



Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000302909

DIE STAATSBAHNSTRECKE
OBERLAHNSTEIN-COBLENZ-GÜLS

INSBESONDERE

DIE BRÜCKEN

ÜBER DEN RHEIN OBERHALB COBLENZ
ÜBER DIE MOSEL BEI GÜLS
ÜBER DIE LAHN OBERHALB NIEDERLAHNSTEIN

MIT 24 TAFELN

3. 22. 15881



19/8.

15881.



(BESONDERER ABDRUCK AUS DER ZEITSCHRIFT FÜR BAUWESEN JAHRG. 1881 UND 1882.)

BERLIN 1882
VERLAG VON ERNST & KORN
(GROPIUS'SCHE BUCH- UND KUNSTHANDLUNG)
WILHELMSTRASSE 90
(NÄCHST DEM ARCHITEKTENHAUSE.)

*19/8
15881*



IV 35133

1882. 9. 24



Die Staatsbahnstrecke Oberlahnstein-Coblenz-Güls, in den Jahren 1876 bis 1879 ausgeführt und am 15. Mai 1879 dem Verkehr eröffnet, bildet einen Theil der großen Staatsbahnlinie Berlin-Metz und verbindet die nassauische Lahnbahn, welche als preussische Staatsbahn auf der Strecke von Wetzlar bis oberhalb Niederlahnstein in die Berlin-Metzer Linie eingeschaltet wurde, mit der neu erbauten Moselbahn. Sie zweigt, um die Anlage einer Kopfstation für die durchgehende Linie Berlin-Metz bei Oberlahnstein zu vermeiden, schon im Lahnthale, etwa $2\frac{1}{2}$ km oberhalb Oberlahnstein, bei der Güterhaltestelle Hohenrhein von der Lahnbahn ab, überschreitet oberhalb Coblenz das Rheinthale und geht im Moselthale oberhalb des Dorfes Güls in die Moselbahn über.

Blatt 1 zeigt die Trace der Bahn, deren Festsetzung überaus schwierig war und mehrjährige Verhandlungen mit den beteiligten Behörden erforderte.

So waren innerhalb des Bereiches der Festung Coblenz — auf der Strecke von der Brücke über den Rhein bis zur Brücke über die Mosel, einschliesslich der beiden Brücken — vornehmlich die Vorschriften der Militärbehörden für die Führung der Linie maassgebend; auch wufste die Vertretung der Stadt Coblenz einen wesentlichen Einfluß auf die Projectaufstellung geltend zu machen, indem sie namentlich Einspruch gegen die projectirte Lage des Personenbahnhofes Coblenz ausserhalb der Stadtbefestigung erhob, und beantragte, denselben mit dem bestehenden Bahnhofe der rheinischen Bahnstrecke Cöln-Bingen vereinigt als Centralbahnhof innerhalb der Stadtbefestigung zur Ausführung zu bringen. Wie wünschenswerth eine solche Lösung vom eisenbahntechnischen Standpunkte in vielen Beziehungen auch erscheinen mußte, so scheiterte dieselbe doch an den außerordentlichen Mehrkosten, welche den Bedingungen der Militärbehörde gegenüber eine Einführung der Bahn in die Stadtbefestigung von Coblenz verursacht haben würde.

Bezüglich des Ueberganges über den Rhein waren die Forderungen der Centralcommission für die Rheinschiffahrt, welche aus Bevollmächtigten der Rheinuferstaaten Baden, Baiern, Elsass-Lothringen, Hessen, Niederland und Preussen zusammengesetzt ist, zu beachten und die Genehmigung des Projectes durch dieselbe einzuholen; bezüglich des Baues der Brücken über die Lahn und über die Mosel war den Vorschriften der Wasserbau-Verwaltungen dieser Flüsse resp. der Königlichen Regierungen zu Wiesbaden und Coblenz Rechnung zu tragen, und schliesslich eine Verständigung mit der Verwaltung der Rheinischen Eisenbahn wegen Ankaufs der bestehenden Rheinischen Bahnstrecke von Oberlahnstein nach Niederlahnstein herbeizuführen. Dieser Ankauf war nothwendig, um eine Verbindung der nassauischen Rheinbahn (Staatsbahn) Frankfurt a/M. resp. Wiesbaden-Oberlahnstein mit der neuen Staatsbahnstrecke in Niederlahnstein zu erhalten. Auch wegen des mit der Rheinischen Bahn gemeinschaftlich zu erbauenden neuen Bahnhofes zu Niederlahnstein und der Anlage des Bahnhofes zu Coblenz war Vereinbarung mit der Verwaltung dieser Bahn zu treffen.

Die Erledigung aller dieser Verhandlungen, sowie der überaus schwierige Grunderwerb, welcher bei den meist außerordentlich hohen Forderungen der Eigenthümer freihändige Ankäufe fast ganz ausschloß und durchweg die Anwendung des Expropriations-Verfahrens bedingte, verzögerte die Bau-Inangriffnahme ungemein — das Terrain für den Personen- und Güterbahnhof Coblenz kam erst anfangs April 1878 in den Besitz der Bauverwaltung —, so daß schliesslich der Bau selbst auf's äußerste beschleunigt werden mußte, um den festgesetzten Eröffnungstermin innehalten zu können.

Die Höhenlage der Bahn betreffend, waren folgende Rücksichten maassgebend: An der Abzweigung zu Hohenrhein mußte die Bahn gleiche Höhe mit der Lahnbahn, in der Ebene auf der rechten Rheinseite zwischen den Dörfern Horchheim und Niederlahnstein gleiche Höhe mit der rechtsrheinischen Eisenbahn zum Zwecke der Anlage eines gemeinschaftlichen (Uebergangs-) Bahnhofes daselbst erhalten; unmittelbar am rechten und am linken Rheinufer mußte die Bahn genügend hoch gelegt werden, um die rechts- und die links-rheinische Eisenbahn mittelst Ueberführungen kreuzen zu können; auf dem neuen Staatsbahnhofe Coblenz mußte die Höhenlage derjenigen der nebenbelegenen linksrheinischen Bahn entsprechen, zum Zwecke der Anlage einer Schienenverbindung zwischen beiden Bahnen; im Dorfe Güls mußte genügende Höhe vorhanden sein, um die Dorfstraßen, welche nach den örtlichen Verhältnissen nicht gesenkt werden konnten, mittelst Ueberführungen kreuzen zu können; schliesslich mußte darauf Bedacht genommen werden, dem Geleise auf den drei großen Brücken, der Lahn-, Rhein- und Moselbrücke, eine solche Höhenlage zu geben, daß der Schifffahrt auf diesen Flüssen durch die eisernen Brücken-Ueberbauten keine Hindernisse erwachsen konnten.

Hierbei ist hervorzuheben, daß von vornherein für die beiden letzteren Brücken die Wahl einer schmiedeeisernen Bogen-Construction in Aussicht genommen wurde, um die außerordentlich schönen und romantischen Landschaften in unmittelbarer Nähe von Coblenz durch Ausführung von Eisenconstructions anderer Systeme, welche in ästhetischer Beziehung einen weniger befriedigenden Eindruck machen, nicht zu schädigen.

Aus den angeführten Bedingungen ergab sich das auf dem Uebersichtsplane dargestellte Längennivellement der Bahn, unter Annahme des Maasses von 1 : 200 als Maximalsteigung der anschließenden Lahnbahn, nahezu von selbst.

Die Bahnstrecke von der Abzweigung bei Hohenrhein bis zur Einmündung in die Moselbahn hat zwar nur $11\frac{1}{4}$ km Gesammtlänge, enthält jedoch eine ungewöhnlich große Zahl bedeutender Bauwerke; unter diesen sind die drei großen Brücken über den Rhein, die Mosel und die Lahn, sowie die Bahnhofsanlagen bei Niederlahnstein und Coblenz die hervorragendsten. Der Gesamtkosten-Anschlag der Strecke, welche von Hohenrhein bis zum Güterbahnhofe Coblenz zweigeleisig, von dort bis Güls im Ueberbau zweigeleisig, im Oberbau eingeleisig ausgeführt ist, betrug einschliesslich einer an den Militairfiscus zu entrichtenden Pauschalsumme von

288000 \mathcal{M} , welche derselbe für Umänderungen und Vervollständigungen vorhandener Festungswerke aus Anlaß des Bahnbaues beanspruchte, im Ganzen 11 900000 \mathcal{M} .

Zur Zeit sind die Baurechnungen zwar noch nicht vollständig abgeschlossen, auch ist auf Bahnhof Coblenz vorerst ein provisorisches Empfangsgebäude zur Ausführung gekommen, und es bleiben das im Kostenanschlag vorgesehene definitive Empfangsgebäude, sowie umfangreiche Perronhallen auf den Bahnhöfen Coblenz und Niederlahnstein noch herzustellen; es läßt sich jedoch schon jetzt übersehen, daß die Gesamtkosten nach projectgemäßer Fertigstellung aller Bauten die Summe von 11 700000 \mathcal{M} nicht übersteigen werden, mithin die wirklichen Baukosten pro Kilometer ca. 1 040000 \mathcal{M} betragen.

Die Aufstellung der sämtlichen Projecte und die Leitung der Bauausführung erfolgte, unter der technischen Oberleitung des Geheimen Regierungs- und Bauraths Hilf, Mit-

gliedes der Königlichen Eisenbahn-Direction zu Wiesbaden, durch den Eisenbahn-Bauinspector Altenloh. Diesem war für die Aufstellung und statische Berechnung der Specialprojecte zu den eisernen Ueberbauten der sämtlichen großen und kleinen Brücken der Strecke der Abtheilungs-Baumeister G. Doerenberger zugetheilt, welcher demnächst auch die Bauleitung der Strecke von der Abzweigung zu Hohenrhein bis zum linken Rheinufer bei Coblenz übernahm. Speciell zur Ausführung des Rheinbrückenbaues war Letzterem der Ingenieur J. Zimmermann beigegeben. Den Bau der Strecke vom linken Rheinufer bis zum Anschluß an die Moselbahn bei Güls leitete der Abtheilungs-Baumeister O. Sarrazin, welchem wiederum für die Ausführung des Moselbrückenbaues der Ingenieur A. Kuntze überwiesen war. Die Projectirung und Ausführung sämtlicher Hochbauten der Strecke erfolgte durch den Abtheilungs-Baumeister C. Schellen.

I. Die Rheinbrücke der Staatsbahn bei Coblenz.

A. Gesamtdisposition des Bauwerks.

Der Rheinstrom war an der Stelle des Uebergangs der Bahn vor der Bauinangriffnahme in zwei Arme getheilt, welche die etwa 75 ha große Insel Oberwerth einschlossen. Von diesen beiden Flußarmen war nur der rechtsseitige für die Schifffahrt benutzbar, der linksseitige, die sogenannte Rheinlache, bei wesentlich geringerer Tiefe nur etwa ein Viertel so mächtig als der rechtsseitige, hatte eine größere Länge, mithin ein geringeres relatives Gefälle und wurde bei nicht zu niedrigem Wasserstande mit Vorliebe von den zu Thal fahrenden Flößen benutzt. Die Insel Oberwerth erhebt sich zwar nicht zu ganz wasserfreier Höhe, ihre Oberfläche liegt jedoch im Großen und Ganzen nur etwa 1 bis 1,5 m unter dem absolut höchsten bekannten Wasserstande (1845) und ist somit einer Ueberfluthung nur in sehr seltenen Fällen ausgesetzt.

Bei der Projectirung der Bahntrace wurde nicht verkannt, daß die Verhältnisse des Stromes der Anlage einer festen Brücke an dieser Stelle nicht günstig seien, daß vielmehr eine Ueberbrückung des ungetheilten Stromes in sehr vielen Beziehungen den Vorzug verdiene und jedenfalls einen geringern Kostenaufwand erfordern würde. Es ergaben sich indessen für die Bahntrace im Allgemeinen aus der Wahl gerade dieser Uebergangsstelle wesentliche Vortheile.

So ist die Entfernung der letzteren bis zum Bahnhofe Niederlahnstein einerseits und bis zum Bahnhofe Coblenz andererseits gerade ausreichend, um unter Anwendung der Maximalsteigung gleiche Höhenlage mit den Schienen der vorhandenen Rheinischen Bahn auf diesen Bahnhöfen und dennoch genügende Höhenlage am Rheinübergang selbst zu erzielen; ferner treten die das Rheinthal begrenzenden Berge an dieser Stelle so weit zurück, daß bei rechtwinkliger Anordnung der Ueberbrückung des Stromes selbst, die Anschlußcurven auf beiden Ufern sich günstig gestalten ließen; in der Hauptsache jedoch zwangen schließlich zu dieser Wahl entscheidende militärischerseits gegebene Vorschriften: es mußte nämlich die Möglichkeit einer Längsbestreichung des Bahndammes auf der Insel Oberwerth sowie des Terrains südlich der Bahn von dem auf dem Plateau der Karthause belegenen Fort „Feste Alexander“ aus, gewahrt werden.

Zunächst wurde nun ins Auge gefaßt, die Ueberbrückung so anzuordnen, daß der Strom möglichst unverändert in seinem Zustande belassen, jeder der beiden Arme besonders überbrückt und die Insel mit einem Erddamme überschritten würde. Die Rheinstrombau-Verwaltung erklärte, hiergegen

nur in dem Falle Einsprache nicht zu erheben, daß es thunlich sei, jeden der beiden Arme in einer einzigen Spannung zu überbrücken. Da aber voraussichtlich in dem breiten rechtsseitigen Arme die Errichtung von Pfeilern nicht zu umgehen sein würde, müßten wegen der Möglichkeit des Eintrittes einer Eisversetzung vor den Pfeilern und somit einer theilweisen Sperrung dieses Flußarmes wesentliche Bedenken gegen ein solches Project hergeleitet werden. Ein namhafter Aufstau des Wassers oberhalb einer solchen eventuellen Eisversetzung und damit eine Beseitigung derselben durch den Strom selbst könnte nämlich im vorliegenden Falle nicht entstehen, weil dieser Aufstau einen fast ungehinderten Abfluß durch den freien linksseitigen Stromarm, bis zu dessen Abzweigung das Gefälle nur etwa 0,20 m betrage, finden würde. Wenn nun durch dichter zusammengeschobene Eismassen der rechtsseitige Stromarm sich schließlich ganz verstopfen sollte, so würde alsdann der linksseitige Stromarm die gesammten Wassermassen des Stromes abführen müssen. Da derselbe aber hierzu nach seinem Profilinhalte nicht befähigt sei, so würden voraussichtlich verheerende Ueberschwemmungen und Uferabbrüche die Folge sein.

Hiernach erübrigte nur, die vorhandene Stromspaltung zu beseitigen. Nach dem zur Ausführung gekommenen, auch von den technischen Commissarien der Rheinuferstaaten einstimmig gebilligten Projecte ist dies in der Weise geschehen, daß der linksseitige Stromarm an der oberen Spitze der Insel Oberwerth durch einen wasserfreien Damm geschlossen und der rechtsseitige Arm unter Vergrößerung seines Fluthprofils durch Beseitigung der in demselben an der südlichen Inselspitze abgelagerten bedeutenden Kies- und Geschiebmassen mittelst Baggerung und durch Abgrabung des östlichen Inselrandes zum ungetheilten Hauptstrom erhoben worden ist. Dabei sind die die Rheinlache durchsetzenden Erddämme mit Wasserdurchlässen versehen worden, welche eine Stagnation des Wassers in dem abgesperrten Rheinarm, an dessen linksseitigem Ufer die schönste Promenade der Stadt Coblenz — die bekannten Rheinanlagen — entlang führt, zu verhüten.

Zur Ueberbrückung des Hauptstromes wurde nun eine von der Anordnung der sämtlichen bestehenden Rheinbrücken abweichende Disposition der Pfeiler und Spannweiten projectirt. Unter Hinweisung auf Blatt 2 wird bemerkt, daß die Gründe, welche hierfür maßgebend waren, aus dem Gutachten der technischen Commissarien der Rheinuferstaaten hervorgehen, welches in dieser Beziehung sich folgendermaßen ausspricht: „Was nun das Brückenproject selbst

anbelangt, so ist die gewählte Anordnung von den bisher am conventionellen Rheinstrom erbauten festen Brücken darin wesentlich abweichend, daß hier das eigentliche Strombett nur mit zwei großen Brückenöffnungen übersetzt werden will, zu deren Seiten noch je eine kleine Stromöffnung überwölbt, während der zur Offenhaltung des erforderlichen Abflusses noch weitere nöthige Fluthraum durch zwei Fluthöffnungen am linken Ufer geschaffen werden soll. Die beiden Hauptöffnungen sollen für die große Schifffahrt und die Floßfahrt dienen, der die beiderseitigen Leinpfade benutzende kleinere Schiffsverkehr aber durch die genannten beiden kleinen Oeffnungen vermittelt werden.

Bestimmend für diese Anordnung war die Thatsache, daß zur Zeit die tiefste Stromrinne, bez. der Schiffsweg sich in der rechtsseitigen Hälfte des Hauptarmes befindet, und die Absicht, diesen Schiffsweg in seiner ganzen natürlichen Breite möglichst vollständig offen zu erhalten, indem von der Voraussetzung ausgegangen wurde, daß auch in der Folge eine Verlegung der tiefsten Stromrinne nicht zu gewärtigen sei.

