup>m</sup> abgeschnitten wurden. Auf diese durch Zangen verbundenen Piloten kam eine doppelte Rostlage und hierauf der Jochaufsatz. Hiedurch wurde es ermöglicht, bei einem um 3<sup>m</sup> höheren Wasserstande als es nach dem früheren Projecte angesetzt war, die Arbeiten noch ausführen zu können. Die Grundjoche mussten jedoch nunmehr wegen ihrer grossen Höhe an den Längsseiten schräge Piloten erhalten, um die erforderliche Stabilität in der Richtung der Brückenaxe zu erzielen. Eine tiefer liegende Quer- und Längenverbindung der Piloten sollte erst nach Zulässigkeit des Wasserstandes später hinzukommen.

### Wiederbeginn der Arbeiten.

Nachdem das Wasser langsam gesunken war, wurden am 16. December bei einer Wasserspiegelhöhe von 7·00<sup>m</sup> über Null oder Côte 77·26<sup>m</sup> die Arbeiten wieder begonnen. Zuerst traten die auf Schiffen eingebauten

Schlagwerke mit Dampftrieb in Arbeit, und nachdem die Rüstungen aus dem Wasser zu Tage kamen, konnte der ganze Arbeits-Apparat in Bewegung gebracht, und mit Beginn des Jahres 1879 mit voller Kraft an der Pilotirung gearbeitet werden. Ohne Rücksicht auf die Witterungsverhältnisse wurde täglich bis in die Nachtstunden gearbeitet. Der hohe Wasserstand machte diese Arbeit jedoch sehr schwierig und zeitraubend, da mit der grössten Genauigkeit vorgegangen werden musste, um die bis zu 18<sup>m</sup> langen Pilotenstämme, welche mit Hoyern von 800 und 1000<sup>kg</sup> Gewicht zum grossen Theile bis zu einer Tiefe von 7<sup>m</sup> in den Flussgrund eingetrieben wurden, bei einer Wassertiefe bis zu 9<sup>1</sup>/<sub>2</sub><sup>m</sup> von Schiffen aus genau auf ihren Platz zu setzen und in der richtigen Lage zu erhalten.

Mit Rücksicht auf den Stand der Arbeiten, sowie deren noch voraussichtliche Dauer musste Mitte Jänner mit dem Abbinden der Jochaufsätze begonnen werden, um einen späteren günstigen Wasserstand für das Aufstellen derselben voll ausnützen zu können. Um diese Zeit jedoch war noch der grösste Theil des Vorlandes und die Insel unter Wasser, und das Inundations-Wasser aus dem Binnenlande noch nicht abgelaufen. Nachdem sich in Folge dessen nirgends ein Werkplatz befand, so musste ein solcher durch Erbauung einer Plattform auf Pfählen geschaffen werden, auf welcher das Abbinden bewirkt werden konnte.

Als Ende Jänner der Wasserstand stetig fiel, waren die Aussichten für einen raschen und ungehinderten Fortschritt der Arbeit sehr günstig, da die Wasserstands-Beobachtungen der früheren Jahre im Monate Februar die meiste Regelmässigkeit bezüglich eines nicht zu hohen Wasserstandes zeigen.

Am 1. Februar konnte mit dem Abschneiden der Piloten und dem Einlegen der Zangen bei einigen Jochen begonnen werden. Aber schon am 6. Februar erreichte das Wasser wieder die Höhe von 5.30<sup>m</sup> über Null oder Côte 75.56<sup>m</sup>, was schon die Sistirung dieser Arbeit an den Stromjochen und den Montirungsgerüsten bedingte. Nachdem das Wasser fortwährend stieg und alle niedrig liegenden Theile überschwemmte, musste wieder alle Kraft auf die Sicherung der Holzvorräthe verwendet werden. Hiedurch konnten, nachdem die Pilotirungs-Arbeiten am 15. Februar durch das Eintreiben der tausendsten Pilote für die Brückenpfeiler einen Abschluss gefunden hatten und das Aufstellen der Jochaufsätze der höher situirten Inseljochs und des österreichischen Landjochs ausgeführt war, die Arbeiter nur bei Herstellungen verwendet werden, welche eigentlich den Fortschritt des Brückenbaues nicht förderten und welche programmässig für die Zeit der Montirung reservirt waren. Nach

beendeter Pilotirung wurden zum Schutze der Pfeiler gegen Eisgang und gegen herabtreibende Gegenstände bei Hochwasser, vor den Stromjochen Eisbrecher ausgeführt.

### Aufbau der Jochaufsätze und der Montierungsgerüste.

Endlich fiel nach 5 Wochen langem Zuwarten am 19. März der Wasserstand auf 5·40<sup>m</sup> über Null oder Côte 75·66<sup>m</sup> und konnte nun die unterbrochene Arbeit des Abschneidens der Piloten und des Anlegens der Zangen wieder in Angriff genommen werden.

Kaum war jedoch diese Arbeit in vollem Zuge, als das Wasser, welches bis zum 24. März auf 4·59<sup>m</sup> über Null oder Côte 74·85<sup>m</sup> gefallen war, wieder zu steigen begann. Um nun einer abermals drohenden Arbeitsunterbrechung zu entgehen, wurde mit Aufgebot aller Kräfte bei Tag und Nacht gearbeitet, und lag die Hoffnung vor, durch besondere Förderung der Arbeit mit dem Wasser gleichen Schritt zu halten, wenn es gelingen sollte, rechtzeitig die vier Reihen quer übereinander angeordneten Zangen und Rosthölzer anzuarbeiten, da mit jeder Lage 30<sup>cm</sup> Höhe gewonnen wurde. Diese Arbeiten mussten jedoch trotz des drängenden Wassers mit der grössten Sorgfalt und Genauigkeit ausgeführt werden, da eine jede Nachlässigkeit und Schleuderhaftigkeit beim Fassen der Piloten und Anlegen der Zangen und Befestigen derselben durch Schraubenbolzen für den Bestand des Bauwerkes von ernsten, nachtheiligen Folgen gewesen wäre. Namentlich war beim Joche Nr. II die Arbeit wegen der grossen Anzahl Piloten (es sind deren 130 Stück) am schwierigsten und zeitraubendsten.

Die Anstrengungen wurden endlich doch vom Erfolge gekrönt, denn als am 31. März der Wasserspiegel Côte 75·73<sup>m</sup> erreichte, waren die Zangen bei allen Jochen angelegt und verschraubt, und konnte nunmehr ohne Störung an dem Aufbaue der Jochaufsätze und der Montierungsgerüste gearbeitet werden, da das Wasser nicht weiter stieg.

Die Wichtigkeit dieses Momentes für den Fortschritt der Arbeit wurde durch die späteren Wasserstände constatirt, da, wenn es nicht gelungen wäre, die gefährdeten Arbeiten rechtzeitig zu bewirken, der Fortschritt der Arbeit für 9 Wochen gehemmt gewesen wäre. Bei Aufstellung der Tragjoche und der Montierungsgerüste, welche letztere eine sehr grosse Arbeitsleistung repräsentiren, waren durchschnittlich 200 Zimmerleute beschäftigt.

Am 17. April wurde das letzte Tragjoch, am 27. April das letzte Montierungsgerüst beendet.

## Montirung der eisernen Brückenfelder.

Die fünf Eisenwerke hatten entsprechend ihrer Verpflichtung die Eisen-Construction in 6 und 8 Wochen fertig gestellt. Der geringe Fortschritt des Baues der Holzpfiler, der hohe Wasserstand, wodurch alle geeigneten Depôtplätze überfluthet waren, hatten zur Folge, dass die Transportirung des Eisenmaterials zur Baustelle erst im Monate Jänner geschah. Da die beiden Inseljoche wegen ihrer örtlichen höheren Lage auch höher aufgesetzt und daher früher vollendet werden konnten, und die anschliessenden Theile des Montirungsgerüsts ebenfalls fertig gestellt waren, so wurde mit der Montirung des III. und IV. Brückenfeldes begonnen, bevor die Gerüste hiefür in der ganzen Ausdehnung vollendet waren. Erst in den letzten Tagen des Monats April waren alle Brückenfelder in der Montirung begriffen. Dieselbe geschah auf den hiezu erbauten Gerüsten, wozu für jedes Brückenfeld zwischen den Tragjochen noch drei Gerüstjoche eingebaut waren. Nur beim II. Brückenfelde musste wegen der Schifffahrt eine grössere Durchfahrtsöffnung belassen werden, in Folge dessen für dieses Feld nur zwei Gerüstjoche hergestellt wurden, welche von einander 30<sup>m</sup> entfernt standen. Die Ueberdeckung dieser Oeffnung war durch eine aus Holz und Eisen combinirte Träger-Construction mit parabolischem Obergurt bewirkt.

Anhaltende heftige Regen in der zweiten Hälfte des Monats April verursachten erneuert ein so starkes Anwachsen des Wassers der Save, dass hiedurch, während die Montirung im vollen Gange war, die Depôtplätze, wo die Eisenbestandtheile der Brückenfelder lagerten, bedroht wurden. Ungeachtet energischer Versuche, die Eisenbestandtheile auf höher liegende Stellen zu bringen, konnte dies nichts nützen, weil bei einem Wasserstande von 7·85<sup>m</sup> über Null oder Côte 78·11<sup>m</sup>, welchen die Save am 7. Mai erreichte, das ganze Vorland, die Insel und das bosnische Ufer wieder vollständig überfluthet waren. In Folge eines erneuerten Bruches des nur nothdürftig geschlossenen Dammes bei Kobaš wurde auch das Binnenland wieder überschwemmt.

Ungeachtet dessen blieb die Arbeit in ununterbrochenem Gange. Auf Schiffen, Booten und Flössen wurden die Eisentheile verladen, die einzeln unter dem Wasser gesucht und hervorgezogen werden mussten. Tagelang mussten Arbeiter bis an den Gürtel im Wasser, bei strömendem Regen und kaltem Winde die mühsam aufgefundenen Stücke, welche 1<sup>m</sup> und darüber vom Wasser bedeckt waren, an Ketten und Tauen befestigen und zu den Montirungsgerüsten bringen.

Diese höchst ungünstigen Verhältnisse verursachten bedeutende Verzögerungen, daher die Montirung sechs Wochen Zeit beanspruchte. Bei derselben waren fünf verschiedene Gewerke gleichzeitig betheilt, welche 350 Eisenarbeiter aus Böhmen, Mähren, Schlesien und Steiermark beschäftigten. 20 Nietpartien schlugen 140.000 Nieten am Bauplatze.

### Beendigung der Arbeiten.

Während der Montirung der Brückenfelder wurden die beiden hölzernen Inundations-Brücken, die zum Brückenbau gehörigen Stücke der beiderseits anschliessenden Eisenbahn-Dämme, die Zufahrtsrampen und die kleineren Nebenanlagen beendet. In dem Maasse, als die Montirung der eisernen Brückenfelder zu Ende ging, ward mit der Legung des Oberbaues auf denselben begonnen, und diese Arbeit derart gefördert, dass am 27. Juni die Brücke mit Locomotiven hätte befahren werden können.

Erst in den letzten Tagen des Monats Juni trat ein Wasserstand ein, der es erlaubte, die untere Zangenverbindung an den Tragjochen anzuarbeiten, wodurch deren Festigkeit und Stabilität in hohem Maasse gewann. Die Brücke war um diese Zeit bereits dem Verkehre übergeben. Im Monate Juli erfolgte die Verkleidung der Joche mit Wasserruthen, die Vollendung der Eisbrecher, Uferversicherungen und kleinerer Nebenarbeiten, worauf mit Ende des Monats die Arbeiten ihren Abschluss fanden.

### Belastungsprobe.

Nachdem die Verbindungsbahn zwischen den Bahnhöfen Brood und Bosnisch-Brood gleichzeitig mit der Brücke vollendet worden war, konnte am 2. Juli 1879 die technisch-polizeiliche Prüfung stattfinden, bei welcher man auch die Belastungsprobe vornahm.

Hiezu wurden drei ausgerüstete Locomotive der königlich ungarischen Staatsbahn, zwei von 36 Tonnen und eine von  $34\frac{1}{2}$  Tonnen Gewicht, zwei Locomotive Brust an Brust gestellt, ferner ein beladener Lowry und ein Personenwagen auf die Brückenfelder gebracht und daselbst 1 bis 3 Stunden belassen. Bei vier Feldern wurde die Einsenkung durch Nivellement, beim fünften Felde durch Schieber direct gemessen. Das Ergebnis war folgendes:

	Elastische Einsenkung	Bleibende Einsenkung
Feld I . . .	9 <sup>mm</sup>	3 $\frac{1}{2}$ <sup>mm</sup>
„ II . . .	10 $\frac{1}{2}$ <sup>mm</sup>	4 <sup>mm</sup>
„ III . . .	10 <sup>mm</sup>	4 $\frac{1}{2}$ <sup>mm</sup>
„ IV . . .	12 $\frac{1}{2}$ <sup>mm</sup>	2 <sup>mm</sup>
„ V . . .	14 $\frac{1}{2}$ <sup>mm</sup>	4 <sup>mm</sup>

Eine Setzung der Holzjoche trat nicht ein.

Schnellfahrt wurde keine ausgeführt, da die Brücke wegen des provisorischen Charakters der Pfeiler nur langsam befahren werden soll.

Das Ergebnis der Prüfung war ein vollkommen befriedigendes und wurde in Folge dessen die Brücke gleichzeitig mit der Verbindungsbahn am 5. Juli 1879 dem Verkehr übergeben.

Während der darauf folgenden Benützung hat sich kein Anstand ergeben. Die Tragjoche zeigen eine vollständige Stabilität, und findet kaum eine fühlbare Erschütterung derselben statt, wenn die Brücke von einem Eisenbahnzuge befahren wird. Wenn bezüglich der Regelung des Verkehrs strenge Ordnung gehandhabt wird, so könnte eine grosse Anzahl Eisenbahnzüge ohne wesentliche Beeinträchtigung des Strassenverkehrs die Brücke passiren.

### Uebersicht der Bauverhältnisse.

Aus der vorstehenden Beschreibung geht zur Genüge hervor, welche verzögernde und hindernde Umstände obgewaltet haben, um einen raschen Fortschritt des Baues, auf welchen man so grosses Gewicht legte, zu verhindern. Obgleich der Bau im ganzen neun Monate beanspruchte, so reducirt sich doch dieser Zeitraum für die Beurtheilung der Arbeitsleistung wesentlich, wenn nur die wirklich nutzbare Bauzeit, nach Abschlag der durch hohe Wasserstände verursachten Unterbrechungen, in Betracht gezogen wird. Hienach entfallen auf:

October . . . . .	3 Wochen,
December . . . . .	1 Woche,
Jänner . . . . .	4 Wochen,
Februar . . . . .	2 „
März . . . . .	2 „
April . . . . .	4 „
Mai . . . . .	4 „
Juni . . . . .	4 „
	<hr/>
	zusammen 24 Wochen

oder 6 Monate.

Diese Arbeitszeit vertheilt sich auf:

Pilotirung . . . . .	12 Wochen,
Aufsetzen der Joche . . . . .	5 „
Montirung . . . . .	6 „
Oberbau . . . . .	1 Woche.

Die Hälfte der ganzen Bauzeit wurde demnach von der Pilotirung in Anspruch genommen.

Die verhältnismässig lange Dauer dieser Arbeit ist durch die hierbei obwaltenden Verhältnisse begründet. Dadurch, dass ein sehr grosser Theil der Piloten von Schiffen aus bei sehr hohem Wasserstand geschlagen wurde, ward diese Arbeit wegen des genauen Setzens der Piloten bezüglich Richtung und Distanz ausserordentlich zeitraubend. Sobald eine grosse Genauigkeit nicht nothwendig war, z. B. bei den Montirungsjochen und den Eisbrechern, stieg die Leistung bedeutend.

Das Schlagen von Piloten in schiefer Richtung, deren eine grosse Anzahl erforderlich war, mit Schlagwerken mit Dampftrieb ist ebenfalls sehr zeitraubend und mussten diese auch hiefür und für bestimmte Aufgaben umgebaut oder neu eingerüstet werden, wodurch namhafte Zeitverluste herbeigeführt wurden. Endlich sind diese ungeschlachten Bauapparate mit Hoyern von 800 und 1000<sup>kg</sup> Gewicht wegen ihrer heftigen Bewegungen und Stösse steten Beschädigungen ausgesetzt und bedingen fortwährende, zeitraubende Reparaturen.

Wird in Betracht gezogen, dass der Bau zum grössten Theil in einer überhaupt ungünstigen Jahreszeit geführt wurde, so kann die effective Bauzeit von 24 Wochen oder 6 Monaten für eine, einen halben Kilometer lange Eisenbahn-Brücke nebst allen Nebenanlagen bei so grossen und von den gewöhnlichen Formen abweichenden Constructions-Verhältnissen keinesfalls als lang bezeichnet werden.

War die ganze Zeit des Baues durch die Ungunst der Witterung und der sonstigen Elementar-Ereignisse charakterisirt, so drohten überdies den ausgeführten Arbeiten noch Gefahren durch die Schifffahrt und durch auf den Fluss herabtreibende Gegenstände.

Wohl war auf Anordnung des Reichs-Kriegsministeriums der Bauunternehmung ein Arbeits-Detachment von 24 Pionieren zugewiesen, welche mit 12stündiger Ablösung bei Tag und Nacht den Sicherheitsdienst bei der Brücke versahen, und kam später noch eine Ankerwache von der 3. Feld-Compagnie des Pionier-Regiments in der Stärke von 2 Unteroffizieren und 10 Mann hinzu, welche ungefähr 3000<sup>m</sup> oberhalb der Brücke Posto fasste. Obgleich hiedurch viele Gefahren rechtzeitig abgewendet und eine relative Sicherheit erzielt wurde, so war es doch nicht möglich, Allem vorzubeugen, und hätte es leicht geschehen können, dass durch solche unvermeidliche unglückliche Zufälligkeiten der Fortschritt des Baues in empfindlicher Weise hätte geschädigt werden können. Es seien diesbezüglich hier nur zwei bemerkenswertere Fälle erwähnt.

Am 16. Jänner passirte Abends bei Dunkelheit das Schrauben-Dampfschiff „Columbus“, in der Thalfahrt begriffen, trotz der erfolgten Verlautbarung der Schifffahrtsbeschränkung ohne Kenntniss der Situation die

Brückenlinie, statt durch die mit rothen Lichtern bezeichnete Durchfahrt, zwischen dem in der Pilotage beendeten Joche Nr. III und dem begonnenen Joche Nr. II, zwischen welchen eine Entfernung von nur 14<sup>m</sup> besteht. Glücklicherweise brach das Schiff nur zwei der eben geschlagenen Piloten und passirte, ohne weitere Beschädigung zu verursachen, zunächst des Schlagwerks, welches hart daran stand.

Am 29. April sollte ein von der Ankerwache geleitetes grosses Steinschiff zunächst des österreichischen Ufers durchgelassen werden. Dadurch, dass ein Anker nachgab, wendete sich das Schiff, wurde von der Strömung erfasst und legte sich mit einem heftigen Stosse breit-seits gegen zwei Montirungsjoche des ersten Brückenfeldes. Diese widerstanden jedoch dem heftigen Anpralle, und so verlief auch dieser Unfall ohne weitere Schädigung.

Als während der Montirung der Brücke ein sehr hoher Wasserstand eintrat, welcher am 7. Mai die Höhe von 7·85<sup>m</sup> über Null erreichte, somit die normale Hochwasser-Côte 78·00<sup>m</sup> um 11<sup>cm</sup> überschritt, wurde des Montirungsgerüstes wegen, welches 1·70<sup>m</sup> tiefer war als die Unterkante der Eisen-Construction, die Durchfahrtshöhe bedeutend reducirt und hiedurch die Schifffahrt während dieses Zeitpunktes beirrt.

Dieser Uebelstand gab zu vielfachen Agitationen Anlass, welche zum grössten Theile auf Unkenntnis der obwaltenden Verhältnisse beruhten, und erreichten die hiedurch hervorgerufenen Verhandlungen erst einen Abschluss durch die vom königlich ungarischen Communications-Ministerium angeordnete commissionelle Erhebung zur Bestimmung der nothwendigen Höhe der Brücke, welche am 15. Juni 1879 zu Brood stattfand.

Als Ergebnis der commissionellen Erhebung wurde der Antrag gestellt, die Brücke in ihrem gegenwärtigen Zustande zu belassen und bis zur Erbauung der definitiven Pfeiler noch weitere Erfahrungsdaten über die Höhe der eintretenden Hochwässer und über das Maass der wirklich nothwendigen Durchfahrtshöhe für die auf der Save verkehrenden Schiffe zu sammeln.

Zum Schlusse muss noch bemerkt werden, dass es der erste Fall ist, dass eine eiserne Brücken-Construction von so mächtigen Dimensionen auf provisorische Holzjoche gelagert wurde. Der ursprüngliche, mit dieser Construction beabsichtigte Zweck, die Benützbarkeit der Communication in namhaft kürzerer Zeit zu erzielen, als es bei dem Baue permanenter Pfeiler möglich gewesen wäre, wurde in vollem Maasse erreicht.

## Personal-Notizen.

### Bauleitung:

#### Bauleiter:

Vom Beginn bis 3. December 1878

Franz Wabitsch, Sections-Ingenieur der k. k. priv. Südbahn-Gesellschaft;

vom 3. December 1878 bis zum Schlusse

Otto Beck von Nordenau, Major des Genie-Stabes.

#### Zugetheilte:

Albin Juda,  
Hauptmann des Genie-Stabes;

Adolf Baumgartner,  
Oberlieutenant im Genie-Regiment Nr. 1;

Johann Terasch,  
Militär-Bau-Rechnungs-Official II. Classe;

3 Unteroffiziere } der 16. Feld-Compagnie  
des k. k.  
1 Sapeur } Genie-Regiments Nr. 1.

Wenzel Biziste,  
behördl. autor. Civil-Ingenieur, Sous-Ingenieur  
der Bauleitung;

Georg Weickum,  
Ingenieur und Chef-Monteur der priv. österr.  
Staats-Eisenbahn-Gesellschaft;

Carl Pelz,  
Ingenieur;

1 Bauzeichner;

1 Bauschreiber;

#### Unternehmungen:

Consortium: Jochem, Dunz und Anderle,  
Bevollmächtigter: Johann Dunz;

Erzherzogliche Industrial-Verwaltung in Teschen,  
Erzherzoglicher Ingenieur Carl Krisch;

Eisenwerks-Direction zu Witkowitz,  
Ingenieur Johann Ritter von Merkl;

Maschinen-Fabrik und Eisengiesserei J. Körösi in Andritz bei Graz,  
Ingenieur Ernst Hauck;

Prager Eisenindustrie-Gesellschaft,  
Ingenieur Franz Prašil;

Direction der Zöptauer und Stefanauer Bergbau- und Eisen-  
hütten-Gewerkschaft,  
Ingenieur Johann Gabriel.

## II.

### Specieller Theil.

---

#### Fluss-Verhältnisse.

Für den Brückenbau mussten die Verhältnisse des Save-Flusses im mittleren Laufe von Jassenovac bis Šamac in Betracht gezogen werden, in welchem die Save schon den Charakter eines Gebirgsflusses, der in ihrem oberen Laufe vorherrschend ist, gänzlich verloren hat. In dem Diluvial-Lehm (Löss) tief eingeschnitten, beschreibt der Flusslauf eine Schlangenlinie, deren Krümmungen in steter Umbildung begriffen sind, und wodurch der Flusslauf im Vergleiche zur geraden Linie ungefähr die doppelte Länge erhält.

Die durchschnittliche Flussbreite beträgt beim kleinsten Wasserstande ungefähr 200, beim bordvollen Zustande gegen 300<sup>m</sup>.

Diese Durchschnittszahlen gestatten keinen Rückschluss auf die factischen Breiten an einzelnen Stellen, da in Folge localer Einwirkungen Flussengen und Ueberbreiten vorkommen, ausserdem die allerorten vorkommenden Uferbrüche und Anlandungen eine immerwährende Umgestaltung des Flussbettes bewirken. Noch wechselnder sind die Sohlentiefen, welche unter dem kleinsten Wasserstande zwischen 3 und 6<sup>m</sup> betragen.

Geschiebe führt die Save in ihrem mittleren Laufe keine, ausser jenen, welche die Nebenflüsse abgeben, die aber stellenweise so bedeutend sind, dass sie, vereint mit den grossen Massen von Bruchmaterial, welches der Fluss seinen Ufern abnimmt, weithinreichende Unordnungen in der Save hervorbringen.

Bei Eintritt des Hochwassers treiben auf der Save häufig Baumstämme, welche von den Bruchufeln abgeschwemmt worden, auch losgerissene Flösse und Schiffmühlen.

Ueber den Wasserspiegel emporreichende, seitlich des Stromstriches befindliche Sand- oder Schotterbänke kommen nur selten vor; Inselbildung ist nur Eine bei Brood zu verzeichnen.

Die Ufer der Save erheben sich von 5 bis  $6\frac{1}{2}^m$ , an manchen Punkten auch höher über den kleinsten Wasserstand. Obwohl diese Uferhöhen an und für sich bedeutend sind, daher die Niederwässer der Save tief in das Terrain eingebettet erscheinen, so steigen doch die grössten Hochwässer weit über die Uferländer hinaus.

Ungefähr  $8^{\text{km}}$  oberhalb Brood, von der Einmündung der Orljava bei Kobaš, beginnt am linken Ufer zum Schutze des Jelas-Feldes die Eindämmung des Flusses, welche sich bis Rajewoselo oberhalb Brčka fortsetzt.

Das rechte, etwas höhere Ufer ist ungeschützt. Die bestehenden Dämme sind äusserst unregelmässig angelegt und an vielen Orten sehr schwach und leicht durchbrechbar.

Wasserstands-Beobachtungen reichen weder in eine sehr lange Zeit zurück, noch sind sie hinreichend verlässlich.

Der Nullpunkt des Pegels der Grenzlandes-Verwaltung in Brood befindet sich  $70\cdot26^m$  ober dem Spiegel des adriatischen Meeres, und soll dem an dieser Stelle vorkommenden niedersten Wasserstande entsprechen, welcher aber thatsächlich wiederholt unterhalb dieser Grenze blieb.

Als normale Grenze des Hochwassers wird der Wasserstand von  $7\cdot74^m$  über dem Nullpunkte des Pegels bei Brood oder Côte  $78\cdot00^m$  angenommen und beträgt demnach die Differenz zwischen Hoch- und Niederwasser ungefähr  $8^m$ . Die Grenze des normalen Hochwassers wurde bis zum Jahre 1878 nur einmal, und zwar angeblich um  $1\cdot20^m$  im Jahre 1787 überschritten. Es kann aber gegenwärtig nicht mehr constatirt werden, ob diese Wasserhöhe im Flussbette selbst oder im Binnenlande gemessen wurde, in welchem der Wasserstand jenen im Flussbette ansehnlich überhöht haben konnte, wie dies thatsächlich im Jahre 1878 stattgefunden hat.

Wasserstandswechsel treten häufig ein, aber auch lange andauernde, sogenannte Beharrungsstände sind nicht selten, und erfolgt im Allgemeinen sowohl das Fallen als auch das Steigen des Wassers nur langsam.

Obgleich bezüglich des Eintretens der Hoch- und Niederwässer sich keine volle Regelmässigkeit nachweisen lässt, so treten doch zumeist die höheren und höchsten Wasserstände im Herbst und Frühjahr, die niedrigen und kleinsten im Sommer auf.

Das Gefälle der Save beträgt in ihrem mittleren Laufe  $\frac{1}{23000}$ , ist jedoch nicht gleichmässig vertheilt. Die Wassergeschwindigkeit

wechselt in Folge dessen und anderer Umstände wegen, ist jedoch nie bedeutend.

Bei niederem Wasserstande beträgt die Geschwindigkeit  $0.40^m$ , bei mittlerem  $0.75^m$ , und steigt bei Hochwasser bis zu  $1.25^m$ .

Eisbildung tritt auf der Save selten ein und ist in der Regel wenig gefährlich. Das Eistreiben beginnt erst bei einer Temperatur von  $10$  bis  $12^\circ$  Celsius unter Null, und überzieht sich der Fluss erst bei strenger Kälte mit einer  $15$  bis  $25^{cm}$  dicken Eisdecke, welche bei Thauwetter gewöhnlich ruhig abgeht.

Die Schifffahrt auf der Save ist nicht bedeutend. Ein Theil des Frachten-Transportes wird von einer geringen Zahl von Flößen und Fruchtschiffen besorgt. Von der Donau-Dampfschiffahrts-Gesellschaft wird ein regelmässiger Verkehr mit Dampfschiffen unterhalten, zu welchen noch einige einzelne Dampfschiffe von kleineren Schifffahrts-Gesellschaften oder Privaten hinzukommen.

### Brückenlinie und geometrische Arbeiten.

Für die Wahl der Brückenlinie waren massgebend die localen Verhältnisse, die Lage des Bahnhofes Brood der Dálja-Brooder Eisenbahn und die Trace der Verbindungsbahn. Diese wurde in folgender Weise festgestellt. Mittelst eines Bogens von  $R = 200^m$  wendet sich die Trace vom Bahnhofe nach Südwesten, überschreitet zweimal den Glogowica-Bach und führt hart am Fusse des Glacis der Festung Brood,  $200^m$  unterhalb der Mersunja-Schleuse, durch welche die Bäche Glogowica und Mersunja in die Save abfliessen, in normaler Richtung auf den im Bogen an der Festung Brood vorüberziehenden Fluss. Am rechten Save-Ufer wendet sie sich unmittelbar hinter der Brücke mit einem Bogen von  $275^m$  Radius nach Westen und endet in dem für die normal- und die schmalspurige Eisenbahn gemeinschaftlichen Umlade-Bahnhof Bosnisch-Brood.

Die Niveau-Differenz der Bahnhöfe und der Brückenhöhe bedingte, die Eisenbahn beiderseits der Brücke unter  $\frac{1}{100}$  ansteigend zu führen.

Die Brückenlinie entsprach in technischer Beziehung allen Anforderungen. Der Save-Fluss hat an dieser Stelle eine Gesamtbreite von  $400^m$ ; die hier befindliche Insel hat  $400^m$  Länge und  $25^m$  Breite, und wird nur bei den höchsten Wasserständen gänzlich überschwemmt. Die Eintheilung der Brückenfelder liess sich derart treffen, dass ein Doppeljoch auf die Insel zu stehen kam. Eine Probe-Sondirung, welche am österreichischen Ufer ausgeführt wurde, ergab, dass hier das Terrain in abwechselnden Schichten von  $1\frac{1}{2}$  bis  $4^m$  Dicke aus Sand, Lehm und

aus einem Gemenge beider besteht. In der Tiefe von  $6.66^m$  unter dem Nullpunkte des Pegels oder Côte  $63.60^m$  liegt eine  $4\frac{1}{2}^m$  mächtige Schichte aus blauem Tegel, unter welcher sich wieder Sand befindet. Die später ausgeführten Sondirungen zur Gewinnung von Daten für den seinerzeitigen Bau der permanenten Pfeiler ergaben, dass die eben angeführte Schichtung mit unwesentlichen Schwankungen sich auf die ganze Flussbreite ausdehne.

Die Brückenlinie wurde auf dem Terrain mittelst eines Stampfer'schen Universal-Instrumentes von einem Punkte  $A_1$  (Taf. 1) der Bahntrace durch die Bestimmung der Punkte  $A_2$  auf der Insel und  $A_3$  am bosnischen Ufer fixirt. Durch die directe Messung der zwei auf der Insel ausgesteckten Basis-Linien  $A_2 C$  und  $A_2 D$  und durch Winkelmessungen wurden die genauen Distanzen der Punkte  $A_1$ ,  $A_2$  und  $A_3$  von einander gefunden.

Die durch den weiteren Verlauf der Arbeiten nothwendig gewordene Uebertragung und Bestimmung der Fixpunkte, sowie die Einmessung der Distanzpunkte für die Joche in den beiden Flussarmen wurden durch directe Messung mit stählernen Messbändern bewirkt.

Die Niveaupunkte wurden von einem an der Mersunja-Schleuse befindlichen Reperepunkte abgenommen, dessen Höhenlage von der Save-Ufer-Schutzbau-Leitung bestimmt war.

### Construction der Grundjoche.

Die allgemeine Anordnung der Grundjoche ist aus Taf. 3 ersichtlich.

Die Last des Brückenfeldes wird durch den Jochaufsatz auf 48 Piloten übertragen, welche in 4 Bündel zu je 12 Stück vertheilt sind. An diese schliessen sich an jeder Seite 6 Stück, zusammen 12 Stück schiefe Piloten unter  $\frac{1}{10}$  Neigung an, auf welche ebenfalls ein Theil der Last übertragen wird, deren Hauptbestimmung jedoch ist, den Grundjochen bei ihrer bis zu  $8^m$  betragenden Höhe in der Richtung der Brückenaxe den erforderlichen Grad der Stabilität zu geben. Ausserdem sind zur Formbildung des Joches 28 Piloten an den Enden (in 4 Gruppen à 7 vertheilt) und 12 Piloten in der Mitte des Doppelpfeilers (in 2 Gruppen zu je 6) erforderlich gewesen. Durch die an den Joch-Enden unter  $\frac{1}{6}$  geneigten schiefen Piloten ist in der zur Brückenaxe senkrechten Richtung die nöthige Stabilität erzielt.

Zwischen den oberen, glatt abgeschnittenen Piloten-Enden sind 2 Lagen sich kreuzender, mit einander verkämmteter Zangen eingelegt. Die untere Lage in der Richtung der Brückenaxe besteht aus zwei Paaren  $2\frac{0}{30}^{\text{cm}}$ , die obere Lage aus zweimal je drei  $2\frac{5}{30}^{\text{cm}}$  Balken, welche

durch 35 und 30<sup>mm</sup> starke Schraubenbolzen mit den Piloten verbunden sind. Die obere Zangenlage, deren obere Flucht 5<sup>cm</sup> über den Pilotenköpfen liegt, fasst überdies die schiefen Piloten an den Pfeiler-Enden, und ist auch mit den auf den seitlichen schiefen Piloten aufliegenden Kappschwelen verbunden. Durch diese Zangen sind die Piloten in ihrer gegenseitigen Lage fixirt.

Um eine möglichst gleichmässige Uebertragung des Druckes vom Jochaufsatze auf die Piloten zu erzielen, ist ein Rost, aus zwei Lagen senkrecht übereinander liegender Balken bestehend, auf die Pilotenköpfe glatt aufgelegt. Die Balken des Rostes sind zur Verhinderung einer Verschiebung untereinander und mit der oberen Zangenlage verkämmt. Der Rost bildet die Basis für den Jochaufsatz.

Zur Verhinderung der Vibration beim Befahren der Brücke erschien es wegen der bedeutenden freien Länge der Piloten noch geboten, eine tiefer liegende Verbindung derselben untereinander herzustellen. Diese sollte planmässig in analoger Weise wie die obere Zangenverbindung ausgeführt werden. Da jedoch die Piloten etwas ungleiche Dicke hatten und beim Eintreiben in den Grund nicht genau ihren planmässigen Standplatz einhielten, bekamen dieselben oft eine von der Verticalen abweichende Richtung, daher in der Höhe der unteren Verbindung die Grössen der Intervalle ungleich ausfielen. Um die schon belasteten Piloten durch Abarbeiten oder Ausschneidungen nicht zu schwächen, wurde eine andere Verbindungsweise gewählt, die jedem Joche angepasst und im Allgemeinen wie folgt angeordnet war:

Jedes Tragbündel wurde durch je 2 Balken in der Längs- und in der Querrichtung aussen umfasst, an den Kreuzungsstellen verkämmt und verschraubt und auf diese Weise ein Rahmen gebildet. Die Zwischenräume zwischen den Rahmenstücken und den Piloten wurden mit Holz ausgefüllt, um überall eine vollkommene Berührung der Constructionstheile zu erzielen, endlich in den Piloten-Intervallen 35<sup>mm</sup> dicke Schraubenbolzen durchgezogen und durch Anziehen der Muttern Rahmen, Piloten und Zwischenfüllung fest zusammengepresst. Auf diese Weise erhöhte gerade die Unregelmässigkeit der Pilotenstellung die Sicherheit gegen eine Bewegung einzelner Constructionsglieder.

Gegen herabtreibende Gegenstände bot eine Verschalung der Grundjochs von aussen mit 15<sup>cm</sup> starken Wasserruthen bis nahe zum Niederwasserstande den nöthigen Schutz.

Die Construction der Grundjochs ist in der allgemeinen Anordnung bei sämtlichen Pfeilern die gleiche und durchgehends in weichem Holz ausgeführt. Bei dem österreichischen Landjochs und dem Jochs Nr. VI

auf der Insel konnten die schiefen Piloten und die untere Jochverbindung gänzlich, bei dem Joche VII auf der Insel zur Hälfte entfallen, da das Terrain bis zur oberen Zangenverbindung reichte. Eine weitere Abweichung bestand darin, dass die Anzahl der Tragpiloten bei den Jochen II um 28, III um 20 und IV um 12 Stück über die normirte Zahl von 48 vermehrt werden musste, da die Piloten bei den letzten Schlägen noch merklich zogen.

Zur Beurtheilung der Tragfähigkeit der Pfähle wurde die Brix'sche Formel

$$P = \frac{1}{m} \frac{h Q^2 q}{e (Q + q)^2}$$

angewendet.