Diese Voraussetzung konnte nun zwar von uns nach eingehender Erörterung der hier in Betracht kommenden Verhältnisse nicht einstimmig unbedingt als zutreffend anerkannt werden, indem nach dem Abschlusse der Rheinlache in der projectirten Weise in Verbindung mit den in Aussicht genommenen Baggerungen im Strombette der Strom die Tendenz erhalte, von dort ab mehr das linksseitige Ufer zu verfolgen. Die Berechtigung jener Unterstellung wurde aber insoweit allseitig zugegeben, als nach der allgemeinen fast geradlinigen Richtung des Stromlaufes an der Brückenstelle bei der parallelen Begrenzung des Fluthprofils und — soweit bekannt — nach der Lage des felsigen Untergrundes der Stromsohle durchaus nicht zu erwarten stehe, daß der jetzige Schiffsweg jemals aufgeschüttet oder gar unpracticabel für die Schifffahrt werden könnte, und wurde demgemäß auch die gewählte Pfeilerstellung um so mehr als zweckmäßig anerkannt, als es nicht angezeigt wäre, mit Rücksicht auf eine immerhin nicht mit absoluter Sicherheit vorherzubestimmende Aenderung des Stromstriches den einmal bestehenden von der Natur regelmäßig ausgebildeten Schiffsweg durch einen Strompfeiler zu spalten, wie dies bei der Wahl dreier Oeffnungen unvermeidlich gewesen wäre.

Nach diesen Erwägungen lag kein Grund mehr vor, die Stellung des Zwischenpfeilers der Brücke in der Mitte des Stromes zu beanstanden, ja es wurde vielmehr als ein nicht zu unterschätzender Vortheil anerkannt, daß die Schifffahrt hier immer auf zwei in gleicher Weise practicable weite Durchfahrts-Oeffnungen rechnen könne, von denen die eine zur Berg-, die andere zur Thalfahrt in der Regel zu benutzen sein wird.“

Diesem Gutachten ist nur noch hinzuzufügen, daß es auch für die Bauausführung ein großer Vortheil war, daß der Hauptschiffsweg am rechten Ufer während des Pfeilerbaues stets frei gehalten werden konnte. Die Gefahr einer Collision der zu Thal fahrenden Segelschiffe mit den Bauvorrichtungen wurde nämlich dadurch wesentlich verringert, und es ist ein Unfall in dieser Beziehung auch nicht vorgekommen, obschon vielfach, den ergangenen polizeilichen Vorschriften zuwider, die Segelschiffe die Bugsihrhilfe der von der Bauverwaltung bereit gehaltenen Dampfboote nicht abwarteten, sondern die Baustelle ohne jede Hilfe zu Thal passirten.

In Betreff der lichten Höhe vom Wasserspiegel bis zum Scheitel der Eisenconstruction der beiden großen Oeffnungen konnte auf die Verhältnisse der nur 2,30 km unterhalb der neuen Brücke belegenen Eisenbahnbrücke der Rheinischen Bahn, welche bekanntlich ebenfalls eine Bogenbrücke und

zwar die erste ist, welche über den Rhein erbaut wurde, Bezug genommen werden.

Die Wahl der Bogenconstruction für diese letztere Brücke hat zwar seiner Zeit zu mehrfachen Bedenken seitens der Schifffahrts-Interessenten Veranlassung gegeben, jedoch wurde dieselbe, wenn auch erst nach längeren Verhandlungen, principiell genehmigt. Schliesslich wurde in dem Protocoll der zur Prüfung des Projectes dieser letzteren Brücke zusammengetretenen Commissarien der Rheinuferstaaten, d. d. Coblenz den 7. April 1862, in dieser Beziehung festgesetzt, daß die auf 52 Fufs oder 16,32 m am Pegel liegende Sehne der Bogen einer jeden Oeffnung eine Länge von mindestens 133 Fufs oder 41,7 m haben müsse, wenn die Verhältnisse für die Schifffahrt sich nicht ungünstiger gestalten sollten, als bei den damals bereits bestehenden festen Rheinbrücken mit horizontaler unterer Gurtung. Dieselbe Bedingung wurde später für die in den Jahren 1871—1873 erbaute Rheinbrücke bei Duisburg, welche ebenfalls eine Bogenbrücke von genau derselben Construction wie die Coblenzer Brücke ist, seitens der Commissarien der Rheinuferstaaten wiederum gestellt, und es hat sich dieselbe seitdem bei beiden Brücken in der Praxis durchaus bewährt.

Es dürfte sogar zur Zeit nicht mehr zweifelhaft sein, daß beide Brücken der Schifffahrt weniger hinderlich sind, als die Mehrzahl der übrigen Rheinbrücken, welche bei annähernd gleichen Lichtweiten eine Eisenconstruction mit horizontaler unterer Gurtung haben, deren Unterkante auf 52 Fufs oder 16,32 m am Pegel liegt, weil die Schifffahrt bei höheren Wasserständen ohne Schwierigkeit annähernd die Mitte der Oeffnungen innehalten kann, wo derselben bei den Bogenbrücken eine wesentlich höhere Lichthöhe zur Disposition steht, als bei den übrigen Brücken. Im vorliegenden Falle hat die auf 16,32 m am Pegel liegende Sehne der beiden großen Bogenöffnungen eine Länge von 46,6 m, und es wurde dieselbe im Hinblick auf die Verhältnisse bei den beiden obengenannten Bogenbrücken um so mehr für ausreichend erachtet, als auch die Unterkante des Scheitels der Bogen relativ um 0,18 m, deren Kämpfer um 0,45 m höher liegen, als dies bei der bestehenden Brücke der Rheinischen Bahn der Fall ist.

Die Gesammtlichtweite der Brücke beträgt 312 m — gegen 300 m der älteren Coblenzer Brücke — und das gesammte lichte Durchflußprofil berechnet sich für einen Wasserstand von 9,13 m am Pegel, welcher dem höchsten bekannten Wasserstande des Jahres 1845 entspricht, auf 2967 qm, gegen 2950 qm, welche bei demselben Wasserstande die ältere Coblenzer Brücke enthält.

Nachdem auf Grund der erörterten Verhältnisse die Gesammtdisposition des Bauwerkes als zweckentsprechend anerkannt worden, auch die inzwischen bereits aufgestellten Specialprojecte die Genehmigung des Handelsministeriums erlangt hatten, erfolgte am 17. Juni 1876 der Auftrag zum Beginne der Bauausführung; vom 1. November 1878 ab wurde die fertige Brücke von Arbeitszügen befahren.

B. Bauausführung.

Da an keinem der beiden Rheinufer geeignetes Terrain zu einem Werkplatz sich beschaffen liefs, so war man gezwungen, einen solchen auf der Insel Oberwerth herzurichten. Damit war man betreffs der gesammten Materialbeschaffung lediglich auf den Bezug per Schiff angewiesen, was wiederum zur Folge hatte, daß Magazine und Schuppen geräumiger angelegt werden mußten, als es sonst erforderlich gewesen wäre, weil einerseits der Wassertransport sich nur dann als vortheilhaft erweist, wenn größere Quantitäten auf einmal zur Anlieferung gelangen können, ander-

seits aber auch auf Bereithaltung größerer Vorräthe für den möglichen Fall einer zeitweiligen Unterbrechung der Schifffahrt Bedacht genommen werden mußte. Die allgemeine Anordnung des Werkplatzes ist auf Blatt 2 dargestellt.

Schon im Laufe des Jahres 1874 ausgeführte Bohrversuche hatten ergeben, daß in märsiger Tiefe unter dem Strombette sich fester Felsen vorfindet; die Oberfläche desselben ist in den Zeichnungen angedeutet. Die eigentliche Strombettsohle über dem Felsen wird von grobem Kies gebildet, welcher stellenweise mit größeren losen Felsstücken untermischt ist. Die Verhältnisse in dieser Beziehung entsprechen im Allgemeinen denjenigen, welche beim Bau der älteren Coblenzer Rheinbrücke vorlagen, und es ist auch im Allgemeinen dieselbe Methode der Fundirung wie bei dieser Brücke angewandt worden, während im Speciellen allerdings wesentliche Abweichungen von derselben für zweckmäßig erachtet wurden.

Zur Fundirung des Hauptstrompfeilers wurde zunächst auf dessen Baustelle die Kiesoberfläche des Strombettes mittelst einer Dampfbaggermaschine auf Höhe des tiefsten schon vorhandenen Punktes daselbst, d. i. auf etwa $-3,4$ m a. P., thunlichst geebnet. Sodann wurden die vorher am Lande fertig verzimmerten Holzgerüste der beiden Pfeilerlangwände einzeln versenkt, und zwar nach derselben Methode, wie dies beim Bau der alten Coblenzer Brücke geschehen ist. Die Senkanstalt, aus zwei gekuppelten, an beiden Enden durch Querbalken fest mit einander verbundenen größeren Schiffsgefäßen von je 3000 Ctr. Tragfähigkeit construirt, ist auf Blatt 4 dargestellt. Jedes dieser durch inneren Ausbau sehr verstärkten Schiffe trägt zwei etwa 9 m hohe, aus je 2×4 Säulen von 21/21 cm Stärke hergestellte Böcke, welche auf je zwei Längsbalken stehen und mit diesen durch Seitensteifen verbunden sind; über den Köpfen je zweier einander gegenüberstehenden Säulenbündel liegt ein verübelter Doppelbalken.

Nachdem nun auf provisorischen, über die Längsbalken der Böcke gestreckten Querbalken das Senkgerüst ausschließlich des oberen Bohlenbelages und der dazu gehörigen Längsbalken fertig aufgebaut war, wurde die ganze Senkanstalt durch ein Dampfboot an Ort und Stelle bugsirt und daselbst vor Anker gelegt, sodann das Gerüst durch die in der Zeichnung angegebenen 4 schweren Flaschenzüge, jeder von 16000 kg Tragfähigkeit, mit den zugehörigen Winden etwas angehoben und nach Entfernung der provisorischen Balkenunterlage langsam gesenkt, bis es zum Schwimmen kam; so durch zwei seitliche Flaschenzüge, welche ihre Befestigung einestheils unten an der hintersten Säule des Senkgerüsts, andernteils an einem starken, über das Vordertheil der beiden Schiffe reichenden Querbalken haben, und außerdem durch zwei Paar Ketten, welche von den unteren Gerüstzangen über die an Auslegern befestigten Rollen nach den 4 kleinen Winden *w* führten, gehalten, wurde es schließlich, unter Lösen der 4 Hauptflaschenzüge durch allmähliche Steinbelastung so lange gesenkt, bis es zum Aufstehen auf dem Boden kam.

Die Wasserstände des Rheines waren während der Dauer der gesammten Fundirungsarbeiten, welche übrigens in erwünschter Weise und ohne jeden Unfall von statten gingen, sehr ungünstige, und es mußte die Arbeit des Versenkens bei dem verhältnißmäßig sehr hohen Wasserstande von $3,5$ m a. P., bei welchem die Stromgeschwindigkeit nahezu $2,50$ m pro Secunde betrug, ausgeführt werden; sie erforderte daher besondere Vorsicht, und wurden eben deshalb auch schwere Anker nach jedem der beiden Rheinufer ausgebracht, um ein Abtreiben der Senkanstalt beim Niederlassen der Gerüste zu verhindern. Auf jedes der letzteren wurde demnächst, nachdem es durch Steinschüt-

tungen beschwert und der obere Bohlenbelag aufgebracht worden, eine Dampftramme aufgeföhren, um damit die Pfahlwände der beiden Pfeilerlangseiten zu schlagen, welche ihren Halt zwischen den oben und unten an den Senkgerüsten befestigten Doppel-Langzangen *z* fanden. Um die Pfähle bei etwaigem Auftreffen auf einzelne lose große Steine, welche sich in der Flußsohle mehrfach voranden, nicht zu zersplittern, wurde die Vorsicht gebraucht, mit dem Rammen eines Pfahles sofort einzuhalten, wenn derselbe auf verdächtigen Widerstand stieß und plötzlich wesentlich weniger zog, als vorher. Dann wurde ein Dampfbagger zwischen die beiden Langwände gelegt, und mittelst desselben die Baugrube bis auf die Felsoberfläche ausgebagert, während dessen aber wurden diejenigen einzelnen Pfähle, welche vorher nicht gezogen hatten, allmählig mit der Ramme nachgeschlagen, und ließen sie sich nun auch nach und nach bis auf den Felsen niedertreiben, weil die früher sie behinderenden Steine zur Mitte hin nach der Tiefe der Baggergrube ausweichen konnten.

Da das Versenken eines ähnlichen Gerüsts zur Bildung der oberen Querwand der Pfeilerbaugrube bei dem heftigen Strom und wegen der nicht stromrechten Lage dieses Gerüsts erhebliche Schwierigkeiten geboten haben würde, ferner auf die Bildung eines Arbeitsplateaus an dieser oberen Querseite des Pfeilers ein besonderer Werth nicht gelegt zu werden brauchte, indem Fahrzeuge an demselben des Stromes halber ohnehin nicht würden anlegen können, auch die durch die Senkgerüste an den beiden Langseiten und demnächst an der unteren Querseite gebildeten Arbeitsplateaus für die vorliegenden Zwecke vollständig ausreichend erschienen, so wurde zur Herstellung der oberen Querwand der Pfeilerbaugrube ein einfacheres Verfahren eingeschlagen. Es wurde nämlich ein eiserner Träger (*b* Blatt 4) bis zur Tiefe von $-2,5$ m versenkt, welcher an den Enden seine Stützpunkte an den bereits gerammten Langpfahlwänden fand und den unteren Halt der Pfahlwand gegen Ausweichen auf dem Felsen bildete, während ein armirter Holzträger *a*, auf $4,5$ m Höhe a. P. verlegt und ebenfalls gegen die vorhandenen Pfahlwände sich stützend, oben denselben Zweck erfüllte. Vor diese beiden Träger wurden die einzelnen Pfähle der Querwand mittelst einer gewöhnlichen Zugramme bis auf den Felsen niedergetrieben und alsdann durch Steinschüttung gesichert. In dem nach Vollendung dieser Pfahlwand in und unterhalb der Baugrube sich bildenden stillen Wasser konnte nun verhältnißmäßig leicht eine untere Querrüstung versenkt und von dieser aus die untere Querpfahlwand zur vollständigen Umschließung der Baugrube geschlagen werden.

Das Versenken dieser unteren Rüstung geschah in einfachster Weise, indem man dieselbe an Ort und Stelle auf einem Flosse aufzimmerte und dessen einzelne Stämme danach allmählig mittelst eines Dampfbootes unter der Rüstung wegzog, wodurch diese letztere zum Schwimmen und durch demnächstige Steinbelastung schließlich zum Aufstehen auf dem Boden gebracht wurde. Zwischen den oberen und unteren Langzangen dieser Rüstung wurden alsdann die Pfähle der unteren Querwand der Baugrube bis auf den Felsen gerammt, dann der Rest des in derselben noch vorhandenen durch Baggern nicht wohl zu beseitigenden Kiesel durch Handbagger und Taucher entfernt, und die Felsoberfläche namentlich an den Umfassungswänden vollständig frei gelegt, da ein späteres Ausspülen eines etwa in der Mitte der Baugrube zurückgebliebenen kleinen Kiesquantums im Schutze des umschließenden Betonbettes nicht mehr möglich war.

Die demnächst bei der Dicke der Pfeiler zu schüttenden Betonmassen waren sehr bedeutend und betragen im Ganzen rot. 8100 cbm. Der große Umfang dieser Arbeit recht-

fertigte die Herstellung maschineller Einrichtungen, welche sich sehr gut bewährten und eine besonders schnelle, billige und sichere Ausführung der gesammten Betonirung ermöglichten.

Die Bereitung des Betons erfolgte mittelst einer von einer sechspferdigen Locomobile getriebenen Betontrommel gewöhnlicher Construction ohne durchgehende Mittelachse, welcher die zu mischenden Materialien genau nach dem vorgeschriebenen Verhältniß — 6 Theile Bruchstein-Kleinschlag, 6 Theile Baggerkies-Kleinschlag, 2 Theile scharfer Rheinsand, 3 Theile gelöschter Wasserkalk, 4 Theile Plaidt'er Trafs — ununterbrochen durch Arbeiter zugeführt wurden.

Zum Transport der fertigen Betonmasse dienten Transportkasten von 0,84 cbm Inhalt, deren im Ganzen 25 Stück beschafft waren, und von welchen immer je 2, auf dem Plateau eines Transport- (Bahnmeister-) Wagens placirt, durch den aus dem geöffneten Sammelbassin ausfallenden Beton direct ohne weitere Handarbeit gefüllt wurden. Sie waren aus Winkeleisen hergestellt, mit Tannenbrettern bekleidet und mit einem aus 2 Theilen bestehenden zum Aufklappen eingerichteten Boden versehen. Der Verschluss bestand aus zwei auf der Seite angebrachten Haken mit je einer Einfallklinke. Bei Aufnahme des Betons wurden durch diese die Kasten geschlossen und die am unteren Boden befestigten Ketten, durch die Betonmasse hindurchgehend, provisorisch mittelst eines durch ein Auge der Ketten gesteckten Stiftes, der auf der oberen Querverbindung des Kastens ruhte, gehalten. Die Wagen brachten die gefüllten Kasten nach einem am Rheinufer aufgestellten Handkrahne, welcher die Kasten abhob und in einen bereit gehaltenen Nachen, für je 6 solcher Kasten hergerichtet, niederliefs. Ein Dampfboot beförderte die Nachen nach dem in der Betonirung begriffenen Strompfeiler, ein locomobiler Dampfkrane auf der Pfeilerrüstung hob dann die Kasten einzeln aus und setzte dieselben direct auf einen kleinen eisernen Wagen ab, welcher auf den Schienen einer über die Baugrube gespannten und auch gleichzeitig den eisernen Betontrichter tragenden Laufbühne läuft. Ueber dem Betontrichtermund wurde der Kasten mittelst der Bremse der Triebwelle geöffnet und in den Trichter entleert, sodann wieder geschlossen und nach der Betontrommel zurückbefördert.