Es bedeutet hiebei:

*P* die dem Pfahle aufgebürdete Last, welche, bei einem Eigengewicht des Joches von 70.000<sup>kg</sup> und dem Gewichte der Hälfte eines Brückenfeldes sammt Nutzlast von 378.500<sup>kg</sup>, somit zusammen von 448.500<sup>kg</sup>, per Tragpilote bei den normalen Jochen 9400<sup>kg</sup>, beim Joche Nr. IV 7500<sup>kg</sup>, beim Joche Nr. III 6600<sup>kg</sup> und beim Joche Nr. II 5900<sup>kg</sup> beträgt;

*q* das Gewicht des Pfahles — bei den Jochen II, III, IV und V 1000<sup>kg</sup>, bei den übrigen Jochen 850<sup>kg</sup>;

*Q* das Gewicht des Rammklotzes — für die Rammen mit Dampfbetrieb, mit welchen die im Flusse stehenden Joche geschlagen wurden, 800 und 1000<sup>kg</sup> — für die Kunstrammen, mit welchen die Land- und Inseljoch geschlagen wurden, 600<sup>kg</sup>;

*h* die Fallhöhe des Rammklotzes — für die Dampfrahmen 3000 und für die Kunstrammen 7000<sup>mm</sup>;

*e* die Tiefe des Eindringens des Pfahles bei dem letzten Schlage in Millimetern;

*m* der Sicherheits-Coëfficient, für welchen als untere Grenze 4·0 festgesetzt war.

Die Eindringungstiefen bei den letzten Schlägen der Kunstrammen wechselten zwischen 10 und 30<sup>mm</sup>, bei jenen der Rammen mit Dampfbetrieb zwischen 10 und 40<sup>mm</sup>.

Die Brix'sche Formel gibt aus dem Mittel der Eindringungstiefen der Piloten je eines, und zwar des am wenigsten feststehenden Tragbündels per Pfeiler die nachstehenden Werte des Sicherheits-Coëfficienten *m*

Für das Joch	I	—	6·23	Für das Joch	VI	5·40
" "	"	II	—	5·16	" "	" VII 5·47
" "	"	III	—	5·52	" "	" VIII 4·48
" "	"	IV	—	5·40	" "	" IX 4·00
" "	"	V	—	4·50	" "	" X 5·76.

Mit Bezug auf Knickfestigkeit befindet sich das Joch Nr. V im ungünstigsten Verhältnisse, da dasselbe bei nahezu gleicher Höhe wie die Joche IV, III und II die geringste Anzahl von Tragpiloten besitzt.

Bei der Höhe der Piloten von 8<sup>m</sup> über den Flussgrund, einem mittleren Durchmesser von 30<sup>cm</sup> und einer zulässigen Inanspruchnahme des Materials von  $k = 45^{\text{kg}}$  per Quadrat-Centimeter, ist die zulässige Belastung

$$P = \frac{\pi}{4} k d^2 \frac{588 d^2}{l^2 + 588 d^2} = \frac{3 \cdot 14}{4} 45 \times 30^2 \frac{588 \times 30^2}{800^2 + 588 \times 30^2}$$

gleich 14.411<sup>kg</sup>, während die effectiv auf einer Pilote ruhende Last 9400<sup>kg</sup> beträgt.

Als weitere Verstärkung tritt überdies die untere Zangenverbindung auf, welche den Widerstand der Piloten gegenüber der Inanspruchnahme auf Knickfestigkeit bedeutend erhöht.

Zur Sicherung gegen Auskolkungen erhielten die Pfeiler im Hauptarme des Flusses Steinschüttungen; ferner die steilen Uferböschungen der Landpfeiler und des Inseljoches Nr. VI zum Schutze gegen Unterwaschungen eine Pflasterung.

### Construction der Jochaufsätze.

Bei der Construction der Jochaufsätze (Taf. 3) musste das Hauptaugenmerk darauf gerichtet werden, denselben ausser der erforderlichen Tragfähigkeit einen hohen Grad von Stabilität und Steifigkeit zu verleihen. Sollten die Jochaufsätze den auf sie einwirkenden Kräften — namentlich jenen in der Richtung der Brückenaxe beim Befahren der Brücke oder bei Bewegungen in der Eisen-Construction der Brückenfelder in Folge von Temperaturswechsel — Widerstand leisten, so musste dies durch eine Anordnung geschehen, welche die volle Gewähr in die Jochaufsätze selbst übertrug, da diese einfach auf die Plattform der Grundjoches ohne feste Verbindung mit diesen aufgestellt sind. Entsprechend den in den Grundjochen befindlichen viermal 12 Piloten der Tragbündel, sind ebensoviele  $\frac{30}{55}^{\text{cm}}$  Säulen über denselben angeordnet, welche auf dem Roste der Grundjoches stehen und so lang sind, dass damit die erforderliche Höhe des Pfeilers erreicht wird. In den Zwischenräumen der oberen und der unteren Enden dieser Säulen befinden sich in der Richtung der Brückenaxe je zwei Zangen, welche je zwei solche Tragbündel miteinander verbinden. Parallel zu diesen sind auswärts zunächst der obern Enden je zwei Kappschwellen angeordnet, gegen welche sich die seitlichen Streben stützen. Diese Zangen und Kappschwellen — durch 30<sup>mm</sup> starke Bolzen mit den Säulen verschraubt — reichen mit

ihrer Flucht nach ab- und aufwärts 5<sup>cm</sup> über die Flucht der Schnittflächen der Säulen, wobei es möglich ist, durch abwechslungsweise Verkämmung mit der Balkenlage des Rostes des Grundjoches und des auf den Tragsäulen aufliegenden oberen Rostes, jede Verschiebung der Bestandtheile zu verhindern. Man hatte es vermieden, an den Enden der Säulen Zapfen anzuarbeiten, um den Druck sicher auf die volle Fläche des Säulenquerschnittes zu vertheilen.

Zur Erzielung der Stabilität des Aufsatzes in der Längsrichtung der Pfeiler ist jedes Tragbündel correspondirend den 4 Säulen, durch je 4 Streben nach jeder Seite gestützt. Da auch diese Streben ohne Zapfen angearbeitet sind, so wurden deren Enden mit eisernen Bändern und Schraubenbolzen fixirt. In den Zwischenräumen der Säulen sind in halber Höhe in der Längsrichtung der Pfeiler je drei Zangen angeordnet, welche je zwei Tragbündel und die dazu gehörigen Streben fassen und mit Hilfe der 30<sup>mm</sup> starken Schraubenbolzen verbinden.

Zur Erzielung der Stabilität des Aufsatzes in der Richtung der Brückenaxe sind zur Versteifung von je zwei Tragbündel gegeneinander in den Intervallen zwischen den Säulen je zwei Paar Andreaskreuze eingelegt, welche mit den Säulen durch 30<sup>mm</sup> starke Bolzen verschraubt sind. Da die Stabilität der Aufsätze in der Richtung der Brückenaxe hiedurch nicht genügend erzielt worden wäre, wurden an den Aussen-seiten der Tragbündel und in den Intervallen zwischen den Säulen, für einen Aufsatz eines Pfeilers je sechs (zusammen 24) Stück eiserne, 100<sup>mm</sup> breite und 10<sup>mm</sup> dicke, wie die Andreaskreuze angeordnete Zugbänder eingelegt, für welche in diesen Nuthen ausgearbeitet waren. Die Enden der Zugbänder waren als Schraubenspindeln geformt und reichten durch die an der Aussenflucht der Tragbündel versetzten schmied-eisernen Schuhe. (Taf. 3.) Hier konnten die Zugbänder mit Schraubenmuttern gefasst und gespannt werden.

Um das Hereindrücken der Säulen-Enden, gegen welche sich die eisernen Schuhe pressten, beim Auftreten eines grossen Zuges in den Zugbändern zu verhindern, wurden die Intervalle der Säulen in der Richtung dieser Bänder, und in der Form, wie sich die Ansicht der Andreaskreuze in den Säulenintervallen darstellt, mit Holzstücken ausgefüllt, wodurch der Druck auf alle Säulen übertragen wurde. Diese Ausfüllung fand ihre Fortsetzung in Kreuzen, welche in den Zwischenraum zwischen den Tragbündeln an und zwischen den Andreaskreuzen in der verticalen Ansicht mit diesen übereinstimmend angeordnet waren, und welche sich mit ihren Enden gegen die Säulen und verticalen Stützen stemmten, die ihrerseits wieder sich nach abwärts auf die untere

Balkenlage des Rostes des Grundjoches, nach aufwärts gegen die obere Balkenlage des Rostes auf den Tragsäulen stützten. Auf die Tragbündel kam zur Vertheilung des Druckes auf die Säulen ein Rost aus einer doppelten Lage gekreuzter, unter sich und nach unten mit den Zangen verkämmter Balken, auf welchen Keile von mächtigen Dimensionen lagen, die als unmittelbare Unterlage der eisernen Brückenfelder dienten. Die Construction der Jochaufsätze blieb bei allen Jochen die gleiche, nur waren die Tragsäulen der Joche I, VI und VII um  $1.11^m$  kürzer gehalten als die der übrigen Joche, weil die örtliche Lage das höhere Aufsetzen gestattete.

Die Unterlagskeile und die obere Balkenlage des Rostes auf den Tragsäulen sind aus Eichenholz, alle übrigen Theile der Jochaufsätze aus weichem Holz ausgeführt.

Die Berechnung der Widerstandsfähigkeit der Tragsäulen ohne Berücksichtigung der Verbindung derselben unter einander gegen Beanspruchung auf Knickfestigkeit ergibt, dass die zulässige Belastung  $P$  einer Säule bei  $k = 45^{kg}$ ,  $b = 35^{cm}$ ,  $a = 30^{cm}$ ,  $l = 574^{cm}$ ,

$$P = k a b \frac{383 a^2}{l^2 + 383 a^2} = 45 \times 30 \times 35 \frac{383 \times 30^2}{574^2 + 383 \times 30^2} = 23.625^{kg}$$

ist, während die thatsächliche Belastung nur  $7800^{kg}$  beträgt.

### Construction der Montirungsgerüste.

Abgesehen von verschiedenen geringfügigen Abweichungen in den Detail-Anordnungen, war die Construction derselben (Taf. 5) folgende:

Zwischen je zwei Tragjochen eines Brückenfeldes wurden drei Zwischenjoche eingebaut, welche aus einem Grundjoch und einem Aufsatze bestanden. Auf diesen ruhten die durch Sprengwerke unterstützten Streckbalken, welche direct den Pfostenbelag trugen. In derselben Weise war das Gerüst des Zwischenraumes zwischen je zwei Tragjochen angeordnet. Nur beim zweiten Brückenfelde musste von dieser Anordnung abgewichen und konnten nur zwei Hilfsjoche geschlagen werden, um für die Durchfahrt der Schiffe die erforderliche Breite von  $30^m$  zu erhalten, was eine besondere Construction der Träger bedingte. Die Breite der Pfostendecke des Montirungsgerüsts betrug  $11.00^m$ , so dass beiderseits der eisernen Fachwerks-Träger noch ein Raum von  $1.80^m$  zur Communication und zum Material-Transport diente.

Die Grundjocher der Montirungsgerüste bestanden, nach Fig. 5, Taf. 5, aus 20 Piloten, von denen die eigentlichen Tragpiloten in zwei Reihen geschlagen und am Jochschweller derart zusammengezogen wurden,

dass sie eine Neigung von  $\frac{1}{10}$  bekamen. Zur Befestigung des Jochschwellers erhielten die Enden der Piloten Ausschnitte, auf deren Absätzen die Schweller aufruhon und mit dem vorstehenden Blatte durch Bolzen verschraubt sind.

Der Aufsatz bestand aus Säulen, welche entsprechend der Stellung der Piloten aufgestellt und mit der Jochschwelle und der obenauf liegenden Kappschwelle verzapft waren. Zur Versteifung des Aufsatzes dienten zwei Paar gekreuzte Streben, an den Kreuzungsstellen der Säulen mit diesen leicht überschritten und mit Schraubenbolzen befestigt.

Die Streckbalken ruhten mittelst Sattelhölzern auf der Kappschwelle des Aufsatzes. Je zwei derselben kamen unmittelbar unter den Gurt der Eisen-Construction zu liegen. Zur Unterstützung der Streckbalken eines Feldes waren 4 Sprengwerke angeordnet, welche sich unmittelbar unter den 4 Streckbalken für die Eisengurten befanden.

Auf den Enden des Spannriegels lagen Unterzüge, welche über die ganze Breite des Gerüstes reichten und den übrigen Streckbalken Unterstützung gewährten. Der Spannriegel war mit den Streckbalken durch Schrauben verbunden, welche durch die Unterzüge und das in der Mitte eingelegte Füllstück durchgingen. Die Streben stützten sich mit ihren unteren Enden gegen die Säulen und gegen kleine Aufsätze, welche auf den Piloten aufstehend, mit den Säulen verschraubt waren.

Dadurch, dass die Streckbalken ober den Sprengwerken etwas näher aneinander lagen, als die Entfernung der Säulen, wurde erzielt, dass die Streben der Sprengwerke paarweise eine Neigung nach oben und gegen einander erhielten, was die Stabilität des Gerüstes gegen Seitenschwankungen vermehrte.

Die statischen Verhältnisse des currenten Montirungsgerüstes ergeben sich, wenn die Oeffnung zwischen je zweien der Haupttragjoche (im Lichten  $15.51^m$  weit, also grösser als die  $14^m$  betragende Spannung der anderen Felder) in Betracht gezogen wird, wie folgt:

	per laufendes Meter
Eigenlast des Pfostenbelages . . . . .	595 <sup>kg</sup>
Eigenlast des Streckbalkens . . . . .	486 <sup>kg</sup>
Monteure und Werkzeuge . . . . .	250 <sup>kg</sup>
	zusammen 1331 <sup>kg</sup>

demnach per Längenmeter für einen der 9 Streckbalken durchschnittlich  $\frac{1331}{9} = 148$  oder rund  $150^{kg}$ . Hiezu kommt für die unter den Eisengurten angeordneten Balken noch je ein Viertel des Gewichtes der Eisen-Construction, demnach per Längenmeter  $\frac{320.000}{4 \times 80} = 1000^{kg}$  und ein Viertel

des Obergerüstes, dessen Gesamtlast nahezu gleich dem Gewichte des Bohlenbelages mit rund  $600^{\text{kg}}$ , somit  $150^{\text{kg}}$  per Längenmeter eines Streckbalkens angenommen werden kann. Die Gesamtlast auf einen  $15.51^{\text{m}}$  langen Streckbalken beträgt somit  $15.51 (150 + 1000 + 150) = 20.163^{\text{kg}}$ .

Da die Unterzüge in den Drittelpunkten angeordnet waren, so sind unter Annahme einer gleichförmigen Belastung (die allerdings nicht strenge vorhanden ist) die Momente ober den Unterstützungen

$$0.1 \times \frac{20.163}{3} \times \frac{15.51}{3} = 347.476^{\text{kg.cm}},$$

welchen bei dem Querschnitte  $30/30^{\text{cm}}$  eine Material-Beanspruchung von  $\frac{347.476 \times 6}{30^3} = 77^{\text{kg}}$  per Quadrat-Centimeter entspricht.

Für die auf den Sprengwerken aufliegenden Unterzüge ist der über diese vorgestreckte Theil, welcher durch den Randbalken belastet wird, massgebend, da in dem entsprechenden Theile des Gerüstes die Material-Transporte stattfanden. Es erscheint daher angemessen, die Rechnungs-Belastung des Randbalkens für die Unterzüge zu verdoppeln, so dass per Meter  $2 \times 150 = 300^{\text{kg}}$  angenommen werden. Der Druck auf einen Unterzug ergibt sich dann mit Rücksicht auf die Continuität des Randbalkens mit  $1.1 \times 5.17 \times 300 = 1706^{\text{kg}}$ , und bei einer Verstreckung von  $1.50^{\text{m}}$  ein Moment von  $150 \times 1706 = 205.900^{\text{kg.cm}}$ , woraus bei einem Querschnitte von  $25/25^{\text{cm}}$  eine Beanspruchung von  $\frac{205.900 \times 6}{25^3} = 79^{\text{kg}}$  per Quadrat-Centimeter resultirt.

Die von den Unterzügen auf die Sprengwerke übertragene Last ergibt sich mit  $1.1 \times 5.17 (4 \times 1150 + 9 \times 150) 2 = 67.675^{\text{kg}}$ , wonach am Kopfe einer jeden Strebe eine Belastung von  $\frac{67.675^{\text{kg}}}{8} = 8460^{\text{kg}}$  im Mittel wirkt. Die Streben sind nahezu unter  $45^\circ$  geneigt, daher in der Strebe ein Druck von  $\frac{8460}{0.7071} = 11.844^{\text{kg}}$  auftritt, wodurch bei dem Querschnitte von  $28/28^{\text{cm}}$ ,  $15.1^{\text{kg}}$  per Quadrat-Centimeter entfallen, oder mit Rücksicht auf das Einknicken bei einer Strebenlänge von  $7.30^{\text{m}}$  eine Maximal-Faserpressung von  $15.1 \left( \frac{730^2 + 383 \times 28^3}{383 \times 28^2} \right) = 15.1 \times 2.8 = 42^{\text{kg}}$ .

Die Belastung der am meisten in Anspruch genommenen Piloten der Grundjoche, nämlich der unter den Sprengwerken befindlichen, betrug  $14.00 (4 \times 1150 + 4 \times 150) = 72.800^{\text{kg}}$  mehr dem durch die Unterzüge übertragenen Druck  $2 \times 1.1 \times \frac{14.00}{3} \times 150 = 1540^{\text{kg}}$  mehr dem Eigen-

gewichte der Sprengwerke und Aufsätze von  $8000^{\text{kg}}$  zusammen  $82.340^{\text{kg}}$ , welche sich auf 12 Piloten vertheilten, demnach eine rund mit  $6860^{\text{kg}}$  belastet war.

Nachdem die  $25^{\text{cm}}$  starken Piloten bei den Jochen im österreichischen Flussarme mit Hoyern von  $800^{\text{kg}}$  Gewicht und  $3^{\text{m}}$  Fallhöhe geschlagen wurden, und bei den letzten Schlägen bis  $30^{\text{mm}}$  tief eindringen, war bei der vorstehenden Belastung der Sicherheitsgrad

$$m = \frac{3000 \times 800^2 \times 500}{30 (800 + 500)^2 6860} = 2.75.$$

In Wirklichkeit standen jedoch diese Piloten nach erfolgter Belastung nicht vollkommen fest, sondern senkten sich während der Montirung, auf welche übrigens diese Bewegung keinen nachtheiligen Einfluss ausübte, bei einzelnen Jochen um ungefähr  $15^{\text{cm}}$ . Die Joche im bosnischen Flussarm, welche nur mit Zugrammen von  $400^{\text{kg}}$  Hoyergewicht geschlagen worden waren, zeigten keine Bewegung, was nur dem Umstand zugeschrieben werden kann, dass die Piloten in sandigem, im österreichischen Arme in Lehm Boden stacken.

Zur Herstellung des Montirungsgerüsts über die für die Schifffahrt erforderliche Durchfahrts-Oeffnung von  $30^{\text{m}}$  Breite, war, wie schon erwähnt, eine besondere Construction erforderlich. Für die Wahl der aus Holz und Eisen combinirten, parabelartigen Träger war der Umstand massgebend, dass die Prager Eisenindustrie-Gesellschaft die hiezu erforderlichen Eisenbestandtheile besass, welche schon bei der Montirung der Wiener Donaucanal-Brücke der Donau-Uferbahn bei Nussdorf in Verwendung gestanden sein sollen.

Die Detail-Ausführung (Taf. 6, Fig. 6 und Taf. 5, Fig. 5) war folgende:

Die zwei Joche, auf welchen das Gerüst auflag, bestanden wie die übrigen aus Grundjochen und Jochaufsätzen.

Die Grundjoch, in der allgemeinen Anordnung gleich den übrigen Gerüstjochen, mussten, der grösseren Belastung wegen, und weil der Boden beim Eintreiben der Piloten eine auffallend geringere Widerstandsfähigkeit als an anderen Punkten zeigte, eine grössere Anzahl Piloten erhalten.

Ein Joch erhielt somit 34 Piloten; auf 24 derselben vertheilte sich die durch die Parabelträger und Sprengwerke übertragene Hauptlast des Montirungsgerüsts. Der Jochschweller war in gleicher Weise wie bei den anderen Gerüstjochen mit den Piloten verbunden, nur bestand derselbe aus zwei nebeneinander liegenden, mit einander verschraubten Balken, auf welche ein doppelter Jochaufsatz zu stehen kam,

dessen Construction, bis auf eine grössere Anzahl von Säulen, jenen der gewöhnlichen Jochaufsätze der Gerüste gleich war.

Da gegen die beiden Gerüstjoche von den Sprengwerken ein Horizontalschub von je  $8000^{\text{kg}}$  ausgeübt wird, musste eine Verbindung jener mit den Haupttragjochen hergestellt werden. Diese geschah durch je zwei  $20^{\text{cm}}$  Rundhölzer, deren Befestigung durch Ketten bewirkt wurde, welche durch eingelegte Keile die erforderliche Spannung erhielten.

Die Parabelträger, durch welche die zwischen den beiden Jochen befindliche Oeffnung überbrückt wurde, und welche das gesammte Montirungsgerüst dieses Intervalles trugen, bestanden aus hölzernen Obergurten und eisernen genieteten Untergurten.

Die Knotenpunkte des Obergurtes lagen in einer Parabel von  $30^{\text{m}}$  Sehnenlänge und  $4^{\text{m}}$  Scheitelhöhe. Die Knotenpunkte markirten in der Construction 6 Fächer von je  $5^{\text{m}}$  Weite. Eiserner Hängstangen, Taf. 6, Fig. 7, welche den Untergurt trugen, gingen durch die Knotenpunkte hindurch. Neben den Stangen waren paarweise hölzerne Säulen zwischen Ober- und Untergurt eingespannt. Der Obergurt stützte sich an den Auflagern des Untergurtes gegen dessen nach aufwärts gekrümmte Enden, Taf. 6, Fig. 8. Zwischen den Hängstangen waren beiderseits Diagonal-Zugstangen paarweise angeordnet, um den auftretenden Kräften bei ungleichmässiger Belastung der Construction entgegenzuwirken.

Den Untergurten wurde bei der Aufstellung eine Aufsprengung von  $50^{\text{mm}}$  gegeben, welche jedoch durch die Einwirkung des Eigengewichtes des Gerüsts verschwand. An den Knotenpunkten, unmittelbar an die Hängstangen anschliessend, wurden zur Herstellung der Gerüstdecke quer über die beiden Untergurten Bündel von vier  $\frac{25}{30}^{\text{cm}}$  Balken gelegt, Taf. 6, Fig. 6 und 9, von denen die beiden oben befindlichen mit ihren Enden um  $1.80^{\text{m}}$  über die Träger consolartig hinausragten, um hiedurch die für die Communication während der Montirung erforderliche Breite des Gerüsts zu erzielen. Auf dieser zweiten Balkenlage ruhten die Streckbalken, welche den Pfostenbelag trugen.

Nach einwärts wurden die beiden Träger durch Streben abgesteift und zur Vermehrung der Stabilität gegen Seitenschwankungen zwischen den auf den Untergurten aufliegenden Balken hölzerne, kreuzweise angeordnete Windverstreben angebracht.

Die statischen Verhältnisse der Construction ergeben sich wie folgt:

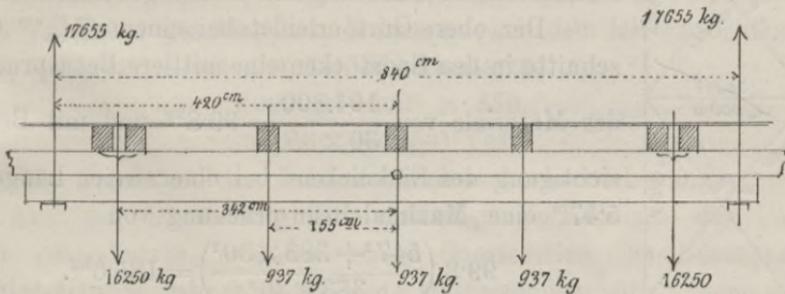
Die Einheits-Belastungen entsprechen den beim currenten Gerüste bereits ermittelten. Es entfällt sonach auf einen unter den Hauptträgern der Eisen-Construction zwischen zwei Querträgern liegenden Streckbalkentheil von  $5^{\text{m}}$  Länge eine Belastung von  $5 \times 1300 = 6500^{\text{kg}}$ .

Da die kürzesten Streckbalken über zwei Felder reichen, so wird das Maximalmoment  $0.125 \times 6500 \times 500 = 406.250 \text{ kg}\cdot\text{cm}$ , woraus bei einem Querschnitte von  $\frac{25}{30} \text{ cm}$  eine Beanspruchung des Materials von  $\frac{406.250 \times 6}{25 \times 30^2} = 109 \text{ kg}$  per Quadrat-Centimeter resultirt.

Die auf den Untergurten aufliegenden, aus 4 Balken bestehenden Querträger werden, ohne Berücksichtigung der consolenartig über die Träger vorspringenden Enden derselben, von 4 Streckbalken unter den Gurten der Eisen-Construction und 3 die Pfostendecke tragenden Streckbalken belastet. Bei dem Umstande, als die zwei Streckbalken unter den Gurten Maximal-Stützendrücke von zusammen  $2 \times 1.25 \times 6500 = 16.250 \text{ kg}$ , die drei anderen bei einer Belastung von  $5 \times 150 = 750 \text{ kg}$  je Maximal-Stützendrücke von  $1.25 \times 750 = 937 \text{ kg}$  hervorbringen, ergibt sich mit Bezug darauf (Fig. 2) das Angriffsmoment in der Mitte

$$17.655 \times 420 - 16.250 \times 342 - 937 \times 155 = 1,712.365 \text{ kg}\cdot\text{cm}.$$

Fig. 2.



Hiezu kömmt noch das aus dem Eigengewicht der 4 Balken des Querträgers für die Mitte resultirende Angriffsmoment mit

$$\frac{840}{8} \times (4 \times 8.40 \times 0.25 \times 0.30 \times 600) = 158.760 \text{ kg}\cdot\text{cm},$$

sonach die Summe beider mit  $1,871.125 \text{ kg}\cdot\text{cm}$ , woraus eine Beanspruchung von  $\frac{1,871.125 \times 6}{4 \times 25 \times 30^2} = 125 \text{ kg}$  resultirt.

Auf jeden Knotenpunkt der beiden Parabelträger entfällt im Mittel nachfolgende Belastung:

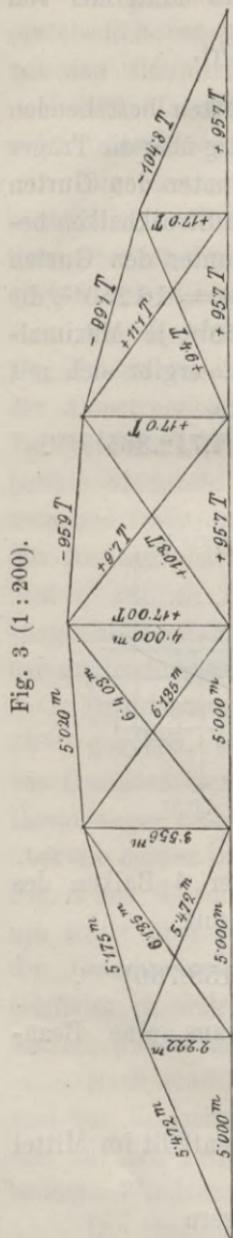
Durch die Streckbalken zwischen den beiden Trägern

$$\frac{1}{2} 5 (4 \times 1300 + 3 \times 150) = 14.125 \text{ kg},$$

durch die Randbalken  $5 (150 + \frac{2}{3} 150) = 1250 \text{ kg}$ , durch das halbe Eigengewicht eines Querträgers

$$(4 \times 4.20 + 2 \times 2.50) 0.25 \times 0.30 \times 600 = 981 \text{ kg}$$

und endlich durch den für ein Feld entfallenden Theil des Eigengewichtes des Trägers mit 977<sup>kg</sup>, somit im Ganzen 17.333<sup>kg</sup> oder rund 17.000<sup>kg</sup>, von denen 5000<sup>kg</sup> als Constructions-, 12.000<sup>kg</sup> als Nutzlast angenommen werden können. Hieraus ergibt sich durch eine Momenten-Rechnung bei angenommener totaler Belastung im ersten Rahmenstücke des Obergurtes der Maximaldruck von 104·8 Tonnen, welcher gegen die Mitte bis auf 95·9 Tonnen abnimmt. Die auf die ganze Länge des Untergurtes constant bleibende Spannung beträgt 95·7 Tonnen; die Hängstangen sind mit 17 Tonnen belastet. Die Diagonal-Zugstangen treten erst bei partieller Belastung in Thätigkeit, und sind in der nebenstehenden Fig. 3 die auftretenden Maximal-Spannungen eingeschrieben, wobei sowohl auf eine von einer Seite fortschreitende unsymmetrische, als auch auf eine nach beiden Seiten symmetrische, zur Mitte fortschreitende Belastung Rücksicht genommen wurde.



Der obere Gurt erleidet bei einem  $\frac{30}{35}$  cm Querschnitte in den Endstücken eine mittlere Beanspruchung des Materials von  $\frac{104.800}{30 \times 35} = 99\cdot8^{kg}$  und mit Berücksichtigung des Einknickens bei einer freien Länge von 5·47<sup>m</sup> eine Maximal-Beanspruchung von  $99\cdot8 \left( \frac{547^2 + 383 \times 30^2}{383 \times 30^2} \right) = 185\cdot6^{kg}$ .

Der nutzbare Querschnitt des genieteten schmied-eisernen Untergurtes beträgt 70·56<sup>cm</sup>, daher eine Maximal - Beanspruchung von  $\frac{95.700}{70\cdot56} = 1356^{kg}$  per Quadrat-Centimeter.

Für die Hängstangen, im Schaft 50<sup>mm</sup>, im Gewinde 45<sup>mm</sup> stark, beträgt bei einer Belastung von 17.000<sup>kg</sup> und einem nutzbaren Querschnitte von 15·9<sup>cm</sup> die Beanspruchung  $\frac{17.000}{15\cdot9} = 1069^{kg}$  per Quadrat-Centimeter, während auf die Diagonal-Zugstangen, bei 25<sup>mm</sup> Schaft- und 22<sup>mm</sup> Gewind-Durchmesser, eine Maximal-Spannung von 11.100<sup>kg</sup> und einem nutzbaren Querschnitte von  $3\cdot8^{cm} \cdot \frac{11.100}{2 \times 3\cdot8} = 1469^{kg}$  per Quadrat-Centimeter entfällt.

Maximal-Spannung von 11.100<sup>kg</sup> und einem nutzbaren Querschnitte von  $3\cdot8^{cm} \cdot \frac{11.100}{2 \times 3\cdot8} = 1469^{kg}$  per Quadrat-Centimeter entfällt.

An der Vereinigungsstelle des Unter- und Obergurtes wird durch das Endstück des letzteren ein horizontaler Druck von der Grösse der im Untergurt herrschenden Spannung ( $95.700^{\text{kg}}$ ) ausgeübt, welchem an dieser Stelle Widerstand geleistet werden muss. Dies geschah durch die in Taf. 6, Fig. 9 getroffene Anordnung. Hier können die im Durchmesser  $22^{\text{mm}}$  starken Niete des Schuhs mit höchstens  $900^{\text{kg}}$  per Quadrat-Centimeter in Anspruch genommen werden.

Die Belastung der Tragpiloten der beiden Joche, auf denen die Parabelträger aufliegen, ergibt sich nach folgendem Calcül:

Die Gesamtlast der beiden Träger sammt der von ihnen getragenen Constructions- und Nutzlast für sechs Felder beträgt  $204.000^{\text{kg}}$ ; die von den beiden anschliessenden Gerüsttheilen durch die Streckbalken unter der Eisen-Construction und die Sprengwerke übertragene Last  $72.800^{\text{kg}}$ ; das Gewicht der beiden Aufsätze  $30.000^{\text{kg}}$ , somit zusammen  $306.800^{\text{kg}}$ , welche sich auf 48 Piloten vertheilen. Jede derselben war also im Mittel mit  $6392$  oder rund  $6400^{\text{kg}}$  belastet.

Die  $30^{\text{cm}}$  starken Piloten wurden mit Hoyern von  $1000^{\text{kg}}$  Gewicht und  $3^{\text{m}}$  Fallhöhe geschlagen und drangen bei den letzten Schlägen im Mittel  $35^{\text{mm}}$  ein, somit war der Sicherheitsgrad

$$m = \frac{3000 \times 1000^2 \times 850}{35 (1000 + 850)^2 6400} = 3.33.$$

Eine Setzung dieser Piloten ist nicht beobachtet worden.

Aus der Darstellung der statischen Verhältnisse der Parabelträger geht hervor, dass bei dieser Construction eine Beanspruchung des Materials in sehr hohem Grade stattgefunden hätte, wenn bei der auf diesem Gerüste ausgeführten Montirung des Brückenfeldes nicht durch die Art des Vorganges hiebei die Träger möglichst wenig und nur kurze Zeit hindurch belastet worden wären.

Ein weiterer grosser Nachtheil dieser Construction war die geringe Seitensteifigkeit; es musste daher durch eine grosse Anzahl provisorischer Stützen und Verbindung des hölzernen Obergurtes der Träger durch Ketten mit dem Untergurt des Brückenfeldes, den auftretenden Verdrehungen und Bewegungen Einhalt gethan werden.

## Construction der Brückenfelder.

### Allgemeine Anordnung.

Die Schifffahrt auf der Save bedingte eine hohe Lage der Brücken-Unterkante. Die Anlage der Zufahrt verlangte dagegen möglichst niedere Lage der Fahrbahn. Es war daher beim Entwurfe der eisernen Brückenfelder der Constructions-Typus „Bahn unten“ festzuhalten.

Die beiden Hauptträger eines Feldes mussten einen so grossen Abstand erhalten, dass den wechselnden Eisenbahn- und Wagenverkehrs-Anforderungen volle Rechnung getragen wird. Da der Wagenverkehr zumeist ausserhalb des Eisenbahn-Geleises zu beiden Seiten desselben stattzufinden hat, ergibt sich bei Annahme einer minimalen Fahrbahn-Breite von  $2 \cdot 40^m$  für ein Fuhrwerk, eine minimale Lichtweite der Brücke mit  $2 \times 2 \cdot 40 + 1 \cdot 50 = 6 \cdot 30^m$ , welche zwischen den Endständern angenommen wurde. Für den Eisenbahn-Verkehr allein würde eine Lichtweite von  $4 \cdot 00^m$  genügt haben, bei zweigeleisiger Anlage eine solche von  $7 \cdot 50^m$  erforderlich gewesen sein.

Die Stützweite der Hauptträger war mit  $80^m$  fixirt, die Trägerhöhe von Aussenkante zu Aussenkante der Gurtwinkel mit  $9 \cdot 00^m$ , d. i. nahezu  $\frac{1}{9}$  der Stützweite.

Die Füllungsglieder entsprechen einem doppelten Fachwerk-Systeme mit gedrückten Verticalständern und gezogenen Diagonalbändern.

Die Projectirung geschah durchaus mit Rücksicht auf die definitive Auflagerung der Träger und wurden für die Ausführung dann überdies noch jene Massnahmen angeordnet, welche in Folge der provisorischen Auflagerung sich noch als nothwendig ergaben. Die Fachweite für ein System wurde mit  $8^m$  angenommen, so dass je zwei aufeinander folgende Verticalständer einen Abstand von  $4^m$  besitzen. Den Verticalständern entspricht die Anordnung der Querträger, welche ihrerseits die Last der Wagen-Fahrbahnen vermittelt der Streckbalken direct, jene des Eisenbahn-Geleises jedoch durch Vermittlung von Schwellenträgern aufnehmen. Den Verticalständern entspricht auch die Anordnung der oberen Querverbindung.

Endlich ist noch in der Horizontalebene des Obergurtes eine obere, und in jener des Untergurtes eine untere Windverspannung angeordnet.

In Folgendem werden die statischen und die Constructions-Verhältnisse aller Theile der Eisen-Construction dargelegt; dieselbe ist auf Taf. 4 dargestellt.

#### a) Schwellenträger.

Das auf einen Schwellenträger entfallende Fahrbahn-Gewicht, einschliesslich des Eigengewichtes des Trägers, ergibt sich mit  $1800^{kg}$ .

Als mobile Last ist eine 4achsige Locomotive von  $1 \cdot 20^m$  Radstand und  $6500^{kg}$  Raddruck angenommen, deren ungünstigste Position in nebenstehender Skizze (Fig. 4) angegeben ist; der Auflagerdruck wird

$$D = \frac{1}{4.0} [5650 (3.5 + 1.5 + 0.5) + 6950 \times 2.5] = 12.112 \text{ kg,}$$

linkerseits und das hiebei resultirende Angriffsmoment für den gefährlichen Querschnitt ist =  $12.112 \times 150 - 5650 \times 100 = 1,251.800 \text{ kg.cm.}$

Die Vertheilung der Raddrücke auf die Querswellen ist nach dem Hebelgesetze angenommen; das proportionale Eigengewicht ist zugeschlagen.

Der Querschnittsmodul des angenommenen Schwellenträger-Querschnittes resultirt mit

$$\frac{2}{12.60} [19 (60^3 - 58^3) + 3 (58^3 - 42^3) + 1.42^3 - 3 (52^3 - 48^3)] = 2066 \text{ cm}^3$$

und hiemit eine Maximal-Faserspannung von  $\frac{1,251.800}{2066} = 606 \text{ kg}$  per Quadrat-Centimeter.

In ihrer Längenmitte sind die beiden Schwellenträger durch eine aus zwei Winkeleisen vom Kaliber 80 . 80 . 8<sup>mm</sup> gebildete, mittelst trapezförmiger Knotenbleche und Anschlusswinkel befestigte Querverbindung gegen einander abgesteift.

Die Verbindung der Schwellenträger mit den Querträgern erfolgt durch je zwei 80 . 80 . 10<sup>mm</sup> Anschlusswinkel. Die auf den Querträger zu übertragende Maximal-Vertikalkraft (Fig. 5) von = 12.875<sup>kg</sup> wird von 10 Schnitten 20<sup>mm</sup> Nieten, somit 31.4<sup>cm</sup> Niet-Querschnitt aufgenommen, die Befestigungsnieten werden daher mit  $\frac{12.875}{31.4} = 410 \text{ kg}$  per Quadrat-Centimeter beansprucht.

Die Nietentheilung für die Gurtwinkelnieten ist mit 100<sup>mm</sup> durchgeführt; nach Laissle und Schübler („Bau der Brückenträger“, 1871, I. Theil, Gleichung 164) wäre die Maximal-Nietentheilung

$$D_1 = 1.25 \cdot \text{C} \cdot \frac{2.5}{3} \cdot \frac{d^2 \pi}{4}$$

wobei C die Beanspruchung der Niete per Quadrat-Centimeter,

Fig. 4.

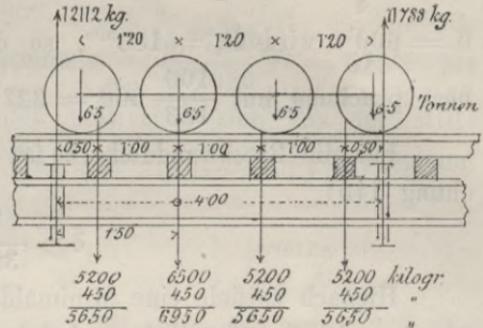
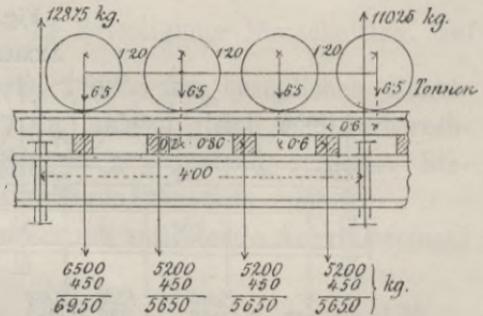


Fig. 5.



$\delta$  die Distanz der Mittelpunkte von Zug und Druck des Gurtes (im vorliegenden Falle  $50^{\text{cm}}$ ),

$\mathfrak{B}$  die Maximal-Transversalkraft =  $12.875^{\text{kg}}$ ,

$\frac{d^2 \pi}{4}$  der Querschnitt eines Nietbolzens =  $3.14^{\text{cm}^2}$  ist. Bei

$\sigma = 600^{\text{kg}}$  wird  $D_1 = 183^{\text{mm}}$ , so dass die factisch auftretende Nietbeanspruchung nur  $\frac{100}{183} 600 = 327^{\text{kg}}$  per Quadrat-Centimeter beträgt.

Für die Blechwanddicke  $\delta$  ist nach Laissle und Schübler (Gleichung 145)

$$\delta \geq \frac{1}{350} \frac{\mathfrak{B}}{\delta'}$$

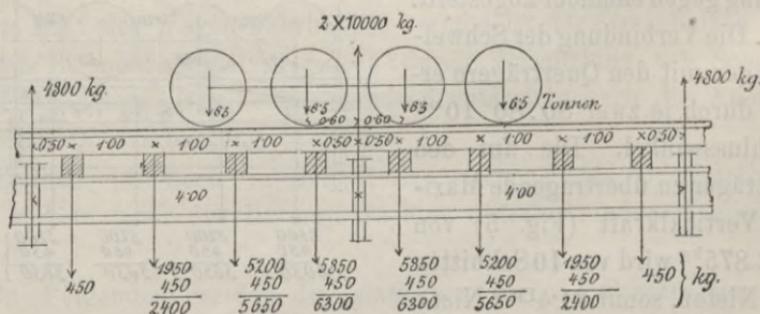
Hienach entfiel eine Minimaldicke  $\delta = 7^{\text{mm}}$ , während eine solche von  $\delta = 10^{\text{mm}}$  ausgeführt erscheint.

b) Querträger.

Die für einen Querträger ungünstigste Stellung der Locomotive ist in nebenstehender Fig. 6 skizzirt. Es werden hiebei auf den Querträger folgende Drücke übertragen, und zwar:

$$\frac{2}{4.0} (6300 \times 3.5 + 5650 \times 2.5 + 2400 \times 1.5 + 450 \times 0.5) = 20.000^{\text{kg}}$$

Fig. 6.



Jeder der Strassenfahrbahn-Streckbalken überträgt an Constructions-last rund  $450^{\text{kg}}$ ; das Maximal-Angriffsmoment wird sonach zwischen den Punkten  $a$  und  $b$ , Fig. 7,

$$21.350 \times 225 - 3 \times 450 \times 140 = 4,664.750^{\text{kg.cm}};$$

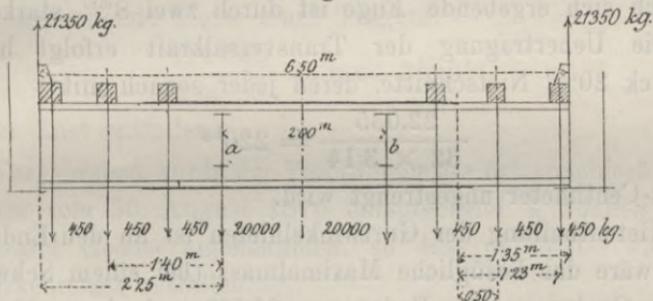
hiez u das Moment des Eigengewichtes (im Ganzen  $1370^{\text{kg}}$ ), für die Mitte  $\frac{1370 \times 650}{8} = 111.312^{\text{kg.cm}}$ , daher das Gesamtmoment  $4,776.062^{\text{kg.cm}}$  beträgt.

Der Querschnittsmodul des angenommenen Querträger-Querschnittes (Taf. 4) resultirt mit

$$\frac{1}{12 \times 50} [26(100^3 - 98^3) + 17(98^3 - 96^3) + 3(96^3 - 78^3) + 1 \times 78^3] = 7080 \text{ cm}^3$$

und hiemit eine Maximal-Faserspannung =  $\frac{4.776.062}{7080} = 675 \text{ kg}$  per Quadrat-Centimeter. Die Gurtlamellen erstrecken sich von der Mitte beiderseits auf 1.90<sup>m</sup>; mit Rücksicht auf die bei einer Beanspruchung

Fig. 7.



der Nieten mit maximum 600<sup>kg</sup> und der Gurtbleche mit maximum 800<sup>kg</sup> per Quadrat-Centimeter und der nutzbaren Gurtfläche von 26<sup>cm</sup> erforderliche Anzahl von  $\frac{800}{600} \cdot \frac{26}{3 \cdot 14} = 12$  Befestigungs-Nietschnitten, auf eine wirksame Länge von beiderseits 1.00<sup>m</sup>. Am bezüglichen Punkte ist ein Maximal-Angriffsmoment möglich, nahezu gleich dem vorberechneten für die Trägermitte, indem nur die unbedeutend geringere Einwirkung des Eigengewichtes auf Verminderung Einfluss nimmt.

Das am Ende der Lamellen-Erstreckung auftretende Angriffsmoment ergibt sich mit

$$21.350 \times 135 - 450(123 + 50) + \frac{1370}{2} 135 - \frac{1370}{6 \cdot 5} 1 \cdot 35 \times \frac{135}{2} = 2.877.880 \text{ kg.cm},$$

der Querschnittsmodul 4531<sup>cm</sup><sup>3</sup>, somit die Maximal-Faserspannung mit  $\frac{2.877.880}{4531} = 635 \text{ kg}$  per Quadrat-Centimeter. Innerhalb der Zwischenstrecke wächst das Moment, und mit der Zunahme der Befestigungs-nieten auch der Querschnittsmodul nahezu stetig, so dass keine grösseren Beanspruchungen als 675<sup>kg</sup> per Quadrat-Centimeter auftreten.

Die Befestigung des Querträgers an die Verticalständer, beziehungsweise Gurtbleche erfolgt mittelst Anschlusswinkel durch 20 Stück

25<sup>mm</sup> Nieten; oberhalb des Gurtbleches ist ein dessen Dicke entsprechendes Futterblech eingeschaltet, um einen ebenen Anschluss zu erzielen.

Die Befestigungsnieten werden per Quadrat-Centimeter mit

$$\frac{21.350 + \frac{1}{2} 1370}{20 \times 3.142 \cdot \frac{2.5^2}{4}} = 234^{\text{kg}} \text{ beansprucht.}$$

Die Anschlusswinkel fassen 10<sup>mm</sup> starke Knotenbleche, welche an den Träger-Enden deren Stehblech ersetzen. Die bei dem Anschlusse an das Stehblech sich ergebende Fuge ist durch zwei 8<sup>mm</sup> starke Laschen gedeckt. Die Uebertragung der Transversalkraft erfolgt hier durch 2 × 16 Stück 20<sup>mm</sup> Nietschnitte, deren jeder sonach mit

$$\frac{22.035}{32 \times 3.14} = 220^{\text{kg}}$$

per Quadrat-Centimeter angestrengt wird.

Die Nietentheilung der Gurtwinkelnieten ist an den Enden 126<sup>mm</sup> theoretisch wäre das bezügliche Maximalmass (bei einem Schwerpunkts-Abstand des Gurtes an den Enden von 94.5<sup>cm</sup> und einem Abstände des Mittelpunktes von Zug und Druck von 81<sup>cm</sup>)

$$= 1.25 \times 600 \times \frac{162}{22.035} \times 3.14 = 17.3^{\text{cm}} = 173^{\text{mm}}.$$

Die theoretische Stehblechdicke wäre

$$\delta \approx \frac{1}{350} \frac{22.035}{81},$$

d. i. 0.77<sup>cm</sup> = 7.7<sup>mm</sup>, während selbe mit 10<sup>mm</sup> durchgeführt ist, wodurch deren Schwächung durch die Stossnieten Rechnung getragen wird.

An den beiden Träger-Enden sind, der Construction des Endständers sich anschliessend, die Querträger mit doppelten 0.31<sup>m</sup> von einander abstehenden Stehblechen, mit oberem 0.51<sup>m</sup> breitem Gurtbleche in der ganzen Querträgerlänge, jedoch nur äusseren Gurtwinkeln, zwei unteren je 0.30<sup>m</sup> breiten Gurtblechen von derselben Länge, wie bei den übrigen Querträgern, mit inneren und äusseren Gurtwinkeln ausgeführt. Der Lage der Schwellenträger entsprechend, sind zwischen beiden Stehblechen Absteifungen eingeschaltet. Die Befestigung erfolgt durch Eingreifen der Stehbleche in das Intervall der Endständerswinkel, welches sonst durchaus ausgefüllt ist.

Zur Fixirung der Streckbäume der Fahrbahn auf den Querträgern sind auf diesen entsprechend den Auflagerstellen Backenstücke aufgenietet, welche die Streckbäume beiderseits umfassen.

c) Hauptträger.

Das Eigengewicht der Hauptträger sammt Fahrbahn ergibt sich wie folgt:

Streckbalken aus weichem Holze . . . . .	44.400 <sup>kg</sup>
Bedielung, desgleichen . . . . .	37.600 <sup>kg</sup>
Lang- und Querschwellen, aus Eichenholz . . . . .	25.800 <sup>kg</sup>
Schienengeleise . . . . .	5.700 <sup>kg</sup>
Eisen-Construction nach Abschlag des Antheiles der Endständer	300.000 <sup>kg</sup>
Dilatation und Sonstiges . . . . .	500 <sup>kg</sup>
Zusammen . . . . .	414.000 <sup>kg</sup>

daher auf das laufende Meter eines Trägers

$$\frac{414.000}{2 \times 80} = \text{rund } 2590^{\text{kg}}$$

permanenter Last entfallen.

Als Verkehrslast wurde der Verordnung des österreichischen Handels-Ministeriums vom 30. August 1870 entsprechend 4 Tonnen (à 1000<sup>kg</sup>) per Meter und Geleise angenommen, so dass per Meter eines Trägers 2000<sup>kg</sup> Verkehrslast entfallen.

Die Beanspruchung der Gurtungen erreicht ihr Maximum bei totaler Belastung des Brückenfeldes. Hiebei resultirt für die Trägermitte ein Angriffsmoment

$$= \frac{1}{8} \cdot (2 \cdot 590 + 2 \cdot 000) \cdot 80 \cdot 80 = 3672 \text{ Meter-Tonnen};$$

für andere Punkte im Abstände  $x$  vom linken Auflagerpunkte wird das Moment

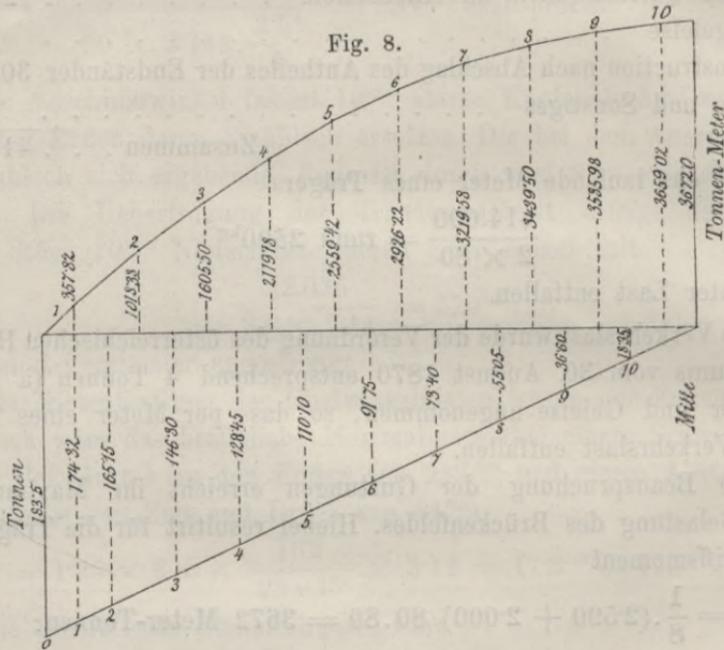
$$M_x = \frac{1}{2} \cdot (2 \cdot 59 + 2 \cdot 00) \cdot 80 \cdot x - (2 \cdot 59 + 2 \cdot 00) \frac{x^2}{2}.$$

In umstehender Fig. 8 sind, die hienach für die Mitte eines jeden Halbfaches resultirenden Momente eingetragen; sie enthält weiter die jeder Zugbandmitte entsprechende Transversalkraft bei totaler Belastung nach der Gleichung

$$B' = (2 \cdot 59 + 2 \cdot 00) (40 - x).$$

Unter Zugrundelegung dieser, sowie der aus dem geometrischen Zusammenhange der Construction resultirenden Daten ist in der Tabelle A die Ermittlung der Pressungen  $O_m$  in den einzelnen Obergurtstücken und der Spannungen  $U_m$  in den verschiedenen Theilen des Untergurtes eines Hauptträgers durchgeführt. Der befolgte Vorgang entspricht dem von Laissle und Schübler („Der Bau der Brückenträger“, 1871, 2. Theil, S. 158 u. ff.) beobachteten.

Werden die ermittelten Pressungen und Spannungen mit den aus Taf. 4 zu entnehmenden ausgeführten Gurtquerschnitten in Beziehung gebracht, so resultiren die auftretenden grössten Beanspruchungen des Gurtmaterials; dieselben sind gleichfalls in der Tabelle A enthalten. Es beträgt sonach in den Gurtungen die grösste Inanspruchnahme des Materials  $788^{\text{kg}}$  per Quadrat-Centimeter.



Jeder Gurt besteht aus 2 Stehblechen von  $20^{\text{mm}}$  Dicke und  $570^{\text{mm}}$  Höhe, 4 Winkeleisen von  $100^{\text{mm}}$  Schenkellänge und  $12^{\text{mm}}$  Dicke und aus 1 bis 5 Lamellen von  $550^{\text{mm}}$  Breite und  $10^{\text{mm}}$  Dicke. Bei den Brückenfeldern I und II sind nur die unmittelbar an die Winkeleisen anliegenden Lamellen in der Breite von  $550^{\text{mm}}$  durchgeführt, während alle anderen aus zwei Flacheisen von  $220$  und  $330^{\text{mm}}$  Breite combinirt sind, wie Taf. 4 (Untergurt) zeigt. Die Brückenfelder III, IV und V haben durchaus ungetheilte Lamellen, und in Folge dessen in jedem Gurte eine durchgehende Nietreihe weniger.

Die Normallänge der Gurteisensorten ist gleich der Fachweite eines Systems =  $8^{\text{m}}$ ; an den Träger-Enden und in der Trägermitte sind die zur Ausgleichung und systematischen Stossaustheilung erforderlichen abweichenden Längen angeordnet.

Die Lamellenstösse sind stets zunächst der Knotenpunkte verlegt, und geschieht die Stossdeckung theils durch die entsprechend verlängerten oberen Lamellen, theils durch eigene Decklaschen von  $10^{\text{mm}}$  Stärke.

A. Tabellarische Zusammenstellung für die Ermittlung der Pressungen  $O_m$  im Obergurte und Spannungen  $U_m$  im Untergurte.

Index $m$ bezieht sich auf die Mitte der Gurttafelcke (Mitte der Zugbänder)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Grösste Transversalkraft $\mathcal{B}'_m$ bei totaler Belastung, Tonnen, je in der Mitte der Zugbänder	174.32	165.15	146.80	128.45	110.10	91.75	73.40	55.05	36.60	18.35
$\sin \varphi$ ( $\varphi$ Neigungswinkel der Zugbänder zur Horizontalen)	0.921	0.754	0.747	0.747	0.747	0.747	0.747	0.747	0.747	0.747
Spannung der Zugbänder $N_m = \frac{1}{2} \mathcal{B}'_m \cdot \frac{1}{\sin \varphi}$ in Tonnen	94.6	109.5	98.3	86.0	73.7	61.5	49.1	36.8	24.5	12.3
Horizontal-Komponente der Spannungen $N_m \cdot \cos \varphi$	0.389	0.657	0.664	0.664	0.664	0.661	0.664	0.664	0.664	0.664
Summe der Horizontal-Komponenten der Spannungen $N_m$ ; $N_m \cos \varphi$	36.7	71.9	65.3	57.1	48.9	40.8	32.6	24.4	16.3	8.1
Summe der Horizontal-Komponenten der Spannungen jener Zugbänder, die durch die Fachmittellinie geschnitten werden $\sum_m (N \cos \varphi)$	36.7	71.9	65.3	57.1	48.9	40.8	32.6	24.4	16.3	8.1
Abstand des Angriffspunktes von $\sum_m (N \cos \varphi)$ vom Untergurte $= y$ in Metern	108.6	137.2	122.4	106.0	89.7	73.4	57.0	40.7	24.4	8.1
Abstand dieses Angriffspunktes vom Obergurt, $\psi - y$ , wobei $\psi = 9.00m$ , in Metern	5.99	4.41	4.55	4.33	4.30	4.75	4.17	4.05	3.74	2.25
Angriffsmoment in Gurtmitte bei totaler Belastung $\mathcal{M}_m$ Meter-Tonnen	3.01	4.59	4.05	4.67	4.70	4.75	4.89	4.95	5.26	6.75
Pressung im Obergurte $O_m = \frac{\mathcal{M}_m}{\psi} + \frac{y}{\psi} \sum_m (N \cos \varphi)$ , Tonnen	357.82	1018.88	1605.50	2119.18	2559.42	2926.22	3219.58	3439.50	3585.98	3659.02
Nutzbarer Querschnitt des Obergurtes $F$ , in Quadrat-Centimetern	112.0	180.4	237.5	286.5	327.2	359.8	384.1	400.5	408.6	408.6
Beanspruchung des Gurtmaterials in Kilogramm per Quadrat-Centimeter $\frac{O_m}{F}$	311.24	311.24	311.24	368.24	421.24	476.24	531.24	531.24	531.24	531.24
Spannung im Untergurte $U_m = \frac{\mathcal{M}_m}{\psi} - \frac{y}{\psi} \sum_m (N \cos \varphi)$	360	580	764	788	777	757	723	754	769	769
Nutzbarer Querschnitt des Untergurtes in Quadrat-Centimetern, $F' =$	311.24	311.24	311.24	311.24	311.24	311.24	311.24	311.24	311.24	311.24
Beanspruchung des Gurtmaterials in Kilogramm per Quadrat-Centimeter $\frac{U_m}{F'}$	139	370	580	788	764	788	777	757	723	754

Die Stehblechstösse erfolgen beiderseits der Mitte eines Halbfaches, und zwar beider Stehbleche eines Gurtes im selben Halbfache; die Stossdeckung geschieht durch je zwei  $0.60^m$  lange,  $0.47^m$  hohe,  $12^{mm}$  dicke Laschen.

Die Winkelstösse erfolgen beiderseits der Halbfachmitte, und zwar so, dass die zwei zu einem Stehbleche gehörigen Winkel in einem Halbfache seitwärts des Stehblechstosses, jedoch symmetrisch zur Fachmitte, die zum zweiten Stehbleche gehörenden, jedoch erst im nächsten Halbfache gestossen werden. Die Deckung erfolgt durch  $100.100.12^{mm}$  Deckwinkel von  $1.20^m$  Länge.

Die Befestigung aller Gurtbestandtheile untereinander erfolgt durch Nietten vom Durchmesser  $d = 25^{mm}$ ; die Lamellen sind mit den Winkel-eisen und untereinander durch 4, bei getheilten Lamellen durch 5 Nietreihen befestigt; bei den Lamellenstössen und bei der Endbefestigung der Lamellen ist überall eine fünfte Nietreihe angeordnet. Die normale Nietentheilung ist  $e = 150^{mm}$ , so dass  $e = 6d$  wird; der theoretische Minimal-Abstand der Nietten mit Rücksicht auf die aufzunehmenden Schubspannungen würde bedeutend grösser sich ergeben; die gewählte geringere Distanz ist motivirt durch die anderweitigen Functionen der Nietten; Verbindung der einzelnen Gurttheile zu einem Ganzen, Geradehaltung von beim Transporte etwa verbogenen Bestandtheilen, Verhinderung des Einknickens einzelner Bleche im gedrückten Gurte.

Die Enden der einzelnen Lamellen reichen so weit über den Knotenpunkt, von welchem angefangen sie in Function zu treten haben, hinaus, dass die zur Ermöglichung ihrer Wirksamkeit erforderliche Endbefestigung daselbst erfolgen kann. Diesem Zwecke dienen 15 Nietten mit einer

Gesamtschnittfläche von  $15 \frac{\pi \cdot 2.5^2}{4} = 15 \times 4.908 = 73.6^{cm^2}$ , so dass

bei einem Nutzquerschnitte der Lamelle von  $1 \times 55 - 3 \times 2.5 = 47.5^{cm}$  die Beanspruchung des Gurtmaterials zu jener der Nietten sich verhält wie  $73.6:47.5$ , oder da laut Tabelle A die grösste Beanspruchung des Gurtmaterials  $788^{kg}$  beträgt, ist die grösste Beanspruchung der fraglichen

Nietten  $788 \frac{47.5}{73.6} = 509^{kg}$  per Quadrat-Centimeter.

Dieselben Verhältnisse obwalten bei den Stossdeckungen der Lamellen, seien selbe nun durch eigene Decklaschen, oder durch entsprechend verlängerte Lamellen gedeckt; beiderseits eines jeden Stosses sind je 15 Nietten angeordnet.

Bei den Deckungen der Stehblechstösse haben zwei  $12^{mm}$  Laschen von zusammen  $2.(47 - 4 \times 2.5) 1.2 = 88.4^{cm}$  Nettoquerschnitt einen

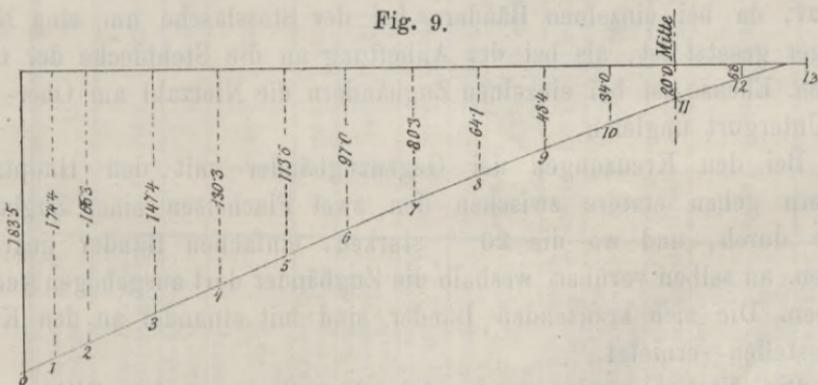
nutzbaren Stehblech-Querschnitt von  $(57 - 5 \times 2.5) 2 = 89.0 \text{ cm}^2$  zu ersetzen, und sind zu diesem Zwecke jederseits des Stosses mit 12 Stück zweischnittigen  $25^{\text{mm}}$  Nieten von zusammen  $2 \times 12 \times 4.908 = 133.7 \text{ cm}^2$  wirksamer Schnittfläche befestigt, die sonach im Maximum mit  $\frac{89}{133.7} \cdot 788 = 525^{\text{kg}}$  per Quadrat-Centimeter beansprucht werden.

Die Querschnittsfläche der Deckwinkel entspricht bis auf die geringe Verminderung durch Abhoblung der rechtwinkligen Ecke behufs Ermöglichung eines satten Anliegens, jener der Gurtwinkel ( $22.6 \text{ cm}^2$ ), die Uebertragung geschieht jederseits des Stosses durch 4 Nieten in jedem Schenkel, also zusammen durch  $2 \times 4 \times 4.908 = 39.3 \text{ cm}^2$ , so dass sich hier die Beanspruchung auf  $788 \frac{22.6}{39.3} = 453^{\text{kg}}$  per Quadrat-Centimeter Nietquerschnitt stellt.

Sowohl bei der oberen, als auch bei der unteren Gurtung sind in der Mitte der Halbfächer, also  $2.00^{\text{m}}$  von jedem Knotenpunkte abgehend, Versteifungen in I-Form zwischen beide Stehbleche eingeschaltet; sie bestehen aus einem  $310^{\text{mm}}$  breiten,  $470^{\text{mm}}$  hohen,  $8^{\text{mm}}$  dicken, von 4 Stück  $470^{\text{mm}}$  langen  $60.60.8^{\text{mm}}$  Winkeln gesäumten Blechen und sind mit jedem Stehbleche mit acht  $18^{\text{mm}}$  starken Nieten verbunden. Beim Obergurt haben dieselben ein etwaiges Einknicken der gedrückten, weit vorstehenden Stehbleche zu verhindern.

Beiderseits eines jeden unteren Knotenpunktes, von diesem  $1.00^{\text{m}}$  abgehend, sind  $25^{\text{mm}}$  Wasser-Ablauflöcher in den Gurtlamellen angeordnet.

Fig. 9.



Die grösste Beanspruchung der Zugbänder sowie der Verticalständer erfolgt bei partieller, für den jeweilig massgebenden Querschnitt die grösste Transversalkraft erzeugender Belastung der Brückenfelder. In vorstehender Fig. 9 sind die grössten Transversalkräfte auf Grund graphischer Ermittlung eingetragen und in der Tabelle B die Ermittlung der

hieraus resultirenden grössten Spannungen der Zugbänder und Pressungen der Verticalständer nach dem bereits erwähnten Vorgange von Laissle und Schübler durchgeführt. Nach den in Taf. 4 gezeichneten Querschnitten resultiren die gleichfalls in Tabelle *B* enthaltenen Beanspruchungen des Materials per Quadrat-Centimeter. Bei den Zugbändern 1, 2 und 3 ist auf die Versteifungswinkel, deren Anordnung als Folge der abnormen Träger-Auflagerung später besprochen werden soll, keine Rücksicht genommen.

Die Zugbänder sind bis auf die mittleren 8 (Nr. 10, 11, 12 und 13 von jedem Träger-Ende), welche aus je 2 Stück 20<sup>mm</sup> starken Flacheisen bestehen, durchwegs aus je 4 Flacheisen von 10<sup>mm</sup> Stärke und wechselnder Breite gebildet, welche in Gruppen zu zwei die Gurtungs-Stehbleche zwischen sich fassen, an denen sie befestigt sind.

An den Kreuzungsstellen mit den Verticalständern sind sie gestossen und mittelst einer zwischenliegenden 22<sup>mm</sup> starken Lasche verbunden, welche ihrerseits mit den Verticalständern vernietet ist.

Die obere Anheftung der Zugbänder 1 und 2 ist durch grosse, in den Stehblech-Ebenen liegende Knotenbleche ermöglicht; diese vermitteln auch die Verbindung des Obergurtes mit dem Endständer.

Die 25<sup>mm</sup> starken Befestigungsnieten sind so angeordnet, dass für den nutzbaren Querschnitt nur ein Nietloch in Abzug zu bringen ist.

Die folgende Tabelle *C* enthält die Daten für die Nietverbindung der Zugbänder.

Hiebei ist die geringste, vorkommende Nietzahl in Rechnung gesetzt, da bei einzelnen Bändern bei der Stosslasche um eine Niete weniger gesetzt ist, als bei der Anheftung an die Stehbleche der Gurtungen. Ebenso ist bei einzelnen Zugbändern die Nietzahl am Ober- und am Untergurt ungleich.

Bei den Kreuzungen der Gegenzugbänder mit den Hauptzugbändern gehen erstere zwischen den zwei Flacheisen einer Zugbandhälfte durch, und wo die 20<sup>mm</sup> starken, einfachen Bänder gekreuzt werden, an selben vorüber, weshalb die Zugbänder dort ausgebogen werden müssen. Die sich kreuzenden Bänder sind mit einander an den Kreuzungsstellen vernietet.

Die Verticalständer sind nach dem Systeme der Gitterdruckstäbe construirt. Die Querschnitte derselben, sowie die Anordnung des einfachen, aus 10<sup>mm</sup> dicken, 60<sup>mm</sup> breiten Flacheisen bestehenden, zwischen die Winkeleisen eingeschobenen Gitterwerkes sind aus Taf. 4 ersichtlich.

B. Tabellarische Zusammenstellung für die Ermittlung der Zugband-Spannungen  $N_m$  und der Ständerpressungen  $V_m$ .

Index $m$ , für die Zugbänder, auf deren Mitte bezogen	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Der Mitte der Zugbänder entsprechende Maximal-Transversalkraft $S_m$		174.4	165.3	147.4	130.3	113.6	97.0	80.3	64.1	48.4	34.0	20.0	6.6
$\sin \varphi$ ( $\varphi$ Zugbandwinkel zur Horizontalen)		0.931	0.754	0.747	0.747	0.747	0.747	0.747	0.747	0.747	0.747	0.747	0.747
Zugbandspannung $N_m = \frac{1}{2} S_m \cdot \frac{1}{\sin \varphi}$ in Tonnen		94.7	109.6	99.1	87.2	76.0	64.9	53.8	42.9	32.4	22.8	13.4	4.4
Nutzbarer Querschnitt der Zugbänder in Quadrat-Centimetern		146.0	146.0	130.0	118.0	102.0	86.0	74.0	58.0	46.0	34.0	22.0	22.0
Beanspruchung des Zugbandmaterials in Kilogramm per Quadrat-Centimeter		648	751	762	739	745	755	727	740	705	671	609	200
Belastung eines oberen Knotenpunktes $P_0 = 3416 \text{ kg} = 3.416 \text{ t}$		3416	3416	3416	3416	3416	3416	3416	3416	3416	3416	3416	3416
Pressung der Verticalständer $V_m = \frac{1}{2} S_m + 2 + P_0$ in Tonnen	183.5	$\frac{147.4}{2} + 3.4 = 77.1$	$\frac{130.3}{2} + 3.4 = 68.6$	$\frac{113.6}{2} + 3.4 = 60.2$	$\frac{97.0}{2} + 3.4 = 51.9$	$\frac{80.3}{2} + 3.4 = 43.6$	$\frac{64.1}{2} + 3.4 = 35.5$	$\frac{48.4}{2} + 3.4 = 27.6$	$\frac{34.0}{2} + 3.4 = 20.4$	$\frac{20.0}{2} + 3.4 = 13.4$	$\frac{6.6}{2} + 3.4 = 6.7$		
Nutzbarer Querschnitt der Verticalständer in Quadrat-Centimetern = $F$	418.76	135.20	122.40	109.60	100.00	90.36	81.60	68.80	60.80	42.88	42.88		
Mittlere Beanspruchung des Ständermaterials in Kilogramm per Quadrat-Centimeter	438	570	560	550	519	482	455	402	336	313	157		
Kleinste Trägheitsmoment $I$ der Ständerquerschnitte in Centimeter <sup>4</sup>	129242	8135	6577	5239	3613	2891	1908	1582	1177	675	675		
Knickfestigkeits-Coefficient $1 + \frac{0.00008 F l^2}{I}$ ;	1.208	1.269	1.300	1.340	1.450	1.506	1.692	1.705	1.865	2.092	2.092		
$l = 900 \text{ cm}$ für den Endständer, 450 cm für alle anderen Ständer													
Pressung in der äussersten Faser des Ständermaterials in Kilogramm per Quadrat-Centimeter	529	723	728	737	753	725	736	685	617	636	319		

C. Tabellarische Zusammenstellung der Nietverbindungen der Zugbänder.

Zugband Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Spannung in Kilogramm	94700	109600	99100	87200	76000	64900	53800	42900	32400	22800	13400	4400	0
Zahl der übertragenden Nieten	$4 \times 11 = 44$	$4 \times 10 = 40$	$4 \times 10 = 40$	$4 \times 8 = 32$	$4 \times 6 = 24$	$4 \times 6 = 24$	$4 \times 6 = 24$	$4 \times 4 = 16$	$4 \times 4 = 16$	$2 \times 4 = 8$	$2 \times 3 = 6$	$2 \times 3 = 6$	$2 \times 3 = 6$
Gesamtfäche der Nieten-schnitte à 4.908 □ cm	215.9	196.3	196.3	157.0	117.8	117.8	117.8	78.5	78.5	39.2	29.4	29.4	29.4
Beanspruchung der Nieten in Kilogramm per Quadrat-Centimeter	438	558	505	556	645	551	457	547	413	582	456	150	0

D. Tabellarische Zusammenstellung der Nietverbindungen der Verticalständer.

Ständer Nr.	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
Pressung in Kilogramm	183500	77100	68600	69200	51900	43600	35500	27600	20400	13400	6700	
Anzahl der übertragenden Nieten	$2 \times 2 \times 19 = 76$ $2 \times 4 = 84$ (25mm)	$2 \times 12 = 24$ (26mm)	$2 \times 12 = 24$ (25mm)	$2 \times 12 = 24$ (25mm)	$2 \times 10 = 20$ (25mm)	$2 \times 10 = 20$ (25mm)	$2 \times 8 = 16$ (25mm)					
Gesamtfäche der Nieten-schnitte à 4.908 (5.309) □ cm	412.3	127.4	117.8	117.8	98.1	98.1	78.5	78.5	78.5	78.5	78.5	
Beanspruchung der Nieten in Kilogramm per Quadrat-Centimeter	445	605	582	511	529	444	452	352	260	171	85	

Die Verbindung des Endständers mit den Gurten geschieht in folgender Weise:

Die Stehbleche des Untergurtes gehen bis zum Träger-Ende durch; auf selbe sind die 510<sup>mm</sup> breiten, 20<sup>mm</sup> dicken Endständerbleche stumpf aufgesetzt, welche bis 1.50<sup>m</sup> unter die Oberkante der Stehbleche des Obergurtes hinaufreichen. Die Verbindung mit letzteren geschieht durch die gleichzeitig zur oberen Anheftung der Zugbänder 1 und 2 dienenden grossen, 1.50<sup>m</sup> langen, 1.50<sup>m</sup> hohen, entsprechend abgeschrägten, 20<sup>mm</sup> starken Knotenbleche. Sämmtliche Stösse sind verlascht, und zwar jene am Endständer durch zwischen den Winkeleisen liegende, 10<sup>mm</sup> starke Decklaschen. Alle Endständerwinkel gehen in der ganzen Trägerhöhe durch und vermitteln die vollständige Verbindung.

Bezüglich der Verbindung der übrigen Verticalständer mit den Gurtungen ist zu bemerken, dass jene Ständer, welche ausser den Winkeleisen noch Flacheisen besitzen, mit letzteren (von 12<sup>mm</sup> Stärke) an den inneren (12<sup>mm</sup> starken) Gurtwinkel anstossen, während die Winkeleisen bis zu den horizontalen Schenkeln der Gurtwinkel reichen. Dadurch war die Möglichkeit gegeben, jederseits zwei Befestigungsrieten mehr zu setzen und so die erforderliche Nietfläche leichter zu erreichen. Die nur aus Winkeleisen bestehenden Ständer schliessen mit selben an die Innenflächen der Stehbleche an und reichen nur bis zu den Gurtwinkeln. Alle Flacheisen und Winkel der Verticalständer gehen in ganzer Länge ungestossen durch. Die Beanspruchungen der Befestigungsrieten (bei Verticale 1, 26<sup>mm</sup> starke, sonst durchaus 25<sup>mm</sup> starke Rieten) ergeben sich aus Tabelle D.

Die einzelnen Theile der Ständer sind untereinander durch 20<sup>mm</sup> Rieten verbunden; bei dem Endständer jedoch sind diese nur zur Verbindung des Gitterwerkes mit den bezüglichen Winkeleisen verwendet, während zu den sonstigen Verbindungen hier nur 25<sup>mm</sup> Rieten angewendet wurden.