Bei diesem Arbeitsbetrieb mußten die mit der Betonirung beschäftigten Arbeiter jedesmal während der, allerdings nur wenige Minuten betragenden Zeit, welche der Dampfkrane brauchte, um den geleerten Kasten aus dem kleinen Wagen in das Transportschiff zurückzusetzen, den nächsten gefüllten Kasten aus dem letzteren empor zu heben und wieder auf den Wagen abzusetzen, mühsig stehen. Zur Vermeidung dieses Aufenthalts wurde bald am Ende der Laufbühne ein kleiner Handkrahne von 300 kg Tragfähigkeit aufgestellt, mittelst dessen nun der geleerte Kasten aus dem kleinen Wagen ausgehoben und dann, nachdem ein gefüllter Kasten von dem Dampfkrane in den Wagen abgesetzt war, von diesem sofort ins Schiff niedergesetzt, und unverzüglich ein gefüllter Kasten gehoben wurde. Während dieser Zeit war der vorher gehobene gefüllte Kasten in den Trichter entleert und durch den Handkrahne abgehoben worden, es konnte also jetzt der gefüllte Kasten direct in den Wagen abgesetzt, der leere Kasten von dem Handkrahne entnommen und in das Transportschiff zurückgesetzt werden. Auf diese Weise ging die Arbeit, zufällige Störungen ausgenommen, ohne jede Unterbrechung von statten.

Der Betontrichter selbst hat einen quadratischen Querschnitt und besteht aus acht Theilen, welche aus Blechtafeln und Winkeleisen hergestellt sind. An dem untern Theile sind zwei gußeiserne Walzen angebracht, deren schmiedeeiserne Achsen in schmiedeeisernen mit Rothguß ausgefüllten

Augen laufen. Der obere Theil des Trichters erweitert sich zu dem Trichtermunde und ruht auf einem aus Winkeleisen gebildeten Wagen, welcher auf vier Hartgußrädern läuft. Die Fortbewegung des Trichters auf den Schienen der Laufbühne geschieht durch Ketten mittelst Winden, welche an den Köpfen der Laufbühne angebracht sind.

Die Betonirung der Pfeilersohlen erfolgte in horizontalen Schichten von durchschnittlich 1 m Höhe. Nach Vollendung einer Schicht wurde eine der mittleren Trommeln des Trichters entfernt, dessen unterer Theil um die Höhe dieser Trommel mit Flaschenzügen gehoben und wieder mit dem stehen gebliebenen oberen Theile des Trichters verschraubt, worauf dann die Betonirung der folgenden Horizontalschicht begann. Es wird bemerkt, daß diese Manipulation ausgeführt wurde, ohne vorher den Beton aus dem Trichter auslaufen zu lassen, indem zunächst der Beton im Trichter bis zur Unterkante der wegzunehmenden Trommel durch vorsichtiges Fortbewegen des Trichters abgelassen und alsdann nach Wegnahme der Trommel während des langsamen Anhebens des gefüllten unteren Trichtertheiles diesem von Hand vom Pfeilerplateau aus allmähig so viel Beton zugeführt wurde, daß er während des Anhebens stets gefüllt blieb. Sobald die mit der Betonirung beschäftigten Arbeiter — wozu sich Schiffer am befähigtesten zeigten — erst einige Uebung erlangt haben, ist diese Manipulation sehr sicher und in kurzer Zeit — etwa 2 1/2 Stunden — ausführbar, und es wird dadurch das sehr lästige, zeitraubende und immerhin in Bezug auf die erzielte Qualität des Betons nicht unbedenkliche Füllen des Trichters nach stattgehabter vollständiger Entleerung umgangen.

Die ganze Betonirungsarbeit erforderte auf dem Pfeiler ein Personal von nur 7 Mann, von welchen einer den Dampfkrane bediente und die übrigen das Oeffnen, Entleeren und Schließen der Transportkasten, das Bewegen des Trichters und der Laufbühne, sowie das Verkürzen des Trichters nach Vollendung je einer Betonschicht besorgten. Mit diesem geringen Personal wurden durchschnittlich pro Arbeitstag 145 Kasten Beton, also 116 cbm regelmäfsig versenkt. Die größte vorgekommene Tagesleistung betrug 215 Kasten, oder 172 cbm. Unterbrechungen der Arbeit traten nur ein, wenn die auf der Baustelle beschäftigten 3 Dampfboote, deren hauptsächlichster Dienst darin bestand, den zu Thal fahrenden Segelschiffen und Flößen unentgeltlich die nöthige Hilfe zum sichern Passiren der Baustelle zu leisten, durch zufällig sich stark häufenden Schiffverkehrs längere Zeit von dieser letzteren Arbeit so in Anspruch genommen waren, daß das Heranbringen der mit Beton gefüllten Nachen von ihnen nicht rechtzeitig bewirkt werden konnte. Bemerkenswert ist noch, daß auch während der Nacht das Betoniren mit schwachen Kräften fortgesetzt werden mußte, um ein Erhärten des Betons und damit ein Festsetzen desselben im Trichter zu verhüten. Es genügten hierzu aber 3 Arbeiter, welchen der für die Nacht nöthige Beton Abends mit Arbeitschluß auf das Pfeilerplateau resp. die Laufbühnen geschafft wurde.

Als bald nach Fertigstellung der Betonsohle des Pfeilers wurde in einer lichten Entfernung von 1,50 m von der Pfahlwand eine leichte Holzwand gesetzt und zwischen beiden Wänden, ebenfalls mittelst des Betontrichters, eine Fangedammwand aus Beton hergestellt.

Nach Ablauf von drei Wochen wurde auf Grund früher angestellter Versuche der Beton für genügend erhärtet erachtet und die Pfeilerbaugrube nunmehr mittelst einer von einer Locomobile getriebenen Centrifugalpumpe ausgepumpt, worauf mit der Ausführung des regelmäfsigen Mauerwerks vorgegangen wurde.

Die gesammten Arbeiten zur Fundirung der Pfeiler waren nicht an Unternehmer vergeben, sondern wurden direct durch die Bauverwaltung in Regie ausgeführt. Ueber die Kosten dieser Arbeiten werden unten einige Angaben folgen. Die zur weiteren Aufmauerung des Pfeilers benutzten Gerüste etc. sind auf Blatt 5 speciell dargestellt.

Bezüglich der bei der ganzen Bauausführung erforderlichen Materialien wurde im Interesse der Kostenersparniß besonderer Werth darauf gelegt, vornehmlich nur einheimisches, thunlichst aus nächster Nähe beziehbares Material zu verwenden.

Zum Beton wurde zur Hälfte Rheinkies, zur Hälfte Kleinschlag aus Grauwackeschiefer verwandt. Da wegen der in Verbindung mit dem Rheinbrückenbau auszuführenden Stromregulirungs-Arbeiten, vornehmlich zur Beseitigung des an der Südspitze der Insel abgelagerten Kiesfeldes umfassende Baggerarbeiten (rund 400000 cbm) ausgeführt werden mußten, so stand das dadurch gewonnene Material in unbeschränkten Quantitäten zur Verfügung, und lieferte dasselbe sowohl mittelst Durchhürden den für die Maurerarbeiten erforderlichen Sand, als auch durch Zerkleinerung der in ihm vorkommenden größeren Steine das erforderliche Kleinschlagmaterial für die Betonbereitung.

Zu den Vorköpfen der Pfeiler, zu den Eckquadern derselben, sowie zu den Widerlagern der eisernen Bogen-träger und der Fluthbrückengewölbe sind Quader von der bewährten Niedermendiger Basaltlava verwandt.

Das Kernmauerwerk der Pfeiler ist aus rheinischem Thonschiefer- und Grauwacken-Bruchsteinmaterial, welches aus der nächsten Nähe — aus den Steinbrüchen des Rhein-, Mosel- und Lahn-Thales — in großen Massen und guter Qualität bezogen werden konnte, hergestellt worden. Zu den Gesimsen der Fluthbrücke, der Pfeiler und zu den Thurmbauten diente ein sehr witterungsbeständiger röthlicher Sandstein, aus der bairischen Pfalz bezogen, da der Niedermendiger Stein wegen seiner porösen Structur und dunklen Farbe sich bei diesen Bautheilen zur Verwendung weniger eignet.

Die Gewölbe und Stirnmauern der Fluthbrücken sind aus Ziegelsteinen hergestellt, welche bei der Billigkeit der Wasserfracht in guter Qualität vom Oberrhein — aus der Nähe von Worms — bezogen wurden.

An Stelle des Cements hat die ausgedehnteste Verwendung des in nächster Nähe gewonnenen Trasses stattgefunden, eines Materiales, für dessen vorzügliche hydraulische Eigenschaften bei geeigneter und sorgsam controlirter Auswahl die rheinischen Wasserbauten ein beredtes Zeugniß ablegen.

Als Mörtel zum Beton wurde eine Mischung von 3 Raumtheilen Kalkpulver, 4 Raumtheilen fein gemahlenem Trafs und 2 Raumtheilen Rheinsand angewandt. Für das Mauerwerk bestand der Mörtel aus Kalk, Sand und Trafs zu gleichen Theilen, oder auch in dem Verhältniß von 3 : 4 : 2 gemischt. Beide Mörtel, deren Qualität durch Versuche nach der Michaelis'schen Methode während der ganzen Bauausführung stets aufs sorgfältigste geprüft wurden, ergaben sowohl unter Wasser als an der Luft sehr befriedigende Resultate. Beispielsweise konnte als Mittelresultat zahlreicher Versuche constatirt werden, daß ein Mörtel von der erstgenannten Mischung vollkommen gleichwerthig zu erachten ist mit einem Mörtel aus 1 Theil Cement und 3 Theilen Sand, wenn an den Cement die Ansprüche einer nach den Normen genügenden Qualität gestellt werden. Die Kosten verhielten sich dagegen wie 2 : 3, indem sich ein Cubikmeter Mörtel von der Mischung Kalk, Trafs und Sand zu gleichen Theile auf 13,85 \mathcal{M} , von der Mischung 1 Theil Cement, und 3 Theile Sand auf 20,8 \mathcal{M} stellte. Dabei kosteten franco Magazin

auf der Baustelle 1 hl Kalk ungelöscht (westfälischer Wasserkalk aus der Nähe von Beckum) 2,18 \mathcal{M} , 1 hl gemahlener Trafs 1,44 \mathcal{M} , 1 hl Sand 0,24 \mathcal{M} und 1 Tonne Cement von 180 kg brutto (170 kg netto), nach Abzug des Werthes der Tonne, 7 \mathcal{M} 94 δ .

Eine besondere Erwähnung dürfte die zur Anwendung gekommene Abdeckung und Entwässerung der Gewölbe der Fluthbrücken verdienen. Es ist wohl kaum zweifelhaft, daß die übliche Asphaltabdeckung solcher Gewölbe sich im Ganzen nicht unbedingt bewährt, daß vielmehr in vielen Fällen sich eine Reparatur derselben als nothwendig ergeben hat, welche bei einer einigermaßen frequenten Bahn mit großen Kosten und Unbequemlichkeiten für den Betrieb verbunden ist. Es wurde deshalb hier eine Abdeckung gewählt, welche bereits im Jahre 1869 auf dem an der Rheinbrücke der Rheinischen Bahn zu Coblenz am rechten Rheinufer anschließenden gewölbten Viaducte, sowie im Jahre 1872/73 auf den an die Rheinbrücke zu Duisburg (Hochfeld-Rheinhausen) anschließenden Fluthbrücken in sehr umfangreicher Weise zur Ausführung gekommen ist, und welche sich in beiden Fällen bis jetzt vorzüglich bewährt und keinerlei Reparatur erfordert hat. Die Gewölbe sind nämlich mit gewalzten Bleiplatten von 2 mm Dicke, welche pro qm 25 kg wiegen und in Breiten von etwa $2\frac{1}{4}$ m und Längen von 6 m bezogen wurden, abgedeckt. Auf die sorgfältig abgeglichenen Gewölbe resp. deren Hintermauerung wurden die Bleiplatten in langen Bahnen glatt neben einander verlegt, so daß dieselben sich in ihren Fugen 5 cm überdecken; die Platten wurden sodann mittelst des Knallgasgebläses ohne Zusatz von anderem Löthmetall — nach Art der Bleikammern in Schwefelsäurefabriken — mit einander verlöthet. Die Löthnähte lassen sich ohne jede Schwierigkeit durchaus dicht herstellen, und auch der Anschluß der Platten an die Einsteigeschächte, Stirnmauern und Entwässerungsschächte bietet keinerlei Schwierigkeiten. Die letzteren wurden, wie aus der Zeichnung auf Blatt 6 ersichtlich ist, nicht nach außen, sondern im Innern der Pfeiler bis auf etwa 1,5 m unter Terrain hinabgeführt und münden daselbst aus; ein Einfrieren derselben ist nicht zu befürchten. — Auf die Bleidecke wurde eine Ziegelfachschicht ohne Mörtel aus ausgesuchten glatten Ziegeln — um eine mechanische Beschädigung des Bleies zu verhüten — verlegt, und darüber liegt unmittelbar der Oberbaukies. Allerdings stellten sich die Kosten dieser Abdeckung nicht unwesentlich höher, als die sonst üblichen Methoden. Die Bleiplatten kosteten 42 \mathcal{M} pro 100 kg franco Baustelle, mithin pro qm $10\frac{1}{2}$ \mathcal{M} ; das Aufbringen und Verlöthen kostete pro qm 1 \mathcal{M} ; die Gesamtkosten einschließlichs aller Nebenarbeiten ergaben sich zu 12 \mathcal{M} pro qm. Dieselben betragen somit vielleicht das Doppelte einer Asphaltabdeckung. Mit Rücksicht jedoch auf die größere Zuverlässigkeit der Bleiabdeckung und in Erwägung, daß bei einer eventuell nöthig werdenden Aufgrabung einer Asphaltabdeckung die erzielte Ersparniß wieder verloren geht, wurde der Abdeckung mit Blei der Vorzug gegeben.

Bezüglich der auf den beiden Hauptwiderlagspfeilern der Brücke zur Ausführung gekommenen Thürme sei noch bemerkt, daß derjenige auf dem linksseitigen Pfeiler aus militairischen Rücksichten verlangt wurde, und daß derselbe auf Grund specieller Vorschriften der Fortifikation in Bezug auf die Dimensionen der Innenräume, die Anlage der Schießscharten etc. projectirt werden mußte. Dabei lag es in der Absicht, auf dem entsprechenden rechtsseitigen Pfeiler, für welchen militairischerseits ein Thurm nicht verlangt wurde, einen solchen auch nicht zur Ausführung zu bringen. Nach der Vollendung des linksseitigen Thurmes jedoch wurde in Rücksicht auf das Aussehen des Bauwerkes höheren Orts auch der Bau eines Thurmes auf dem bis zur Fahrbahn

schon vollendeten rechtsseitigen Pfeiler angeordnet. Dabei mußte dann der achteckige Vorbau, welchen der linksseitige Thurm gemäß militärischer Vorschrift auf seiner Nordseite erhalten hatte, hier in Wegfall kommen, weil, wie bemerkt, der betreffende Pfeiler schon bis zur Fahrbahn aufgemauert war.

C. Montirung der Eisenconstruktion und Belastungsproben.

Die Lieferung und Montirung des eisernen Ueberbaues der Brücke war durch Vertrag der „Gutehoffnungshütte, Actien-Verein für Bergbau und Hüttenbetrieb zu Oberhausen II an der Ruhr“ übertragen. Die Montirung ist auf einer festen Rüstung, wie solche auf Blatt 5 dargestellt ist, erfolgt, und es war für die Wahl dieser Methode, gegenüber der bei Montirung der Bogenbrücken der Rheinischen Eisenbahn bei Coblenz und Duisburg gewählten Methode des Einfahrens der fertigen Halbbögen, die Erwägung des Kostenpunktes und die grössere Sicherheit, die Bögen ohne uncontrolirbare Anfangsspannungen einbringen zu können, maafsgebend. Bei der Coblenzer Brücke der Rheinischen Bahn waren 3 Oeffnungen, bei der Duisburger deren 4 und bei je 3 Tragebögen 18 resp. 24 Bogenhälften zu montiren und einzufahren. Die erheblichen Kosten für die in unmittelbarer Verbindung mit dem Strome auszuführenden und in denselben hineinzubauenden Zulagegerüste, für den Ausbau der Hebe- und Transportschiffe, die Hebemaschinen auf den Pfeilerplateaus und dem Mittelgerüste und für den Bau des sehr stark zu construierenden Mittelgerüsts, welches bei aller Solidität in der Ausführung einen sichern Standpunkt für die Verbindung der Bogenhälften immerhin nicht bietet, würden sich für das Einfahren von nur 8 Bogenhälften nicht rentirt und die Kosten einer festen Einrüstung der beiden Oeffnungen bedeutend überschritten haben. Ausserdem fällt bei fester Rüstung die Schwierigkeit fort, den Bogen ohne wesentliche Anfangsspannungen zwischen die Kämpfer einzubringen, während andererseits eine gewisse Schwierigkeit darin liegt, dem Bogen auf der immerhin nicht unbeweglichen und dem Setzen unterworfenen Rüstung genau die richtige mathematische Form zu geben.

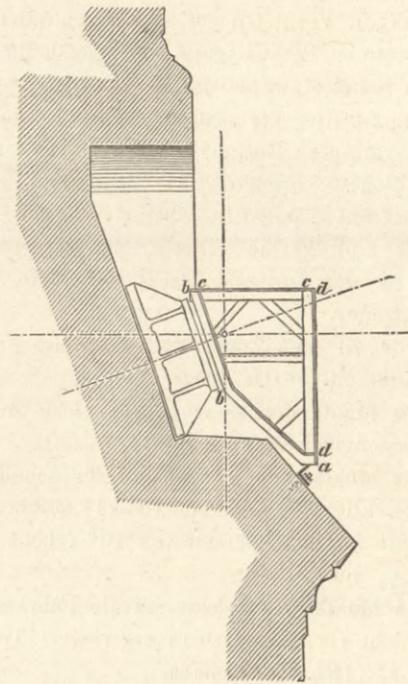
Es wurden zwischen den Pfeilerplateaus 3 Mittelböcke in jeder Oeffnung eingebaut und als Stützpunkte für das Montirungsgerüst benutzt. Das Einbauen dieser Mittelböcke geschah durch die Bauverwaltung in Regie, während die Herstellung des Montirungsgerüsts selbst vertragsmäfsig dem Hüttenwerke oblag.