#### d) Obere Querverbindungen.

Diese sind an jedem oberen Knotenpunkte zwischen beiden Hauptträgern angeordnet und besteht jede aus einer 1.90<sup>m</sup> hohen Gitterwerks-Construction. Zwischen den Endständern ist diese entsprechend der Anordnung der Doppel-Querträger gleichfalls doppelt vorhanden. Jede der letzteren besteht (Taf. 4, Querschnitt der Brücke am Endständer) aus Ober- und Untergurt, gebildet aus je zwei Stück 90.90.10<sup>mm</sup> Winkeleisen, mit zwischenliegendem, 220<sup>mm</sup> hohem, 10<sup>mm</sup> starkem Stehbleche. Die drei Verticalständer bestehen aus doppelten, mit gewechselten

Schenkeln angeordneten, unter Zwischenlage von  $10^{\text{mm}}$  starken Futterringen vernietet,  $60.60.8^{\text{mm}}$  Winkelleisen. Die in jedem so gebildeten Fache eingesetzten, gekreuzten Diagonalstreben sind gleichfalls  $60.60.8^{\text{mm}}$  Winkelleisen. Die Verbindung mit den Endständern erfolgt durch Eingreifen der Stehbleche in die Zwischenräume der inneren Endständervinkel, über welche gleichzeitig die Gurtwinkel mittelst Verkröpfung reichen. An jeder solchen Verbindungsstelle sind drei Stück  $20^{\text{mm}}$  Niete gesetzt. Ausserdem ist noch daselbst jederseits eine strebenartige Verbindung durch je zwei  $90.90.10^{\text{mm}}$  Winkelleisen hergestellt.

Die anderen Querverbindungen unterscheiden sich von diesen dadurch, dass statt der durchgehenden Stehbleche nur Knotenbleche für die Anheftung der Diagonalstreben vorhanden sind, und dass der Anschluss an die Verticalständer jederseits durch zwei  $100.100.10^{\text{mm}}$  Winkelleisen vermittelt wird. Die herabreichenden Winkel bilden im Vereine mit dem schief abgeschnittenen Knotenbleche eine consolartige Versteifung. Behufs des Anschlusses an die Stehbleche und die Gurtwinkel sind die Anschlusswinkel zweimal gekröpft.

Die Oberkante aller oberen Querverbindungen liegt  $100^{\text{mm}}$  unter der Gurtwinkel-Oberkante.

### e) Windverspannungen.

Die untere Windverspannung ist durch ein zweifaches, gekreuztes Zugband-System gebildet, welches im Vereine mit den Untergurten und Querträgern, welche letztere hiebei als Druckstäbe fungiren, den durch Windstöße und sonstige Seitenkräfte auftretenden Antheil an Spannungen aufzunehmen hat.

Die obere Windverspannung besteht aus einem einfachen, gekreuzten Zugband-System, welches im Vereine mit den Obergurten und jeder zweiten oberen Querverbindung in Function tritt. Taf. 4 zeigt die Querschnitte dieser Constructionstheile.

Zur Ermittlung der Kräfte, gegen welche durch die Windverspannungen gewirkt werden soll, ist zunächst die Berechnung der dem Winde dargebotenen Angriffsflächen erforderlich.

Es beträgt nun die verticale Ansichtsfläche

eines Gurtes . . . . .	48 <sup>□m</sup>
aller Verticalständer . . . . .	38 <sup>□m</sup>
aller Zugbänder . . . . .	44 <sup>□m</sup>
der Fahrbahn . . . . .	88 <sup>□m</sup>

wobei jene Theile der Verticalen und Zugbänder, die in die Ansichtsfläche der Fahrbahn fallen, nicht mitgerechnet sind. Befindet sich auf

der Brücke ein Zug, der die ganze Länge eines Feldes einnimmt, so ist dessen Höhe (nach Winkler, „Querconstructionen“, S. 241) mit  $pp. 3 \cdot 2^m$  anzunehmen; sonach ist die Ansichtsfläche desselben  $256 \square^m$ . Da bei einer etwas geneigten und schiefen Windrichtung nicht nur der windseitige, sondern auch Theile des anderen Trägers getroffen werden können, anderseits aber Theile des Zuges durch Theile des windseitigen Trägers und Theile des abseitigen Trägers durch den Zug verdeckt werden, welche mit Inbegriff der sich gegenseitig deckenden Trägertheile mit  $100 \square^m$  in Rechnung gebracht werden können, so stellt sich die Berechnung der factisch dem Winde gebotenen Fläche, wie folgt:

2 × Obergurt à 48 $\square^m$ . . . . .	96 $\square^m$
1 × Untergurt à 48 $\square^m$ . . . . .	48 $\square^m$
1 × Fahrbahn à 88 $\square^m$ . . . . .	88 $\square^m$
2 × Verticalständer à 38 $\square^m$ . . . . .	76 $\square^m$
2 × Zugbänder, à 44 $\square^m$ . . . . .	88 $\square^m$
1 × Eisenbahnzug à 256 $\square^m$ . . . . .	256 $\square^m$
	Zusammen 652 $\square^m$

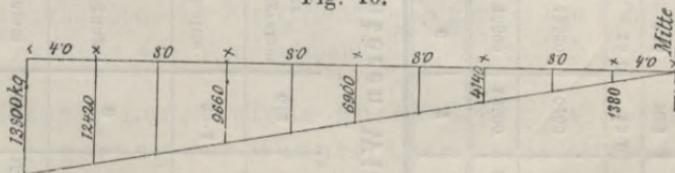
Hievon die doppelt gerechneten Flächen . . 100 $\square^m$

Somit Angriffsfläche 552 $\square^m$

Hievon entfallen auf die obere Windverspannung nahezu genau  $\frac{1}{3}$ , auf die untere  $\frac{2}{3}$ . Wird per Quadratmeter  $150^{kg}$  als grösster Winddruck gerechnet, so ergibt sich ein Total-Winddruck von  $150 \times 552 = 82.800^{kg}$ , von denen  $27.600^{kg}$  auf den Obergurt und  $55.200^{kg}$  auf den Untergurt entfallen.

Bei der oberen Windverspannung ist der Winddruck als eine gleichmässig vertheilte Last anzunehmen, und treten die in nebenste-

Fig. 10.



hender Fig. 10 ersichtlich gemachten Transversalkräfte auf. Die folgende Tabelle E enthält die Herleitung der bezüglichen Spannungen der einzelnen Stäbe, sowie die Festigkeits-Verhältnisse derselben.

Bei der unteren Windverspannung ist der Winddruck auf die Construction als gleichmässig vertheilte, jener auf den Zug als mobile Belastung in horizontalem Sinne aufzufassen. Von dem Gesamtbetrage des Winddruckes von  $55.200^{kg}$  wird näherungsweise die Hälfte als mobile

E. Tabellarische Zusammenstellung der Kräfte in der oberen Windverspannung.

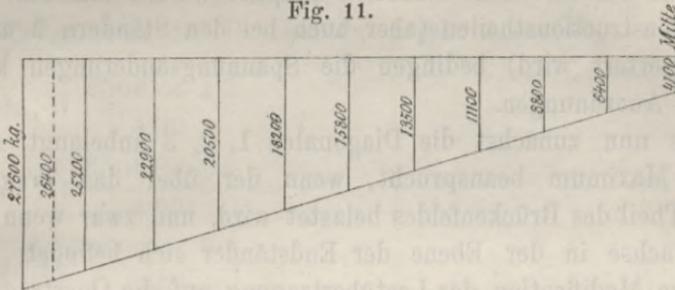
Index $m$					Index $m$				
1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
Transversalkraft $S_m$ in Kilogramm					Spannung $T_{o m}$ in Kilogramm				
12420	9650	6900	4140	1380	19525	15310	10985	6500	2190
Spannung in Kilogramm					Schnittzahl der 20mm Befestigungs- nieten				
$T_{o m} = S_m \frac{1}{\sin \varphi}$ ( $\sin \varphi = 0.631$ )					Gesamthöhe der Nietschnitte à 3.801□cm				
19525	15310	10985	6560	2190	8	7	5	4	3
Nutzbarer Querschnitt in Quadrat- Centimetern					Niederbeanspruchung in Kilogramm per Quadrat-Centimeter				
26.0	21.12	14.8	12.8	12.8	30.4	26.6	19.0	15.2	11.4
Beanspruchung in Kilogramm per Quadrat-Centimeter					612	575	575	432	192
751	722	739	512	171					

F. Tabellarische Zusammenstellung der Kräfte in der unteren Windverspannung.

Index $m$ der Bänder										
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Transversalkraft $S'_m$ in Kilogramm										
26400	25200	22900	20500	18200	15800	13500	11100	8800	6400	4100
Spannung $T'_{o m} = \frac{1}{2} S'_m \frac{1}{\sin \varphi}$ in Kilogramm ( $\sin \varphi = 0.631$ ( $\sin \varphi_1 = 0.952$ ))										
15500	19970	18140	16240	14420	12220	10700	8790	6970	5070	3240
Nutzbarer Querschnitt in Quadrat-Centimetern										
19.0	23.0	22.0	19.0	17.0	15.0	13.0	11.0	10.0	8.0	8.0
Beanspruchung in Kilogramm per Quadrat-Centimeter										
816	868	825	855	848	835	828	800	697	634	405
Schnittzahl der 20mm Befestigungs-nieten										
8	10	9	8	7	7	6	5	4	4	4
(Gesamthöhe der Nietschnitte à 3.142 Quadrat-Centimeter										
25.1	31.4	28.3	25.1	22.0	22.0	18.8	15.7	12.5	12.5	12.5
Niederbeanspruchung in Kilogramm per Quadrat-Centimeter										
618	636	641	647	655	569	569	528	558	405	260

Last angenommen. Die unter dieser Annahme auftretenden Transversalkräfte sind in beistehender Fig. 11 eingetragen, und auf Grund derselben in der Tabelle *F* die Spannungen der einzelnen Bänder, sowie deren Festigkeits-Verhältnisse hergeleitet.

Fig. 11.



Man sieht, dass hier Beanspruchungen über  $800^{\text{kg}}$  per Quadrat-Centimeter möglich sind; es ist dies für die Windverspannungen anstandslos zulässig, indem beispielsweise Winkler („Querconstruction“, S. 224) bis zu  $950^{\text{kg}}$  per Quadrat-Centimeter geht.

Die Verbindung der einzelnen Stäbe der oberen Windverspannung mit der Hauptconstruction erfolgt mit Hilfe von Knotenblechen, welche mit den oberen Querverbindungen vernietet sind; die Kreuzungen sind gleichfalls durch an die oberen Querverbindungen angenietete Knotenbleche vermittelt. Die Knotenbleche für die Endverbindung der einzelnen Bänder der unteren Windverspannung liegen auf den inneren Gurtwinkeln und unter den Querträger-Untergurten, mit welchen beiden sie vernietet sind. Die Kreuzungen erfolgen, mit Ausnahme jener der Bänder 1, stets an Querträgern unter Zuhilfenahme von entsprechend gestalteten Knotenblechen.

Die Verhältnisse der Nietverbindungen sind in den Tabellen *E* und *F* über die Kräfte in den Windverspannungen ersichtlich gemacht.

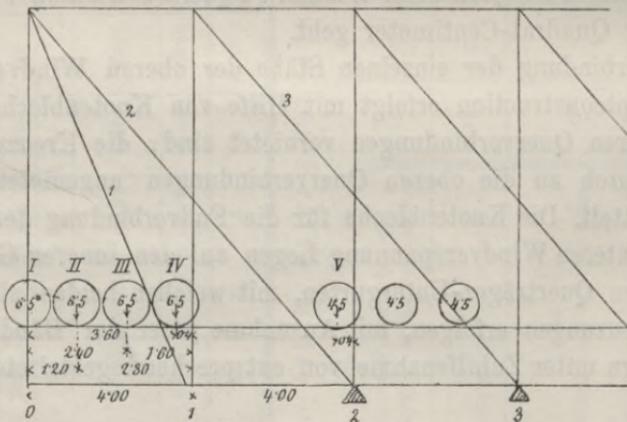
f) Modificationen, welche durch die provisorische Auflagerung der Hauptträger bedingt sind.

Durch die provisorische Auflagerung der Brücken-Construction an den Knotenpunkten 2 und 3 des Untergurtes treten in den Beanspruchungen aller Theile der Hauptträger sowohl, als auch der Windverspannungen Aenderungen ein, denen insoweit bei der Ausführung Rechnung getragen werden musste, als dadurch theilweise Verstärkungen von Bestandtheilen erforderlich wurden. Ohne in eine allgemeine Erörterung über die Spannungsänderungen einzugehen, sollen hier nur die bei der provisorischen Auflagerung eintretenden Verhältnisse in den

Zugbändern 1, 2 und 3, dann in den, die Auflagerdrücke des zwischen den Tragjochen liegenden Theiles des Brückenfeldes aufnehmenden Verticalständern 2 und 3 näher erörtert werden, indem die ersteren nunmehr als Streben, die letzteren als Endständer functioniren, die ersteren insbesondere für ihre neue Function adaptirt werden mussten. Bei allen anderen Constructionstheilen (aber auch bei den Ständern 2 und 3, wie sogleich erörtert wird) bedingen die Spannungsänderungen keine constructiven Anordnungen.

Was nun zunächst die Diagonalen 1, 2, 3 anbelangt, so werden selbe im Maximum beansprucht, wenn der über das Tragjoch vorstehende Theil des Brückenfeldes belastet wird, und zwar wenn die erste Locomotivachse in der Ebene der Endständer sich befindet. Wird auf die geringe Modification der Lastübertragung auf die Querträger, respective die Knotenpunkte des Hauptträgers durch die Langschwellen keine

Fig. 12.



Rücksicht genommen, so stellt sich die Belastung des Knotenpunktes 0, welche durch den als Zugstange wirkenden Endständer auf die oberen Enden der beiden Diagonalen 1 und 2 übertragen wird, per Träger wie folgt:

Teil des Eigengewichtes . . . . .	10.200 <sup>kg</sup>
Raddruck I . . . . .	6.500 <sup>kg</sup>
vom Rade II $\frac{6500 \times 2.80}{4.0}$ = . . . . .	4.550 <sup>kg</sup>
vom Rade III $\frac{6500 \times 1.60}{4.0}$ = . . . . .	2.600 <sup>kg</sup>
vom Rade IV $\frac{6500 \times 0.40}{4.0}$ = . . . . .	650 <sup>kg</sup>
zusammen	<u>24.500<sup>kg</sup></u>

Die Belastung des Knotenpunktes 1 bei derselben Locomotiv-Stellung und einem Tender von den in der Fig. 12 eingeschriebenen Verhältnissen stellt sich, wie folgt:

Antheil des Eigengewichtes . . . . .	10.300 <sup>kg</sup>
Vertical-Componente des Druckes der Strebe 1 = $\frac{24500}{2}$	= 12.250 <sup>kg</sup>
vom Rade II $\frac{6500 \times 1.2}{4.00}$	= . . . . . 1.950 <sup>kg</sup>
vom Rade III $\frac{6500 \times 2.4}{4.00}$	= . . . . . 3.900 <sup>kg</sup>
vom Rade IV $\frac{6500 \times 3.6}{4.00}$	= . . . . . 5.850 <sup>kg</sup>
vom Rade V $\frac{4500 \times 0.4}{4.0}$	= . . . . . 450 <sup>kg</sup>
Zusammen	34.700 <sup>kg</sup>

Es sind sonach die entstehenden Pressungen in der Diagonale:

$$\begin{aligned} \text{Nr. 1} &= \frac{24.500}{2 \sin \varphi_1} = \frac{24.500}{2 \times 0.921} = 13.300^{\text{kg}} \\ \text{Nr. 2} &= \frac{24.500}{2 \sin \varphi_2} = \frac{24.500}{2 \times 0.754} = 16.250^{\text{kg}} \\ \text{Nr. 3} &= \frac{34.700}{\sin \varphi_3} = \frac{34.700}{0.747} = 46.450^{\text{kg}} \end{aligned}$$

unter der Voraussetzung, dass die Belastung des Knotenpunktes 0 zu gleichen Theilen auf die Streben 1 und 2 übertragen werde.

Um nun die Diagonalen zur Aufnahme dieser Pressungen geeignet zu machen, wurden selbe durch Anbringung von Winkeleisen und Zwischenlagen versteift, und die so erzielte Steifigkeit durch die Verbindung der beiden getrennten Hälften mittelst Vergitterungen in der Mitte der freien Länge erhöht. Die Festigkeits-Verhältnisse der drei so erhaltenen Streben 1, 2 und 3 sind aus der folgenden Tabelle G zu entnehmen, und wird bemerkt, dass das Trägheitsmoment ohne Rücksicht auf die Vergitterung ermittelt, und diese nur insoferne einigermaßen berücksichtigt wurde, als statt der vorhandenen freien Länge der Streben 0.8 derselben in Rechnung gestellt ist, so dass der effective Knickfestigkeits-Coëfficient in Wirklichkeit sich noch kleiner, also noch günstiger stellen dürfte.

## G. Tabellarische Zusammenstellung der Pressungen in den Streben 1, 2 und 3.

Index $m$ der Strebe	1	2	3
Aufzunehmende Pressung in Kilogramm	13300	16250	46450
Nutzbare Querschnittsfläche in Quadrat-Centimetern $f$	230·04	230·04	219·16
Trägheitsmoment $t$ in Centimeter	$2 \times 704 = 1408$	$2 \times 704 = 1408$	$2 \times 738 = 1476$
Knickfestigkeits-Coëfficient $1 + \frac{0\cdot00008 fl^2}{t}$	$7\cdot12$ $l = 684^{\text{cm}}$	$3\cdot09$ $l = 400^{\text{cm}}$	$2\cdot98$ $l = 400^{\text{cm}}$
Mittlere Beanspruchung in Kilogramm per Quadrat-Centimeter	58	71	212
Pressung in der äussersten Faser, Kilogramm per Quadrat-Centimeter	355	219	632

Was die beiden, nunmehr als Endständer fungirenden Verticalen 2 und 3 anbelangt, so ist zu berücksichtigen, dass die Auflagerdrücke, welche aus dem über das Tragfach vorstehenden Brückentheile resultiren, ganz von den Streben 2 und 3 aufgenommen werden, die Ständer also nur jene Reactionen zu übernehmen haben, welche aus dem Theile der Brücke sich ergeben, der zwischen zwei Tragjochen liegt, die zu einem Felde gehören. Hiebei wird es gestattet sein, anzunehmen, dass das eine Fachwerk-System auf den äusseren, das zweite auf den inneren Stützpunkten der Tragjocher aufruhe, dass also bei totaler Belastung das eine System bei  $64^{\text{m}}$  Stützweite  $\frac{1}{2} \cdot 64 \times 4590 = 146.880^{\text{kg}}$ , das zweite bei  $56^{\text{m}}$  Stützweite  $\frac{1}{2} \cdot 56 \times 4580 = 128.520^{\text{kg}}$  zu tragen habe.

Ständer 2 hat sonach einen Stützdruck  $\frac{1}{2} \cdot 146.880 = 73.440^{\text{kg}}$ , Ständer 3 einen solchen von  $\frac{1}{2} \cdot 128.520 = 64.260^{\text{kg}}$  aufzunehmen. Da sie nun bei normaler Auflagerung laut Tabelle B  $68.600$ , beziehungsweise  $60.200^{\text{kg}}$  aufzunehmen haben, wobei sie eine mittlere Beanspruchung von  $560^{\text{kg}}$  ( $550^{\text{kg}}$ ) per Quadrat-Centimeter und eine Maximal-Faserpressung von  $728^{\text{kg}}$  ( $737^{\text{kg}}$ ) per Quadrat-Centimeter erleiden, so steigert sich in ihrer provisorischen Lage die mittlere Beanspruchung auf

$\frac{73.440}{68.600} \cdot 560 = 600^{\text{kg}}$ , beziehungsweise auf  $\frac{64.260}{60.200} \cdot 550 = 587^{\text{kg}}$ , die maximale, mit Rücksicht auf Einknicken, auf  $\frac{73.440}{68.600} \cdot 728 = 780^{\text{kg}}$ , beziehungsweise auf  $\frac{64.260}{60.200} \cdot 737 = 787^{\text{kg}}$ , so dass also eine Aenderung ihrer Construction nicht erforderlich erschien.

An den provisorischen Auflagerstellen wurden an den Untergurten der Fachwerksträger Unterlagsplatten von  $1.00^{\text{m}}$  Länge,  $0.55^{\text{m}}$  Breite und  $15^{\text{mm}}$  Dicke angeietet.

### g) Auflagerung der Brückenfelder.

Die Fachwerksträger sind direct auf grosse, paarweise übereinander gelegte eichene Keile von  $\frac{1}{10}$  Neigung gelagert, mittelst welcher die genaue Höhenlage regulirt werden konnte. Da diese Keile unter den Knotenpunkten Nr. 2 und 3 je eines Trägers angeordnet waren, so musste bei der Auflagerung dafür gesorgt werden, eine Uebertragung des Auflagerdruckes in der Weise zu erzielen, dass eine übermässige Inanspruchnahme eines Systems vermieden werde. Bei dem Umstande, dass das Gewicht der Constructionslast eines Brückenfeldes im Grossen nahezu gleich ist der maximalen Nutzbelastung, wurde das Brückenfeld auf die unter dem Knotenpunkt Nr. 2 liegenden Keile beim Ablassen aufgelagert, jene unter dem Knotenpunkt Nr. 3 befindlichen jedoch erst nach erfolgter Auflagerung mittelst Schlägen an die Untergurte fest angepresst, indem hiedurch die Annahme gerechtfertigt wird, dass der durch die Nutzlast hervorbrachte Druck vorwiegend auf den Unterlagskeil des Knotenpunktes Nr. 3 übertragen werde. Weiter konnte angenommen werden, dass bei der Elasticität des Materials der Pfeiler eine gleichmässige Vertheilung des Druckes auf die beiden Auflager innerhalb der für die Praxis Wert besitzenden Grenzen stattfinden werde. Eben aus Ursache der Elasticität des Materials der Pfeiler wurden für die aus dem Temperaturswechsel hervorgerufenen Längenveränderungen der Fachwerksträger keine Bewegungs-Vorrichtungen für die Auflager angeordnet, nachdem die sich auf zwei Pfeiler vertheilende Bewegung der Fachwerksträger von maximum  $4^{\text{cm}}$  weder einen grossen Widerstand finden, noch auf die Pfeiler einen nachtheiligen Einfluss ausüben kann.

### h) Oberbau der Brücke.

Für den Eisenbahn-Verkehr wurden auf den eisernen Schwellenträgern die  $2.60^{\text{m}}$  langen eichenen  $\frac{25}{25}^{\text{cm}}$  Querschwellen gelegt und mit diesen verschraubt. Auf diese Querschwellen kamen, mit denselben ver-

kämmt und verschraubt,  $\frac{25}{35}$  cm starke eichene Langschwellen, auf welche die Eisenbahn-Schienen aus Bessemerstahl (Normalprofil der königlich ungarischen Staatsbahn) befestigt sind. Für die Dilatation der Brückenfelder wurden beim Zusammenstoss derselben Dilatations-Vorrichtungen für die Geleise nach dem Normale der Südbahn angeordnet.

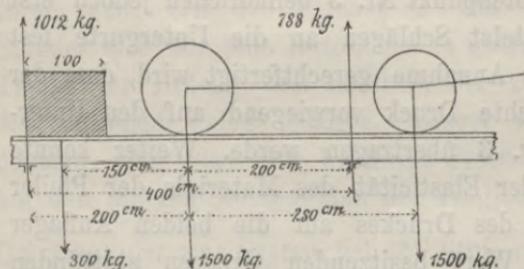
Für den Wagenverkehr besteht der Oberbau der Brücke aus Streckbalken von weichem Holze, welche ausserhalb und innerhalb des Eisenbahn-Geleises auf den Querträgern liegen, und mit diesen verschraubt sind. Die Schienen-Oberkante ist 5 cm höher als der innere Pfostenbelag. Beiderseits des Geleises ist die Brücke mit zwei Lagen weicher Pfosten von 8 cm und 5 cm Stärke gedeckt, der Theil zwischem den Schienensträngen der nur ausnahmsweise für den Wagenverkehr dient, ist jedoch nur mit einer einfachen Lage 8 cm starker Pfosten aus weichem Holz belegt. Beim Zusammenstosse der Brückenfelder sind die Dilatations-Fugen des Pfostenbelages durch gerippte Eisenbleche überdeckt.

Für die Dimensionirung des Oberbaues des Eisenbahn-Geleises sind constructive Rücksichten massgebend gewesen, denen zufolge eine Ueberstärke im Vergleiche zur zulässigen Inanspruchnahme des Materials vorhanden ist.

Bei der Fahrbahn für den Wagenverkehr ist bei Belastung durch, Wagen von 6 Tonnen Gewicht, Menschengedränge von 400 kg per Quadratmeter und 250 kg Eigenlast für einen Streckbalken, das grösste Angriffsmoment:

In Folge der Nutzlast  $788 \times 200 = 15.700 \text{ kg.cm}$ ,  
in Folge des Eigengewichtes  $\frac{1}{8} 450 \times 400 = 22.500 \text{ kg.cm}$   
daher das Totalmoment für die Mitte zusammen  $180.100 \text{ kg.cm}$ .

Fig. 13.



Der Querschnittsmodul des Streckbaumes ist  $\frac{1}{6} 25 \times 30^2 = 3750$ ,

daher die Maximal-Beanspruchung  $\frac{180.100}{3750} = 48 \text{ kg}$  per Quadrat-Centimeter.

Auf den 8 cm starken Pfostenbelag ist bei einem Raddrucke von 1500 Kilogramm und einer freien Länge von 50 cm das Angriffsmoment  $\frac{1}{4} 1500 \times 50 = 18.750 \text{ kg.cm}$ , der Querschnittsmodul bei einer Pfosten-

breite von 30 cm,  $\frac{1}{6} 30 \times 8^2 = 320 \text{ cm}$ , daher die Maximal-Beanspruchung  $\frac{18.750}{320} = 58 \text{ kg}$  per Quadrat-Centimeter.

Die Belastungs-Annahmen der Fahrbahn für den Wagenverkehr sind mit Rücksicht auf die beiden anschliessenden provisorischen Inundations-Brücken angenommen. Es ergibt sich aber aus dem Vorstehenden, dass die Strombrücke auch mit Wägen bis zu 10 Tonnen Gewicht wird befahren werden können, wenn die Inundations-Brücken durch permanente ersetzt sein werden.

Das Brückengeländer ist durch 3 Stück  $\frac{60}{20}$  mm Stäbe gebildet, welche in der Flucht der inneren Gurtstehbleche angeordnet und mit den Verticalständern und Zugbändern vernietet sind.

Beim Zusammenstoss zweier Felder sind diese Stäbe durch 20<sup>mm</sup> Rundeisen ersetzt, welche mit den inneren, endseitigen Endständerwinkeln eines Feldes mit doppelten Muttern verschraubt sind, durch entsprechend angebrachte Löcher der Endständerwinkel des zweiten Feldes aber mit Spielraum durchgehen, um eine Deformation derselben bei der Dilatation der Brückenfelder zu vermeiden.

### i) Gewicht der Brücke.

Das Eisengewicht eines Feldes beträgt im Durchschnitte 323.160<sup>kg</sup>. Hievon entfallen auf die Quer- und Schwellenträger, sowie für Schraubenbolzen, also für die Fahrbahn exclusive Eisenbahn-Schienen 40.060<sup>kg</sup> und auf die Hauptträger nebst Windverspannungen 283.100<sup>kg</sup>. Das Eisengewicht entspricht also der Formel

$$g = 44.2 l + 500^{\text{kg}}$$

auf den Längenmeter Brücke, wo  $l$  die Stützweite ist. Der Oberbau wiegt 114.000<sup>kg</sup> und stellt sich das Totalgewicht per laufendes Meter auf

$$g' = 44.2 l + 1925^{\text{kg}}.$$

Für eine eingleisige Eisenbahn-Brücke wäre nach Laissle und Schübler

$$g = 35 l + 337^{\text{kg}},$$

$$g' = 35 l + 760^{\text{kg}}.$$

Das Eisengewicht wäre also für die vorliegende Stützweite von 80<sup>m</sup> im Ganzen 250.960<sup>kg</sup>, so dass die Einrichtung der Brücke für den Strassen- und für den Eisenbahn-Verkehr ein Mehr-Eisengewicht von 323.160 — 250.960 = 72.200<sup>kg</sup> per Feld, oder eine Gewichtsvermehrung von 28.8% bedingte.

### Inundations-Brücken.

Da die beiden Landpfeiler der Strombrücke nur provisorischen Charakter haben, und der Raum für die später herzustellenden permanenten Pfeiler frei bleiben musste, so war ein directer Anschluss der

beiderseitigen Eisenbahn-Dämme und Strassenrampen an die eisernen Brückenfelder nicht durchführbar, es mussten daher, sowie in Berücksichtigung der Wasserverhältnisse, beiderseits der Hauptbrücke Inundations-Brücken hergestellt werden. Für deren Länge waren die Uferverhältnisse und die Anordnung der Strassenrampen massgebend. Auf die Wahl und Austheilung der Spannweiten übten nicht nur die örtlichen Verhältnisse Einfluss aus, sondern auch die Rücksicht auf angemessene Verwendung der am Bauplatze vorhandenen Holzvorräthe, welche in Folge der durch die Verhältnisse während des Baues nöthig gewordenen, eingangs erwähnten Umänderung des Projectes, nicht wie ursprünglich bestimmt verwendet werden konnten, jedoch danach schon dimensionirt waren.

Die Inundations-Brücke am rechten Ufer, Taf. 5, Fig. 6, hat bei einer Gesamtlänge von 67·87<sup>m</sup>, 8 Joche, und ist ihrer Construction nach eine einfache Balkenbrücke. Die Entfernung der Joche von Mitte zu Mitte beträgt bei 5 Feldern 9·50<sup>m</sup>, bei einem Felde, welches die Strasse in Bosnisch-Brood übersetzt, 10<sup>m</sup>, und bei dem an die Eisenbrücke anschliessenden Felde 6·40<sup>m</sup>.

Die Joche sind aus Piloten gebildet, auf deren Kappschwellen die Streckbäume unmittelbar aufliegen. Unter den Hauptträgern, auf welchen die Schienenstränge ruhen, sind je 6 Piloten angeordnet, die zwei mittleren vertical, die anderen in schiefer Richtung mit  $\frac{1}{6}$  Neigung (Fig. 6a, Grundriss des Joches).

Auf den Enden der in Gruppen zusammenstehenden Piloten sind kurze Kappstücke aufgezapft, auf welche der Kappschweller aufgekämmt ist. Die Höhe desselben über dem natürlichen Boden beträgt 6·50<sup>m</sup>. Für die Seitenversteifung sind die Piloten durch 4 kreuzweise angeordnete Streben, welche an den Kreuzungsstellen mit jenen leicht überschritten und verschraubt sind, verbunden.

Eine Ausnahme von dieser Anordnung musste bei dem der Strombrücke zunächst stehenden Joch mit Rücksicht auf die seinerzeitige Ausführung des permanenten Pfeilers eintreten. Um nämlich die Aushebung der Baugrube ohne Beirung durch das letzte Joch der Inundations-Brücke bewirken zu können, mussten die Piloten des letzteren zum mindesten bis in das beiläufige Niveau der voraussichtlichen Fundamentsohle reichen, woraus sich die Nothwendigkeit ergab, dieses Joch der Inundations-Brücke als Aufsatzjoch zu construiren.

Zahl und Anordnung der Piloten des Grundjoches entsprechen jener der übrigen Joche. Das Grundjoch wurde nahezu in der Höhe des natürlichen Bodens abgeschnitten, und die Piloten mit Zangen in der Richtung der Brückenaxe verbunden. Auf die Piloten kam ein Rost aus zwei Lagen

sich kreuzender Balken, welche unter sich verkämmt und auf die Piloten aufgezapft sind. Der Jochaufsatz ist in gleicher Weise wie die übrigen Joche ausgeführt, und die Ständer mit den Rostschwellen verzapft.

Wegen des Abstandes dieses Joches von dem Ende des eisernen Brückenfeldes mussten die Streckbalken über den Kappschweller des Joches um 3·60<sup>m</sup> hinausragen. Da beim Befahren der Brücke eine Biegung des vorstehenden Theiles der Streckbalken hätte eintreten müssen, daher Stösse gegen das Ende des eisernen Brückenfeldes ausgeübt worden wären, wurde zur Verhinderung dieses Umstandes ein schief stehender Rahmen als Strebe angeordnet, welcher auf den Rostschwellen aufruhend, mit dem Aufsatzjoch durch Zangen verbunden, den Enden der Streckbalken ein festes Auflager gibt.

Unter den Schienensträngen des Bahngeleises befinden sich je zwei Streckbalken in jedem Brückenfelde, die aus 3 übereinander liegenden, verschraubten und verdübelten  $\frac{28}{28}$ <sup>cm</sup> starken Balken bestehen. Die beiderseits auswärts des Bahngeleises liegenden zwei Streckbalken für die Strassenfahrbahn sind aus nur zwei übereinander liegenden, verschraubten und verdübelten Balken gebildet. Alle Streckbalken sind durch verticalstehende Kreuze gegen einander abgesteift.

Auf den Streckbalken liegen quer über die ganze Breite der Brücke reichende  $\frac{20}{30}$ <sup>cm</sup> Querschwellen, welche den doppelten 8<sup>cm</sup> und 5<sup>cm</sup> starken Pfostenbelag der Brückendecke tragen, und mit welchen die Längschwellen für das Eisenbahn-Geleise überblattet und durch Holzschrauben an jene befestigt sind.

Die Inundations-Brücke am linken Ufer hat bei einer Gesamtlänge von 27·10<sup>m</sup>, 5 Joche von 7·50<sup>m</sup> Höhe über dem natürlichen Boden. Da bei dieser Brücke die Maximal-Entfernung der Joche nur 6<sup>m</sup> beträgt, genügte für die Joche eine geringere Anzahl Piloten, und zwar 4 unter jedem Schienenstrange. Die vier Streckbalken des Eisenbahn-Geleises bestehen aus zwei übereinander liegenden  $\frac{28}{32}$ <sup>cm</sup> starken, verdübelten und verschraubten Balken, die Streckbalken unter der Fahrbahn nur aus einfachen  $\frac{28}{32}$ <sup>cm</sup> Balken.

Mit Ausnahme dieser Modificationen waren die beiden Inundations-Brücken in ihrer Construction einander gleich; bei denselben wurde ausschliesslich weiches Holz verwendet (nur die Dübel sind aus Eichenholz).

Die statischen Verhältnisse dieser Brücken sind folgende:

Brücke am linken Ufer:

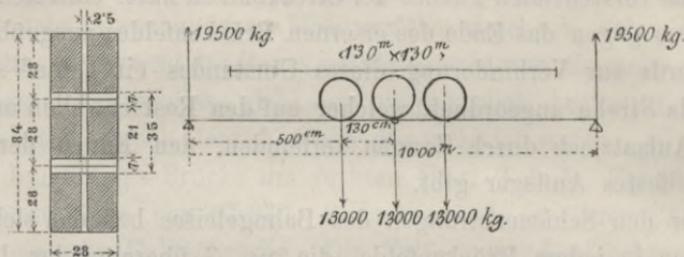
Grösste Spannweite 10<sup>m</sup>.

Belastung durch eine dreiachsige 39 Tonnen schwere Maschine.

Eigengewicht der 4 Träger 8500<sup>kg</sup>.

Es ergibt sich ein Angriffsmoment in Folge der Locomotiv-Belastung  $19.500 \times 500 - 13.000 \times 130 = 8,060.000 \text{ kg.cm}$ , in Folge des Eigengewichtes  $\frac{1}{8} 8500 \times 1000 = 1,062.500 \text{ kg.cm}$ , daher das Totalmoment für die Mitte  $9,122.500 \text{ kg.cm}$ .

Fig. 14.



Der Querschnittsmodul für alle 4 Tragbalken zusammen ist

$$4 \cdot \frac{1}{6} (28 - 2 \cdot 5) (84^2 - 35^2 + 21^2) = 106.624,$$

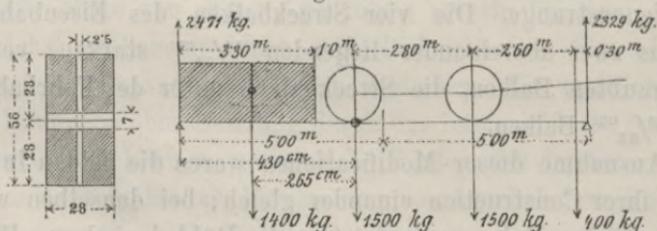
somit die Maximal-Beanspruchung  $\frac{9,122.500}{106.624} = 85,6 \text{ kg}$  per Quadrat-Centimeter.

Bei Berechnung des Querschnittsmoduls wurde der Fall angenommen, dass zwei Dübel übereinander und mit einem Bolzen im gefährlichen Querschnitte zusammen fallen, was in Wirklichkeit nicht eintritt, demnach die factische Beanspruchung unter der gerechneten bleiben wird.

Belastung der Fahrbahn durch Wägen und Menschengedränge:

Wägen von 6 Tonnen Gewicht. Menschengedränge per Quadratmeter  $400 \text{ kg}$ . Eigenlast  $2300 \text{ kg}$  per Balken.

Fig. 15.



In Folge der Verkehrslast ist das Angriffsmoment für den gefährlichen Querschnitt  $2471 \times 430 - 1400 \times 265 = 691.530 \text{ kg.cm}$ . In Folge des Eigengewichtes  $\frac{2300}{2} \times 430 - \frac{2300}{10} \times 4 \cdot 3 \times \frac{430}{2} = 281.865 \text{ kg.cm}$ , daher das Totalmoment für den gefährlichen Querschnitt  $973.395 \text{ kg.cm}$ .

Der Querschnittsmodul eines Balkens ist

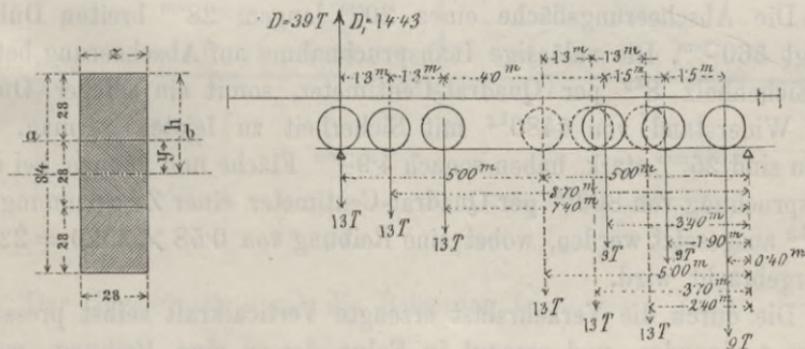
$$\frac{1}{6} (28 - 2.5) (56^2 - 7^2) = 13.120,$$

daher die Maximal-Beanspruchung  $\frac{973.395}{13.120} = 74.2^{\text{kg}}$  per Quadrat-Centimeter.

Auf den 8<sup>cm</sup> starken Pfostenbelag wirkt ein Raddruck 1500<sup>kg</sup>. Demnach ist ohne Berücksichtigung der Vertheilung des Druckes durch die obere Pfostenlage bei der freien Länge von 60<sup>cm</sup> das Angriffsmoment  $\frac{1}{4} 1500 \times 60 = 22.500^{\text{kg.cm}}$ , der Querschnittsmodul bei einer Pfostenbreite von 30<sup>cm</sup>  $\frac{1}{6} 30 \times 8^2 = 320^{\text{cm}}$ , daher die Maximal-Beanspruchung  $\frac{22.500}{320} = 70^{\text{kg}}$  per Quadrat-Centimeter.

Für die Anordnung der Verdübelung und Verschraubung der Träger ergibt sich die Ermittlung der Grenzwerte wie folgt:

Fig. 16.



Für die Träger unter den Eisenbahn-Geleisen ist das Trägheitsmoment des Querschnittes

$$T = \frac{1}{12} 28 \times 84^3 = 1,382.976 \text{ in Centimetern}$$

$$\int_0^h zy \cdot dy = 28 \times 28 \times 28 = 21.952 \text{ in Centimetern.}$$

Bei der Verticalkraft  $V$  ist die Schubkraft  $S$  in der Schichte  $a b$

$$S = \frac{21.952}{1,382.976} = 0.016 V \text{ per Centimeter Länge.}$$

Die einzuführende Verticalkraft  $V$  ist für das Träger-Ende gleich der halben Constructionslast mehr dem Maximal-Gegendruck in Folge

der Verkehrslast. Die Constructionslast der 4 Träger ist  $8500^{\text{kg}}$ , demnach von einem  $= 2125^{\text{kg}}$ .

Die Verkehrslast ergibt das Maximum an Stützen-Gegendruck, wenn das erste Locomotivrad knapp neben dem Auflager steht, demnach bei der Belastung durch eine 39 Tonnen schwere Locomotive und einen 27 Tonnen schweren Tender

$$D = \frac{1}{10} (13 [10 + 8.7 + 7.4] + 9 [3.4 + 1.9 + 0.4]) = 39 \text{ Tonnen,}$$

somit per Träger  $\frac{1}{4} 39 = 9750^{\text{kg}}$ , demnach die Schubkraft für die Träger-

$$\text{Enden } S = 0.016 \left( 9750 + \frac{2125}{2} \right) = 173^{\text{kg}} \text{ per Centimeter.}$$

Die Verkehrslast ergibt das Maximum an Transversalkraft für die Trägermitte, wenn das erste Rad derselben in der Mitte des Trägers steht, somit  $D_1 = \frac{1}{10} 13 (5.0 + 3.7 + 2.4) = 14.43 \text{ Tonnen,}$  somit per

Träger  $\frac{1}{4} 14.43 = 3608^{\text{kg}}$  und da der Beitrag durch das Eigengewicht gleich 0 ist für einen Träger  $S = 0.016 \times 3608 = 58^{\text{kg}}$  per Centimeter.

Die Abscheerungsfläche eines  $20^{\text{cm}}$  langen,  $28^{\text{cm}}$  breiten Dübels beträgt  $560^{\text{cm}^2}$ . Die zulässige Inanspruchnahme auf Abscheerung beträgt bei Eichenholz  $8^{\text{kg}}$  per Quadrat-Centimeter, somit ein solcher Dübel einen Widerstand von  $4480^{\text{kg}}$  mit Sicherheit zu leisten vermag. Die Bolzen sind  $25^{\text{mm}}$  stark, haben sonach  $4.9^{\text{cm}^2}$  Fläche und können bei einer Beanspruchung von  $800^{\text{kg}}$  per Quadrat-Centimeter einer Zugspannung von  $3920^{\text{kg}}$  ausgesetzt werden, wobei eine Reibung von  $0.58 \times 3920 = 2274^{\text{kg}}$  hervorgebracht wird.

Die durch die Verkehrslast erzeugte Verticalkraft selbst presst die Balken aneinander, und erzeugt in Folge dessen eine Reibung, welche für die Träger-Enden  $0.58 \times 9750 = 5655^{\text{kg}}$ , für die Trägermitte  $0.58 \times 3608 = 2093^{\text{kg}}$  beträgt.

Es betragen demnach diese Widerstände für die Träger-Enden

$$\text{Dübel} = 4480$$

$$\text{Bolzen} = 2274$$

$$\text{Verticalkraft} = 5655$$

$$\text{Zusammen } 12409^{\text{kg}}.$$

Für die Trägermitte

$$\text{Dübel} = 4480$$

$$\text{Bolzen} = 2274$$

$$\text{Verticalkraft} = 2093$$

$$\text{Zusammen } 8847^{\text{kg}}.$$

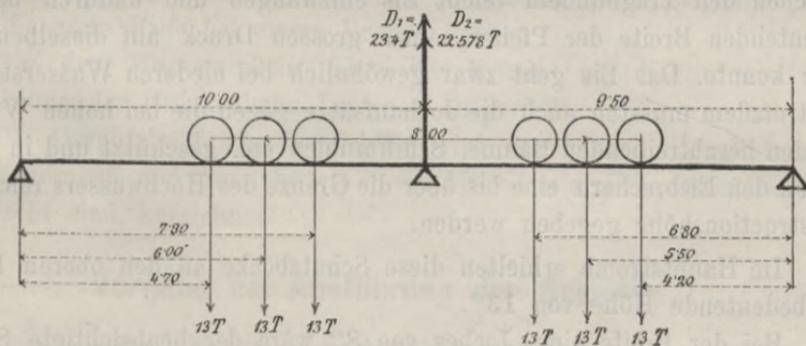
Für die Grösse der Schubkraft per Centimeter Trägerlänge ergibt sich sonach die Maximal-Entfernung der Schraubenbolzen an den Enden der Träger mit  $\frac{12.409}{173} = 72^{\text{cm}}$ , und in der Mitte  $\frac{8847}{58} = 152^{\text{cm}}$ .

Damit die Pressung der Dübel gegen die Einschnitte in den Streckbalken unter der Beanspruchung von  $60^{\text{kg}}$  per Quadrat-Centimeter bleibe, muss die Tiefe der Einschnitte  $\frac{4480}{28 \times 60} = 2.67^{\text{cm}}$  betragen.

Die Berechnung dieser Grenzwerte für die Streckbalken unter der Strassenfahrbahn ergibt sehr wenig differirende Resultate. Unter Beobachtung dieser Grenzwerte wurde die Anordnung der Dübel und Schrauben den sonstigen constructiven Rücksichten entsprechend ausgeführt.

Für die Belastung des Joches ist die Befahrung der Brücke, wie bei der Probefahrt, mit Brust an Brust gestellten Locomotiven in Betracht zu ziehen.

Fig. 17.



Der Gegendruck durch die Belastung ist

$$D_1 = \frac{1}{10} 13 (4.70 + 6.00 + 7.30) = 23.400^{\text{kg}},$$

$$D_2 = \frac{1}{9.5} 13 (4.20 + 5.50 + 6.80) = 22.578^{\text{kg}},$$

der Gegendruck durch die Constructionslast nahezu  $\frac{2 \times 8500}{2} = 8500^{\text{kg}}$ ,

demnach zusammen  $54.478^{\text{kg}}$ , welche sich auf 12 Piloten vertheilen, daher eine derselben mit  $4540^{\text{kg}}$  belastet ist.

Nachdem diese  $30^{\text{cm}}$  starken Piloten unter Hoyern von  $600^{\text{kg}}$  Gewicht,  $5^{\text{m}}$  Fallhöhe, bei den letzten Schlägen noch im Mittel  $30^{\text{mm}}$  eindringen, so ist der Sicherheitsgrad

$$m = \frac{5000 \times 600^2 \times 850}{30 (600 + 850)^2 4540} = 5.3.$$

Die auf die gleiche Weise durchgeführte Berechnung für die Inundations-Brücke am rechten Ufer ergibt nachstehende Resultate:

Maximal-Beanspruchung der Träger unter dem Eisenbahn-Geleise  $67^{\text{kg}}$  per Quadrat-Centimeter, der Träger unter der Fahrbahn  $78^{\text{kg}}$  per Quadrat-Centimeter, die Minimal-Bolzendistanz der verdübelten und verschraubten Träger unter dem Eisenbahn-Geleise am Ende der Träger  $60^{\text{cm}}$ , in der Mitte derselben  $133^{\text{cm}}$ .

Der Sicherheitsgrad der Piloten der Joche unter dem Eisenbahn-Geleise bei einer Belastung von  $4800^{\text{kg}}$  und einer mittlern Eindringungstiefe von  $30^{\text{mm}}$  beträgt 5.0.

### Eisbrecher.

Obleich die Eisbildung auf der Save selten auftritt und das Eis gewöhnlich ohne besondere Störungen abgeht, war doch die Anordnung von Eisbrechern wegen der Form der Joche dringend geboten, da sich zwischen den Tragbündeln leicht Eis einzwängen und dadurch bei der bedeutenden Breite der Pfeiler, einen grossen Druck auf dieselben ausüben konnte. Das Eis geht zwar gewöhnlich bei niederen Wasserständen ab, trotzdem mussten auch die Jochaufsätze gegen die bei hohen Wasserständen herabtreibenden Bäume, Schiffmühlen etc. geschützt und in Folge dessen den Eisbrechern eine bis über die Grenze des Hochwassers reichende Constructionshöhe gegeben werden.

Im Hauptstrome erhielten diese Schutzböcke an den oberen Enden die bedeutende Höhe von  $13^{\text{m}}$ .

Bei der Breite eines Joches von  $8^{\text{m}}$  wäre der beabsichtigte Schutz mittels eines einzigen Bockes nicht zu erzielen gewesen, daher musste zum Schutze eines Joches eine Gruppe von drei Eisbrechern, Taf. 5, Fig. 7, angeordnet werden. Solche Gruppen wurden vor den vier Jochen im Hauptarme und vor den zwei Jochen im bosnischen Arme des Flusses ausgeführt.

Jeder Eisbrecher besteht aus 15 Piloten, welche in zwei Reihen nach Fig. 7 angeordnet sind. Die Pfähle wurden mit den oberen Enden gegen die Mittellinie des Bockes zusammengezogen, wodurch sich vorne an der Spitze ein Bündel von 5 Piloten bildete. Auf die Pfähle kam in geneigter Richtung der Kappschweller, aus drei mit einander verschraubten Balken bestehend. Die Bekleidung der Seitenflächen der Böcke mit Wasser-ruthen zeigt Fig. 7 a.

Eiserne Armirungen der Böcke zum Schutze gegen das Eis kamen nicht in Anwendung, da angenommen werden konnte, dass innerhalb des

Zeitraumes von wenigen Jahren, für welche der Bestand der provisorischen Pfeiler in Aussicht genommen ist, bedeutendere Eisgänge nicht wiederholt auftreten werden.

### Nebenanlagen und sonstige Einrichtungen.

Hierher gehören die dem Wagenverkehr dienenden beiden Strassenrampen  $r r$ ,  $r' r'$ , Taf. 2, 7<sup>m</sup> breit, am linken Ufer mit 4%, am rechten mit 5% Steigung angelegt; ferner die an den Enden der Inundations-Brücken erbauten zwei hölzernen Wachhäuser für die Bahn- und Brückenwächter, mit elektrischen Glocken-Signalapparaten versehen; endlich die am Fusse der Rampen placirten hölzernen Buden für die Einnehmer der Strassenmaut.

Zur ersten Abwehr einer Feuersgefahr sind 13 hölzerne Wasserbottiche längs der Brücke aufgestellt. Zwei Knaust'sche Pariser Karrenspritzen, mit je einem Saug- und einem 32<sup>m</sup> langen Druckschlauche versehen, befinden sich in den Magazinsräumen der beiden Wächterhäuser. Mit Hilfe dieser Einrichtungen können die Brückenwächter allein und rasch die erste Hilfe bei einem Brande leisten.

Für den Wagenverkehr über die Brücke bei Nacht sind zur Beleuchtung der Brückenbahn Laternen aufgestellt.

Die Durchfahröffnung für Schiffe wird durch zwei Signallaternen, welche stromauf- und stromabwärts in der Mitte des zweiten Brückenfeldes angebracht sind, bezeichnet.

### Vorgang bei Ausführung der Arbeiten.

#### Material- und Arbeitsplätze.

Der einzige bei Beginn des Baues der Ueberschwemmungsgefahr nicht ausgesetzte Material- und Arbeitsplatz befand sich am linken Ufer nördlich des Regimentsdammes und westlich der Verbindungsbahn. Zu dessen Verbindung mit der Uferlande war eine Rollbahn durch einen Einschnitt in den Regimentsdamm angelegt, welcher jedoch bei drohender Wassergefahr geschlossen werden musste.

Als durch den Dambruch bei Kobaš auch dieser Platz inundirt wurde, war kein absolut sicherer Depôttraum mehr vorhanden und musste man sich mit den relativ hoch gelegenen Plätzen an der beiderseitigen Uferlande, sowie auf der Insel begnügen. Auf dem Situationsplane Taf. 1 sind die Material-Depôtplätze sowohl für das Holz als auch für die Bestandtheile der Eisen-Construction angedeutet.

Das Abbinden der Jochaufsätze erfolgte auf dem zunächst der Verbindungsbahn im Niveau des Regimentsdammes erbauten Reissboden,

jenes der Montirungsgerüste, dann des Oberbaues auf der Insel, der Inundations-Brücken auf den bezüglichen Uferländern.

Bei Hochwasser füllten sich die Materialgruben, aus denen der Erdbedarf für die Strassenrampen und Eisenbahn-Anschlüsse gedeckt wurde, am linken Ufer durch Sickerwasser, jene am rechten Ufer zuerst durch dieses, dann aber durch Inundations-Wasser, so dass die Erdarbeiten unterbrochen werden mussten.

### Rammarbeiten.

Zur Vornahme der Rammarbeiten bestand der Arbeitspark aus:

2 Zugrammen,

13 Kunstrammen und

4 Schlagwerken mit Dampftrieb.

Die Zugrammen kamen ausschliesslich zum Schlagen von Gerüstpiloten in Verwendung; sie hatten einen 300<sup>kg</sup> schweren gusseisernen Hoyer. Zur Bedienung der Ramme waren 13—15 Mann erforderlich.

Dieser Schlagapparat eignete sich sehr gut zu den leichten Pilotirungsarbeiten der Montirungsgerüste, da er schnell transportirt und aufgestellt werden konnte.

Die Kunstrammen hatten Hoyer von 600<sup>kg</sup> Gewicht. Das Aufziehen des Hoyers erfolgte durch eine gewöhnliche, von vier Mann bediente Winde. Wenn der Pilotenkopf schon in die Nähe des Fusses der Ramme gelangt war, konnte eine Fallhöhe von 7<sup>m</sup> erzielt werden. Obgleich der Nutzeffect dieser Rammen wegen der hiebei in Verwendung gelangenden geringen Arbeitskraft ein sehr günstiger ist, hatten sie doch den Nachtheil einer geringen absoluten Leistungsfähigkeit. Bei den bestehenden Verhältnissen konnte mit einer Ramme per Tag nur Eine Pilote geschlagen werden.

Bei den vier Rammen mit Dampftrieb dienten als Motoren zum Aufziehen des Hoyers Locomobile von vier Pferdekräften.

Die bei diesen Rammen verwendeten Hoyer hatten 800<sup>kg</sup> und 1000<sup>kg</sup> Gewicht.

Jedes dieser Schlagwerke befand sich auf der Plattform zweier eingerüsteten Schiffe. Die Bedienung besorgten 1 Maschinist, 1 Schlagmeister, 1 Bremser, 1 Zimmermann, 1 Schiffmann und 4 Handlanger.

Die Leistungsfähigkeit dieser Schlagwerke, an und für sich zwar bedeutend, ward durch Zeitverluste und häufig vorkommende Beschädigungen wesentlich beeinträchtigt; deshalb konnten mit einem solchen Schlagwerke täglich durchschnittlich nur 3 Piloten eingetrieben werden. Die Ausführung der Pilotirung mit den Kunstrammen, welche auf festen

Gerüsten standen, und wobei die Piloten nach Schnurgerüsten gesetzt wurden, bot keinerlei Schwierigkeit. Mit denselben wurden die Land- und Inseljoche, endlich die schiefen Piloten an den Spitzen der Pfeiler im bosnischen Arme ausgeführt.

Die Pilotirung eines Joches wurde stets mit den in der Brückenaxe liegenden Piloten *a a*, Taf. 2 (Grundriss) begonnen. Hierauf erfolgte das Eintreiben der Piloten der ersten Reihe nach den fortlaufenden Nummern, und dann Reihe nach Reihe.

Obgleich das Gesamtergebniss der Pilotirung in Bezug auf richtige Stellung der Joche ein in hohem Grade befriedigendes war, da nur Abweichungen unter 15<sup>cm</sup> vorkamen, so war eine solche Genauigkeit bezüglich jeder einzelnen Pilote nicht zu erzielen. Da der Flussgrund sehr gleichmässig ist, konnte die Ursache dieses Abweichens der Piloten während des Schlagens von dem ursprünglichen Platze, wo sie gesetzt waren, nur dem Umstande zugeschrieben werden, dass das Intervalle zwischen den einzelnen Pfählen sehr klein war, und in Folge dessen einzelne Piloten im Boden sich unmittelbar an die Nachbarpfähle anschlossen. Selbst bei den Pilotirungen im Trockenem, wo die Pfähle sehr genau gesetzt werden konnten, wurden derartige Bewegungen constatirt, und zwar in sandigem Grunde weitaus mehr als in Lehmboden. Aus dieser Ursache kamen an den beiden Jochen im bosnischen Arme, wo grösstentheils Sandschichten zu durchdringen waren, 22 Piloten so sehr aus der richtigen Stellung heraus, dass sie durch andere ersetzt werden mussten.

Zur Schonung der Pfähle wurde bei den Hoyern von 800 und 1000<sup>kg</sup> die Fallhöhe mit 3<sup>m</sup> als die zweckmässigste festgestellt. Die Eindringungstiefen ergaben nach den später für die Projectsverfassung permanenter Pfeiler ausgeführten vielfachen Sondirungen, dass die Sandschichten dem Eindringen der Pfähle einen weit grösseren Widerstand entgegengesetzten, als die Lehmschichten und die blaue Tegelschichte unter der Flusssohle im Hauptarme. Die Piloten der Tragjoche waren mit gusseisernen Schuhen von 23<sup>kg</sup> Gewicht versehen.

Einige besondere Massnahmen erheischte das Schlagen der schiefen Piloten der Tragjoche mit den Schlagwerken mit Dampftrieb.

Bei den 6 Jochen im Haupt- und bosnischen Arme waren 72 Piloten unter  $\frac{1}{10}$  Neigung an den Seiten der Pfeiler und 48 unter  $\frac{1}{6}$  Neigung an den Spitzen der Pfeiler im Hauptarme zu schlagen.

Eines der Schlagwerke, welches wegen der Breite seiner Basis kein Bedenken für die Stabilität erregte, wurde unter  $\frac{1}{20}$  nach vorne geneigt und durch fortwährendes Hinüberdrücken der Pilote in die schiefe Lage während des Schlagens das Eindringen derselben in schiefer

Richtung befördert. Nachdem jedoch das Resultat nicht vollständig zufrieden stellte, des Zeitgewinnes wegen auch diejenigen beiden Schlagwerke mit Dampftrieb zu dieser Arbeit herangezogen werden mussten, welche aus Stabilitätsrücksichten nicht nach vorwärts geneigt werden durften, so wurde nachstehender Vorgang nach Taf. 5, Fig. 1 eingehalten.

Die Pilote setzte man entsprechend der Neigung und Wassertiefe auf  $\frac{1}{10}$  der Höhe des Pfeilers von diesem entfernt, und trieb sie mit einigen Schlägen des Hoyers ein, um ihre Spitze im Boden festzuhalten. Hierauf wurde der Kopf der Pilote mit einer Kette gefasst, welche nach rückwärts über eine Winde geführt war. Das Schlagwerk selbst verband man mittelst eines Flaschenzuges mit den schon geschlagenen verticalen Piloten. Durch das Anspannen der Kette an der Winde und das Anziehen des Flaschenzuges wurde die Pilote am Kopfe und Fusse festgehalten und durch dies und den in der Mitte mittelst des Flaschenzuges hervorgebrachten Druck des Schlagwerkes gebogen. Während des Schlagens bei geringen Fallhöhen wurde Winde und Flaschenzug fortwährend angespannt und hiedurch erzielt, dass die Pilote in tangentieller Richtung zu ihrer Krümmung in den Boden eindrang, womit die beabsichtigte schiefe Stellung der Pfähle vollkommen erreicht war.

Für die unter  $\frac{1}{6}$  Neigung zu schlagenden Piloten an der Spitze der Pfeiler im Hauptarme musste ein Schlagwerk umgebaut werden, indem es trotz der geringen Flussgeschwindigkeit unthunlich war, die Schiffe oberhalb der Pfeiler breitseits gegen die Strömung zu stellen. Da es aus Stabilitätsrücksichten bedenklich gewesen wäre, die Lauf-*ruthen* unter  $\frac{1}{6}$  Neigung anzuordnen, wurden an das Schlagwerk zwei Lauf-*ruthen* für den Hoyer unter  $\frac{1}{12}$  Neigung angesetzt und die weiter erforderliche Neigung bis zu  $\frac{1}{6}$  dadurch erzielt, dass die Pilote ebenfalls in der früher beschriebenen Weise durch Biegung in die verlangte schiefe Richtung gezwungen wurde.

Nur an den flussabwärtigen Pfeiler-Enden, wo die Stellung der Schiffe senkrecht gegen die Strömung durch Benützung fester Haftpunkte ohne Gefahr erreicht werden konnte, wurde ein Theil der schiefen Piloten mit breitseits auf den Schiffen eingerüsteten Schlagwerken, deren Lauf-*ruthen* entsprechend schräg gestellt waren, eingeschlagen.

### Aufbau der Joche.

Die Arbeit theilte sich in die Herrichtung des Grundjoches und das Aufstellen der Jochaufsätze.

Zur Herrichtung der Grundjocher mussten zuerst die Pilotenköpfe durch Einlegen provisorischer Zangen, durch Keile und durch Anwendung

von Winden in ihre richtige gegenseitige Stellung gebracht werden. Diese zeitraubende Arbeit bot grosse Schwierigkeit, indem bedeutende Kraftentfaltung erforderlich war und hiebei feste Stützpunkte mangelten. Es mussten in Folge dessen zuerst je zwei gegenüberstehende Tragbündel in ihren richtigen gegenseitigen Abstand gebracht, dann diese zwei Paare in Bezug auf ihre gegenseitige Stellung auseinander gepresst oder zusammen gezogen werden. Sobald die richtige Stellung erzielt war, wurden die Piloten abgeschnitten und an den übermassigen Köpfen so weit abgearbeitet, bis das Intervalle für die 20 und 25<sup>cm</sup> starken Längs- und Querzangen gewonnen war. Nach Einlegung dieser bohrte man die Löcher für die Verbindungsbolzen, zog die Schrauben ein und legte endlich den Rost auf die Pilotenköpfe. Für diese bei sehr hohem Wasserstande vorgenommenen Arbeiten genügten als Arbeitsgerüste beiderseits der Pfeiler angehängte Flösse.

Zum Aufstellen der Jochaufsätze brachte man nach Fig. 8, Taf. 5, die inneren drei Säulen der Tragbündel in schiefe Lage auf den Rost, legte die Andreaskreuze mit den Zugbändern und die Zangen ein und verschraubte sie mit einander. Diese, eine feste Verbindung bildenden Theile der Aufsätze wurden sodann mittelst Winden und eines in der Mitte des Joches aufgestellten Bockes in die verticale Lage gebracht und genau auf den richtigen Platz gestellt. Nun erfolgte die Einfügung der übrigen Säulen, Zangen, Streben etc. und die Ausführung aller übrigen Arbeiten zur Vollendung der Joche.

### Aufbau der Montirungsgerüste.

Bei der Pilotirung der Joche für die Parabelträger wurde beim Schlagen ein 3<sup>m</sup> langer Aufsatz angewendet, um die Piloten bis zum Wasserspiegel eintreiben zu können, da während der Vornahme dieser Arbeit ein sehr hoher Wasserstand vorherrschte. Das Schlagen der Piloten mit diesem Aufsatz war jedoch sehr beschwerlich, und wegen der hiebei auftretenden Vibration der Pfähle mit Gefahr verbunden.

Zum Aufstellen der Aufsätze und der Sprengwerke wurde auf die Grundjochs eine provisorische Brückendecke gelegt, auf welcher die Aufsätze und Sprengwerke zusammengesetzt und aufgestellt werden konnten. Auf diese Weise war im bosnischen Arme begonnen und derselbe auf seine ganze Breite eingerüstet worden, als das Steigen des Wassers zu Beginn des Monats Februar zur Sistirung der Arbeit und Abtragung der Gerüste zwang. Als der Wasserstand im Monate März die Wiederaufnahme dieser Arbeiten gestattete, wendete man den beschriebenen Vorgang nur bei den Jochen des dritten Brückenfeldes an.

Bei den übrigen Feldern benützte man ein um diese Zeit disponibel gewordenes Schlagwerk mit Dampftrieb und Schiffsgerüste. Dabei bediente man sich der Aufzugsvorrichtung des Schlagwerkes zur Hebung der Constructionstheile bei deren Versetzung in ihre richtige Lage.

Zur Aufstellung der Parabelträger wurde das eingerüstete Schlagwerk in gleicher Weise mit Vortheil verwendet, wie aus Fig. 5, Taf. 5 ersichtlich.

Ogleich der um diese Zeit eingetretene Beharrungszustand des Wassers die Arbeit erleichterte, wurde sie ununterbrochen bei Tag und Nacht fortgesetzt, um diese günstigen Wasserstandsverhältnisse möglichst auszunützen.

### Abtragen der Montirungsgerüste.

Zur Abtragung der Joche der Montirungsgerüste wurden die Piloten im bosnischen Arme herausgezogen, im Hauptarme jedoch abgebrochen. Das Herausziehen erfolgte mittelst Winden und Flaschenzügen von einem auf zwei Schiffen eingebauten Gerüste aus. Beim Abbrechen wurde die Pilote mit Hilfe dieser Apparate einfach so lange nach einer Seite gezogen, bis der Bruch erfolgte, was mit grosser Regelmässigkeit ungefähr 30<sup>cm</sup> unter dem Grunde geschah. Nur die Beseitigung der Joche des Montirungsgerüsts unter dem 3. Brückenfelde war mit Schwierigkeiten verbunden, da dieses Feld unverzüglich nach beendeter Montirung für die Schifffahrt frei gemacht werden musste und des hohen Wasserstandes wegen die Jochschweller über einen Meter unter Wasser waren, in Folge dessen die Schrauben, welche diesen Schweller mit den Piloten verbanden, nicht gelöst werden konnten. Diese Abtragung wurde in der Art bewirkt, dass mit grossen Haken, die an Tauen befestigt waren, die einzelnen Piloten gefasst und mittelst Flaschenzügen und Winden aus ihrer Verbindung gerissen und abgebrochen wurden.

Diese Arbeit war nicht ohne Gefahr auszuführen, da die Piloten, wenn sie abbrachen, dem eisernen Haken, der sie gefasst hatte, entschlüpften, wobei sie an einzelnen Holzfasern festgehalten, manchmal bis zu einer Viertelstunde unter Wasser blieben, bis sie losrissen und plötzlich über die Oberfläche nahezu vertical herausschossen und gegen die auf Booten und Flössen befindlichen Arbeiter umschlugen.

### Montirung der Eisen-Construction.

Nach Bezeichnung der Brückenaxe auf den Tragjochen und auf den Montirungsgerüsten wurde mittelst Lattenmessung Anfang und Ende eines jeden Feldes bestimmt und durch Punktnägel markirt, ferner auf

den Gerüsten die Horizontal-Projectionen der inneren Gurtkanten und die Auflager-Niveaus bezeichnet.

Die nachfolgende Besprechung der speciellen Arbeiten soll felderweise geschehen, und zwar in jener Reihenfolge, in welcher die Montirung der verschiedenen Brückenfelder erfolgte.

### III. Brückenfeld.

(Maschinenfabrik und Eisengiesserei J. Kőrösi, Andritz bei Graz.)

Die Montirung dieses Brückenfeldes begann bei nur in der halben Länge fertigem Montirungsgerüste am 17. März 1879 und endete, nachdem das Gerüst am 17. April gänzlich fertig gestellt war, am 11. Mai.

Das Constructions-Material war auf einem Schlepsschiffe verladen; die Ausladung begann am 15. und war am 30. Jänner beendet. Die Ausladung betrug sonach täglich durchschnittlich 21·5 Tonnen Eisenmaterial, ausserdem auch das gesammte Werkzeug. Der Material-Depôtplatz (Taf. 1) lag auf der Insel, zunächst des Tragjoches Nr. VI. Vorsichtshalber hatte man den grössten Theil des Materials auf einer circa 0·75<sup>m</sup> hohen auf Piloten ruhenden Plattform von circa 10<sup>m</sup> Länge und 10<sup>m</sup> Breite deponirt und dabei entsprechend sortirt.

Bereits im Werke aus ihren Constructions-Elementen zusammengesetzt und vernietet waren die folgenden Stücke: Absteifungen der Gurtstehbleche und der Endquerträger; Verticalständer; zwei und zwei der zusammengehörigen Endständerwinkel, die inneren mit den zugehörigen Futterblechen; Zwischengitter der Endständer; Zugbandhälften, der Länge nach (mit Ausnahme von Nr. 1) in zwei Theilen, einer derselben die Kuppelasse enthaltend; Anschlussstücke der Querträger mit angenieteten Decklaschen; Querträger-Mittelstücke; Schwellenträger; Querverbindungen hiezu; obere Querverbindungen complet.

Alles andere Material war in getrennten Stücken auf den Platz gestellt, gebohrt, bis auf Theile, welcher im Verlaufe der Arbeitsbeschreibung Erwähnung geschehen wird.

Der Transport des Materials auf das Gerüste geschah mit Hilfe eines einfachen Seilauzuges, bestehend aus einem am Joche Nr. VI aufgerichteten wenig geneigten Ausschussbaume, einer auf den unteren Rost dieses Joches placirten Krahnwinde, von welcher das Aufzugseil über eine Leitrolle zur oberen Flasche des Flaschenzuges führte.

Die Unterstützungen für die Untergurte bestanden aus je zwei über einander liegenden Holzklötzen von zusammen 60<sup>cm</sup> Höhe (wegen des Nietens) in Abständen von 4<sup>m</sup>, auf welcher die Lamellen und Gurtwinkel ausgelegt wurden. Durch schwach konische Stahldorne

brachte man die über einander gehörenden Nietlöcher in ihre richtige Lage, zog geringe Biegungen der Winkel gerade und erzielte durch Heftschrauben eine provisorische Verbindung. Das bereits im Werke grundirte Material musste vor dem Auslegen einer sorgfältigen Reinigung durch Waschen und Scheuern mit Stahlbürsten unterzogen und die Berührungsflächen der einzelnen Theile mit Oelfarbe gestrichen werden, um die Fugen zu füllen und spätere Rostbildung in denselben zu verhüten.

Die Vernietung der Lamellen und Gurtwinkel durch besondere Arbeitspartien begann am 22. März\*). Die Stosslaschen der Stehbleche wurden nur einerseits vernietet. Die Vernietung der zweiten Seite geschah erst vor dem Ablassen der vollständig aufgebauten Eisen-Construction, nachdem die durch die angeordnete Sprengung der Hauptträger von 65<sup>mm</sup> bedingte Form des Untergurtes definitiv berichtigt war.

Zwischen die Holzunterbaue wurden von Strecke zu Strecke paarweise kräftige Schraubenwinden (amerikanische Winden) gestellt, mit

---

\*) Jede solche Nietpartie besteht aus einem Vornierer, zwei Zuschlägern, einem Gegenhalter und einem Feuerburschen; letzterer besorgt das Wärmen der bis zur Rothglut zu bringenden Niete in einer mit Coaks geheizten Cylinder-Feldschmiede. Durch eine einfache Vorrichtung wird erzielt, dass nur der Nietschaft glühend wird, der Feuerraum der Feldschmiede ist nämlich gegen den Löschtrog durch eine Gussplatte abgegrenzt, welche dem Niet-Durchmesser entsprechende Durchlochungen aufweist; durch seitliche Bleche ist ein Kasten für den glühenden Coaks gebildet, in welchen durch die Löcher die zu wärmenden Niete eingeschoben werden. Nachdem eine glühende Niete der Nietpartie mittelst der Zange zugereicht (oder auch zugeworfen), dort übernommen und von unten in das entsprechende Loch eingeführt ist, welches vorher durch Ausreiben mit der Reibahle, oder wenn die zusammengehörigen Löcher schon genügend genau stimmen, nur durch Durchtreiben eines kalibermässigen Dornes egalisirt wurde, wird der Setzkopf der Niete durch die untergeschobene und fest angezogene Nietwinde an das Blech gepresst und der Vornierer mit den beiden Zuschlägern stauchen mit Hilfe von Niethämmern den vorstehenden Theil des Schaftes und bilden so die rohe Form des Schliesskopfes. Der Vornierer setzt nun das Schelleisen an (mit seiner, der Kopfbildung entsprechenden Höhlung), auf welches dann die Zuschläger zur Erzielung des vollkommenen Schlusses 10—12 kräftige Schläge mit den Zuschlaghämmern führen.

Hiedurch wird auch die regelmässige Form des Kopfes erzielt, der dann noch durch Abmeisseln des sich bildenden Kranzes abgeputzt wird. Die Niethämmer haben ein Gewicht von circa 2<sup>kg</sup>; die Zuschlaghämmer für schwächere Niete (18 und 20<sup>mm</sup>) 4<sup>kg</sup>, für stärkere Niete (25 und 26<sup>mm</sup>) 6-3<sup>kg</sup>.

Das Einnieten der Stehbleche geschieht in analoger Weise, nur ist bei dem einen der beiden Bleche die Anwendung der Nietwinde unthunlich und muss durch einen schweren eisernen Gegenhalter ersetzt werden, der von zwei Mann gehandhabt wird. Beim zweiten Stehbleche wird der Gegenhalt durch kleine in das Intervall einzusetzende Nietwinden geleistet.

deren Hilfe die bei etwaigen Setzungen des Gerüsts erforderlichen Niveau-Regulirungen erfolgten.

Nach bewirkter Vernietung der Gurte auf circa 20<sup>m</sup> Länge geschah die Aufstellung der beiden Endständer in nachfolgender Weise: Die äusseren endseitigen Endständerwinkel wurden unter Zuhilfenahme von Stangen und Seilen aus freier Hand in die verticale Lage gebracht und mit den Stehblechen an gehöriger Stelle verdornt und verschraubt.

Das zu hebende Gewicht beträgt je circa 320<sup>kg</sup> und die erforderliche Hebung des Schwerpunktes 4·5<sup>m</sup>.

Mit Hilfe von Flaschenzügen, welche an die aufgestellten Winkel befestigt wurden, konnten nunmehr die einzelnen Bestandtheile der Endständer einschliesslich der Endquerträger und oberen Querverbindungen aufgezogen, eingesetzt und mit Dornen und Heftschrauben befestigt werden. Sodann konnte zum Aufstellen der auf einander folgenden, je aus Querträger, correspondirenden Verticalständern und oberer Querverbindung gebildeten Profilrahmen geschritten werden. Die Zusammensetzung des Profils begann mit dem Aufbringen des Querträgers, der liegend auf Klötze zu ruhen kam. Die Anschlussstücke mit den Decklaschen wurden darüber geschoben, die Ständer auf die Gurtstehbleche gehoben und an die Querträger angeschoben, verdornt und verschraubt, wobei das der Stehblechdicke entsprechende Intervall durch Einschaltung von Futterringen gewahrt wurde, endlich die obere Querverbindung aufgehoben und provisorisch mit den Ständern verbunden. Wie schon erwähnt, erhielten alle Anschlussflächen nach sorgfältiger Reinigung einen Oelfarbanstrich.