In der linksseitigen Oeffnung war über dem Felsen hinreichend Kies vorhanden, um für jeden Bock 2 Reihen Pfähle rammen und dieselben oben zu einem festen Plateau verbinden zu können; doch nicht so in der rechtsseitigen Oeffnung, wo die geringe Mächtigkeit des Kieses den gerammten Einzelpfählen nicht die nöthige Haltbarkeit gegen den starken Strom bieten konnte. Die 3 Böcke mußten daselbst im Ganzen mit Hilfe der bei Herstellung des Senkgerüsts der Pfeiler benutzten Senkschiffe auf den vorher horizontal abgebaggerten Kiesgrund des Rheines hinabgelassen werden. Die Construction dieser Mittelgerüste ist auf Blatt 5 angegeben.

Durch die 4 Doppelzangen des etwa 20 m langen, 3 m hohen und 4,5 m breiten Fußgerüsts waren die Bockpfähle lose zwischen Zangenpaaren und Führungsklötzen hindurch gesteckt, ausserdem in ihrer Höhenlage durch Knaggen gehalten, welche sich auf die unteren und unter die oberen Zangen setzten, durch mehrere große Drahtstifte an die Pfähle festgenagelt waren und ein Durchfallen der letzteren durch die Zangen ebenso wie ein Aufschwimmen beim Versenken des Gerüsts auf die Flußsohle verhinderten. Die Versenkung der ganzen Construction geschah durch Beschwerden

des Fußgerüsts mit Senksteinen; die feste Stützung auf den Felsen wurde dadurch erreicht, daß die Pfähle mittelst einer Zugamme, zwischen den Zangen geführt, durch den unter den Gerüsten lagernden Kies bis auf den Felsen hinabgeschlagen wurden. Die Drahtstifte der Knaggen wichen dem ersten Rammschlage, und eine starke Umschüttung der Pfähle und des Fußgerüsts mit Senksteinen gab völlig ausreichenden Halt für die nachträglich über Wasser etwa auf + 4 m a. P. durch Zangen und Holme zu einem festen Gerüste vereinigten Bockpfähle.

Das Versenken eines solchen Bockes nahm einen ganzen Tag in Anspruch. Schon während der Aufstellung des Montirungsgerüsts wurde über die Pfeilerplateaus mit dem Eingiefsen der Steinschrauben für die Fußlager an den Kämpfern begonnen. Um das Fußlager richtig einlegen zu können, wurde auf + 9,7 m a. P. normal zur Brückenaxe ein Winkeleisen mit genau abgehobelter horizontaler Fläche



a mittelst Steinschrauben auf der Pfeilerschräge befestigt und von dieser Fläche resp. Linie *d* als Standlinie aus durch eine aus Winkeleisen unbiegsam hergestellte Schablone der Kopf des Fußlagers fixirt. Die Schablone enthielt in sauber gehobelten Kanten

- 1) die Neigung des Fußlagerkopfes *bb*,
- 2) die der Brückenaxe parallele Horizontale *cc*,
- 3) die Senkrechte *dd*.

Nachdem mittlerweile auf dem Lagerplatze unterhalb der Brücke die Sortirung der Eisentheile vorgenommen und das Montirungsgerüst fertig gestellt war, wurde von den Kämpfern aus die untere Gurtung auf Keilunterklotzungen (je 2 unter einem Arbeitsstück zwischen 2 Stößen) zugelegt. Die Stehrippen waren bereits vernietet und mit den Winkeln gesäumt, die Verbindung derselben mit den Gurtungsplatten geschah auf dem Gerüst. Auf der fertigen unteren Gurtung wurden die Diagonalen festgedornt und auf diesen die obere Stehrippe und die oberen Gurtungsplatten montirt.

Das Mittelstück der Gurtungen war nur an einer Seite gebohrt und blieb fort, bis nach Fertigstellung des ganzen genau montirten Bogens von der Lücke Stichmaafs genommen werden konnte.

Die projectirte Kreisform des Bogens wurde durch Abstände von der Visirlinie eines Fernrohres nach einem auf gleicher Höhe mit der Fernrohraxe angebrachten Kreuze controlirt. Das Fernrohr war durch eine unbewegliche Eisenconstruktion in passender Höhe und in unveränderlichen

Lagern am Strompfeiler befestigt; das anvisirte Kreuz stand auf ähnlicher Construction am Landpfeiler, und war die Plattform für den Beobachter von der Fernrohrbasis isolirt. In bestimmten Abständen vom Scheitel waren in der Linie der Unterkante der die Gurtung mit der Stehrippe verbindenden Winkeleisen Punkte markirt, deren Abstand von der Visirlinie genau berechnet war. Eine mit dem markirten Punkte durch ein Gerüst von Winkeleisen starr verbundene Visirtafel, welche an in Millimeter eingetheilten Linealen eine horizontale und verticale Verschiebung gestattete, wurde der Berechnung entsprechend in die richtige Entfernung vom unten markirten Punkte eingestellt und dann durch Heben und Senken mittelst Kopfwinden oder seitliche Verschiebung des Bogens in die Visirlinien hinein gebracht. Die Visirtafeln waren von einander um etwa zwei Stosslängen entfernt. Die richtige Lage des zwischenliegenden Stosfes wurde durch eine aus starken Brettern hergestellte Schablone, welche dem Kreise der Oberkante der unteren Gurtung entsprach, vor dem jedesmaligen Vernieten des Stosfes controlirt.

Nach genauer Richtiglegung der Bogentheile vom Kämpfer bis zum Scheitel wurde das Mittelstück eingesetzt. An einem Stosse mußten die sämtlichen Nietlöcher nach den Löchern der verlegten Gurtungen eingeknarrt werden. Der Schluß des Bogens erfolgte nach Maafsgabe des Projects ohne Rücksicht auf etwaige Deformationen durch Spannungen aus Eigenlast und Wärme. Diesen Spannungen wurde erst beim Aufsetzen des fertigen Bogens auf seine Widerlager Rechnung getragen.

Es wurde zu dem Zwecke beispielsweise der südliche Bogen der linksseitigen Oeffnung:

- 1) um das Maafs der Einsenkung, welche er unter seinem Eigengewichte erleidet ($34,88$ mm),
- 2) um das Maafs, um welches sich der Scheitel bei der augenblicklichen Temperatur von 21° C. über die angenommene Mitteltemperatur von 10° erhebt ($11 \cdot 2,77 = 30,47$ mm),
- 3) um das Maafs, um welches ihn die Fahrbahn, welche noch nicht (resp. nur zu ganz geringem Theile) montirt war, ($13,68$ mm) einsenkt,

mittelst Kopfwinden angehoben und durch Keillager unterstützt.

Die ganze Hebung des Scheitels betrug somit $78,53$ mm. Die Polster wurden an die Backenstücke angepreßt, und die Distanz zwischen Fußlager und Polsterunterkante wurde genau gemessen.

Der Bogen wurde nun durch Keile in der gehobenen Lage festgelegt und die über Nacht eingetretene Abkühlung auf 16° C. benutzt, um Morgens 4 Uhr das genau bearbeitete Plattenpacket von der vorher bestimmten Dicke bequem einzubringen. Die steigende Temperatur hob darauf bei 24° C. um $11\frac{1}{4}$ Uhr den Bogen von den Keillagern ab. Es gelang auf diese Weise, beide Bogen der linksseitigen Oeffnung in genau gleiche Höhe zu bringen. Dieselben lagen jedoch einige Millimeter tiefer, als nach der Rechnung zu erwarten war. Eine Correctur wurde nicht mehr vorgenommen, weil die mittlerweile fortgeschrittene Montirung eines Theiles der Fahrbahn und eine mögliche elastische Biegung des Strompfeilers eine hinreichende Erklärung für diese Erscheinung abgab.

Bei der rechtsseitigen Oeffnung wiederholte sich dieselbe Operation, nur gelang es nicht gleich, beim ersten Aufsetzen für den thalwärts gelegenen Bogenträger die richtige Höhenlage zu erlangen. Der Bogen mußte noch zweimal abgehoben und durch Aenderung der zwischengelegten Platten regulirt werden. Auch zeigte sich beim Auflager dieses Bogens am Strompfeiler zwischen Backenstück und Polster eine feine Fuge, welche von der ungenauen Ausdrehung einer Stelle des Polsters herrührte. Die Fuge

wurde durch feine Stahlfedern und Papier möglichst genau gemessen, durch ein zwischengelegtes, nach dem Ergebnifs dieser Messung abgeschabtes Bleiblat von 1 mm Stärke ausgefüllt, und so ein festes Aufliegen erzielt. Mehrere Beobachtungen im Laufe des October ergaben für alle 4 Bogenträger genau gleiche Höhen der Scheitel, woraus sich das Unterlassen einer zweiten Correctur in der Höhenlage der Scheitel der linksseitigen Oeffnung nachträglich als gerechtfertigt erwies. Nachdem die Bogen der rechtsseitigen Oeffnung frei trugen, konnte sofort mit dem Abbrechen des Montirungsgerüsts begonnen werden. Das für die Fahrbahn aufzuführende obere Nietgerüst war schon vorher, auf die Bogen gestützt, aufgeführt worden, und es wurde während des Abbrechens und Aufstellens des Gerüsts in der rechtsseitigen Oeffnung mit dem Nieten der Fahrbahn unausgesetzt fortgefahren.

Die Böcke für das Montirungsgerüst der rechtsseitigen Oeffnung sollten vertragsmäfsig dem mit der Lieferung und Aufstellung der Eisenconstruction betrauten Werke am 10. Juli 1878 übergeben werden. Der für die Jahreszeit ungewöhnlich hohe Wasserstand des Rheines gestattete jedoch erst am 26. Juli die Inangriffnahme der Versenkarbeit, und konnte die Uebergabe der Böcke an das Werk erst am 16. August 1878 erfolgen. Dennoch ist es der Gutehoffnungshütte gelungen, den Schlußtermin für die Vollendung der Eisenconstruction, den 15. October 1878, pünktlich einzuhalten, und müssen die von dem genannten Werke zu diesem Zwecke getroffenen Anordnungen in der Vertheilung der verschiedenen Nietcolonnen, in dem Ineinandergreifen und der Folge der verschiedenen Arbeiten als eine vorzügliche Leistung besonders hervorgehoben werden. Die Montirung der ganzen Brücke ist in der Zeit vom 10. April bis zum 15. October 1878 vollendet worden.

Die Eisentheile wurden zu Schiff zur Insel Oberwerth gebracht, auf einem daselbst überwiesenen Lagerplatze sortirt, und zur Montirung durch einen etwa 20 m hohen auf Schiffsgefäfsen stehenden Krahn mittelst Dampfwinde auf das Gerüst gehoben.

Die speciellen Bedingungen des Vertrages mit der Gutehoffnungshütte bestimmten, daß beide Geleise zuerst mit einer ruhenden Last von 3200 kg pro Meter Geleise belastet werden sollten. Sodann sollten, sobald die Brücke für Locomotiven zugänglich sein würde, 2 Züge, von denen jeder aus 2 bis 3 aneinandergeschlossenen schweren Güterzuglocomotiven und aus einer beliebigen Anzahl Güterwagen zu je 10 t Belastung zusammengesetzt sein sollte, mit einer Geschwindigkeit von 9 bis 10 m pro Secunde gleichzeitig über die Brücke geführt werden. Von der ersten Probe mit ruhender Last ist ganz abgesehen worden, da eine Beschwerde mit genau bekannten Einzellasten, welche mit geringer Zuggeschwindigkeit auf die Brücke gebracht werden, für die Beobachtung der Wirkung einer ruhenden gleichmäfsig vertheilten Last eben so sicheren Anhalt bietet.

Die zweite Probe wurde am 1. März 1879 mit den auf nächster Seite für rechtes und linkes Geleise verzeichneten Probezügen vorgenommen und bei verschiedenen Stellungen dieser Züge die Durchbiegung des Scheitels bei ruhender Last, später bei Befahren mit verschiedenen Geschwindigkeiten, beobachtet. Die Beobachtung konnte, da unter der Brücke die Schifffahrt bereits freigegeben und bei der bedeutenden Höhendifferenz zwischen Scheitel und Flußsohle (24 bis 26 m) ein fester Punkt für die Beobachtung nicht zu schaffen war, nur durch Fernrohre erfolgen, welche auf den Pfeilervorköpfen aufgestellt werden mußten. Um aus diesen Beobachtungen mit einiger Genauigkeit die wirklichen Durchbiegungen des Scheitels zu ermitteln, war nur der Umstand gehörig in Rechnung zu stellen, daß, wie schon

vielfach bei Probelastungen von Bogenbrücken bemerkbar gewesen ist, das beobachtende Instrument bei den auftretenden Horizontalschub und deren Einwirkungen auf die Standpunkte seine horizontale Einstellung nicht bewahrt.

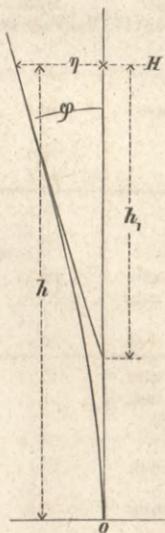
Auch bei der Rheinbrücke wurde bereits im November, wo leichtere Züge das linksseitige Geleise befuhren, beobachtet, daß wenn eine Locomotive über die Brücke fuhr, bei Anvisurung des Scheitels der belasteten Oeffnung die



ursprüngliche horizontale Visirlinie sich über die Horizontale empor hob. Nachdem die Last die Brücke verlassen, stellte sich die Libelle des beobachtenden Fernrohres stets wieder genau in die Anfangsstellung ein. Eine elastische Bewegung des Pfeilers war dadurch aufser Frage gestellt. Um diesen Beobachtungsfehler corrigiren zu können, wurde an den beiden für die Beobachtung der Durchbiegungen bestimmten Instrumenten genau ermittelt, um wie viel die Verschiebung des Lothes gegen die Libellenmitte für eine bestimmte Entfernung die Visirlinie hebt, also bei Ablesung einer Durchbiegung zu viel angeht. Die Instrumente sind als Nr. 1 und Nr. 2 unterschieden, und es hebt bei einer Entfernung des anvisirten Objects von 58,5 m die Abweichung der Blasenmitte von der Senkrechten um

Strich	die Visur des	
	Instruments Nr. 1	Instruments Nr. 2
	mm	mm
1	2,3	2,48
2	4,4	4,96
3	6,1	7,44
4	8,1	9,92
5	10	12,40
6	11,7	
7	13,2	
8	14,6	

Die ermittelten Beobachtungsfehler entstehen aus der Biegung, welche der Pfeiler aus dem Angriffe des Horizontalschubes erleidet. Betrachtet man den Pfeiler als einen an irgend einem Punkte der Betonsohle oder auf dem Felsen eingespannten Balken von constantem Querschnitt, welcher in der Höhe h über dieser Einspannungsstelle durch die Einzelkraft des Horizontalschubes gebogen wird, so wird durch diese Biegung die Spannweite des Bogens vergrößert.



Zum Zwecke der Einspannung der Bogenauflager ist ermittelt worden, daß innerhalb der Grenzen, welche die so entstehende Veränderung der Bogensehne nicht überschreiten kann, die Verlängerung oder Verkürzung der halben Sehne mit 4,6 zu multipliciren ist, um die daraus resultirende Senkung oder Hebung des Scheitels zu erhalten. Es war dabei der Einfachheit wegen supponirt worden, daß die deformirte Bogenaxe ein Kreis bleibt.

Nennt man $A_2 y$ die aus den vorstehenden Verhältnissen sich ergebende Senkung des Scheitels, und η die Ausbiegung der Pfeileraxe aus dem Lothe in der Höhe des Angriffspunktes des Horizontalschubes, h die Entfernung der angenommenen Einspannungsstelle unter diesem Angriffspunkte, φ den Winkel, welchen die oberhalb des Angriffspunktes geradlinig bleibende Pfeileraxe mit dem Lothe bildet, so wird, da die Länge der Subtangente für den Punkt ($h y$)

der elastischen Linie des gebogenen Pfeilers = h_1 ist und eine constante Länge $\frac{\eta}{dx} = \frac{3}{2} h$ beibehält,

$$\eta = h_1 \operatorname{tg} \varphi$$

$$A_2 y = 4,6 \cdot \eta = \frac{3}{2} \cdot 4,6 \cdot h \operatorname{tg} \varphi$$

oder

$$h = \frac{A_2 y}{3 \operatorname{tg} \varphi} \text{ appr.}$$

Im Folgenden ist die Durchbiegung des Scheitels ermittelt worden, welche aus der Einwirkung der mobilen Last auf den zwischen absolut unbeweglichen Kämpfern eingespannten Bogen mit oder ohne Gelenk resultirt. Die Summe dieser Durchbiegung und der aus der Abweichung der Visirlinie von der Horizontalen ermittelten zu hohen Visur werden von der bei der Brückenprobe durch die während der ganzen Dauer dieser Probe unberührten Instrumente abgelesenen Durchbiegung abgezogen, und bleibt als positiver oder negativer Rest $A_2 y$ übrig, welcher dann aufser dem im Vorigen motivirten Durchbiegungs-Antheil noch alle übrigen möglichen das Gesamtergebn der Durchbiegung bewirkenden Factoren enthält, welche sich einer genauen Beobachtung und Discussion entziehen.

Es erschien geboten, auch die Durchbiegung des Bogens ohne Kämpfergelenke zu ermitteln, weil die Annahme eines Scharnieres am Kämpfer den thatsächlichen Verhältnissen nicht entspricht, und aus den Verschiedenheiten der für beide Fälle ermittelten Scheiteldurchbiegungen das verschiedene Verhalten beider Grenzfälle sich am einfachsten übersehen läßt. In welchem Maasse sich die in dem wirklich ausgeführten Scharniere resp. in der kreisförmig gebildeten Kämpferfläche zwischen Backenstück und Polster auftretende Reibung der Drehung oder freien Bewegung der Kämpfertangente widersetzt, ergibt sich sehr leicht aus den Biegemomenten, welche der eingespannte Bogen am Kämpfer erleidet. Zur Berechnung dieser Momente wird zunächst erfordert:

die Kenntniß des durch eine Einzellast hervorgerufenen Horizontalschubes, welche nach Winkler aus der Formel 219 im §. 341 erfolgt.