Die Zusammensetzung erfolgte nach Fig. 5, Taf. 6, in etwas geneigter Lage, zu welchem Behufe Unterstützungsclötze auf die Stehbleche gelegt worden waren. Mit Hilfe von 2 (bei den leichteren Mittelprofilen 1) an den Querverbindungen befestigten Flaschenzüge und Krahnwinden begann nun das Aufziehen, so lange als möglich durch Wagenwinden unterstützt. Jene Profile, an deren oberen Querverbindungen die Flaschenzüge befestigt waren, wurden nach rückwärts entsprechend verhängt. Holzstützen sollten während des Hebens ein Zurückfallen der Profile im Falle eines Seilbruches verhindern. Der Fuss der Verticalständer glitt hiebei auf schrägen, entsprechend gestützten Blechen, die behufs Verminderung der gleitenden Reibung mit Oelfarbe gut gestrichen waren. Sobald das Profil der verticalen Stellung nahe kam, legte man die Schwellenträger ein und beendete das Aufziehen. Sobald zwei correspondirende Nietlöcher im Stehbleche und Ständer sich zu decken begannen, musste sogleich ein schwächerer Dorn eingetrieben werden; erst nach gänzlicher Aufstellung erfolgte die vollständige Verdornung

und Verschraubung mit den Stehblechen. Die etwa noch erforderliche Verschiebung der Verticalständer geschah mit Hilfe von Wagenwinden. Die Arbeiteranstellung beim Aufstellen war nachfolgende:

Bei den Rutschplatten	je 1 Mann	. . . . .	2 Mann
„ „	Krahnwinden	„ 4 „ . . . . .	8 „
„ „	Wagenwinden	„ 1 „ . . . . .	2 „
„ „	oberen Flaschen	„ 1 „ . . . . .	2 „
„ „	Spreizen	. . . . .	2 „
			Zusammen 16 Mann.

Dieselbe Anzahl blieb auch beim Zusammensetzen thätig. Die hiebei zu bewältigenden Gewichte stellten sich folgendermassen:

Querträger ohne Anschlussheile	. . . . .	1160 <sup>kg</sup>
Querträger complet	. . . . .	1426 <sup>kg</sup>
Obere Querverbindung	. . . . .	730 <sup>kg</sup>
Verticalständer Nr. 1 (schwerster)	. . . . .	1260 <sup>kg</sup>

Beim Heben auf circa 1·3<sup>m</sup> Höhe entfallen also beim schwersten Stücke per Mann 1260:16 rund 80<sup>kg</sup>

Zum Zusammensetzen eines Profils war eine Zeit von ungefähr 5 Stunden erforderlich, das Aufziehen dauerte  $\frac{1}{2}$  Stunde.

Nach vollführter Aufstellung des ersten Profils kam der dem ersten Halbfache entsprechende Theil des Obergerüsts sogleich zur Ausführung, theils um eine provisorische Verbindung der oberen Theile zu erzielen, theils um die Seilmanipulationen, sowie das Einziehen der Zugbänder zu erleichtern.

Das Obergerüst bestand aus je zwei 15—20<sup>cm</sup> starken Rundhölzern, welche am Untergurt der oberen Querverbindung zunächst der Verticalständer aufruhten und nach der Brückenlänge lagen; sie trugen nächst den oberen Querverbindungen beiderseits dieser ein Rundholz, das über die Hauptträger rechts und links circa 1·5<sup>m</sup> vorstand. Diese Hölzer dienten den 3·8<sup>m</sup> langen, 5<sup>cm</sup> starken Gerüstpfosten als Auflager; an beiden Seiten jedes Hauptträgers war eine Gerüstbahn von 0·80 bis 1·00<sup>m</sup> Breite, innerhalb aber noch eine weitere Gerüstfläche zur Aufstellung der Feldschmieden, Vorräthe von Nietten etc. nach Bedarf hergestellt. Die einzelnen Rundhölzer waren durch Klammern mit einander verbunden.

Nach Aufstellung dreier Profile begann auch das Einsetzen der Zugbänder. Hiezu mussten vorerst (Fig. 5, Taf. 6) die grossen Knotenbleche am Endständer aufgezoogen und eingesetzt werden. Sodann folgte das Aufziehen und Einsetzen der Zugbandhälften Nr. 1, wozu der

Flaschenzug am Endständer befestigt, das Zugband ober dem Schwerpunkt mittelst Ketten gefasst und so hoch gehoben wurde, dass in das untere Ende das entsprechende Stehblech des Untergurtes eingreifen konnte. Durch Drehen gegen den Ständer Nr. 1 und darauffolgendes Niederlassen konnte das Eingreifen des Knotenbleches zwischen die Flacheisen des Diagonalbandes bewirkt und dasselbe in seine richtige Lage gebracht werden, worauf die Verdornung und Verschraubung erfolgte. Auf dieselbe Weise geschah das Einsetzen der Zugbänder Nr. 2 und 3, wobei die Flaschenzüge an den Ständern Nr. 1 beziehungsweise Nr. 2 angehängt wurden. Die für den Transport der Länge nach getheilten Zugbandhälften wurden vor dem Aufziehen complet vernietet. Der eingieteteten Zwischenlagen wegen musste das Einsetzen dieser 3 versteiften Diagonalen vor dem Einsetzen des Obergurtes erfolgen.

Bei den übrigen Zugbändern war oben und unten Spielraum zum Verschieben bis zu dem ersten Futterringe; das Einsetzen konnte daher auch nach Auslegung der Stehbleche des Obergurtes bewirkt werden.

Während nun, nach Massgabe der Fertigstellung des Gerüsts, die Fortsetzung des Auslegens und Vernietens des Untergurtes, das Aufziehen der weiteren Profile fortschritt, begann auch das Einsetzen der Stehbleche, dann der Winkeleisen und schliesslich der Lamellen des Obergurtes, sowie dessen Vernietung. Nachdem mittelst eines Nivellir-Instrumentes die Form der Gurten, der beabsichtigten Sprengung entsprechend, mit Hilfe der Schraubenwinden hergestellt worden und durch häufige Controle erhalten war, wurde auch die Vernietung der oberen Querverbindungen, der Verticalständer, sowie der Zugbänder mit den Obergurten durchgeführt, zuvor aber unter Anwendung von Etage-Gerüsten die Vernietung der einzelnen Theile der Endständer bewirkt. Die Stossflaschen der Stehbleche wurden auch hier nur einerseits des Stosses angenietet.

Der Materialtransport auf das Obergerüst erfolgte mittelst Ausschussbaumes, der an dem gegen den Materialplatz gelegenen Ständer Nr. 2 befestigt war, oben aber über die oberen Winkel der Querverbindungen einfach durch Schleifen mit Strickhaken. Die Nietwinde für das Nieten der Lamellen wurde durch ein unten eingesetztes Holzstück soweit verlängert, dass sie auf dem Obergerüste aufsass. Zum Nietenwärmen schaffte man Feldschmieden auf das Obergerüst; dann folgte das Vernieten der Quer- und Längsträger, der unteren Enden der Verticalständer, sowie das Einsetzen der Windkreuze, sowohl unten als auch oben. Bei den unteren Windkreuzen musste nach Einpassen der Kreuze die Vor-

zeichnung der Löcher an den Knotenblechen, sowie deren Bohrung geschehen.

Zur Ermöglichung eines Anspannens der Bänder versetzte man die Löcher um ein geringes Maass (auf Zug gebohrt); das Anspannen der Bänder erfolgte durch Eintreiben von Stahldornen.

Das Endprofil wurde für das Aufziehen aus dem Endquerträger, je dem inneren Theile der Endständer sammt den correspondirenden oberen Knotenblechen und den beiden oberen Querverbindungen zusammengesetzt und vor dem Aufziehen vernietet.

Das Zusammensetzen einschliesslich der Vernietung erforderte gegen 7 Stunden, das Aufziehen einschliesslich Einlegen der Schwellenträger  $\frac{3}{4}$  Stunden und waren hiebei zwei Nietpartien (10 Mann) und 8 Handlanger beschäftigt.

Als Abweichung von dem bereits beschriebenen Vorgange beim Aufziehen der Mittelprofile ist nur zu bemerken, dass die Drehung auf den mit Winden unterstützten Endknotenblechen der unteren Windverspannung um die Aussenkante des unteren Querträgerwinkels erfolgte. Ein Ausgleiten wurde durch entsprechendes Einsetzen von Beissern (eiserne, runde Hebel) und Dornen in entsprechende Nietlöcher des inneren Stehbleches verhindert, indem sich so den Endständerwinkeln Stützpunkte boten. Durch den bedeutenden Druck verbog sich allerdings der äussere Schenkel des Querträgerwinkels etwas, konnte jedoch mit Leichtigkeit ohne Nachtheil wieder gerade gerichtet werden. Nach erfolgtem Aufstellen wurden die übrigen Bestandtheile der Endständer, dann die versteiften Zugbänder an diesem Feld-Ende eingesetzt und der Schluss der Obergurten bewirkt. Die Vernietung schritt indessen gleichfalls fort und wurden schliesslich nach nochmaliger Berichtigung der Sprengung auch die Stehblechstösse fertig genietet, dann die Vernietung der unteren Enden der versteiften Zugbänder, das Anbringen der Versteifungskreuze derselben, das Bohren der Verticalständer an den Kreuzungsstellen dieser Zugbänder und das Schlagen der Niete an diesen Stellen durchgeführt.

Nach erfolgter Revision der Verdornung der unteren Zugband-Enden und Berichtigung des Auflager-Niveaus, sowie der Axenlage, wurde das Ablassen der Eisen-Construction, d. i. das Auflagern auf die Auflagerkeile unter Beseitigung der Unterstüzungsklötze und Schraubenwinden am 7. Mai durchgeführt. Hiebei machte man vorerst die Träger-Enden frei, beseitigte sodann die Stützen, gegen die Mitte vorschreitend, bis die Eisen-Construction nur auf den äusseren Keilen (unter den Verticalen Nr. 2) aufruhete, und schloss zuletzt die Keile unter den Verticalen Nr. 3 scharf an.

Nach dem Ablassen hing somit die ganze Construction an den Dornen der unteren Zugband-Enden und es zeigte sich jede Unregelmässigkeit bei den Diagonalen durch Schlaffwerden, war somit einem geübten Auge leicht erkennbar. Die Abhilfe erfolgte durch entsprechendes Nachreiben der Nietlöcher bei den zu stark gespannten Nachbarbändern; dann erst erfolgte das Vernieten der unteren Zugband-Enden, indem ein Dorn nach dem anderen herausgeschlagen und durch Niete ersetzt wurde.

Bei den Gegenzugbändern mussten zuvor die Nietlöcher in den unteren Stehblechen gebohrt werden. Die provisorische Befestigung hier, sowie überhaupt bei den Kreuzungen der schwächeren Bänder mit den Verticalen geschah durch eiserne Schraubenzwingen.

Die Geländerstäbe waren bereits früher durch successive frei werdende Nietpartien eingesetzt und vernietet worden. Bei Gelegenheit der Nietung der Kreuzungen erfolgte auch das Schlagen der unter der Obergerüstfläche liegenden Niete des Anschlusses der oberen Querverbindungen an die Verticalständer.

Hiezu mussten eigene Gerüste hergestellt werden. Die warmen Niete wurden hiebei durch Aufziehen in kleinen Blechkörbchen der Nietpartie zugebracht.

Die fertiggestellte Eisen-Construction erhielt nun einen zweimaligen Anstrich. Die Gesamtzahl der hiezu aufgewendeten Tagschichten betrug 227, die Gesamtfläche des einmaligen Anstriches rund  $4000\text{m}^2$ ; es entfallen also per Quadratmeter zweimaligen Anstriches einschliesslich Gerüsterstellung etc. 0.057 Tagschichten. (Der erste Anstrich dauerte 25 Tage, der zweite war nach Verlauf weiterer 13 Tage vollendet.)

Für die Montirung einschliesslich Material-Transport vom Depôtplatze wurde an Arbeitskraft verwendet:

Für Materialtransport und Aufstellung 1470 Schichten bei einem Gesamt-Eisengewichte von 322.7 Tonnen, so dass per Tonne 4.6 Arbeitsschichten entfallen; für das Schlagen der Niete am Bauplatze 119 Nietpartie-Schichten (à 5 Mann) bei einer Gesamt-Nietenzahl von 28.730, so dass durchschnittlich per Tag eine Nietpartie 241 Niete einschlug. Auf die untere Brückenhälfte entfallen 15.000, auf die obere 12.850 Niete.

Der Gesamt-Arbeitsaufwand vertheilt sich mit 71.2% auf die Aufstellung, und 28.8% auf die Vernietung.

Die Montirung beanspruchte 51 Arbeitstage.

## IV. Brückenfeld.

(Prager Eisenindustrie-Gesellschaft, Adalberthütte in Kladno.)

Auch bei diesem Felde wurde die Arbeit bei noch nicht auf die ganze Länge fertig gestelltem Gerüste, und zwar am 7. April begonnen, und (nachdem das Montirungsgerüst am 18. April vollständig übergeben war) mit 31. Mai 1879 vollendet.

Das Constructions-Material war auf zwei Schlepsschiffen verladen, von denen das erste am 30. Jänner an die Insel gestellt und am 6. Februar ausgeladen war, während das Ausladen des zweiten vom 7. bis zum 12. Februar währte. Es wurde also, ausser dem Werkzeuge, im Durchschnitte per Tag ein Gewicht von 24·2 Tonnen auf den Materialplatz auf der Insel befördert; letzterer war vom Gerüste circa 100<sup>m</sup> entfernt.

Bereits im Werke aus ihren Elementen zusammengesetzt und vernietet waren folgende Stücke: Absteifungen der Stehbleche und der Endquerträger; Verticalständer; Endständerwinkel mit den Endständerblechen; Zwischengitter der Endständer; Zugbandhälften, der Länge nach (mit Ausnahme von Nr. 1) in zwei Theilen; Querträger sammt Anschlussstücken complet; Schwellenträger; Querverbindungen hiezu; obere Querverbindungen complet; alles andere Material, durchaus gebohrt, war in getrennten Stücken eingeliefert.

Zum Zwecke des Material-Transportes war vom Gerüst eine schiefe Ebene zur Insel angelegt, auf diese ein Rollbahngleise gelegt und bis zum Materialplatz verlängert. Die beladenen Rollwagen wurden über die Aufzugsrampe mittelst Seil und Krahnwinde, die am Gerüst placirt war, gefördert. In der letzten Arbeitsperiode brachte man das Material mittelst Flössen vom inundirten Depôtplatze zur Rampe.

Bezüglich des Auslegens der Untergurte gilt das beim Felde Nr. III Gesagte; dasselbe erfolgte gegen Feld Nr. V.

Das Aufstellen des ersten Endprofiles war hier dadurch bedeutend erleichtert, dass das bereits zusammengesetzte Ende des Feldes Nr. III Anhängpunkte bot. Dasselbe wurde in der gleichen Weise zusammengesetzt, wie das letzte Profil des III. Feldes, jedoch ohne die grossen Knotenbleche, die man hier separat aufzog.

Das Zusammensetzen der Mittelprofile geschah so wie bei Feld Nr. III, nur blieb der Querträger weg, welcher nebst den Schwellenträgern später eingesetzt wurde. Das Aufziehen der Profile geschah (Fig. 4, Taf. 6) wie folgt:

An dem, dem aufzustellenden vorangehenden Profile wurden, jedem Verticalständer entsprechend, kurze Ausschussbäume aufgesteckt und mit Ketten befestigt. Hier, sowie an der oberen Querverbindung des aufziehenden Profils, waren Differential-Flaschenzüge angebracht; der Fuss der Verticalständer stützte sich gegen Rutschplatten. Das Heben begann unter Zuhilfenahme von Wagenwinden mit den Differential-Flaschenzügen, sowie mit eigens angeordneten Schiebestangen, von denen auf jeder Seite sich zwei befanden. Diese Stangen waren am oberen Ende durch Beschläge und Heftschrauben an den oberen Ständer-Enden drehbar befestigt und dienten zugleich als Sicherheitsspreizen bei dem möglichen Brechen von Gliedern der Flaschenzugketten.

Die Arbeiter-Anstellung war bei den schwereren Profilen folgende:

Bei den Rutschplatten je 1 Mann . . . . .	2 Mann
„ „ Differential-Flaschenzügen je 2 Mann . . . . .	4 „
„ „ Wagenwinden je 1 Mann . . . . .	2 „
„ „ oberen Rollen „ 1 „ . . . . .	2 „
„ „ Schiebstangen „ 5 „ . . . . .	20 „

Zusammen 30 Mann.

Das Zusammensetzen erforderte 5 Stunden, das Aufziehen 1 Stunde Zeit.

Die Profile wurden sogleich, und zwar im weiteren Arbeitsverlaufe durch Theile des Obergurtes (Stehbleche, Gurtwinkel) mit einander verhängt. Dem Aufziehen der Profile folgte das Aufziehen der Stehbleche des Obergurtes gleichfalls mit Differential-Flaschenzügen; dann erst wurde das Obergerüst, von dem vorher nur die Langhölzer und einzelne Laufpfosten angebracht waren, completirt und die Gurtwinkel eingesetzt. Während diese Arbeiten vorschritten, begann das Einsetzen der Zugbänder.

Zugband Nr. 1, das in ganzer Länge durchgeht, wurde unter Seitwärtsdrücken der Stehbleche vom Knotenbleche bei abgenommenen Gurtwinkeln eingebracht, die übrigen aber (Fig. 4, Taf. 6) in zwei Theilen eingesetzt: zuerst die oberen Hälften (stets unter Verdornung und Verschraubung), später die unteren; alles unter Verwendung von Differential-Flaschenzügen.

Ebenso wurden successive die Querträger und die Schwellenträger mittelst Differential-Flaschenzügen eingesetzt.

Die Lamellen des Obergurtes wurden mit Hilfe einer unter circa 40° geneigten, innerhalb der Brücke in der Axrichtung angelegten leiter-

förmigen Rutsche auf die oberen Querverbindungen geschleift, oben vertheilt und ausgelegt.

Bezüglich des weiteren Vernietens der Construction, des Einsetzens der Windverspannungen, Aufstellens und Completirens der Endprofile etc., sowie endlich des am 28. Mai erfolgten Ablassens der Construction und des hierauf folgenden Vernietens der unteren Zugband-Enden und der Kreuzungen, sowie der noch erübrigenden Nietten der oberen Querverbindungen kann auf das bei Brückenfeld Nr. III Gesagte verwiesen werden. Beim Ablassen wurde zuerst das Brückenfeld auf die äusseren Keile gelagert, sodann der mittlere Theil und zum Schlusse die über die Auflager vorragenden Enden frei gemacht. Die Zugbandtheile unter sich waren schon vor dem Ablassen vernietet worden; bei den schon im Werke gebohrten Nietlöchern an den Kreuzungsstellen musste, wo nöthig, mit Ausreiben nachgeholfen werden.

Der zweimalige Anstrich erforderte 221 Tagschichten, so dass auf den Quadratmeter inclusive Gerüsterstellens etc. 0·055 Tagschichten entfallen.

Für den Material-Transport vom Depôtplatze und die Aufstellung der Construction wurden 1793 Schichten verwendet, bei einem Gewichte von 324·5 Tonnen, wonach per Tonne 5·5 Tagewerke entfallen.

Auf das Schlagen der Nietten\*) am Bauplatze entfielen 149 Nietpartie-Schichten, so dass bei einer Nietenzahl von 28.698 Nietten jede Nietpartie (5 Mann) durchschnittlich 193 Nietten per Tag schlug. Die Gesamtzahl der Nietten vertheilt sich mit 16.075 auf die obere, 12.623 auf die untere Brückenfeld-Hälfte.

Der Gesamt-Arbeitsaufwand beträgt 70% für die Aufstellung und 30% für die Vernietung. Die Montirung beanspruchte 55 Arbeitstage.

## V. Brückenfeld.

(Zöptauer und Stefanauer Eisenhütten-Gewerkschaft in Zöptau.)

Die Arbeit begann bei vollständig fertigem Gerüste am 23. April und wurde am 15. Juni beendet.

Das Brückenmaterial war auf zwei Schlepsschiffen verladen, von denen das erste vom 30. Jänner bis 4. Februar, das zweite vom 6. bis

---

\*) Die Nietten wurden in gewöhnlichen, mit Schmiedkohlen geheizten Feldschmieden gewärmt und dabei ganz in die Glut geschoben. Die Niethämmer hatten 1·2<sup>kg</sup>, die Zuschlaghämmer 4 (5)<sup>kg</sup> Gewicht. Nietwinden und Gegenhalter ähnlich wie bei dem Felde III.

9. Februar ausgeladen wurde. Es entfällt also per Tag ein ausgeladenes Gewicht von 32·3 Tonnen, überdies aber Werkzeug und Coaks.

Von dem am bosnischen Ufer zunächst der Brücke gelegenen Materialplatz führte eine Rampe auf das Montirungsgerüst.

Bereits fertig vernietet gelangten folgende Bestandtheile auf den Bau- platz: Absteifungen der Stehbleche und der Endquerträger; Verticalständer; Endständerbleche mit allen (auch den Gitter-) Winkeln; Zugbänder, der Länge nach (bis auf Nr. 1 und Nr. 2) in zwei Theilen, jedoch ohne Kupplungsglaschen; Querträger sammt Anschlussstücken complet; Schwellen- träger; Querverbindungen hiezu; obere Querverbindungen, jedoch ohne Anschlusswinkel, die mit den Endknotenblechen für sich vernietet geliefert wurden; alles andere Material in getrennten Stücken, gebohrt, bis auf die bei der Arbeitsbesprechung zu erwähnenden Stücke.

Zum Materialtransport dienten zweirädrige Wagen-Vordergestelle mit Deichseln; über die Rutsche wurden die Brücken-Bestandtheile mittelst Krahnens aufgezogen.

Das Auslegen der Untergurte erfolgte vom Felde IV aus gegen das südliche Brücken-Ende.

Mit dem Aufstellen der Profile wurde vom Felde IV, welches für das Aufziehen des Endprofiles die Anhängpunkte bot, begonnen. Zum Aufziehen wurden Schiebstanzen, wie beim Feld Nr. IV, gewöhnliche Flaschenzüge und Windekrahne verwendet. Querträger und Schwellen- träger konnten, da die Anschlusswinkel nicht gebohrt waren, nicht sogleich beim Aufstellen der Profile eingesetzt werden. Diese zeitraubende Arbeit konnte erst nach successivem Einsetzen der Querträger mittelst Bohr- ratschen ausgeführt werden.

Die Zusammensetzung der Profile für das Aufstellen geschah in der Weise, dass zuerst die Anschlussstücke der oberen Querverbindung (die, wie erwähnt, hier separat geliefert wurden) an die Verticalständer genietet, dann auf die Untergurte gehoben und die obere Querver- bindung angenietet wurde. Es hat dies den Vortheil, dass die zunächst der Gurtwinkel der Querverbindung fallenden Nieten zur Befestigung an die Verticalständer sich leichter schlagen lassen, und dass das Her- stellen eines eigenen Gerüstes für die unterhalb des Obergerüstes fal- lenden Nieten der Querverbindungen erspart ist.

Beim Heben wurden die Verticalständer jenes Profils, an dessen oberer Querverbindung die Flaschenzüge eingehängt waren, durch Holz- spreizen gegen die eingienieteten Untergurt - Absteifungen abgestrebt, weshalb eine Verhängung nach rückwärts unterbleiben konnte. Das

Einsetzen der Zugbänder Nr. 1 und 2 erfolgte sogleich, sobald die Knotenbleche an die Endständer mit Hilfe eines Windekrahn's aufgebracht waren.

Das Aufbringen der oberen Gurtlamellen auf die oberen Querverbindungen fand ähnlich wie beim III. Brückenfelde mittelst einer Rutsche statt.

Die Zugbänder, deren untere Enden ungebohrt waren, wurden in zwei Theilen aufgezogen, da sie zuerst angepasst, gezeichnet und dann herabgenommen und mit Hand-Bohrmaschinen mit Schwungrad-Antrieb gebohrt werden mussten, ein zweimaliges Aufziehen der ganzen Bänder aber vermieden werden sollte.

Im Uebrigen war der Arbeitsvorgang wie beim Felde Nr. III, und erfolgte das Ablassen am 13. Juni wie bei Feld Nr. IV.

Der zweimalige Anstrich machte 200 Tagschichten nöthig. Es entfallen per Quadratmeter sammt Gerüsterstellen etc. 0·05 Anstreicher-Tagwerke.

Für den Materialtransport und die Aufstellung, inclusive Bohren der hier bedeutenden Anzahl Löcher, wurden 2415 Tagschichten aufgewendet, so dass bei dem Constructions-Gewichte von 322·7 Tonnen per Tonne Brücken-Material 7·5 Tagschichten erforderlich waren.

Das Schlagen der Niete \*) am Bauplatze erforderte 150 Nietpartie-Schichten; bei der Gesamtzahl von 28.053 Niete hat jede Partie (à 5 Mann) im Durchschnitte täglich 187 Stück geschlagen. Von der Gesamtzahl der am Bauplatze geschlagenen Niete entfallen auf die untere Brückenhälfte 14.660, auf die obere 13.393 Stück.

Der Gesamt-Arbeitsaufwand vertheilt sich für die Aufstellung mit 76·3%, für die Vernietung mit 23·7%. Die Montirung beanspruchte 52½ Arbeitstage.

## II. Brückenfeld.

(Witkowitz Eisenwerks-Direction.)

Die Uebernahme des Arbeitsgerüsts geschah am 28. April, an welchem Tage auch die Montirung begann; beendet wurde selbe am 16. Juni.

Das Brückenmateriale war gemeinschaftlich mit jenem des I. Brückenfeldes in zusammen 5 Schlepsschiffen verladen. Das erste wurde vom

\*) Das Wärmen geschah in Cylinder-Feldschmieden mit Windschirm und Rauchmantel, die mit Coaks, später mit Schmiedkohle geheizt wurden; die Niete ganz gewärmt. Gewicht der Niethämmer 1·7<sup>kg</sup>, der Zuschlaghämmer 4·2 (6)<sup>kg</sup>.

9. bis 26. Jänner, das zweite vom 30. Jänner bis 3. Februar, das dritte vom 8. bis zum 11., das vierte vom 12. bis zum 14., das fünfte am 18. und 19. Februar ausgeladen. Es wurden sonach im Durchschnitte täglich 21·5 Tonnen Material, ausserdem auch noch das gesammte Werkzeug für beide Brückenfelder auf den Depôtplatz gefördert.

Zur Unterscheidung der zu verschiedenen Feldern gehörigen Constructions-Bestandtheile war die Grundirung im Werke mit verschiedenen Farben vorgenommen worden, und zwar beim Brückenfelde I grau — II roth — III roth mit weissen Streifen — IV roth mit schwarzen Streifen — V. grau mit rothen Streifen, so dass keine Verwechslungen vorkommen konnten. Der Materialplatz für beide Felder lag zwischen der Brücke und der Mrsunja-Schleuse zunächst des Regiments-Dammes.

Bereits vernietet langten folgende Theile an: Absteifungen der Gurte und der End-Querträger, Verticalständer; Endständerbleche, je mit den äusseren Winkeln und den Decklaschen vernietet; Zwischengitter der Endständer; Zugbandhälften, der Länge nach in zwei Theilen (mit Ausnahme von Nr. 1); Querträger complet; Schwellenträger; Querverbindungen hiezu; obere Querverbindungen complet, jene für die Endprofile jedoch in den Constructions-Elementen. Alles andere Materiale getrennt.

Der Transport des Materials auf das Gerüst musste, da mittlerweile durch Hochwasser der Materialplatz zum Theil inundirt worden war, mittelst Plätten zu den Tragjochen Nr. III und IV, dort aber mittelst Ausschussbäumen und Seilauzfügen auf das Gerüst-Niveau erfolgen. Das Anlegen der Untergurte begann von beiden Enden des Feldes gegen die Mitte, und ebenso auch das Aufstellen der Profile (für welches das III., sowie auch das mittlerweile in der Aufstellung vorgeschrittene I. Brückenfeld Anhängepunkte boten), Einsetzen der Zugbänder, Auslegen der Obergurte unter besonders sorgfältiger Verdornung. Es sollte dadurch, mit Rücksicht auf die bereits erörterte Construction des Parabelträger-Gerüsts, die Möglichkeit erreicht werden, die bereits zusammengesetzten, über die Parabelträger-Joche gegen die Mitte der Oeffnung reichenden Brückentheile in sich tragfähig für ihr Eigengewicht zu gestalten, und so das Gerüst zu entlasten. Im Mitteltheile wurden aus diesem Grunde auch die Quer- und Längsträger erst später eingesetzt.

Der Vorgang war im Uebrigen gleich dem beim III. Brückenfelde befolgten.

Zum Aufziehen des Obergurt-Materials, sowie zum Einsetzen der Zugbänder diente ein Laufgerüst (Fig. 6, Taf. 6), das jedoch, wegen des Montirens von beiden Enden gegen die Mitte, nur für eine Hälfte voll ausgenützt

werden konnte. Die Aufstellung des Mittelprofiles, welches des mangelnden Raumes wegen in abnormaler Weise aufgezo- gen wurde, möge hier besonders Erwähnung finden. Die Zusammensetzung geschah in dem 3<sup>m</sup> messenden Intervalle zwischen den bereits aufgestellten Profilen Nr. 9 in etwas schräger Lage, da es liegend 9<sup>m</sup> Länge beansprucht. Durch verticale Heben und gleichzeitiges Vordrücken der Füße der Vertical- ständer gelangte es in eine solche Position, dass nunmehr die weitere Aufstellung mittelst eines zweiten Kra- hnes in ähnlicher Weise vollendet werden konnte wie bei normalem Vorgange, wobei man die genaue Position durch Vordrücken mit Wagenwinden erzielte. Nunmehr konnte die Construction geschlossen werden und der Laufkrah- n auch auf der zweiten Brückenhälfte theilweise Verwendung finden. Die Zugbänder wurden vor dem Aufziehen vernietet und im Ganzen eingesetzt.

Nach dem Ablassen, das am 10. Juni erfolgte, wurden die Zug- band-Kreuzungen gebohrt und vernietet. Die Vernietung der unteren Zugband-Enden sowie der Stehblechstösse konnte vollständig erst nach Abtragen des Parabelträger-Gerü- stes bewirkt werden, da dieses ein Heran- kommen an einzelnen Partien des Untergurtes verhinderte. Diese Arbeit geschah von Hänggerüsten aus.

Für das Abtragen des Parabelträger-Gerü- stes wurden nach Be- seitigung des Pfostenbelages und der Streckbalken die Untergurte des- selben mittelst Ketten an das Brückenfeld aufgehängt, die Muttern der Hängstangen und Diagonalen abgenommen und dann das weitere Zer- legen und Hinablassen der Bestandtheile auf Schiffe bewerkstelligt. Die Untergurten selbst wurden durch Herausschlagen der Niet- en an den Stößen getheilt und dann herabgelassen.

Der zweimalige Anstrich bedurfte 222 Anstreicherschichten, so dass per Quadratmeter 0.056 Tagschichten entfallen.

Für den Materialtransport und das Aufstellen der Eisen-Con- struction ergab sich ein Bedarf von 2707 Tagschichten, so dass bei dem Eisengewichte von 322.7 Tonnen, 8.4 Tagschichten per Tonne geför- dertes und aufgestelltes Constructions- Material erforderlich waren. 30.127 Niet- en (hievon 15.251 in der unteren, 14.876 in der oberen Brückenhälfte) wurden in 109 Nietpartie-Schichten geschlagen, so dass per Nietpartie (5 Mann) und Tag 276 Niet- en entfallen \*).

\*) Zum Wärmen der Niet- en dienten mit Coaks geheizte und mit Chamotte ausgefütterte Windöfen, in welchen die Niet- en eine gleichmässige Glut erreichten. Wegen des grossen Gewichtes konnten diese Oefen nicht auf das Obergerüst gestellt werden, daher die heissen Niet- en in Blechkörbchen dahin aufgezo- gen wurden. Gewicht der Niethämmer 1.5<sup>kg</sup>, der Zuschlaghämmer 5.5<sup>kg</sup>.

Die Gesamt-Arbeitsleistung bei der Montirung vertheilt sich mit 83·2% auf die Aufstellung und 16·8% auf die Vernietung. Die Montirung beanspruchte 47 Arbeitstage.

## I. Brückenfeld.

(Erzherzogliche Industrie-Verwaltung Teschen.)

Die Gerüstübernahme, sowie der Beginn der Montirung erfolgte am 30. April; beendet wurde selbe am 8. Juni. Das Ausladen des Constructions-Materials und des Werkzeuges, sowie die Lage des Depôtplatzes wurde schon bei Feld Nr. II besprochen.

Bereits im Werke vernietet waren die folgenden Stücke: Stehbleche mit Decklaschen, einzelne, und zwar die Endbleche auch mit den Gurtenwinkeln; Absteifungen der Gurte und der End-Querträger; Verticalständer mit den Anschlusswinkeln und Endknotenblechen der oberen Querverbindungen; Endständerbleche und Decklaschen; Endständerwinkel, zwei und zwei zusammengehörige; Zwischengitter der Endständer; Zugbänder, der Länge nach je aus zwei Theilen (mit Ausnahme von Nr. 1); Schwellenträger mit den Anschlusswinkeln und Knotenblechen der Querverbindungen; Querträger complet; obere Querverbindungen, jedoch ohne Anschlusswinkel. Alles andere Constructions-Material in einzelnen Stücken, durchaus gebohrt; hier, wie auch bei Feld Nr. II, waren die äusseren Gurtlamellen zweitheilig.

Der Transport des Materials auf das Gerüst erfolgte anfangs mit Hilfe einer Rollbahn auf die Höhe des Regiments-Dammes an den Fuss einer Rampe, über welche dann der Weitertransport geschah; in der späteren Periode, als der Materialplatz hoch überfluthet war, mittelst Plätten zum Joch I, wo ein Seilauzug mittelst Ausschussbaum errichtet worden war.

Das Anlegen der Untergurte begann vom Felde Nr. II an gegen das Nord-Ende der Brücke.

Das Aufstellen des Endprofils, für welches kein Anhängpunkt vorhanden war, musste aus freier Hand geschehen. Hiezu wurde es (Fig. 2, Taf. 6) aus den inneren Endständerwinkeln, der entsprechenden End-Querträgerhälfte und der correspondirenden oberen Querverbindung liegend zusammengesetzt, dann mit Wagenwinden, Stangen und einer Leiter (deren Sprossen zahlreiche Angriffspunkte für Arbeitskräfte bot, und die sogleich nach dem Aufziehen zur Vermittlung der Communication auf das Obergerüst stehen blieb), in die verticale Lage gebracht, verdonrt

und verschraubt. Drehpunkte waren durch Einziehen je einer Heftschraube an den Stehblechen gewonnen.

Die Completirung des Endprofils konnte nunmehr in sehr einfacher Weise erfolgen. Der Vernietung der Untergurte folgte das Einsetzen der Quer- und Schwellenträger. Das successive Zusammensetzen und Vernieten der Profile geschah in der Weise, dass dieselben (Fig. 3, Taf. 6) fächerförmig, theilweise über einander und durch Holzklötze von einander getrennt zu liegen kamen, worauf sie nach einander aufgezogen wurden.

Als Gleitstücke für die Verticalständer-Füsse fungirten die zwischen der Gurte eingelegten und abgespreizten Absteifungen der Endquerträger. Das Profil, an welches die Flaschenzüge angehängt wurden, erhielt eine Absteifung. Der Aufstellung der Profile folgte das Anbringen des Laufkrahneleises auf den oberen Querverbindungen (Fig. 1, Taf. 6) und das Aufstellen des Laufgerüsts, mittelst dessen das Einsetzen der grossen Knotenbleche an den Endständern, der Zugbänder Nr. 1 und der sämtlichen Obergurt-Bestandtheile erfolgte. Das Laufgerüst rückte nach vorwärts, hinter ihm wurde das Obergerüst (das dessen Function bei früherer Herstellung beirrt hätte) aufgeschlagen, worauf das Auslegen und Vernieten des Obergurtes erfolgte.

Das Einsetzen der Zugbänder geschah in zwei Theilen (wie bei Feld IV) mit Hilfe von Flaschenzügen. Ueber die sonstigen Arbeiten ist keine bemerkenswerte Abweichung von dem Vorgange bei den anderen Feldern zu erwähnen.

Das Ablassen geschah am 5. Juni.

Zum zweimaligen Anstrich wurden 196 Anstreicherschichten aufgewendet, somit per Quadratmeter 0.049 Schichten.

Für den Materialtransport vom Depôtplatze auf das Gerüst und für das Aufstellen der Eisen-Construction wurden 1962 Tagschichten benöthigt, daher bei dem Eisengewichte von 323.2 Tonnen durchschnittlich per Tonne 6.1 Tagwerke. 116 Nietpartie-Schichten hatten das Schlagen von 27.370 Nieten (hievon 15.499 in der unteren, 11.871 in der oberen Brückenhälfte) zu besorgen, so dass per Partie (5 Mann) und Tag 230 Stück entfallen\*).

Der gesammte Arbeitsaufwand vertheilt sich mit 77.2% auf die Aufstellung und 22.8% auf die Vernietung. Die Montirung beanspruchte 38 Arbeitstage.

\*) Wärmen der Nieten wie bei dem II. Felde. Gewicht der Niethämmer 1.7<sup>kg</sup>, der Zuschlaghämmer 5 (6)<sup>kg</sup>. Für schwer zugängliche Nieten abgekröpfte Schelleisen.