Es ist

$$H = \frac{G \cdot 2 \sin \alpha [\cos \beta - \cos \alpha + (1 + \kappa) \beta \sin \beta] - (1 + \kappa) \alpha (\sin^2 \alpha + \sin^2 \beta)}{2[(1 + \kappa) \alpha (\alpha + \sin \alpha \cos \alpha) - 2 \sin^2 \alpha]}$$

und es wird für

$\beta =$	0°	3°	6°	9°
$H = G \cdot$	2,2939344	2,1734055	1,8343699	1,3343602
	12 ⁰	15 ⁰	18 ⁰	
	0,7706066	0,2752722	0,0093313	

oder für

$$H = G \cdot \begin{matrix} 0 & 0,275 & 0,95 & 1,62 & 2,1 & 2,294 \end{matrix}$$

(Fortsetzung auf Seite 12.)

Tabelle der A_{0y}.

Table with columns for 'Nr. der Achse', 'Last der Achse', and 'Durchbiegung des Bogenseitels'. It is divided into two main sections: 'bei Annahme von Kämpfergelenken' and 'bei Annahme von eingespannten Kämpfern'. Each section has sub-columns for 'Durchbiegung pro 1 Tonne bei Stellung der Achse 1 bei' and 'Durchbiegung entsprechend den Achslasten bei Stellung der Achse 1 bei', with further sub-columns for span widths (0, 1/4, 1/2, 3/4).

Tabelle der A_{2y}.

Table with columns for 'Laufende Nummer' and 'Stellung der Achse 1 auf 0', '1/4', '1/2', and '3/4'. It details observations and calculations for the deflection of the arch crown, including instrument readings and differences between theoretical and actual values.

Ist ferner M_1 das Moment am Kämpfer, so wird $M_1 = -He_1$ (cfr. 197 in §. 334), wo e_1 den daselbst definirten aus den Begriffen Kämpferdrucklinie und Kämpferdruckumhüllungsline abgeleiteten Werth erhält. Die Ordinaten der Kämpferdrucklinie ergeben sich für $\alpha = 18^\circ 39'$ durch Interpolation aus der hinter 229 des §. 343 angeführten Tabelle:

$\beta =$	∞	α	$0,8\alpha$	$0,6\alpha$	$0,4\alpha$	$0,2\alpha$	0α	$-0,2\alpha$	$-0,4\alpha$	$-0,6\alpha$	$-0,8\alpha$	$-\alpha$	
$v =$	0	0,5	0,529	0,558	0,592	0,629	0,672	0,720	0,775	0,838	0,913	1	mal 53,5
$w =$	0	26,75	28,3	29,9	31,8	33,7	36,0	38,5	41,5	44,9	48,9	∞	m
$w =$	0,328	0,398	0,410	0,425	0,445	0,472	0,512	0,573	0,678	0,894	1,557	∞	mal 8,785
$w =$	2,88	3,5	3,6	3,735	3,91	4,15	4,5	5,04	5,96	7,86	13,7	∞	m
Der aus der Zeichnung abgegriffene Werth $-e_1$ ergibt sich													
$e_1 =$	∞	1,76	0,6	0,20	+0,01	-0,10	-0,17	-0,24	-0,280	-0,315	-0,34		
$M_1 =$	0	0,484	0,570	0,324	0,021	-0,2294	-0,356	-0,389	-0,266	-0,087	0		mt für $G=1$

Die Curve der M_1 ist in den nachfolgenden Figuren „Zur Berechnung der Formveränderung“ aufgetragen.

Die Ermittlung der Fläche der positiven und negativen Momente durch den Planimeter ergibt für erstere 3056, für letztere 2906 qmm, was unter Berücksichtigung des Maassstabes und der Einzellast $G = 1$ t für eine gleichmässige Belastung von 1 t pro m 15,28 resp. 14,53 mt, bei einer gleichmässigen Belastung von 6,35 t 97 und 92,3 mt ergibt.

Bei einer gleichmässigen Vertheilung der mobilen Last mit 3,35 t pro m resultiren daraus für diese 51 und 48,7 mt.

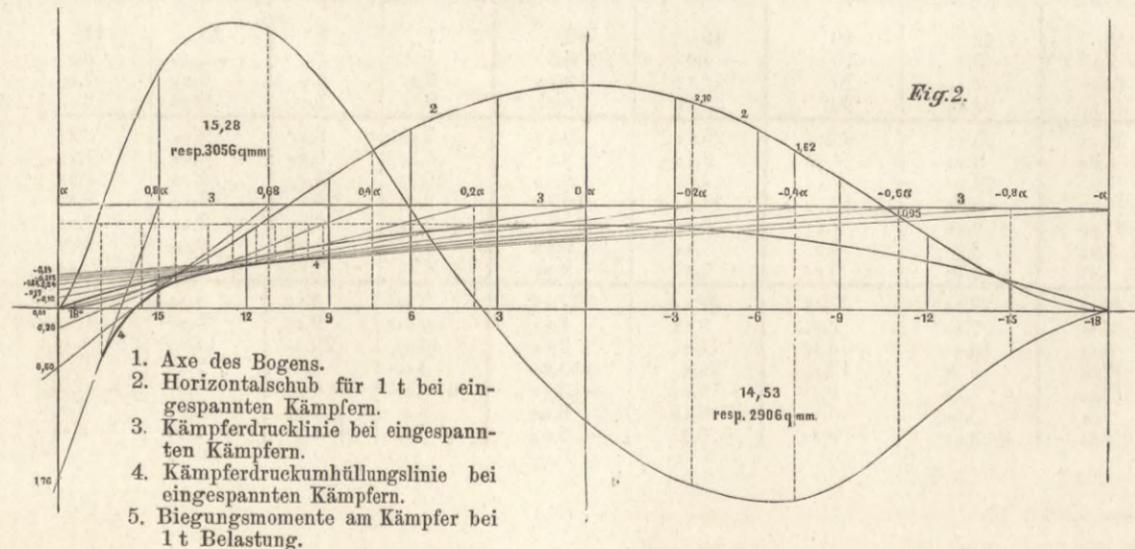
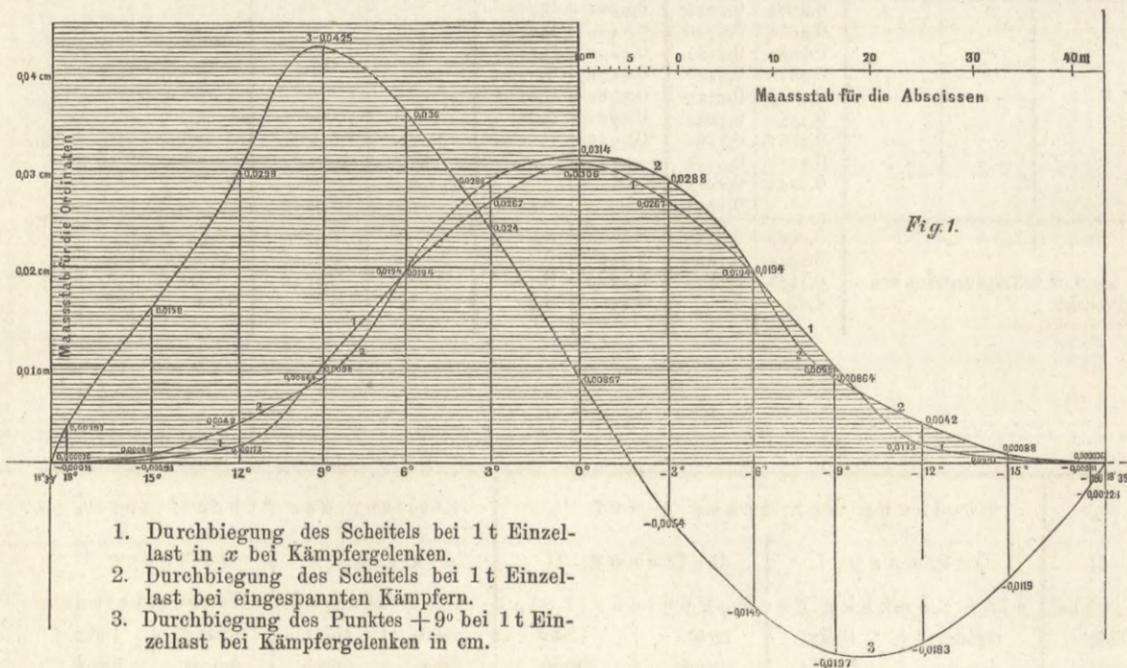
für $\beta = \alpha$ 0,8 α 0,6 α 0,4 α 0,2 α 0 α
 zu $h \cdot 0,193$ 0,198 0,201 0,204 0,206 0,207
 oder zu 1,70 1,74 1,77 1,79 1,81 1,82 m.

Die Werthe v und w für die Kämpferdruckumhüllungsline ergeben sich ebenso aus der für 233 desselben §. angegebenen Tabelle, wie folgt:

Bei einer Belastung, welche am Kämpfer nur positive Momente erzeugt, werden im Gelenk immerhin etwa 700 t drücken, und würde durch das Biegemoment das der Drehung widerstehende Reibungsmoment $= \mu \cdot Pr$, wo $r = 0,5$ m ist, aufzuheben sein, μ würde also bei eintretender Drehung nur $\frac{51}{0,5 \cdot 700} = 0,146$ betragen dürfen.

Es ergibt sich daraus, dass die für den Bogen mit eingespannten Kämpfern berechneten Durchbiegungswerthe der Wirklichkeit mehr entsprechen werden als die für Bogen mit Scharnieren ermittelten.

Zur Berechnung der Formveränderung.



Die Berechnung der Werthe für den vorliegenden Fall ergibt übrigens auch die sehr geringe Differenz, welche die Auffassung des Problems für so geringe Centriwinkel zulässt.

Formveränderung des kreisförmigen Bogens mit Kämpfergelenken unter einer isolirten Last.

Nach Winkler (115 in §. 314) gelten für einen Punkt des Bogens die Gleichungen:

$$EW\Delta y = r^3 [H(\frac{1}{2} \sin^2 \varphi + \cos \alpha - \cos \alpha \cos \varphi - \varphi \cos \alpha \sin \varphi) -$$

$$- V(\sin \alpha \cos \varphi - \sin \alpha + \varphi \sin \alpha \sin \varphi + \frac{1}{2} \varphi + \frac{1}{2} \sin \varphi \cos \varphi)] -$$

$$- \kappa r^3 (H \cos \alpha + V \sin \alpha) \varphi \sin \varphi + Ar \sin \varphi + C.$$

$$EW\Delta y' = r^3 [H(\frac{1}{2} \sin^2 \varphi + \cos \alpha - \cos \alpha \cos \varphi - \varphi \cos \alpha \sin \varphi)$$

$$- V'(\sin \alpha \cos \varphi - \sin \alpha + \varphi \sin \alpha \sin \varphi - \frac{1}{2} \varphi - \frac{1}{2} \sin \varphi \cos \varphi)] -$$

$$- \kappa r^3 (H \cos \alpha + V' \sin \alpha) \varphi \sin \varphi + A' r \sin \varphi + C'.$$

Die Einsetzung der betreffenden Werthe für V und V'

$$V = G \frac{\sin \alpha + \sin \beta}{2 \sin \alpha} \quad V' = G \frac{\sin \alpha - \sin \beta}{2 \sin \alpha}$$

ergibt:

$$1) \quad EW\Delta y$$

$$= r^3 H(\frac{1}{2} \sin^2 \varphi + \cos \alpha (1 - \cos \varphi) - \varphi \cos \alpha \sin \varphi -$$

$$- \kappa \cdot \varphi \cdot \cos \alpha \sin \varphi)$$

$$- r^3 G \frac{\sin \alpha + \sin \beta}{2 \sin \alpha} \left[\frac{\varphi}{2} + \frac{1}{2} \sin \varphi \cos \varphi - \sin \alpha \cdot (1 - \cos \varphi) +$$

$$+ \varphi \sin \alpha \sin \varphi + \kappa \cdot \varphi \cdot \sin \alpha \sin \varphi \right] + Ar \sin \varphi + C.$$

$$2) \quad EW\Delta y'$$

$$= r^3 H(\frac{1}{2} \sin^2 \varphi + \cos \alpha (1 - \cos \varphi) - \varphi \cos \alpha \sin \varphi -$$

$$- \kappa \varphi \cos \alpha \sin \varphi) -$$

$$- r^3 G \frac{\sin \alpha - \sin \beta}{2 \sin \alpha} \left[-\frac{\varphi}{2} - \frac{1}{2} \sin \varphi \cos \varphi - \sin \alpha \cdot (1 - \cos \varphi) +$$

$$+ \varphi \sin \alpha \sin \varphi + \kappa \varphi \sin \alpha \sin \varphi \right] + A' r \sin \varphi + C'.$$

Die Werthe für $Ar \sin \varphi$ und $A' r \sin \varphi$ ergeben sich:

$$3) \quad (A \text{ resp. } A') r \sin \varphi =$$

$$= \mp \frac{r^3 H \sin \varphi}{2(1 - \cos \alpha)} [\alpha - 3 \sin \alpha \cos \alpha + 2(1 + \kappa) \alpha \cos^2 \alpha]$$

$$\pm \frac{r^3 G \sin \varphi}{4(1 - \cos \alpha)} (3 \sin^2 \alpha - 2 \alpha \sin \alpha \cos \alpha - 2 - \sin^2 \beta + 2 \cos \beta$$

$$+ 2 \beta \sin \beta)$$

$$+ \frac{r^3 G \sin \varphi}{4 \sin^2 \alpha} [\alpha \sin \beta - \beta \sin \alpha + \sin \alpha \sin \beta \cdot (2 \alpha \sin \alpha$$

$$+ 3 \cos \alpha - \cos \beta)]$$

$$\mp r^3 \kappa G \frac{\sin \varphi}{2(1 - \cos \alpha)} (\alpha \sin \alpha \cos \alpha - \beta \sin \beta) +$$

$$+ r^3 \kappa G \frac{\sin \varphi}{2} \alpha \sin \beta.$$

4) Die Werthe für C und C' , von denen $C' = EW\Delta_0 y$ ist und die Senkung des Scheitels ausdrückt, sind:

$$\frac{r^3 H}{2(1 - \cos \alpha)} (4 - 4 \cos \alpha + \alpha \sin \alpha + 5 \sin^2 \alpha +$$

$$2 \alpha \sin \alpha \cos \alpha)$$

$$- \frac{r^3 G}{4(1 - \cos \alpha)} \left[(1 - \cos \alpha) (2 \sin \alpha \pm 2 \sin \beta - \alpha \mp \beta$$

$$+ \sin(\alpha \pm \beta) \cos \beta - \sin \alpha \cos \alpha$$

$$\mp \sin \beta \cos \beta - 2 \sin \alpha (\cos \alpha - \cos \beta + \alpha \sin \alpha - \beta \sin \beta) \right]$$

$$+ \frac{r^3 \kappa \sin \alpha}{2(1 - \cos \alpha)} \left[2 H \alpha \cos \alpha + G(\alpha \sin \alpha - \beta \sin \beta) \right].$$

Nach diesen Gleichungen ist als Beispiel der Durchbiegung des Punktes der Bogenaxe, welcher 9° links vom Scheitel liegt, für verschiedene Einzellasten berechnet wor-

den, und sind die Resultate bei den zuletzt bezeichneten Holzschnitten in Figur 1 Curve 3 aufgetragen. Es gelten für Lasten von $+9$ bis $-\alpha$: die Gleichung $EW\Delta y$, die Constanten A und C , für Lasten von α bis $+9^\circ$: die Gleichung $EW\Delta y'$, die Constanten A' und C' .

Die Werthe der Durchbiegung des Scheitels $\Delta_0 y$ sind nach der Gleichung für C' berechnet (da $C' = EW\Delta_0 y$ wird) und als Curve 1 in vorgedachtem Holzschnitt Figur 1 dargestellt.

Zur Berechnung der

Formveränderung des kreisförmigen Bogens mit eingespannten Kämpfern unter einer isolirten Last.

Es wird nach 236 in §. 344 die Durchbiegung des Scheitels

$$EW\Delta_0 y =$$

$$= -\frac{1}{2} Hr^3 (2 - 2 \cos \alpha - 2 \alpha \sin \alpha + \sin^2 \alpha) +$$

$$M_0 r^2 (1 - \cos \alpha - \alpha \sin \alpha)$$

$$+ \frac{1}{4} Gr^3 (\alpha - \beta + \sin \alpha \cos \alpha - \sin \beta \cos \beta - 2 \sin(\alpha - \beta)$$

$$+ 2(\alpha - \beta) \sin \alpha \sin \beta)$$

$$- \kappa (M_0 - Hr(r^2 \alpha \sin \alpha + \frac{1}{2} \kappa Gr^3 (\alpha - \beta) \sin \alpha \sin \beta).$$

Wird in dieser Gleichung $H = Gp$ und $M_0 = Grq$ eingesetzt, von welchen Werthen p bereits oben ermittelt, q sich aus der Gleichung 223 §. 342

$$M_0 = \frac{1}{2} Hr \left(2 - \cos \alpha - \frac{\alpha}{\sin \alpha} \right) - \frac{1}{4} Gr \frac{(\sin \alpha - \sin \beta)^2}{\sin \alpha}$$

unter Benutzung von p ergibt, so verwandelt sich die Gleichung für $EW\Delta_0 y$ nach gehöriger Reduction in die folgende

$$EW\Delta_0 y =$$

$$= Gr^3 \left[(q - p) (1 - \cos \alpha - \alpha \sin \alpha) - p \frac{\sin^2 \alpha}{2} \right.$$

$$\left. + \frac{\alpha - \beta + \sin \alpha \cos \alpha - \sin \beta \cos \beta - 2 \sin(\alpha - \beta)}{4} \right.$$

$$\left. - \kappa (q - p) \alpha \sin \alpha + (1 - \kappa) \frac{(\alpha - \beta) \sin \alpha \sin \beta}{2} \right].$$

Die ausgerechneten Werthe für die Durchbiegung des Scheitels zeigt die Curve 2 in Figur 1 der Holzschnitte auf Seite 12.