Bau-

Gegenstand	Rundholz zu Piloten	Piloten-Einrammen	Guss-eiserne Piloten-schuhe	Schmied-eiserne Piloten-schuhe	Weiches Kantholz	Hartes Kantholz	Schrauben	Schmied-eisen
Maassgattung . . . .	Meter	Stück	Stück	Kilo-gramm	Cubikmeter	Cubikmeter	Kilo-gramm	Kilogramm
Einheitspreis . . . . .	fl. 3.50	fl. 31.50	fl. 5.70	fl. 0.62	fl. 68.60	fl. 81.--	fl. 0.62	fl. 0.62
Tragjoch Nr. I . . . .	782.41 fl. 2738.43	76 fl. 2394.--	36 fl. 205.20	205.36 fl. 127.32	97.023 fl. 6724.38	12.296 fl. 995.98	1775.70 fl. 1100.93	3048.00 fl. 1889.76
" " II . . . . .	2349.35 fl. 8222.72	130 fl. 4095.--	85 fl. 484.50	242.60 fl. 150.41	147.547 fl. 10121.72	11.972 fl. 969.73	3496.44 fl. 2167.79	3739.34 fl. 2318.39
" " III . . . . .	2169.50 fl. 7593.25	120 fl. 3780.--	107 fl. 699.90	91.52 fl. 56.47	146.629 fl. 10058.75	11.852 fl. 2010.67	3243.01 fl. 2010.67	3709.66 fl. 2299.99
" " IV . . . . .	2107.10 fl. 7374.85	117 fl. 3685.50	95 fl. 541.50	132.50 fl. 82.15	141.686 fl. 9719.66	12.051 fl. 976.13	3071.55 fl. 1904.36	3715.49 fl. 2303.60
" " V . . . . .	1665.65 fl. 5829.77	100 fl. 3150.--	91 fl. 518.70	67.76 fl. 42.01	139.046 fl. 9538.55	11.875 fl. 961.87	2937.43 fl. 1821.21	3776.97 fl. 2341.72
" " VI . . . . .	978.40 fl. 3424.40	76 fl. 2394.--	62 fl. 353.40	84.72 fl. 52.52	98.704 fl. 6771.09	11.877 fl. 962.04	1767.18 fl. 1095.65	3048.00 fl. 1889.76
" " VII . . . . .	1197.83 fl. 4492.40	88 fl. 2772.--	71 fl. 404.70	101.76 fl. 63.09	117.441 fl. 8056.45	11.860 fl. 960.66	2245.55 fl. 1392.24	3347.15 fl. 2075.23
" " VIII . . . . .	1890.32 fl. 6616.12	120 fl. 3780.--	98 fl. 558.60	133.28 fl. 82.64	140.923 fl. 9667.32	11.973 fl. 969.81	3110.47 fl. 1928.49	3781.16 fl. 2344.32
" " IX . . . . .	1641.55 fl. 5745.42	101 fl. 3181.50	74 fl. 421.80	151.54 fl. 93.96	142.595 fl. 9782.02	11.994 fl. 971.51	3208.89 fl. 1989.51	3735.49 fl. 2316.--
" " X . . . . .	1497.50 fl. 5241.25	100 fl. 3150.--	76 fl. 433.20	137.36 fl. 85.16	140.732 fl. 9654.21	12.035 fl. 974.83	3074.23 fl. 1906.02	3690.43 fl. 2288.07
Ansonsten . . . . .	—	—	—	—	—	—	—	—
1. Summe der Tragjoche	16279.61 fl. 56978.61	1028 fl. 32382.--	795 fl. 4531.50	1348.40 fl. 836.--	1313.326 fl. 90094.15	119.785 fl. 9702.57	27930.45 fl. 17316.87	35591.68 fl. 22066.84
Inundationsbrücke am linken Ufer	902.-- fl. 3157.--	80 fl. 2520.--	—	29.40 fl. 18.23	140.814 fl. 9659.84	1.902 fl. 154.06	4538.40 fl. 2813.80	90.72 fl. 56.25
Inundationsbrücke am rechten Ufer	1904.70 fl. 6666.45	160 fl. 5040.--	—	49.-- fl. 30.38	318.682 fl. 21861.58	5.328 fl. 431.57	9243.34 fl. 5730.87	634.63 fl. 393.47
Oberbau der Strombrücke	—	—	—	—	677.186 fl. 46454.96	150.086 fl. 12156.96	164.24 fl. 101.83	2185.57 fl. 1355.06
Eisbrecher	4103.20 fl. 14361.20	270 fl. 8505.--	—	—	343.980 fl. 23597.03	2224.62 fl. 1379.26	6034.74 fl. 3741.54	—
Erd- und Strassenarbeiten am linken Ufer	—	—	—	—	—	—	—	—
Erd- und Strassenarbeiten am rechten Ufer	—	—	—	—	—	—	—	—
Bauhütten	—	—	—	—	30.514 fl. 2093.26	—	—	—
Signalwächter- und Mauth-Häuser	—	—	—	—	14.058 fl. 964.38	—	—	—
Holzdepôt . . . . .	—	—	—	—	—	—	—	—
Transporte . . . . .	—	—	—	—	—	—	—	—
Mehrleistungen in Folge des Hochwas-	—	—	—	—	—	—	—	—
Diverse Lieferungen und Arbeiten	—	—	—	—	47.921 fl. 3287.38	15.911 fl. 1288.78	—	783.71 fl. 485.91
2. Summe des Oberbaues und der Neben-Anlagen	6909.90 fl. 24184.65	510 fl. 16065.--	—	78.40 fl. 48.61	1573.155 fl. 107918.43	173.227 fl. 14031.37	16170.60 fl. 10025.76	9729.37 fl. 6032.23
3. Eisen-Construction	—	—	—	—	—	—	—	1,615.804.00 fl. 508978.26
4. Regie . . . . .	—	—	—	—	—	—	—	—
Total-Summe . . . . .	23189.51 fl. 81163.26	1538 fl. 48447.--	795 fl. 4531.50	1426.80 fl. 884.61	2886.481 fl. 198012.58	293.012 fl. 23733.94	44101.05 fl. 27342.63	1,661.125.05 fl. 537077.05

kosten.

Guss-eisen	Hobelung von hartem Kantholz	Hobelung von weichem Kantholz	Theeranstrich auf Eisen	Leitern und Aufricht-pfosten	Erd-ausschub sammt Transport und An-schüttung	Stein und Schotter sammt Arbeit	Verscha-lungen	Ansonsten	Gesamt-kosten
Kilogr.	Quadratmeter	Quadratmeter	per 100kg Eisen	Stück	Cubikmeter	Cubikmeter	Quadratmeter	—	—
fl. 0.24,	fl. 0.77,	fl. 0.38,	fl. 0.35	—	—	—	—	—	—
148.00 fl. 35.96	58.40 fl. 45.20	—	48.24 fl. 16.88	1 fl. 20.30	95.90 fl. 83.05	—	—	—	fl. 16377.39
148.00 fl. 35.96	42.40 fl. 32.82	—	66.64 fl. 23.32	1 fl. 21.50	—	—	—	—	fl. 28643.86
148.00 fl. 35.96	42.40 fl. 32.82	—	64.11 fl. 22.44	1 fl. 21.50	—	—	—	—	fl. 27482.03
148.00 fl. 35.96	42.40 fl. 32.82	—	62.39 fl. 21.83	1 fl. 21.50	—	—	—	—	fl. 26699.86
148.00 fl. 35.96	42.40 fl. 32.82	—	61.05 fl. 21.37	1 fl. 21.50	—	—	—	—	fl. 24315.48
148.00 fl. 35.96	42.40 fl. 32.82	—	48.15 fl. 16.85	1 fl. 20.30	240.47 fl. 150.66	—	—	—	fl. 17199.45
148.00 fl. 35.96	42.40 fl. 32.82	—	52.45 fl. 18.36	1 fl. 20.30	—	—	—	—	fl. 20024.21
148.00 fl. 35.96	42.40 fl. 32.82	—	62.70 fl. 21.94	1 fl. 21.50	—	—	—	—	fl. 26059.52
148.00 fl. 35.96	42.40 fl. 32.82	—	63.53 fl. 22.23	1 fl. 21.50	—	—	—	—	fl. 24614.23
148.00 fl. 35.96	42.40 fl. 32.82	—	62.18 fl. 21.76	1 fl. 21.50	—	—	—	—	fl. 23844.78
1480.00 fl. 359.60	440.00 fl. 340.58	—	591.44 fl. 206.98	10 fl. 211.40	336.37 fl. 233.71	—	—	fl. 8021.57	fl. 243282.38
—	75.736 fl. 57.55	158.450 fl. 61.35	—	—	65.44 fl. 59.35	—	—	fl. 437.05	fl. 18994.48
—	243.946 fl. 188.91	397.966 fl. 154.09	—	—	38.59 fl. 22.28	—	—	fl. 482.32	fl. 41001.92
—	—	661.040 fl. 255.95	—	—	—	—	—	fl. 66.52	fl. 60391.28
—	—	—	36.80 fl. 12.88	—	—	—	—	—	fl. 51596.91
—	—	—	—	—	26778.20 fl. 47707.30	839.10 fl. 11304.09	—	fl. 105.53	fl. 49116.92
—	—	—	—	—	21098.30 fl. 34711.81	717.90 fl. 9933.69	—	fl. 68.66	fl. 44714.16
—	—	—	—	—	81.86 fl. 126.25	—	1637.06 fl. 3312.54	fl. 1398.92	fl. 6930.97
—	—	—	—	—	3.64 fl. 1034.54	—	413.58 fl. 1034.54	fl. 277.26	fl. 2279.04
—	—	—	—	—	—	—	—	fl. 3412.02	fl. 3412.02
—	—	—	—	—	—	—	—	fl. 4089.80	fl. 4089.80
—	—	—	—	—	—	—	—	fl. 31089.08	fl. 31089.08
—	12.600 fl. 9.75	576.232 fl. 222.98	—	—	7.57 fl. 5.24	422.90 fl. 4905.64	—	fl. 32389.96	fl. 43095.64
—	332.282 fl. 256.21	1793.676 fl. 694.37	56.80 fl. 12.88	—	48073.60 fl. 82635.09	1979.90 fl. 26143.42	2070.64 fl. 4347.08	fl. 74317.12	fl. 366712.22
—	—	—	—	—	—	—	—	—	fl. 508978.26
—	—	—	—	—	—	—	—	—	fl. 26038.96
1480.00 fl. 359.60	772.282 fl. 596.79	1793.676 fl. 694.37	628.24 fl. 219.86	10 fl. 211.40	48409.97 fl. 82868.80	1979.90 fl. 26143.42	2070.64 fl. 4347.08	fl. 82388.69	fl. 1145011.82

	Seite
Inundations-Brücken . . . . .	57
Eisbrecher . . . . .	64
Nebenanlagen und sonstige Einrichtungen . . . . .	65
Vorgang bei Ausführung der Arbeiten . . . . .	65
Material- und Arbeitsplätze . . . . .	65
Ramm-Arbeiten . . . . .	66
Aufbau der Joche . . . . .	68
Aufbau der Montierungsgerüste . . . . .	69
Abtragen der Montierungsgerüste . . . . .	70
Montirung der Eisen-Construction . . . . .	70
Baukosten . . . . .	88

## P l ä n e .

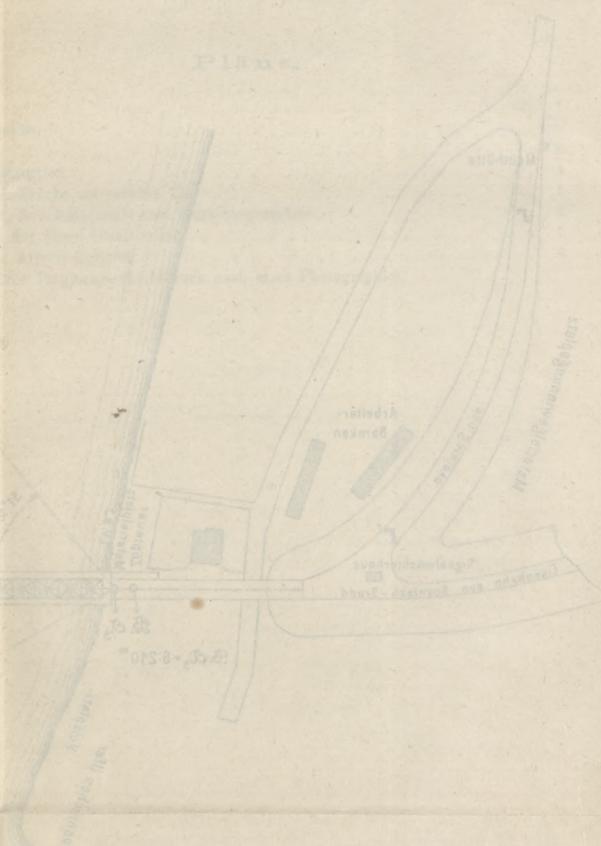
Situation . . . . .	Taf. 1
Uebersichtsplan . . . . .	" 2
Tragjoche . . . . .	" 3
Eisen-Construction . . . . .	" 4
Inundations-Brücke am rechten Ufer . . . . .	" 5
Eisbrecher, Arbeitsapparate und Montierungsgerüste . . . . .	" 6
Montirung der Eisen-Construction . . . . .	" 7
Graphische Arbeits-Relation . . . . .	" 8
Ansicht eines Tragjoches (Lichtdruck nach einer Photographie).	





Plan der Eisenbahnlinie bei Pilsen

Plan



1852

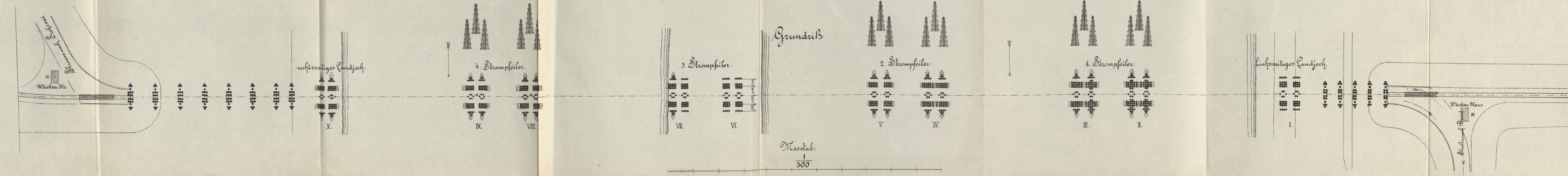
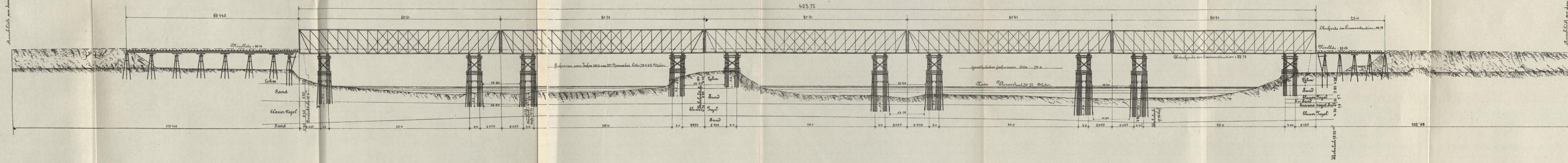
Station

Plan

Übersichtsplan  
Längenschnitt

boonisches Ufer

österreichisches Ufer

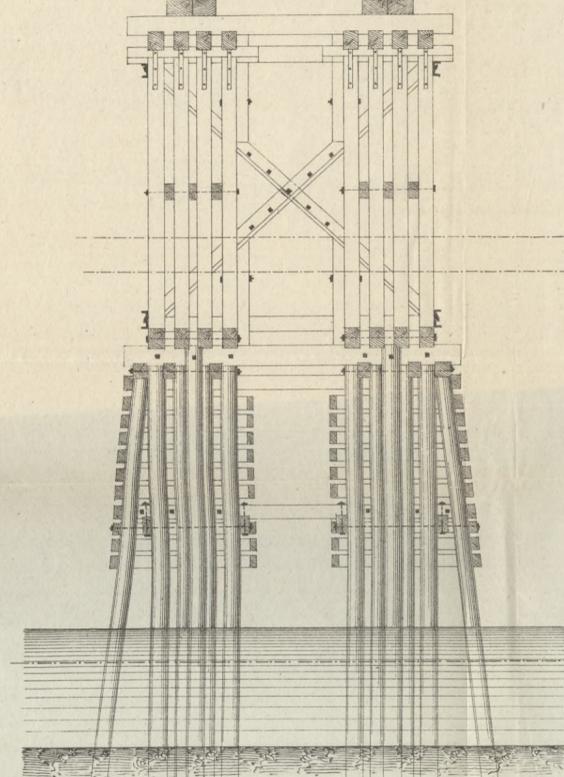
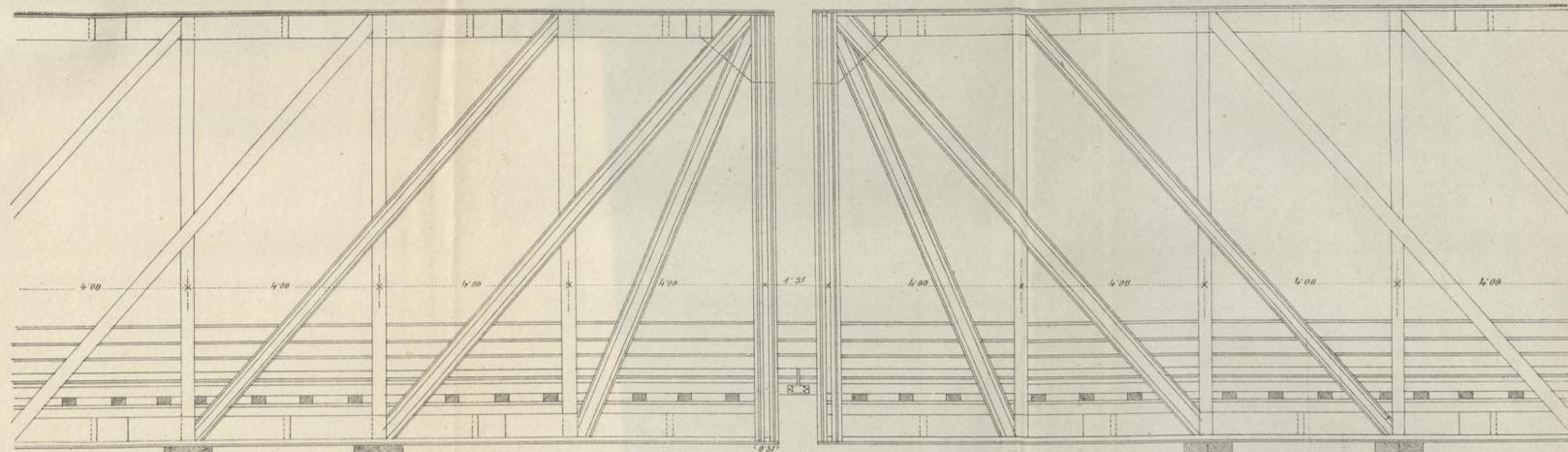


Ansicht von der Brückendamm

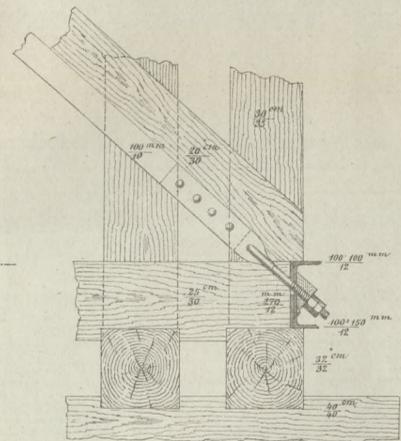
Ansicht von der Brückendamm



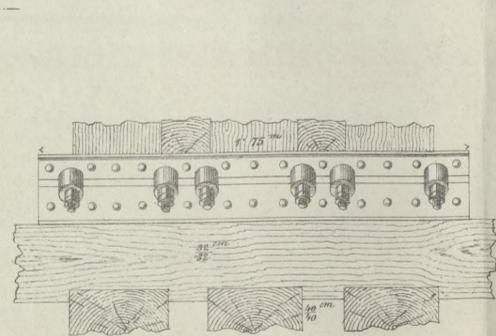
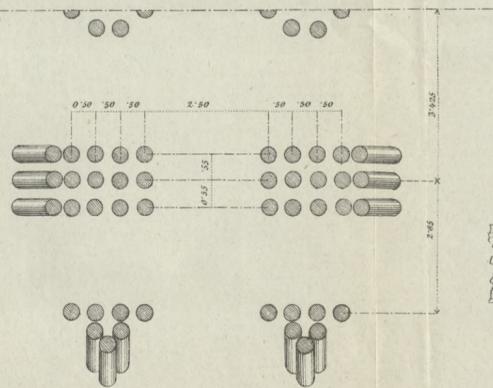
Tragjoche.



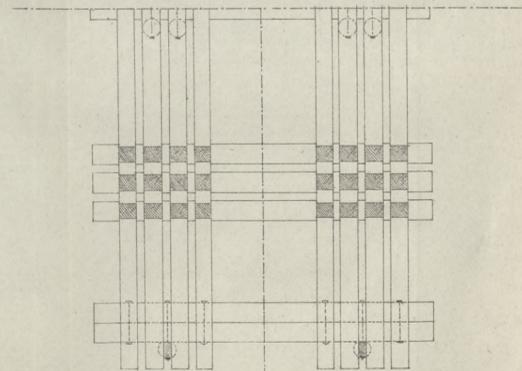
Befestigung der Zugbänder der Andreaskreuzte mittelst eiserner Schuhe.



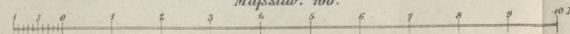
Piloten-Stellung des Grundjoches.



Rost des Grundjoches u. Säulenstellung des Aufsatzes.



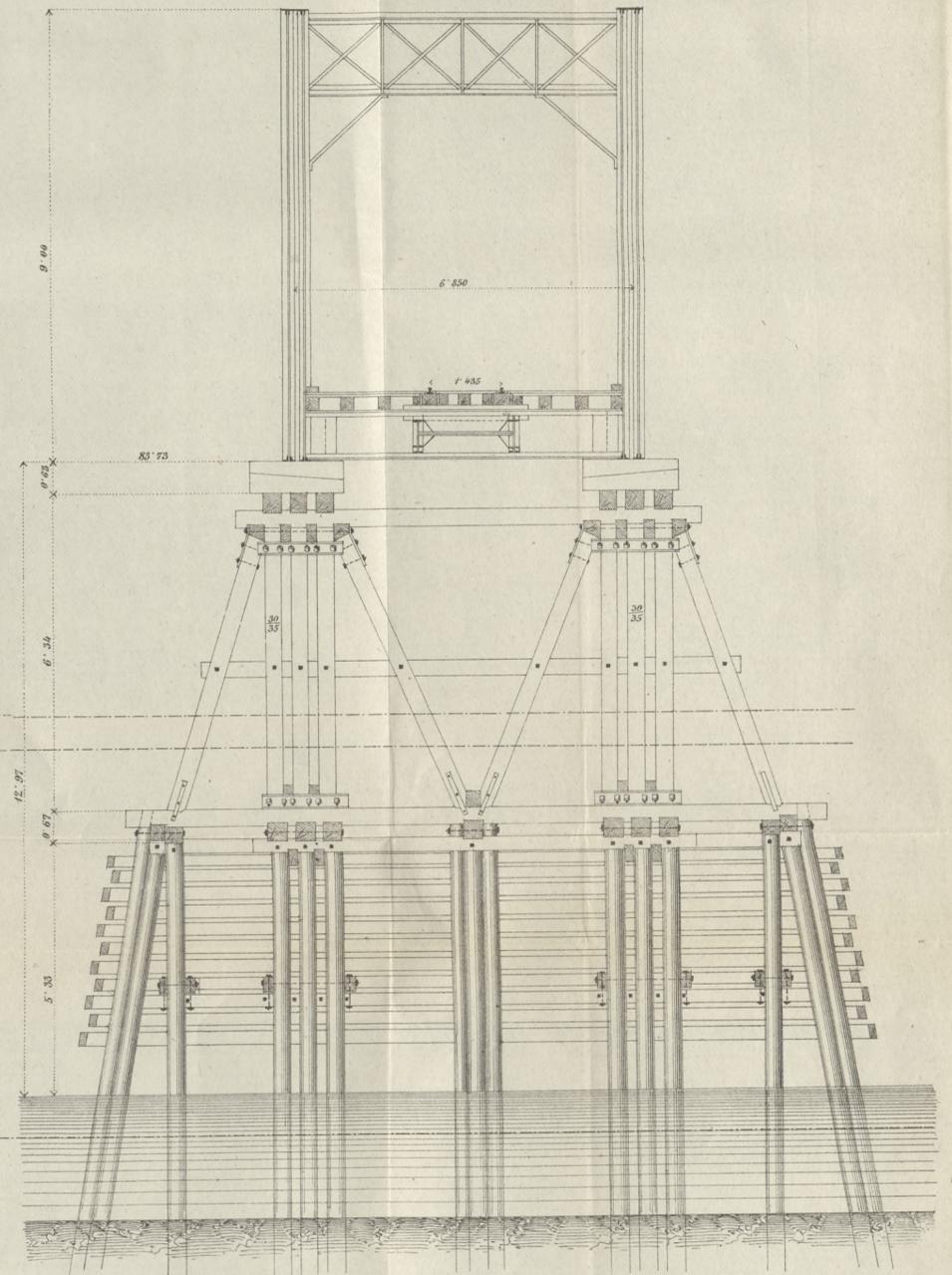
Maßstab: 1/100.



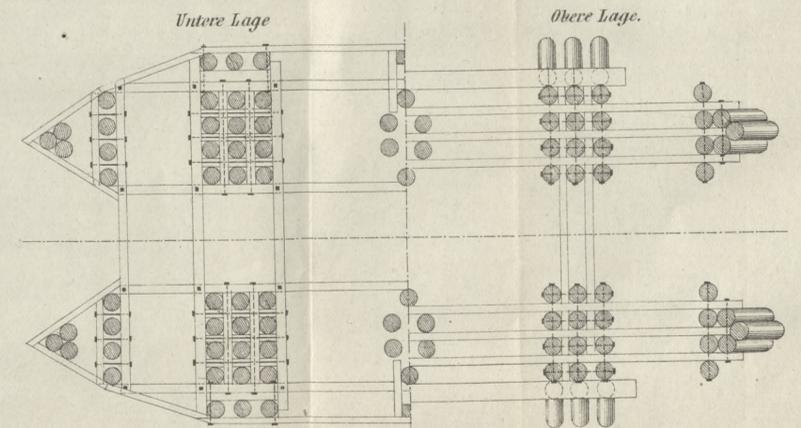
Hochwasser v. Jahre 1878 am 29. November. Höhe 78.685.

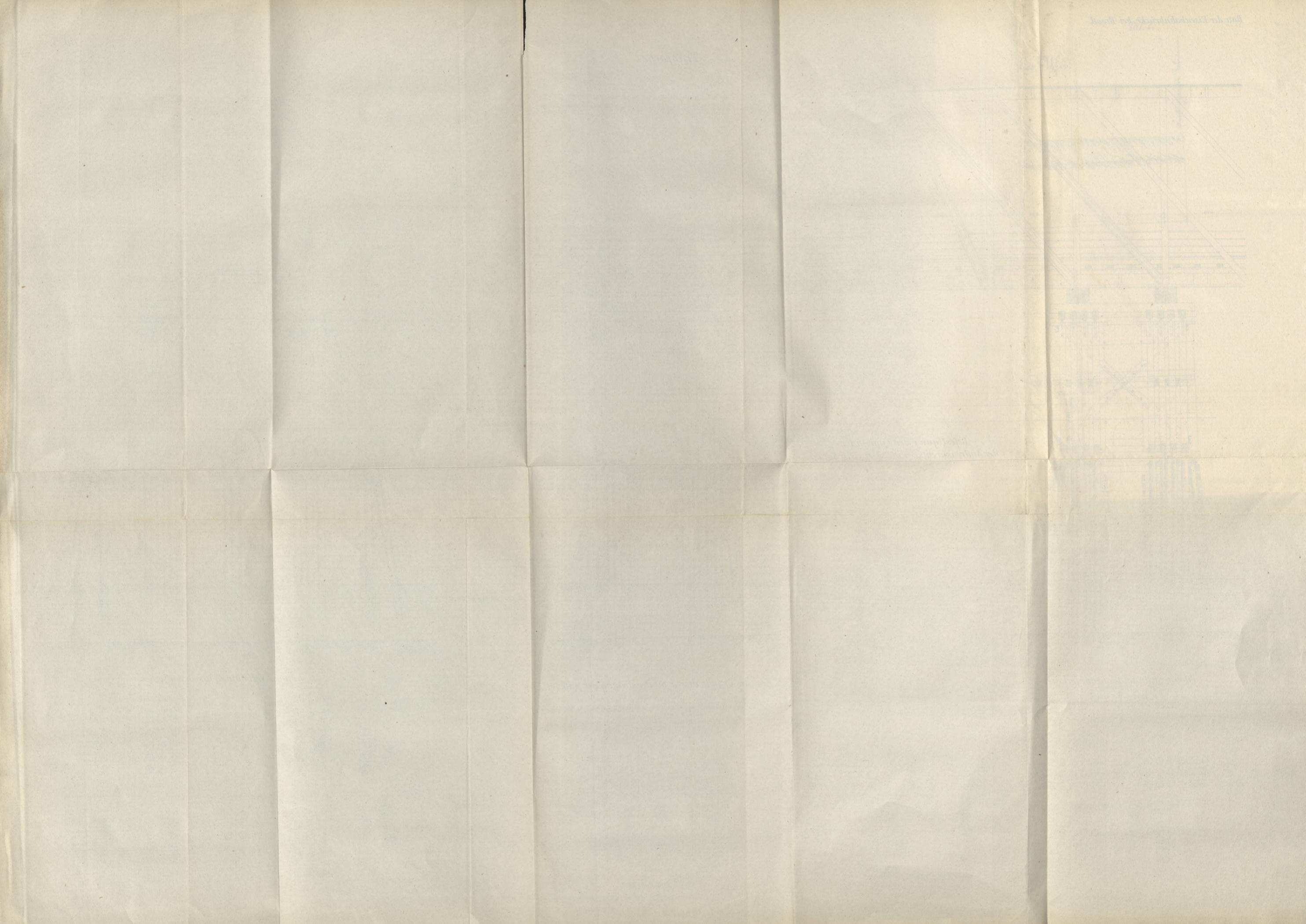
Gewöhnliches Hochwasser Höhe 78.00

Nüllpunkt des Pegels - 70.26.

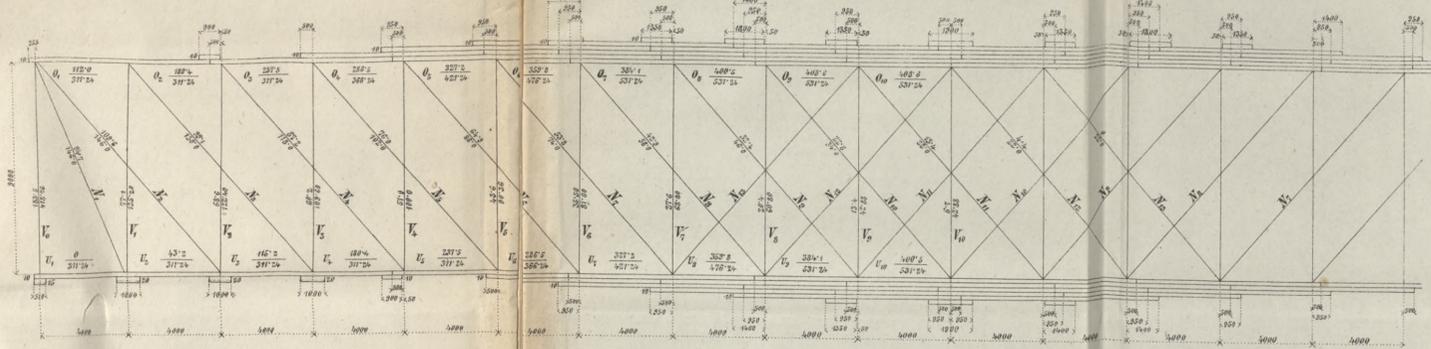


Längen-Verbindung des Grundjoches.

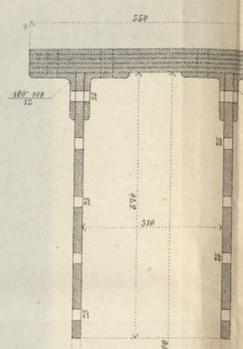




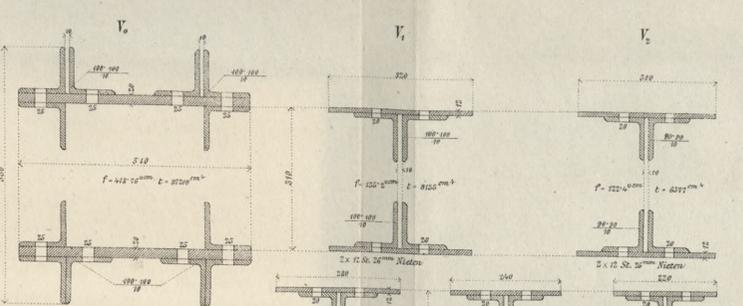
Schema der inneren Kräfte und der widerstehenden Querschnitte des Hauptträgers. Aushälung der Stöße der Gurtlamellen. (1/200)



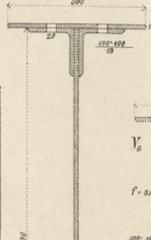
Gurtquerschnitt. (1/10)



Querschnitt der Vertikalen. (1/10)



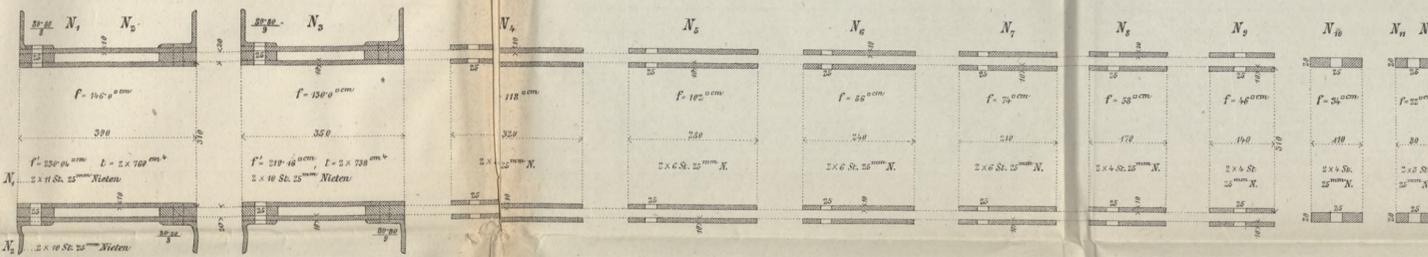
Querträger. (1/10)



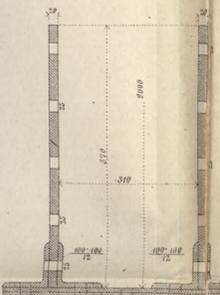
Spannungen und widerstehende Querschnitte der Windverspannungen. (1/200)



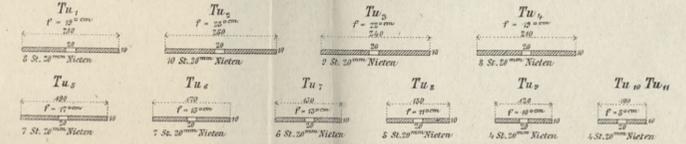
Querschnitte der Zugbänder. (1/10)



Schwellerträger. (1/10)



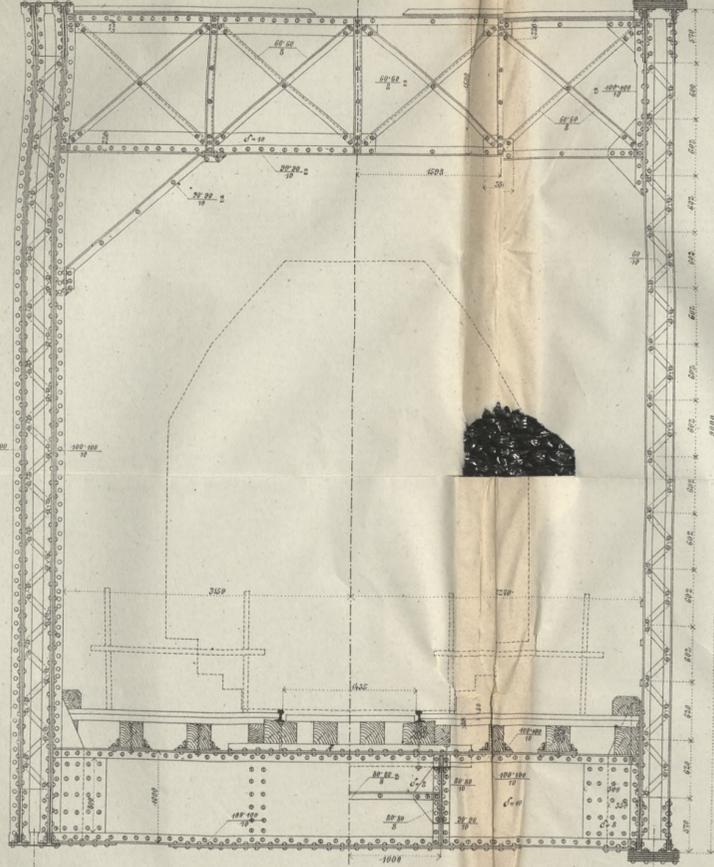
Querschnitte der unteren Windverspannung. (1/10)



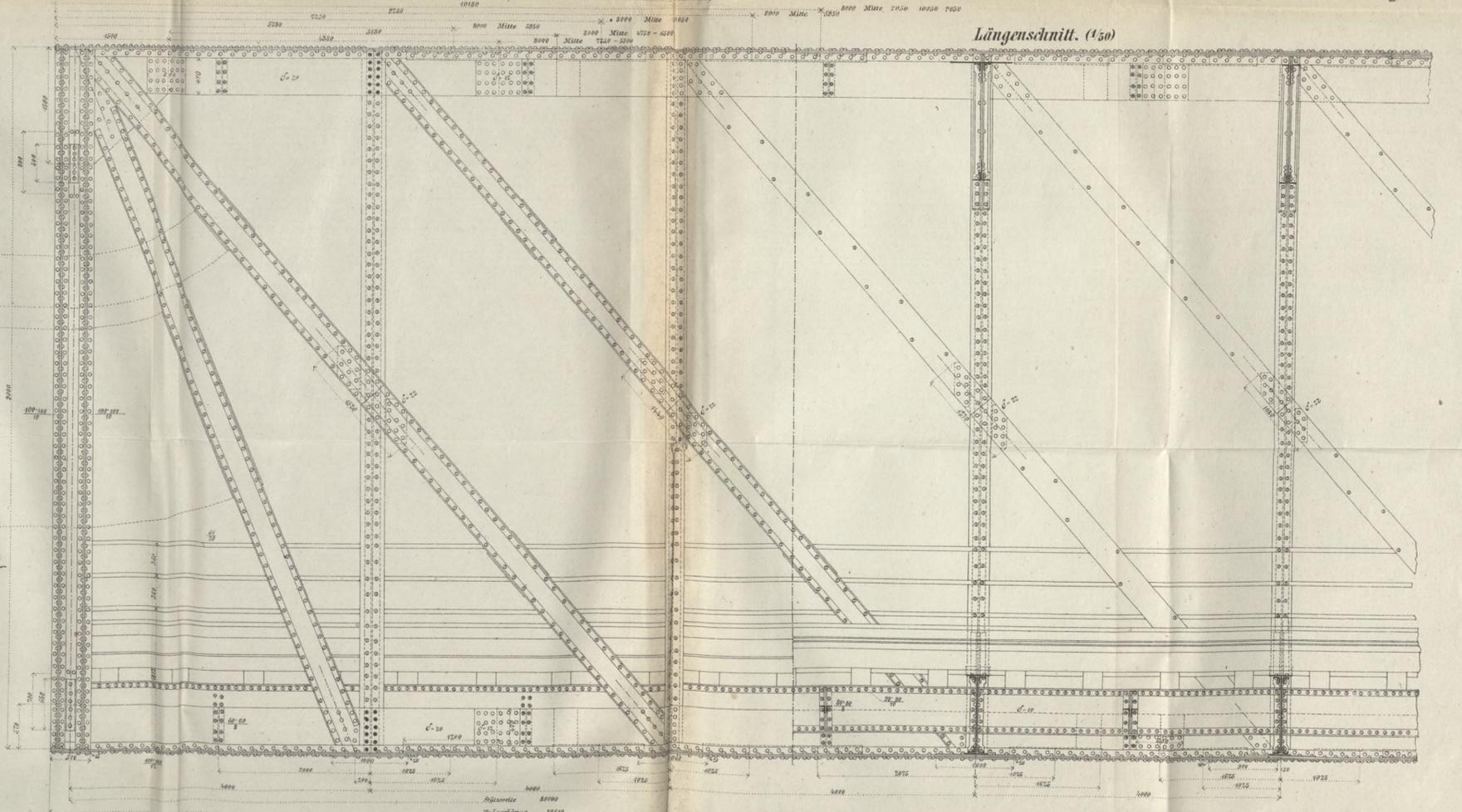
Querschnitte der oberen Windverspannung. (1/10)



Querschnitt der Brücke am Endständer. (1/50) in der Mitte.