Aus den beiden Curven 1 und 2 ist für jede Achslast der zur Probelastung benutzten Züge der entsprechende Antheil derselben an der Scheitelsenkung ermittelt, und ergibt die Summirung die Gesamtsenkung des Scheitels für jede Zugstellung. Die Tabelle Δy (auf Seite 10 u. 11) giebt diese Werthe für Bogen mit beweglichen und eingespannten Kämpfern. In der zweiten Tabelle $\Delta_2 y$ sind diese Durchbiegungswerthe, welche der Rechnung und dem Visirfehler entsprechen, mit den wirklich abgelesenen Senkungen zusammengestellt. Die Differenz beider ($\Delta_2 y$ genannt) ist aus der Pfeilerdurchbiegung resp. aus sonstigen Beobachtungsfehlern oder aus der verschiedenen Festigkeit der Pfeiler an der Süd- und Nordseite zu erklären.

Die auffallende Erscheinung, dass bei Stellung erster Achse auf $\frac{3}{4}$ der Oeffnung 1 beide Instrumente nur wenig von der Horizontalstellung abweichen, erklärt sich daraus, dass ein bedeutender Theil des Zuges jenseits des Strompfeilers auf Oeffnung 2 stand.

In den Zeilen 8 und 15 sind die Werthe für $\Delta_2 y$ aufgezeichnet, welche sich ergeben würden aus der Annahme, dass der Pfeiler als vollständig unelastischer Körper durch den Horizontalschub gekantet würde. Es ist für diese Annahme bei mittlerer Felstiefe von -6 m Brückenpegel

$$h_1 = 16 \text{ m und}$$

$$\Delta_2 y = 4,6 \cdot 16000 \text{ tg } \varphi \text{ in mm.}$$

Zeile 9 und 16 zeigen die Differenz der aus dieser Annahme resultirenden Scheitelsenkungen gegen die wirklich beobachteten, wie sie in Zeile 6 und 13 angegeben sind.

Nimmt man vollständige Einspannung des Pfeilers in der Fläche der Mauerwerkssohle und von da bis zum Angriffspunkte der Horizontalkraft eine elastische Biegung an, so ist in diesem Falle

$$h = 10 \text{ m rund,}$$

und es wird $\Delta_2 y = \frac{2}{3} \cdot 4,6 \cdot 10000 \text{ tg } \varphi$.

Zeile 10 und 17 geben die aus dieser Annahme resultirenden Werthe für $\Delta_2 y$ und Zeile 11 und 18 die Differenzen gegen die beobachteten $\Delta_2 y$.

Die beobachteten $\Delta_2 y$ (Zeile 6 und 13) ergeben für die stromabwärts nach Norden gelegenen grössere Werthe als für die nach Süden gelegenen Bogenträger. Die auftretenden Differenzen schwanken zwischen 3 und 5 mm.

Ob dieselben sich aus Zufälligkeiten in der Montirung der Bogen herschreiben oder in der grösseren Festigkeit des der Sonne ausgesetzten südlichen Pfeilervorkopfes, in der Verschiedenheit der Sehkraft der Beobachter, der verschiedenen Dicke der Fadenkreuze ihren Grund haben, mag dahingestellt bleiben.

Sobald an einer Oeffnung die Wirkungen der ruhenden Last, welche $1, \frac{3}{4}, \frac{1}{2}$ und $\frac{1}{4}$ der Spannweite bedeckte, beobachtet waren, wurden die Probezüge abgefahren und das Verhalten des unbelasteten Bogens beobachtet. Es zeigte der linksseitige Bogenscheitel der Oeffnung 1 bei unbelasteter Brücke eine Senkung von $0,6$ mm, der rechtsseitige eine Senkung von $2,3$ mm.

Die gleiche Beobachtung der Bogenscheitel der zweiten Oeffnung ergab bei unbelasteter Brücke auf der linken Seite eine Senkung von $0,9$ mm, auf der rechten Seite eine Senkung von $4,3$ mm.

Es fuhren darauf beide Probezüge mit einer Geschwindigkeit von 10 m pro Secunde über die Brücke, und senkte sich dabei der rechtsseitige Bogen der ersten Oeffnung um $45,7$ mm ($55 - 9,3$), der linksseitige Bogen der zweiten Oeffnung um 43 mm ($52 - 9$).

Es wurden dann die 4 Locomotiven zusammengekuppelt, und befuhren diese mit Schnellzuggeschwindigkeit das rechtsseitige Geleise. Bei dieser Probe hat sich der Scheitel des rechtsseitigen Bogens der ersten Oeffnung um $50 - 6,2 = 43,8$ mm, der des linksseitigen Bogens der zweiten Oeffnung um $14 - 5,3 = 8,7$ mm gesenkt.

Formveränderung des Bogens durch sein Eigengewicht und durch Temperaturveränderungen.

Um bei der Montirung den Bogen richtig auf die Kämpfer aufsetzen, zu dem Zwecke also den Bogenscheitel in die richtige Höhe heben zu können, war die Berechnung der durch Eigengewicht und Temperatur bewirkten Deformationen nothwendig, und sind die bezüglichen Resultate im Folgenden gegeben.

Bei gleichmässiger Belastung der Achse wird (169 §. 327 bei Winkler):

$$H = gr \frac{\alpha + g \sin \alpha \cos \alpha - 10 \alpha \cos^2 \alpha - 4 \alpha^2 \sin \alpha \cos \alpha - 4 \alpha \cos \alpha (\alpha \cos \alpha + \alpha^2 \sin \alpha - \sin \alpha)}{2(\alpha + 2\alpha \cos^2 \alpha - 3 \sin \alpha \cos \alpha) + \alpha \cdot 4 \cdot \alpha \cos^2 \alpha}$$

g beträgt $1,74$ t (Gewicht pro m Bogen),

r ist $= 167,3$ m, und wird daraus

$$H = 274,379 \text{ ermittelt.}$$

Die verticale und horizontale Verschiebung eines Punktes der Bogenaxe ergibt sich aus der in 168 gegebenen Formel für $EW\Delta y$ und $EW\Delta x$, nachdem C durch Einsetzung von $\Delta y = 0$ für $\varphi = \alpha$ ermittelt wurde.

$$EW\Delta y = \frac{1}{2}(H + gr)r^3(\sin^2 \varphi - 2 \cos \alpha \cos \varphi - 2 \varphi \cos \alpha \sin \varphi) + C - \frac{1}{4}gr^4(\varphi^2 - 3 \sin^2 \varphi + 4 \alpha \sin \alpha \cos \varphi + 4 \alpha \varphi \sin \alpha \sin \varphi + 2 \varphi \sin \varphi \cos \varphi) -$$

$$- \alpha v^3 [H \varphi \cos \alpha \sin \varphi + gr \sin \varphi (\varphi \cos \alpha - \sin \varphi + \alpha \varphi \sin \alpha)].$$

$$EW\Delta x = \frac{1}{2}(H + gr)r^3(\varphi - \sin \varphi \cos \varphi - 2 \cos \alpha \sin \varphi + 2 \varphi \cos \alpha \cos \varphi) + \frac{1}{4}gr^4(4 \alpha \sin \alpha \sin \varphi - 4 \alpha \varphi \sin \alpha \cos \varphi - 2 \varphi + 3 \sin \varphi \cos \varphi - \varphi \cos 2 \varphi) -$$

$$- \alpha r^3 [H \varphi \cos \alpha \cos \varphi + gr \cos \varphi (\varphi \cos \alpha + \alpha \varphi \sin \alpha - \sin \varphi)].$$

Es ist für

$\varphi = 0$	3	6	9	12	15	18°
$\Delta y = 34,38$	33,38	30,26	26,04	20,29	12,76	6,1
$\Delta x = 0$	-0,87	-2,42	-2,11	-1,94	-1,38	-0,34

Die Temperaturveränderung erzeugt im Bogen einen Horizontalschub, welcher proportional derselben zunimmt. Es ist dieses

$$H = - \frac{2EW\epsilon\tau \sin \alpha}{r^2(\alpha - 3 \sin \alpha \cos \alpha + 2 \alpha \cos^2 \alpha) + 2\alpha r^2 \alpha \cos^2 \alpha} = - \tau \cdot 1,144147 \text{ t.}$$

Die Verschiebungen der Punkte der Bogenaxe stellen sich daher nach 311 §. 364:

$$\Delta x = - \tau \cdot 1,144147 \left[\frac{r^3}{2EW} (\varphi - 2 \cos \alpha \sin \varphi - \sin \varphi \cos \varphi + 2 \varphi \cos \alpha \cos \varphi) + \frac{r}{\epsilon\tau} \varphi \cos \alpha \cos \varphi \right] + r \epsilon \tau \sin \varphi.$$

$$\Delta y = - \tau \cdot 1,144147 \left[\frac{r^3}{2EW} (\sin^2 \alpha - \sin^2 \varphi - 2 \cos \alpha (\cos \alpha - \cos \varphi + \alpha \sin \alpha - \varphi \sin \varphi)) \right] - \frac{r}{\epsilon\tau} (\alpha \sin \alpha - \varphi \sin \varphi) - r \epsilon \tau (\cos \varphi - \cos \alpha),$$

bei $\tau = 30^\circ$ wird

für $\varphi = 0$	3	6	9	12	15	18°
$\Delta x = 0$	2,9	5,2	6,5	6,3	4,5	1,0
$\Delta y = 83,1$	80,5	72,7	60,0	43,9	24,9	4,5

Einer Temperaturveränderung von 1° entspricht demnach eine Senkung oder Hebung des Scheitels von $2,77$ mm.

Im Winter 1878/79 sind an 39 Tagen die durch die Temperatur veranlassten Hebungen und Senkungen durch Nivellirinstrumente beobachtet worden, und hat die mittlere Hebung und Senkung $2,87$ mm pro Grad R. betragen. Die Differenz gegen die berechneten $2,77$ mm ist zu erklären aus dem Umstande, daß nur die Lufttemperatur gemessen werden konnte.

Gewicht der Eisenconstruction.

Die Eisenconstruction für ein Geleise einer Oeffnung setzt sich aus folgenden Gewichten zusammen:

	Gufs-stahl	Walzeisen	Gufs-eisen
1. Walzeisen und Gufsstahl (Backenstücke) eines Bogenträgers . . .	3518	189957	—
2. Fahrbahnstützen eines Bogenträgers	—	18780,5	—
3. Querträger und Querverbindungen	—	15396	—
4. Innere und äufsere Schienenträger	—	22796	—
5. Horizontalverbände der Fahrbahn der oberen und unteren Gurtung	—	25023,5	—
6. Unterstützung des Bohlenbelags	—	3982,5	—
7. Widerlager und Auflager	2738	580	4690
Summa	6256	276515,5	4690

Das Gesamtgewicht der Eisenconstruction für 1 Geleise einer Oeffnung beträgt an Gufsstahl, Walzeisen und Gufs-eisen $287461,5$ kg,

also pro m der Spannweite (107 m) $= 2690$ kg
und - - - - - Fahrbahn (109 m) $= 2640$ -

1 Bogenträger (excl. Polster und Fuflager) wiegt an Gufsstahl und Walzeisen 193475 kg,

also pro m der Spannweite 1810 kg
und - - - - - Fahrbahn 1771 -

Sondert man die von der Spannweite abhängigen Constructiontheile, hier Bogenträger, Horizontalverbände, Widerlager und Auflager (pos. 1, 5 und 7) mit im Ganzen

226716,5 kg von den durch die Spannweite nicht beeinflussten Theilen (pos. 2, 3, 4 und 6) mit 62745 kg, so wird das Gewicht pro lfd. m der Spannweite

$$p = \frac{226716,5 + 60745}{107} = 2120 + 568,$$

oder $p = 19,8 l + 568.$

Das constante Glied dieses Ausdrucks vermehrt sich noch durch das Gewicht der Unterlagsplatte, welche der Schiene die Neigung von 1:20 giebt, der Schienenbefestigungsmittel, der Temperatur-Ausgleichsvorrichtung mit 5440 kg Walzeisen und 39 kg Gufsstahl, zusammen 5479 kg Gewicht pro Geleise einer Oeffnung, ferner um das Gewicht der Schienen und des Bohlenbelags, welches pro m Geleise $2 \cdot 25,8 + 1 \cdot 4 \cdot 0,05 \cdot 650 = 181,6$ kg beträgt.

Im Ganzen beträgt dieser Zusatz $\frac{5479}{107} + 181,6 = 233$ kg,

und es wird mit Rückblick hierauf $p = 19,8 l + 801.$

Gruppiert man die Gewichte der Construction, wie solches zur Ermittlung von p für die Brücke der Rheinischen Eisenbahn bei Coblenz (vide Hartwich, Erweiterungsbauten der Rheinischen Eisenbahn 1. Abth., pag. 29 u. 30) geschehen ist, so stellt sich die Summe, welche der dort mit A bezeichneten entspricht, auf 208737 kg, diejenige, welche der dort mit B bezeichneten entspricht, auf 67198 kg; A und B zusammen geben 275935,5 kg. Bei einer Fahrbahnlange von 109 m wird p pro m Fahrbahn = 2530 kg gegen $p = \frac{1923,4}{2} \cdot 3,1862 = 3060$ kg bei der Brücke der Rheinischen Bahn.

Ferner wird $p = \frac{208737}{107^2} l + \frac{67198}{107} = 18,25 l + 628$

gegen $p = \frac{502668 \cdot 3,1862^2}{308^2 \cdot 2} l + \frac{107046 \cdot 3,1862}{2 \cdot 308}$

= $26,9 l + 554$ kg bei der Brücke der Rheinischen Eisenbahn.

Werden Belag und Schienen mitgerechnet, so stellt sich für die Brücke der Staatsbahn $p = 18,25 l + 861,$ für die Brücke der Rheinischen Eisenbahn $p = 26,9 l + 1250,$ oder, wenn bei dieser Brücke die untere ($3'' = 0,08$ m starke Lage des Bohlenbelags mit $\frac{130}{5} \cdot 8 = 208$ kg abgezogen wird, $p = 26,9 l + 1042.$

D. Statische Verhältnisse der Brücke.

1. Strompfeiler.

Die Inanspruchnahmen des Strompfeilers sind graphisch auf Blatt 10 dargestellt durch zwei Kräftepläne, welche sich aus der Combination der Horizontalschübe der Eisenconstruction mit dem Pfeilergewicht ergeben. Es sind zwei Fälle unterschieden, einmal, das Horizontalschübe durch den ganzen Pfeilerkorper und die ganze Grundfläche auf den Beton übertragen werden, zweitens, das nur der innere, 10 m breite Theil des Pfeilers den Horizontalschuben entgegenwirkt, und nur in dem inneren 10 m breiten Theile der Grundfläche Drücke auf den Beton übertragen werden.

Die erste Annahme führt auf einen Maximaldruck von 6,72 kg pro qcm im Mauerwerk und von 6,5 kg pro qcm auf der Betonoberfläche.

Die zweite Annahme ergibt entsprechend 8,45 kg und 8,07 kg.

Zugspannungen kommen nicht vor.

2. Fluthbrücke.

Die 25 m weiten Fluthöffnungen sind mit elliptischen Bögen von 1 m Stärke überspannt.

Damit die Stützlinie mit der Bogenmitte zusammenfalle, ist durch angemessene Hintermauerung dafür zu sorgen, das auf den Bogenrucken ein horizontaler Widerstand ausgeübt

werde, welcher, dem passiven Erddrucke vergleichbar, erst zu wirken beginnt, wenn durch Belastungsveranderungen eine Verlegung der Stützlinie nach der Hintermauerung zu nothwendig wird. Ein actives Wirken dieser Hintermauerung in horizontaler Richtung, wie es bei loser Erde und beim Wasser stattfindet, bleibt durch die Cohäsion des Mörtels und die Ueberkragung der Hintermauerung im Wesentlichen ausgeschlossen.

Die Horizontalwiderstande werden durch die Schubfestigkeit des Mörtels geleistet, vor Erhärten desselben durch die Reibung in der Horizontalfuge, welche in diesem Zustande mit dem Coefficienten 0,4 nicht überschätzt wird.

Für den erhärteten Mörtel ist der Coefficient etwa = 1 zu setzen.

Die Ellipse der Bogenmitte ist der Untersuchung zu Grunde gelegt, und sind nach Anleitung des Schwedlerschen Aufsatzes, Theorie der Stützlinie (Zeitschr. f. Bauwesen 1859 §. 7 Formel 3), die Belastungshöhen bestimmt worden, welche zugleich einen horizontalen Schub dem m fachen Gewichte gleich erzeugend, die Ellipse als Stützlinie bedingen.

Es ist nach Formel 3

$$q = \frac{Q \sec^3 \alpha}{z(1 + m \operatorname{tg}^2 \alpha)^{3/2}}$$

oder

$$1) \quad z = \frac{Q \sec^3 \alpha}{q(1 + m \operatorname{tg}^2 \alpha)^{3/2}}$$

$Q = q_0 z_0 \gamma_1$, wo q_0 der Krümmungsradius im Schnittpunkte der Ellipse mit der kleinen Axe = $\frac{a^2}{b}$,

z_0 die Belastungshöhe in diesem Punkte,

γ_1 das Gewicht eines Cubikmeters Ziegelmauerwerk ($1,6$ t) bezeichnet.

Das Gewicht der Hintermauerung aus Bruchstein ist zu $2,4$ t = $1,5 \gamma$, das der Kiesfullung = $1,85$ t oder $1,155 \gamma_1$ angesetzt.

Als sonstige Bezeichnungen sind noch gebraucht:

x, y Mittelpunktsordinate der Ellipse,

r und r_1 die Radienvectoren eines Punktes,

e die Excentricität,

a und b die grose und kleine Halbaxe,

q der Krümmungsradius eines Punktes

und die Beziehungen

$$q = \frac{(r r_1)^{3/2}}{a b}$$

$$l = \frac{\sqrt{a^2 - b^2}}{a}$$

$$r = a - e x \quad r_1 = a + e x.$$

Es wird durch Einsetzung in Formel 1

$$z = \gamma_1 z_0 \frac{a^2}{b} \cdot \frac{a b}{(r + r_1)^{3/2}} \cdot \frac{\sec^3 \alpha}{(1 + m \operatorname{tg}^2 \alpha)^{3/2}},$$

ferner ist

$$\frac{dy}{dx} = \frac{b^2}{a^2} \cdot \frac{x}{y} = \operatorname{tg} \alpha \quad (\text{zur Berechnung von } \sec \alpha) \text{ und}$$

$$\sec \alpha = \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha},$$

oder

$$2) \quad z = \gamma_1 z_0 \left(\frac{a}{\sqrt{r r_1}} \right)^3 \left(\frac{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha}{1 + m \operatorname{tg}^2 \alpha} \right)^{3/2}.$$

Die Mittellinie des Bogens ist eine Ellipse mit den Halbachsen $a = 13$ $b = 10,43$

$$\frac{b}{a} = 0,8023$$

$$y = 0,8023 \sqrt{a^2 - x^2}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{b^2 x}{a^2 y}$$

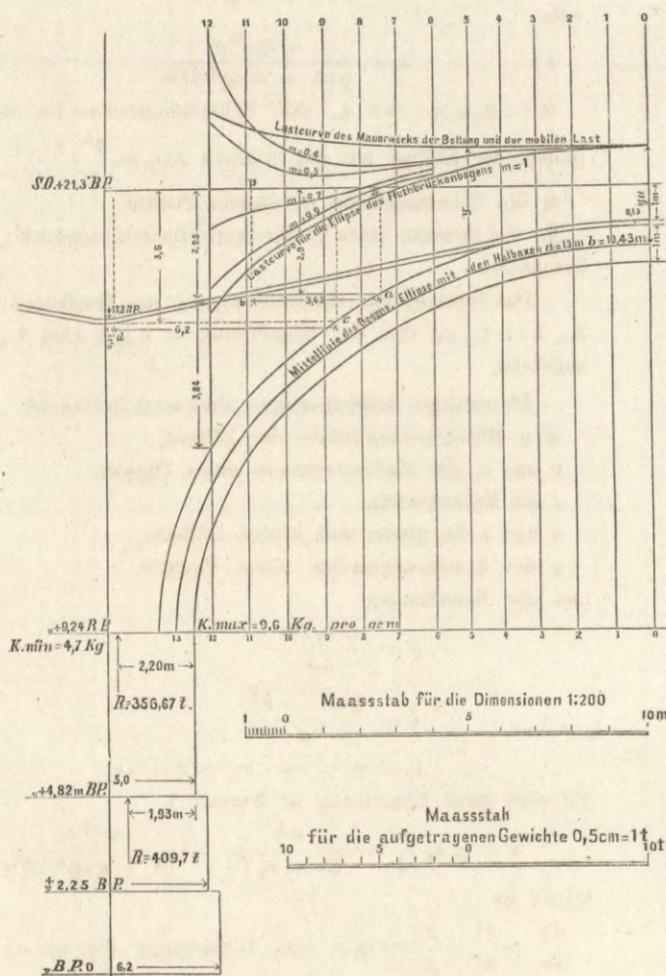
$$e = \frac{\sqrt{a^2 - b^2}}{a} = 0,597.$$

Es wird dann

1 für x	2 y	3 tg α = $\frac{dy}{dx}$	4 $1 + m \operatorname{tg}^2 \alpha$					5 $\left(\frac{a}{\sqrt{r r_1}}\right)^3 \left(\frac{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha}{1 + m \operatorname{tg}^2 \alpha}\right)^{3/2}$							
			m=0,4	0,5	für 0,7	0,9	1	für m							
							0,4	0,5	0,7	0,9	1				
1	10,399	0,061	1,0014884	1,0018605	1,0026047	1,0033489	1,003721								1,003
2	10,306	0,125	1,0062500	1,0078125	1,0109375	1,0140625	1,105625								1,013
3	10,148	0,191	1,0145924	1,0182405	1,0255367	1,0328329	1,036481	1,06	1,06	1,045	1,04				1,029
4	9,924	0,260	1,02704	1,0338	1,04732	1,06084	1,0676	1,11	1,11	1,08	1,06				1,053
5	9,639	0,334	1,0446224	1,055778	1,0780892	1,1004004	1,111556	1,19	1,18	1,14	1,11				1,085
6	9,253	0,417	1,0695556	1,0869445	1,1217223	1,1565801	1,173889	1,29	1,26	1,20	1,14				1,126
7	8,789	0,513	1,1052676	1,1315845	1,1842188	1,2368521	1,263169	1,44	1,39	1,30	1,22				1,178
8	8,221	0,627	1,1572516	1,1965649	1,2751903	1,353816	1,393129	1,64	1,56	1,42	1,31				1,243
9	7,526	0,771	1,2377764	1,2972205	1,4160087	1,5349969	1,594441	1,94	1,80	1,56	1,40				1,324
10	6,664	0,965	1,3724900	1,4656125	1,6518575	1,8381025	1,931225	2,38	2,17	1,81	1,54				1,427
11	5,559	1,274	1,6492304	1,811538	2,1361532	2,4607684	2,623076	3,12	2,74	2,12	1,70				1,556
12	4,013	1,925	2,4822500	2,8528125	3,5939375	4,3350625	4,705625	4,5	3,64	2,56	1,94				1,721
13	0,0	∞													gerech- net.

Die Zahlen der Colonne 5 mit der auf Tonnen reducirten Belastung im Scheitel multiplicirt, geben die zur Erzeugung einer elliptischen Stützlinie nothwendigen Gewichte, wenn m das Verhältniß des Widerstandes des Lastprismas gegen horizontale Verschiebung zu seinem Gewichte bezeich-

net. Die verschiedenen m entsprechenden Belastungscurven sind neben der Curve der wirklichen Belastung verzeichnet. Die Curve für m = 0,4 (Reibungswiderstand für feuchten Mörtel) nähert sich der Curve der projectirten Last hinreichend.



Da jedoch die wirklichen Flächen, in denen dieser Reibungswiderstand zur Geltung kommt, nicht den Abscissendifferenzen entsprechen, so sollen die Horizontalfugen der Hintermauerung ab und cd auf den Widerstand, den sie in den Horizontalen leisten können, untersucht werden.

Das Flächenstück abpq stellt die auf der Fuge ab ruhende Last dar = G.

Die Reibung in der Fuge ist $\mu \cdot G$, der nothwendige Horizontalschub annähernd $= \frac{m}{2} (y^2 - y_0^2)$ Tonnen =

x =	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Höhe in m	1,13	1,13	1,09	1,02	1,15	1,18	1,21	1,25	1,31	1,38	1,53	1,74	2,40
Gewicht in Tonnen	1,81	1,81	2,02	1,86	1,89	1,89	1,94	2,00	2,1	2,21	2,45	2,78	3,84
Höhe m	1,0	1,02	1,09	1,13	1,15	1,18	1,21	1,25	1,31	1,38	1,53	1,74	2,40
Gew. t	1,85	1,86	2,02	2,37	2,76	3,07	3,46	3,79	4,13	4,46	4,79	5,12	5,46
Höhe m	3,66	3,7	3,83	4,18	4,6	5,2	6,03	6,99	8,29	9,93	11,89	14,64	18,5
Gew. t	5,48	5,49	5,62	5,97	6,39	6,99	7,81	8,78	10,08	11,72	13,68	16,43	20,29
Eigengew. + mobile Last (1,79 pro qm)	mobile Last												
Gewichte, welche die Ellipse als bei: Stützlinie bedingt	m = 0,4	m = 0,5	m = 0,7	m = 0,9	m = 1,0								
	3,66	3,67	3,70	3,77	3,85	3,98	4,14	4,32	4,56	4,85	5,23	5,71	6,3
	5,45	5,47	5,50	5,59	5,73	5,9	6,15	6,42	6,8	7,22	7,8	8,49	9,36

$\frac{0,4}{2} (7,81^2 - 5,45^2)$. Ein Theil desselben wird durch den auf-
gebrachten Kieskörper ($m = 0,25$) mit $\frac{0,25}{2} (2,77^2 - 2,1^2) 1,85$ t
geleistet.

$$G \text{ ist appr. } = 2,9 \cdot 3,45 \cdot 1,85 \text{ (ruhende) } +$$

$$+ 1,79 \cdot 3,45 \text{ (mobile Last) } = 24,7 \text{ t,}$$

$$\frac{0,25}{2} (2,77^2 - 2,1^2) 1,85 = 0,754$$

$$\frac{0,4}{2} (7,81^2 - 5,45^2) = 6,26 \text{ t,}$$

wonach

$$\mu = \frac{6,26 - 0,754}{24,7} = \frac{5,506}{24,7} = 0,223 \text{ wird.}$$

Nimmt man das Gewölbe über ab unbelastet an, so wird $\mu = \frac{5,506}{18,5} = 0,298$, keinen Falls größer werden.

Für die Fuge cd , 6,2 m lang, mit 21,3 — 17,7 = 3,6 m hohem Kiesbett belastet, wird

$$G \text{ ohne mobile Last} = 6,2 \cdot 3,6 \cdot 1,85 = 41,3,$$

$$G \text{ mit mobiler Last} = 41,3 + 1,79 \cdot 6,2 = 52,4,$$

$$\frac{m}{2} (y^2 - y_0^2) = \frac{0,4}{2} (9,6^2 - 5,45^2) = 12,48;$$

der Horizontalschub der Kiesmasse über cd

$$= \frac{0,25}{2} (3,6^2 - 2,3^2) \cdot 1,85 = 1,78,$$

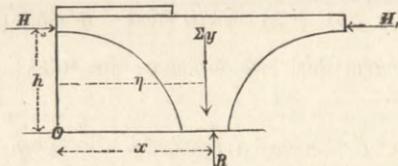
und wird danach

$$\mu = \frac{12,48 - 1,78}{52,4} = 0,204 \text{ resp. } \frac{10,7}{41,3} = 0,26.$$

Die tiefer als cd liegenden Fugen kommen, weil dabei die Druckfestigkeit des Mauerwerks mit zur Geltung gelangt, nicht in Betracht.

Stabilität der Pfeiler. Der Pfeiler wird am meisten beansprucht, wenn der Bogen an einer Seite unbelastet, an der anderen belastet ist.

Der Angriffspunkt der Resultierenden ergibt sich, wenn man O als Drehpunkt wählt, aus der Momentengleichung



$$\Delta H \cdot h + \Sigma y \cdot \eta - R x = 0.$$

Ermittlung von η . Von links nach rechts betragen die Gewichte und statischen Momente der einzelnen Lamellen:

	Ge- wicht	Hebels- arm	statisches Moment
belastet	2,72	1/4	0,7
	5,49	1	5,5
	5,62	2	11,2
	5,97	3	17,9
	6,39	4	25,6
	6,99	5	35,0
	7,81	6	46,9 $\eta = \frac{5154,3}{356,67} = 14,45$
	8,78	7	61,5
	10,08	8	80,6
	11,72	9	105,5
	13,68	10	136,8
	16,43	11	180,7
20,29	12	244,0	
Pfeiler über +9,24 = 5(8,56 · 2,4 + 3,5 · 1,85)	135,1	15	2027,0
unbelastet	18,5	18	333,0
	14,64	19	278
	11,89	20	238
	9,93	21	208
	8,29	22	182
	6,99	23	161
	6,02	24	144
	5,20	25	130
	4,60	26	120
	4,18	27	113
	3,83	28	107
	3,70	29	107
1,83	29,75	54,4	
	356,67		5154,3

$$\Delta H = (5,45 - 3,66) q_0$$

$$q_0 = \frac{a^2}{b} = 16,2$$

$$\Delta H \cdot h = 1,79 \cdot 16,2 \cdot 10,43 = 29$$

$$\Sigma y \cdot \eta = 356,68 \cdot 14,45 = 5154,3$$

$$R = \Sigma y = 356,67,$$

$$\text{danach } x = \frac{29 \cdot 10,43 + 5154,3}{356,67} = 15,30.$$

Für die Fuge + 4,82 $B \cdot P$ wird

$$\Delta H \cdot h = 1,79 \cdot 16,2 (10,43 + 9,24 - 4,82) = 430$$

Σy vermehrt sich um $(9,24 - 4,82) 5 \cdot 2,4 = 53$ t, und wird

$$\Sigma y = 356,67 + 53 = 409,7,$$

das statische Moment um $53 \cdot 15 = 795$ t

$$x = \frac{430 + 5154,3 + 795}{409,7} = 15,57.$$

Bei diesen Angriffspunkten der Resultante gestaltet sich das Drucktrapez wie folgt:

$$a_1 = \frac{b}{3} \cdot \frac{y + 2y_1}{y + y_1} \quad R = \frac{y + y_1}{2} b \quad y + y_1 = \frac{2R}{b}$$

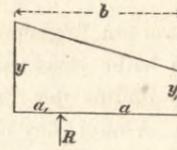
$$a_1 (y + y_1) = \frac{b}{3} (y + 2y_1)$$

$$a_1 \frac{2R}{b} = \frac{b}{3} (y + 2y_1)$$

$$y = a_1 \frac{6R}{b^2} - 2y_1 \quad y + 2y_1 = \frac{a_1 6R}{b^2}$$

$$y_1 = \frac{2R}{b} \left(\frac{3a_1}{b} - 1 \right)$$

$$y = \frac{2R}{b} - y_1.$$



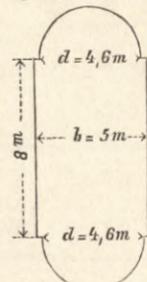
Die Pfeilerbreite beträgt 5 m, bei + 9,24 wird also $a_1 = 17,5 - 15,30 = 2,20$, und wird daher

$$k_{min} = y_1 = \frac{2 \cdot 356,67}{5} \left(\frac{3 \cdot 2,20}{5} - 1 \right) = 47 \text{ t pro qm}$$

oder 4,7 kg pro qcm.

$$k_{max} = \frac{2 \cdot 356,67}{5} - 47 = 96 \text{ t pro qm oder } 9,6 \text{ kg pro qcm.}$$

In der Fuge bei + 4,82 sind die Vorköpfe bereits mit zum Tragen gekommen, und muß daher statt des Meterstreifens der ganze Bogen von 8 m Breite berücksichtigt werden; für den nebenstehenden Querschnitt kann mit ziemlicher Genauigkeit ein Rechteck von der Länge $8 + 0,6$, $d = 8 + 2,56$ oder 10,6 m eingesetzt werden.



Es würde dann der Meterstreifen des Querschnittes die Last von $\frac{8 \cdot 409,7}{10,6} = 309$ t zu tragen haben.

Es wird dann

$$a_1 = 17,5 - 15,57 = 1,93$$

$$k_{min} = y_1 = \frac{2 \cdot 309}{5} \left(\frac{3 \cdot 1,93}{5} - 1 \right) = 19,6 \text{ t pro qm}$$

oder 2 kg pro qcm.

$$k_{max} = y = \frac{2 \cdot 309}{5} - 19,6 = 104 \text{ t pro qm}$$

oder 10,4 kg pro qcm.

Die Schnitte bei + 2,25 und + 0 $B P$ bieten bedeutend größere Flächen und erfordern keine spezielle Untersuchung.

3. Eisenconstruction.

Die Ueberbrückung der beiden, 106 m zwischen den Pfeilern messenden Hauptöffnungen erfolgt durch je zwei eiserne, 5 m von Mitte zu Mitte von einander entfernte kreisförmig gestaltete Bogen von 107 m Stützweite, 2,83 m Höhe zwischen oberer und unterer Gurtung, bei einem Radius der Mittellinie von 167,3 m. Der Bogen trägt in 23 Punk-

ten zwischen Scheitel und Auflager theils direct, theils durch Vermittlung von Stützen die Fahrbahn. Zur Vereinfachung der Construction haben die 23 Stützpunkte des Bogens gleiche Distanz, auf dem Bogen gemessen, erhalten, so daß die Horizontalprojectionen dieser Distanzen (die Entfernungen der Querträger) vom Scheitel nach den Auflagern zu abnehmen und sämmtlich verschieden sind. Die 23 Knotenpunkte sind durch ein System von gekreuzten Diagonalen von gleichen Längen ausgesteift.

Um das statische Verhalten des Bogens festzustellen, sind für die Punkte desselben, welche 3^0 , 6^0 , 9^0 , 12^0 , 15^0 , 18^0 und $18^0 39'$ von der durch den Scheitel gehenden Verticalen abliegen, die bei verschiedenen Belastungen der Horizontalprojectionen auftretenden Tangentialkräfte P , Radialkräfte Q und Biegemomente M berechnet worden. Als Grundlage für die Rechnung sind dabei die von Winkler in seiner Lehre von der Elasticität und Festigkeit §. 280 bis 290, §. 321, §. 324 bis 326 gegebenen Anleitungen benutzt worden.