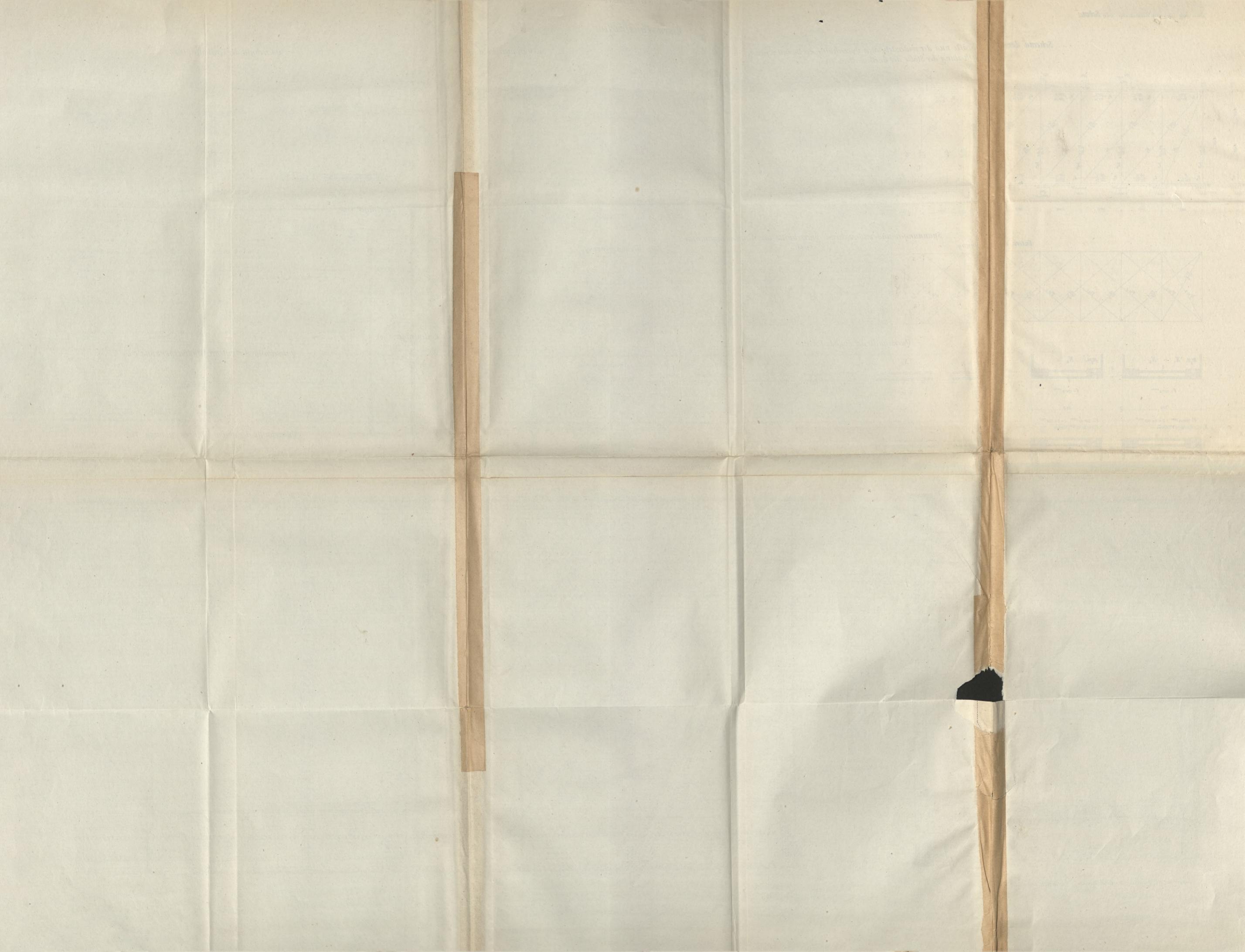


Seitenansicht der Brücke. (1/50)



Längenschnitt. (1/50)

Längen in Millimetern - Kräfte in Tonnen - Querschnittflächen in cm<sup>2</sup>



Inundationsbrücke am rechten Ufer, Eisbrecher, Arbeitsapparate, Montierungs-Gerüste.

Fig. 1. 1/200.

Schlagwerk mit Dampftrieb.

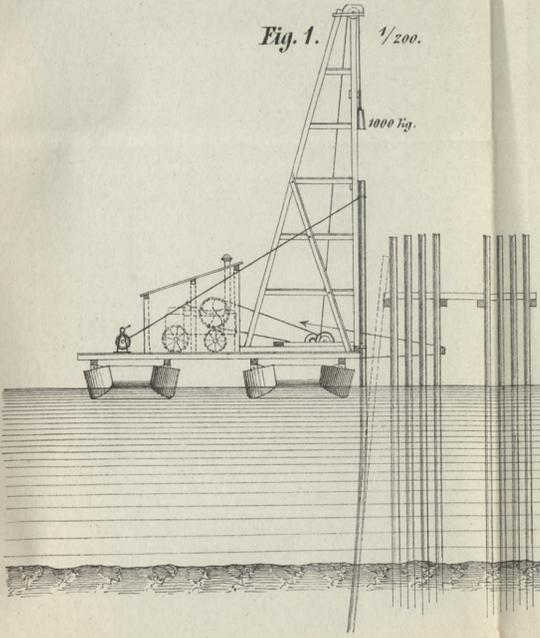
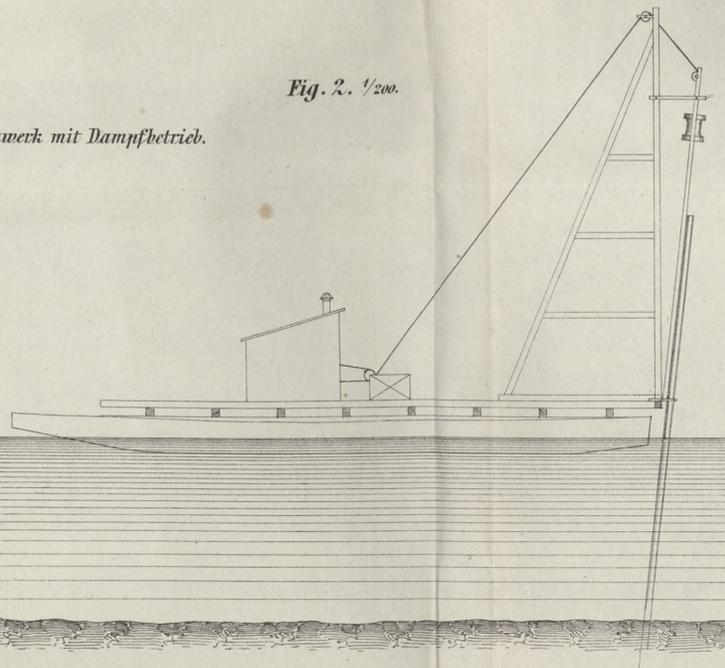


Fig. 2. 1/200.

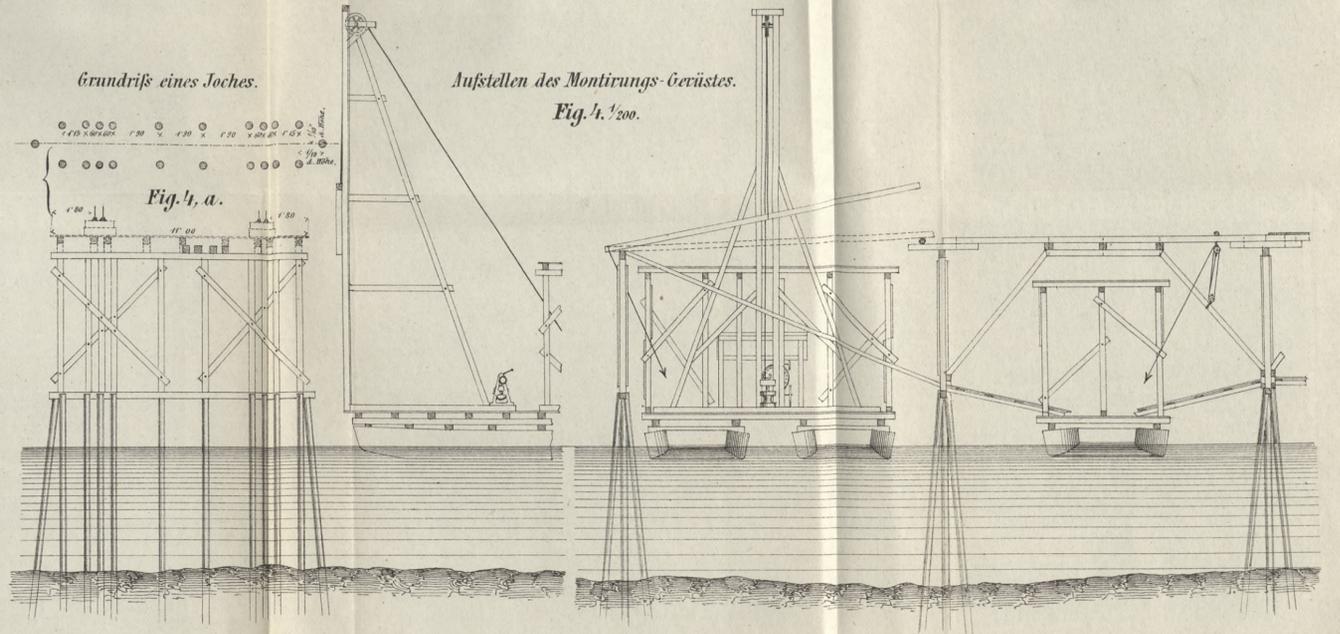


Grundriß eines Joches.

Fig. 4, a.

Aufstellen des Montierungs-Gerüsts.

Fig. 4. 1/200.

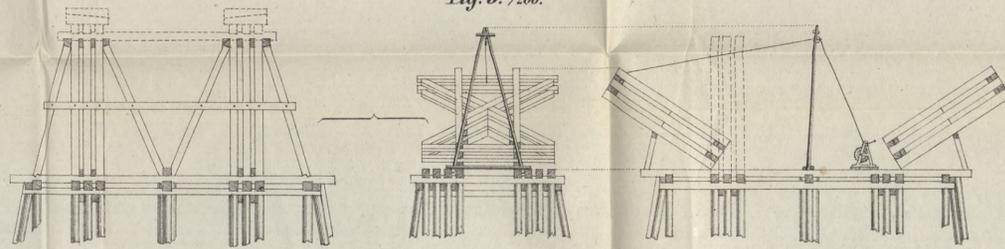
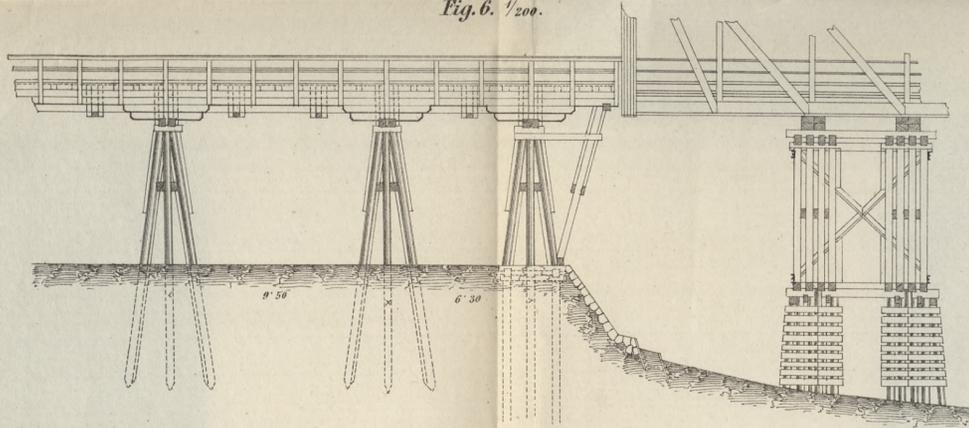


Aufstellen der Jochaufsätze.

Fig. 3. 1/200.

Inundationsbrücke am rechten Ufer.

Fig. 6. 1/200.



Aufstellen der Parabelträger.

Fig. 5. 1/200.

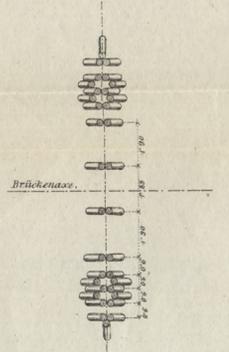
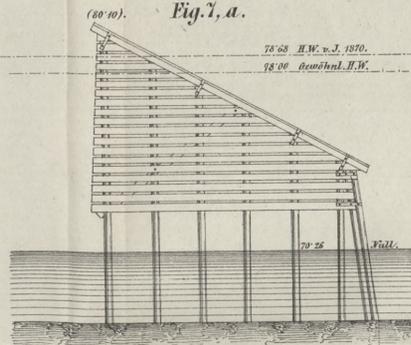


Fig. 7, a.

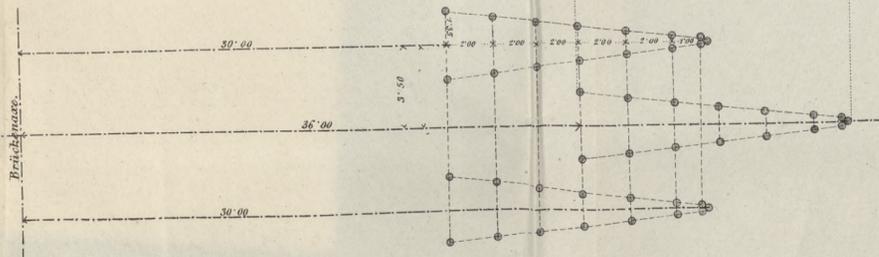
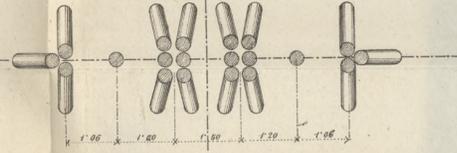
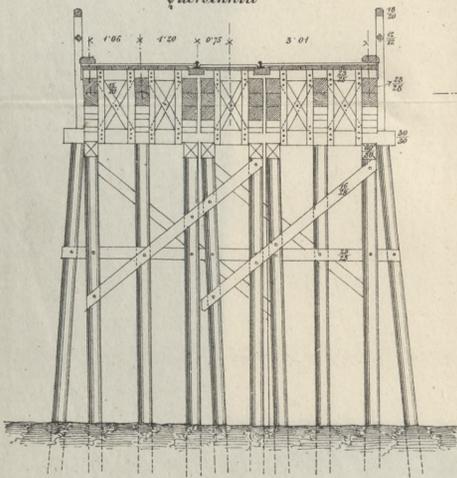


Eisbrecher. Fig. 7. 1/200.

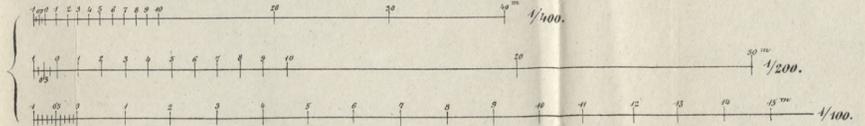
Querschnitt

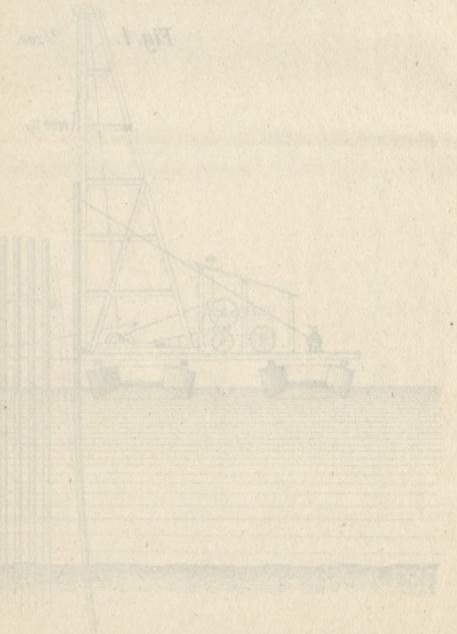
Fig. 6, a. 1/100.

Grundriß eines Joches.



Maßstäbe:





Einige Bemerkungen zu...

Einige Bemerkungen zu...

Einige Bemerkungen zu...

Einige Bemerkungen zu...

Montirung der Eisenconstruction.

Montirung des I. Brückenfeldes.  
Laufgerüst.

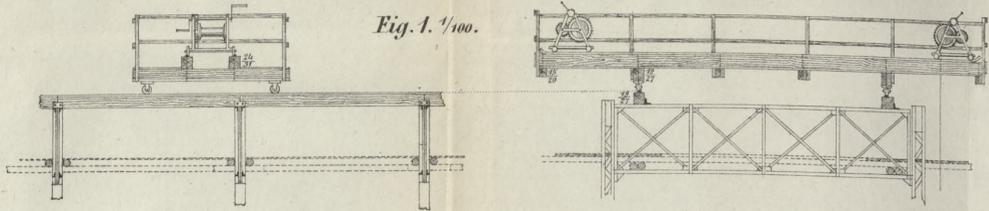


Fig. 1. 1/100.

Montirung des I. Brückenfeldes.  
Aufstellen des inneren halben Endprofils.

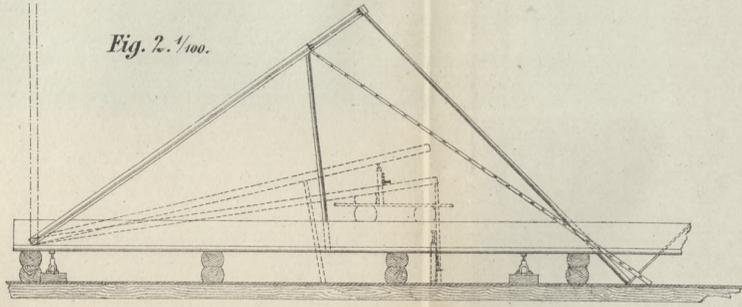


Fig. 2. 1/100.

Montirung des I. Brückenfeldes.  
Aufziehen der vorbereiteten Profile Fig. 3. 1/100.

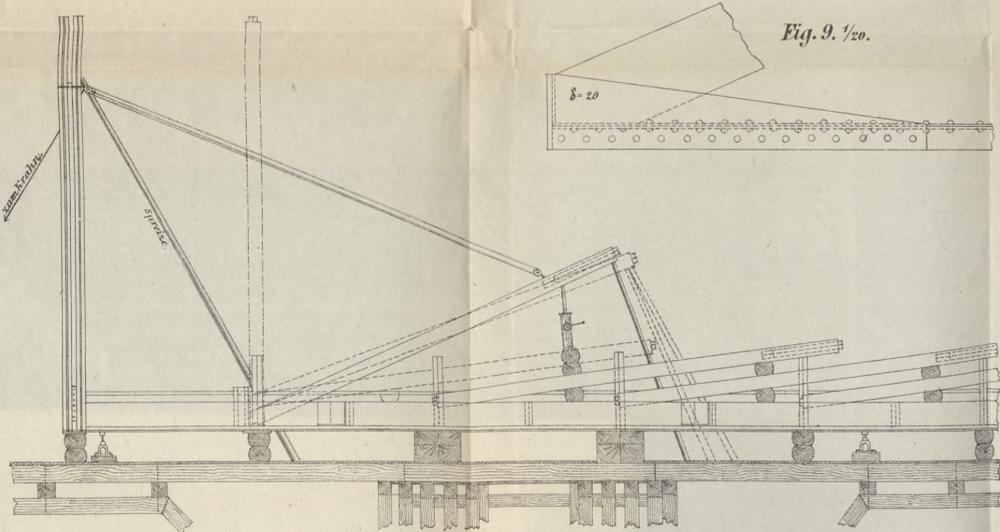
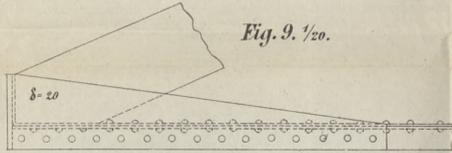
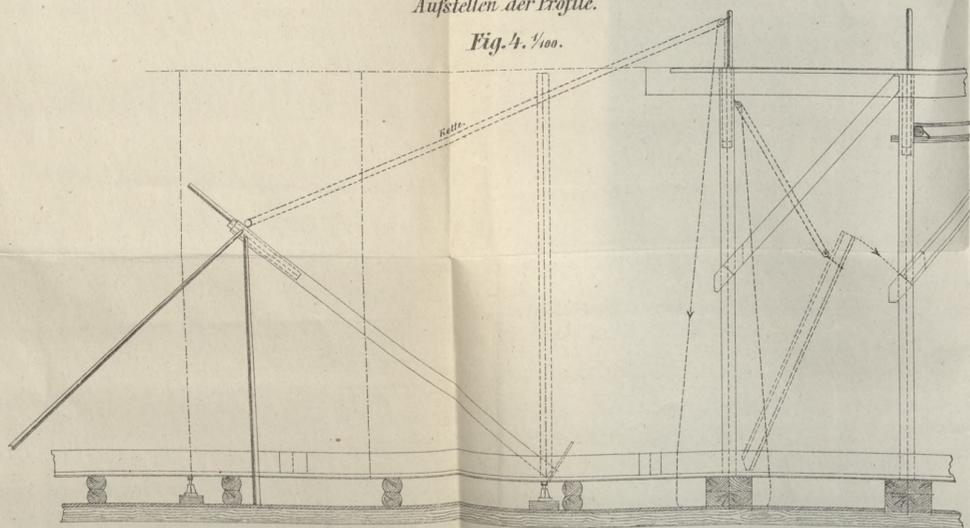


Fig. 9. 1/20.



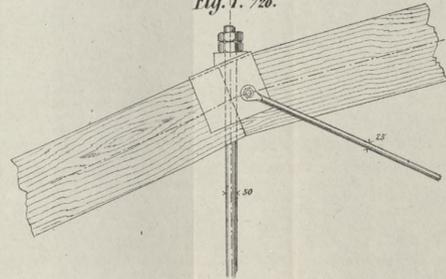
Montirung des IV. Brückenfeldes.  
Aufstellen der Profile.

Fig. 4. 1/100.



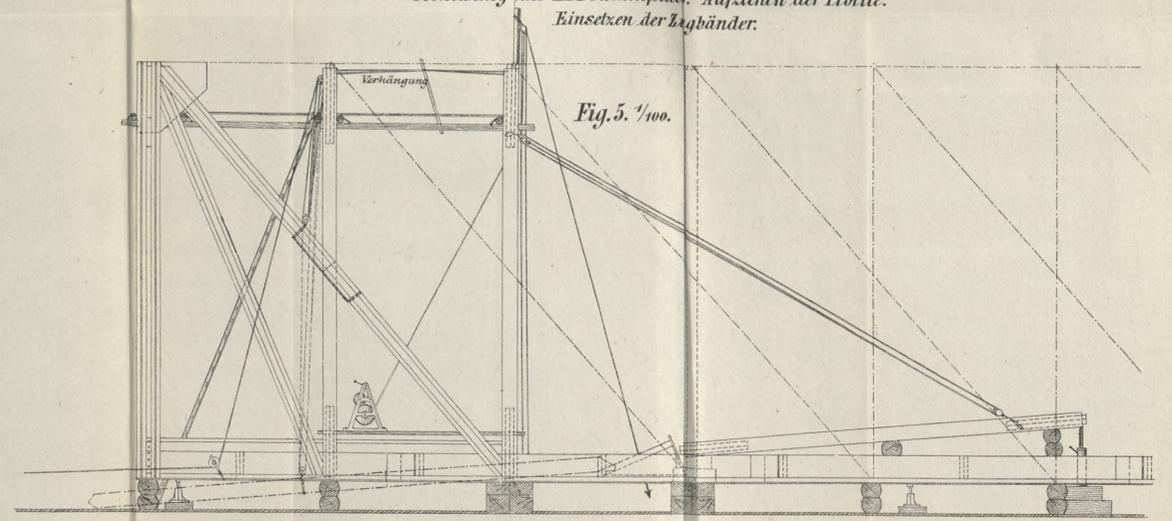
Knotenpunkt des Parabel-Trägers.

Fig. 7. 1/20.



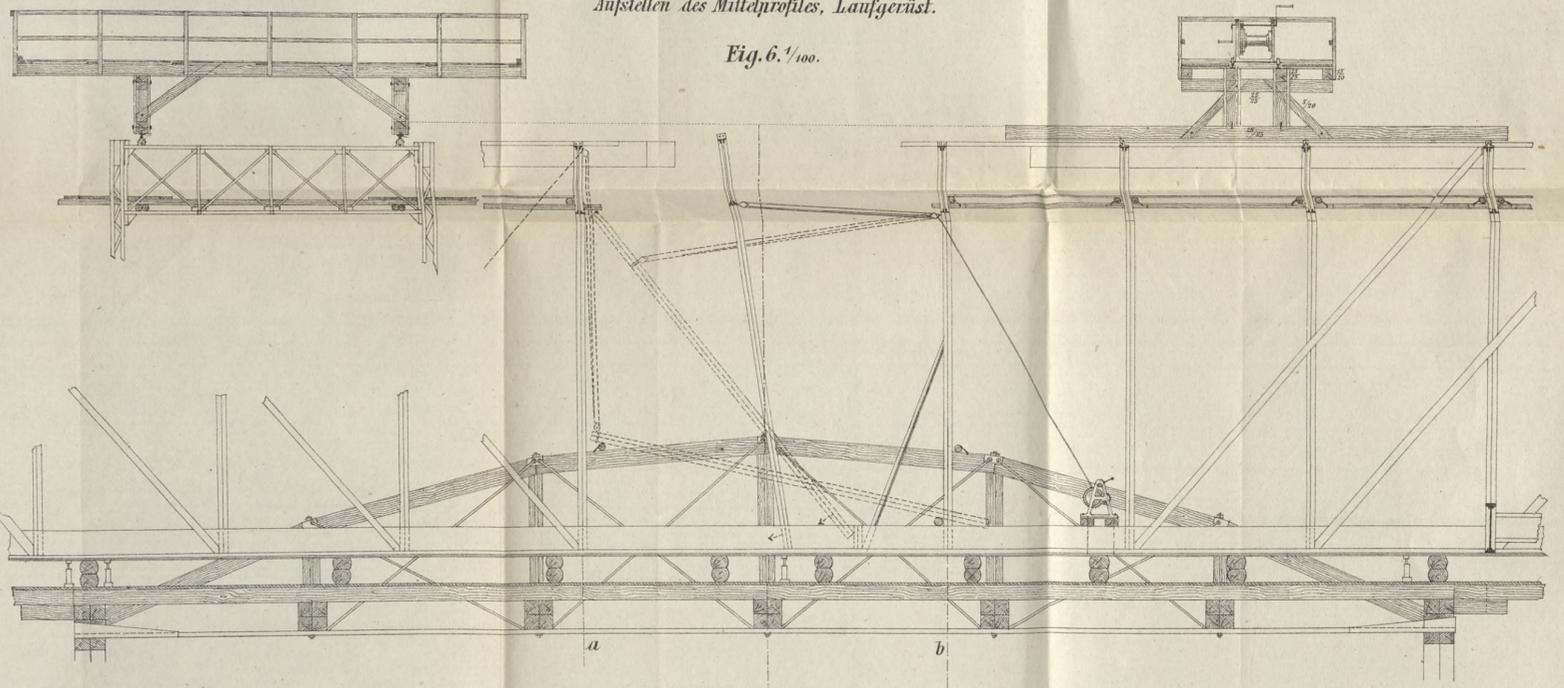
Montirung des III. Brückenfeldes. Aufziehen der Profile.  
Einsetzen der Lagbänder.

Fig. 5. 1/100.



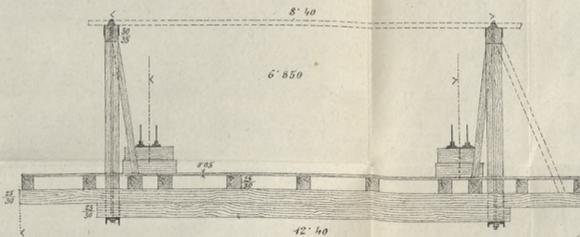
Montirung des II. Brückenfeldes.  
Aufstellen des Mittelprofils, Laufgerüst.

Fig. 6. 1/100.



Querschnitt des Parabelträger-Gerüsts.

Fig. 9. 1/100.



Querschnitt d. Untergerüsts



Grundriß zu Fig. 6. (Strecke ab)

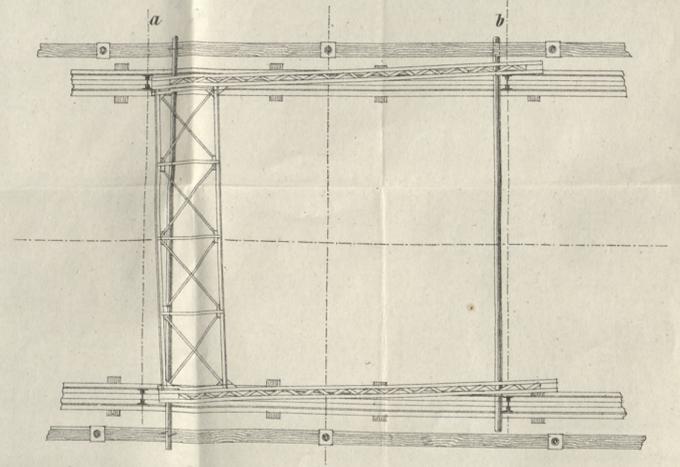




Fig. 1. *Handwritten text, likely a caption or description of the drawing.*

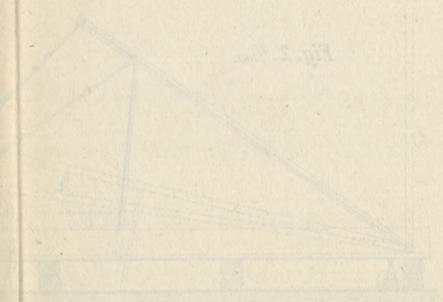
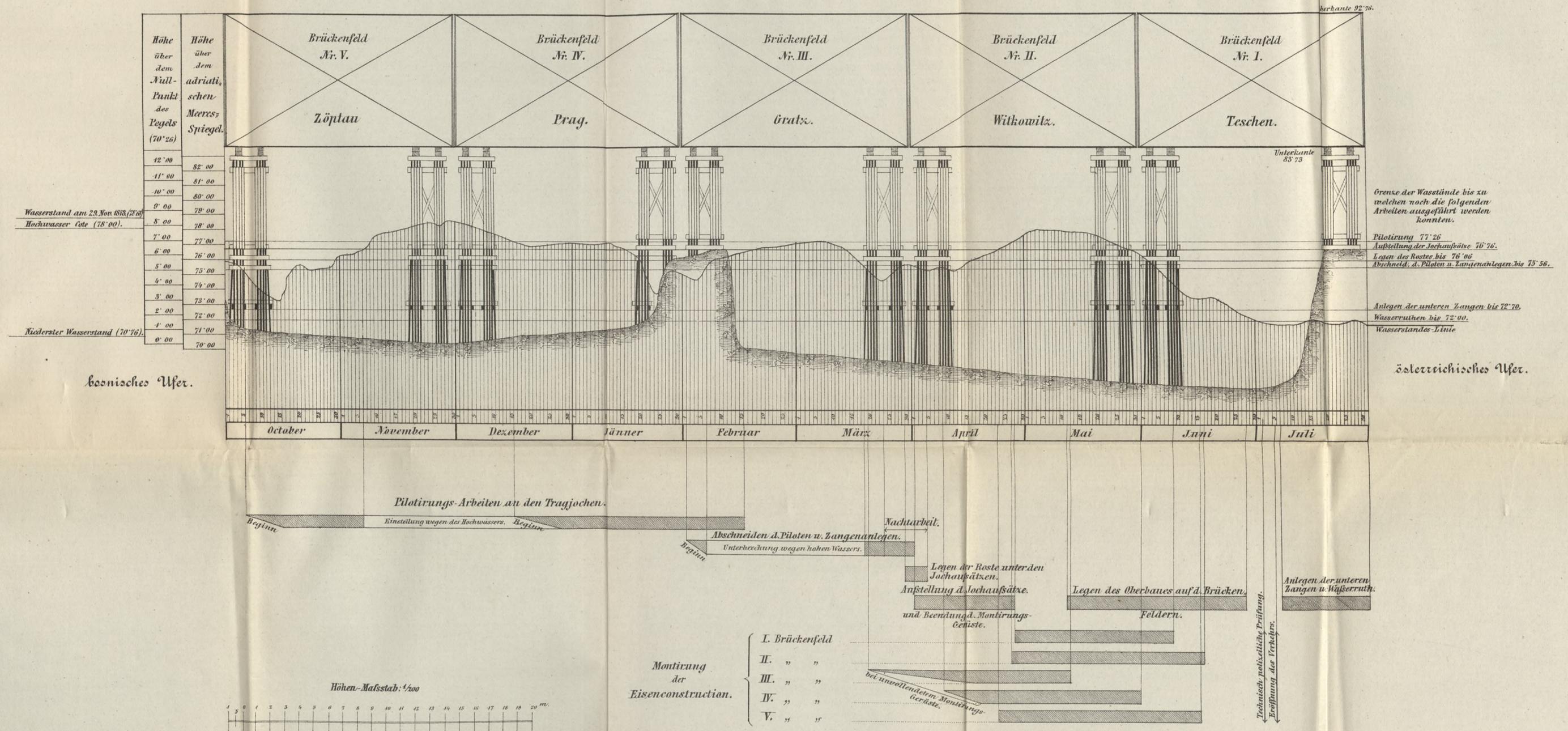


Fig. 2. *Handwritten text, likely a caption or description of the drawing.*

# Grafische Arbeits-Relation

über den Bau der Eisenbahnbrücke bei Brood vom 1<sup>ten</sup> October 1878 bis 31<sup>ten</sup> Juli 1879.



| Strecke |
|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| 1       | 2       | 3       | 4       | 5       | 6       | 7       | 8       | 9       | 10      |
| 11      | 12      | 13      | 14      | 15      | 16      | 17      | 18      | 19      | 20      |
| 21      | 22      | 23      | 24      | 25      | 26      | 27      | 28      | 29      | 30      |
| 31      | 32      | 33      | 34      | 35      | 36      | 37      | 38      | 39      | 40      |
| 41      | 42      | 43      | 44      | 45      | 46      | 47      | 48      | 49      | 50      |
| 51      | 52      | 53      | 54      | 55      | 56      | 57      | 58      | 59      | 60      |
| 61      | 62      | 63      | 64      | 65      | 66      | 67      | 68      | 69      | 70      |
| 71      | 72      | 73      | 74      | 75      | 76      | 77      | 78      | 79      | 80      |
| 81      | 82      | 83      | 84      | 85      | 86      | 87      | 88      | 89      | 90      |
| 91      | 92      | 93      | 94      | 95      | 96      | 97      | 98      | 99      | 100     |

Strecke 111:

2-20

S-96

211

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000297410