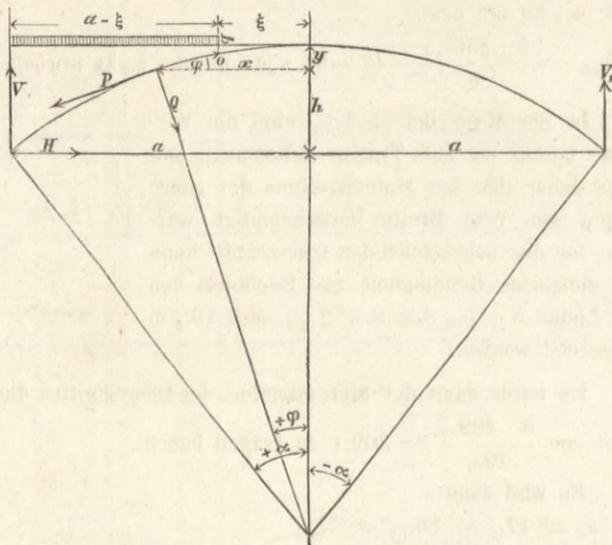
Es wurden folgende Bezeichnungen angewandt:

- a die halbe Spannweite = $53,5$ m
- r der Radius der Bogenmitte = $167,3$ m
- φ der Winkel des in seinen statischen Verhältnissen zu untersuchenden Punktes der Bogenconstruction mit dem vertical stehenden Radius.
- α der Centriwinkel des halben Bogens = $18^0 39'$.
- q die gleichmäßig auf der Horizontalprojection des Bogens vertheilt gedachte mobile Last, im vorliegenden Falle $3,35$ tons pro lfd. m

H der Horizontalschub des Bogens,

V und V_1 die verticalen Auflagerreactionen links und rechts.

Trägt der Bogen eine Last, welche gleichmäßig vom linken Auflager an bis ξ vom Scheitel vertheilt ist, so be-



rechnen sich für beliebige Bogenpunkte (dargestellt als $f(\varphi)$) die P , Q und M nach folgenden Relationen:

In der belasteten Strecke, also vom linken Auflager bis 0, ist ($P = P_1$)

1) $P_1 = -H \cos \varphi - V \sin \varphi + q(a-x) \sin \varphi$. In der unbelasteten Strecke von 0 bis zum rechten Auflager ist ($P = P_2$)

$$1a) P_2 = -H \cos \varphi + V_1 \sin \varphi.$$

Giebt man Q_1 und Q_2 in Bezug auf ihre Lage zur Last dieselbe Bedeutung, so wird

$$2) Q_1 = -H \sin \varphi + V \cos \varphi - q(a-x) \cos \varphi.$$

$$2a) Q_2 = -H \sin \varphi - V_1 \cos \varphi.$$

$$3) M_1 = H(h-y) - V(a-x) + q \left(\frac{a-x^2}{2} \right).$$

$$3a) M_2 = -V_1(a+x) + H(h-y).$$

In diesen 6 Gleichungen sind die Größen V , V_1 und H unbekannt. V und V_1 sind leicht zu ermitteln, indem

$$4) V = q(a - \xi) \left(1 - \frac{a - \xi}{4a} \right),$$

$$4a) V_1 = q(a - \xi) - V \text{ ist.}$$

Ermittlung des Horizontalschubes.

Winkler bestimmt in 146 des §. 321 den Horizontalschub, welchen eine auf den Bogen gelegte Einzellast G in demselben erzeugt, durch den Ausdruck:

$$H = G \left\{ \frac{\sin^2 \alpha - \sin^2 \varphi + 2 \cdot \cos \alpha (\cos \varphi - \cos \alpha) - 2(1 + \kappa) \cos \alpha (\alpha \sin \alpha - \varphi \sin \varphi)}{2[\alpha - 3 \sin \alpha \cos \alpha + 2(1 + \kappa) \alpha \cos^2 \alpha]} \right\};$$

κ bedeutet in demselben den Werth $\frac{W}{Fr^2}$,

W Trägheitsmoment des Bogenquerschnitts,

F Flächeninhalt desselben.

Der Ausdruck für H ist richtig aus der Relation §. 283

Nr. 7 $\frac{\Delta ds}{ds} = \frac{P}{EF} + \frac{M}{EFr}$ hergeleitet und kann daher benutzt werden, um von der Einzellast durch Einführung entsprechender Werthe und Integration zwischen den entsprechenden Grenzen die Horizontalschübe, die eine streckenweise gleichmäßig vertheilte Last hervorruft, zu ermitteln.

Setzt man statt G den Werth $q \cdot dx = qr \cos \varphi d\varphi$, ferner für den von φ unabhängigen Nenner die Bezeichnung N , so wird

$$H = \frac{qr}{N} \int_{\varphi}^{\alpha} [\sin^2 \alpha - \sin^2 \varphi + 2 \cdot \cos \alpha (\cos \varphi - \cos \alpha) - 2(1 + \kappa) \cos \alpha (\alpha \sin \alpha - \varphi \sin \varphi)] \cos \varphi d\varphi.$$

Das Integral läßt sich zerlegen, wie folgt:

$$H = \frac{qr}{N} \left[\frac{1}{3} \int_{\varphi}^{\alpha} (\sin^2 \alpha - 2 \cos^2 \alpha) f \cos \varphi d\varphi - \frac{2}{4} \int_{\varphi}^{\alpha} \sin^2 \varphi \cdot \cos \varphi d\varphi + \frac{2 \cos \alpha \int_{\varphi}^{\alpha} \cos^2 \varphi d\varphi - 2(1 + \kappa) \cos \alpha \cdot \alpha \cdot \sin \alpha \int_{\varphi}^{\alpha} f \cos \varphi d\varphi}{5} + \frac{2(1 + \kappa) \cos \alpha \int_{\varphi}^{\alpha} f \varphi \cdot \sin \varphi \cdot \cos \varphi d\varphi}{5} \right]$$

oder durch Vereinigung von 1 und 4, wenn gleichzeitig der Coefficient des Gliedes $f \cos \varphi d\varphi$:

$$\sin^2 \alpha - 2 \cos^2 \alpha - 2(1 + \kappa) \cos \alpha \cdot \alpha \cdot \sin \alpha = A$$

gesetzt wird,

$$5) H = \frac{qr}{N} \left[\frac{I}{III} \int_{\varphi}^{\alpha} A f \cos \varphi d\varphi - \frac{II}{IV} \int_{\varphi}^{\alpha} f \sin^2 \varphi \cos \varphi d\varphi + \frac{2 \cos \alpha \int_{\varphi}^{\alpha} \cos^2 \varphi d\varphi + 2(1 + \kappa) \cos \alpha \int_{\varphi}^{\alpha} f \varphi \sin \varphi \cos \varphi d\varphi}{5} \right].$$

Die Lösung der Integrale ergibt für

$$I. \int_{\varphi}^{\alpha} A f \cos \varphi d\varphi = (\sin \alpha - \sin \varphi) A.$$

$$II. - \int_{\varphi}^{\alpha} f \sin^2 \varphi \cos \varphi d\varphi = -\frac{1}{3} (\sin^3 \alpha - \sin^3 \varphi).$$

$$III. + 2 \cos \alpha \int_{\varphi}^{\alpha} \cos^2 \varphi d\varphi = 2 \cos \alpha \int_{\varphi}^{\alpha} \left(\frac{1}{2} \sin \varphi \cos \varphi + \frac{\varphi}{2} \right) d\varphi = 2 \cos \alpha \left(\frac{1}{2} \sin \alpha \cos \alpha - \frac{1}{2} \sin \varphi \cos \varphi + \frac{\alpha}{2} - \frac{\varphi}{2} \right) = \cos \alpha [\sin \alpha \cos \alpha - \sin \varphi \cos \varphi + (\alpha - \varphi)].$$

$$IV. + 2(1 + \kappa) \cos \alpha \int_{\varphi}^{\alpha} f \varphi \sin \varphi \cos \varphi d\varphi = 2(1 + \kappa) \cos \alpha \int_{\varphi}^{\alpha} \frac{1}{2} (2\varphi \sin^2 \varphi - \varphi + \sin \varphi \cos \varphi) d\varphi = \frac{(1 + \kappa) \cos \alpha}{2} (2\alpha \sin^2 \alpha - \alpha + \sin \alpha \cos \alpha - (2\varphi \sin^2 \varphi - \varphi + \sin \varphi \cos \varphi)).$$

Wird $\varphi = \alpha$ gesetzt, so ergibt Gleichung 5 die von Winkler unter 157 im §. 324 ausgerechnete Form für

(Fortsetzung auf S. 20.)

	18° 39'	18°	15°	12°	9°	6°	3°	0	-3°	-6°	-9°	-12°	-15°	-18°	-18° 39'
--	---------	-----	-----	-----	----	----	----	---	-----	-----	-----	------	------	------	----------

Ausdruck I in Formel 5. $A(\sin \alpha - \sin \varphi)$

1) $\sin \varphi$	0,3197862	0,3090170	0,2588190	0,2079117	0,1564345	0,1045287	0,0523359	-0,0001437	-0,0523359	-0,1045287	-0,1564345	-0,2079117	-0,2588190	-0,3090170	-0,3197862
2) $\sin \alpha - \sin \varphi$	0,0	0,0107692	0,0609672	0,1118745	0,1633317	0,2152575	0,2674503	0,3197862	0,3721221	0,4243149	0,4762207	0,5278979	0,5793032	0,6304524	0,6812624
3) $\log(\sin \alpha - \sin \varphi)$	$-\infty$	8,0321835	8,7509662	9,0487311	9,2131237	9,3329588	9,4272431	9,5048598	9,5706854	9,6276883	9,6778982	9,7233853	9,7639823	9,7985147	9,8058898
4) $\log A(\sin \alpha - \sin \varphi)$	= Zeile 3														
5) Werth des Ausdruckes I	0,0000000	0,0203589	0,1152569	0,2114963	0,3088129	0,4069397	0,5056090	0,6048490	0,7034887	0,8021582	0,9002848	0,9989570	1,0988405	1,1887388	1,2690981

Ausdruck II $\frac{1}{3}(\sin^3 \alpha - \sin^3 \varphi)$

6) $\sin^3 \varphi$	0,0327024	0,0295685	0,0173376	0,0089875	0,0038282	0,0014421	-0,0008822	-0,0008822	-0,0008822	-0,0008822	-0,0008822	-0,0008822	-0,0008822	-0,0008822	-0,0008822
7) $\sin^3 \alpha - \sin^3 \varphi$	0,0327024	0,0327024	0,0327024	0,0327024	0,0327024	0,0327024	0,0327024	0,0327024	0,0327024	0,0327024	0,0327024	0,0327024	0,0327024	0,0327024	0,0327024
8) $\frac{1}{3}(\sin^3 \alpha - \sin^3 \varphi)$	0,0000000	0,0000000	0,0000000	0,0000000	0,0000000	0,0000000	0,0000000	0,0000000	0,0000000	0,0000000	0,0000000	0,0000000	0,0000000	0,0000000	0,0000000
9) Ausdruck I + II = Zeile (5 + 8)	0,0000000	0,0203589	0,1152569	0,2114963	0,3088129	0,4069397	0,5056090	0,6048490	0,7034887	0,8021582	0,9002848	0,9989570	1,0988405	1,1887388	1,2690981

Ausdruck III $\cos \alpha(\sin \alpha \cos \varphi + \alpha - \varphi)$

10) $\arcsin \varphi$	0,3255039	0,3141593	0,2617994	0,2094395	0,1570796	0,1047198	0,0523599	0,0000000	-0,0523599	-0,1047198	-0,1570796	-0,2094395	-0,2617994	-0,3141593	-0,3255039
11) $\alpha - \varphi$	0,0000000	0,0113446	0,0637045	0,1160044	0,1684243	0,2207841	0,2731440	0,3255039	0,3778638	0,4302237	0,4825835	0,5349434	0,5873033	0,6396632	0,6510078
12) $\sin \varphi \cdot \cos \varphi$	0,3029942	0,2938927	0,2500000	0,2033683	0,1545085	0,1039539	0,0522644	0,0000000	-0,0522644	-0,1039539	-0,1545085	-0,2033683	-0,2500000	-0,2938927	-0,3029942
13) $\sin \alpha \cos \alpha - \sin \varphi \cos \varphi$	0,0000000	0,0091015	0,0523942	0,0996259	0,1484857	0,1990403	0,2507298	0,3029942	0,3552586	0,4069481	0,4575027	0,5063625	0,5529942	0,5968869	0,6059884
14) $(\alpha - \varphi) + \sin \alpha \cdot \cos \alpha - \sin \varphi \cdot \cos \varphi$	0,0000000	0,0204461	0,1166987	0,2156903	0,3169400	0,4198244	0,5238738	0,6284981	0,7331224	0,8377178	0,9402862	1,0413059	1,1402975	1,2365501	1,2569962
15) \log des Ausdruckes in Zeile 14	$-\infty$	8,3106105	9,0670660	9,3338906	9,5009359	9,6206777	9,7192267	9,7983040	9,8651765	9,9228146	9,9731677	0,0175864	0,0570278	0,0922116	0,0993354
16) Zeile 15 + $(\log \cos \alpha = 9,9765745)$	0,0000000	8,2871850	9,0436405	9,3104051	9,4775104	9,5996422	9,6985012	9,7748785	9,8417510	9,8993891	9,9497422	9,9941558	0,0335926	0,0687861	0,0759085
17) Werth des Ausdruckes III	0,0000000	0,0193725	0,1105708	0,2043643	0,3002369	0,3977794	0,4963650	0,5954954	0,6942660	0,7932115	0,8907220	0,9866267	1,0804200	1,1716181	1,1909905

Ausdruck IV $(1 + x) \cos \alpha [2a \sin^2 \alpha - \alpha + \sin \alpha \cos \alpha - (2\varphi \sin^2 \varphi - \varphi + \sin \varphi \cos \varphi)]$

18) $\sin^2 \varphi$	0,0299996	0,0175372	0,0095536	0,0038440	0,0014445	0,0001434	0,0001434	0,0001434	0,0001434	0,0001434	0,0001434	0,0001434	0,0001434	0,0001434	0,0001434
19) $2\varphi \sin^2 \varphi$	0,0599992	0,0350744	0,0181072	0,0076880	0,0032890	0,0014340	0,0002888	0,0002888	0,0002888	0,0002888	0,0002888	0,0002888	0,0002888	0,0002888	0,0002888
20) $\sin \varphi \cos \varphi$	0,2938927	0,2500000	0,2033683	0,1545085	0,1039539	0,0522644	0,0000000	0,0000000	0,0000000	0,0000000	0,0000000	0,0000000	0,0000000	0,0000000	0,0000000
21) $2\varphi \sin^2 \varphi + \sin \varphi \cdot \cos \varphi$	0,3538919	0,2850744	0,2214755	0,1621965	0,1062429	0,0525512	0,0000000	0,0000000	0,0000000	0,0000000	0,0000000	0,0000000	0,0000000	0,0000000	0,0000000
22) $2\varphi \sin^2 \varphi + \sin \varphi \cdot \cos \varphi - \varphi$	0,0397326	0,0232750	0,0120360	0,0051169	0,0015231	0,0001913	0,0001913	0,0001913	0,0001913	0,0001913	0,0001913	0,0001913	0,0001913	0,0001913	0,0001913
23) $\int (2\varphi \sin^2 \varphi + \sin \varphi \cos \varphi - \varphi)$	0,0043319	0,0207895	0,0320285	0,0389476	0,0425414	0,0438732	0,0440645	0,0440645	0,0440645	0,0440645	0,0440645	0,0440645	0,0440645	0,0440645	0,0440645
24) \log des Werthes in Zeile 23	7,6866784	8,3178441	8,5055366	8,5904807	8,6288118	8,6440889	8,6440889	8,6440889	8,6440889	8,6440889	8,6440889	8,6440889	8,6440889	8,6440889	8,6440889
25) Zeile 23 + $\left[\log \frac{(1+x) \cos \alpha}{2} = 9,0755704 \right]$	7,3122488	7,9934145	8,1811071	8,2660511	8,3043822	8,3178197	8,3197066	8,3197066	8,3197066	8,3197066	8,3197066	8,3197066	8,3197066	8,3197066	8,3197066
26) Werth des Ausdruckes IV	0,0020523	0,0098495	0,0151742	0,0184523	0,0201550	0,0207860	0,0208766	0,0208766	0,0208766	0,0208766	0,0208766	0,0208766	0,0208766	0,0208766	0,0208766
27) Summe III + IV Zeile 17 u. 26	0,0214248	0,1204203	0,2195855	0,3187312	0,4179344	0,5171510	0,6163720	0,7155932	0,8148097	0,9140228	1,0132386	1,1124566	1,2116786	1,3109046	1,3991346
28) I + II + III + IV	0,0000013	0,0000418	0,0001372	0,0002886	0,0004846	0,0006891	0,0009222	0,0011558	0,0013700	0,0015611	0,0017041	0,0018031	0,0018431	0,0018431	0,0018431
29) \log des Werthes in Zeile 28	4,1139434	0,6211763	6,1373541	6,4527062	6,6853834	6,8328222	6,9645251	7,0623827	7,1367306	7,1934307	7,2314951	7,2560198	7,2655489	7,2655489	7,2655489
30) $\log \left[\frac{q'}{N} (I + II + III + IV) \right]$	9,5659077	1,0731396	1,5893174	1,9946695	2,1373467	2,2902455	2,4167884	2,5148460	2,5886839	2,6453940	2,6894584	2,7079881	2,7177007	2,7177007	2,7177007
31) Horizontalschub in Tonnen	0,308	11,834	38,843	80,291	137,198	195,095	261,089	327,225	387,868	441,971	482,457	510,485	521,810	522,036	522,036

den Horizontalschub bei voller gleichmäßig auf die Horizontalprojection vertheilter Belastung. Rechnet man die Functionen des Winkels α und des Ausdrucks x darstellenden Coefficienten der variablen f(φ) aus, so ergeben sich: 1: N = 2(α - 3 sin α cos α + 2(1+x)α cos² α) und x = W / Fr², wie folgt: Der Querschnitt des Bogens hat in der oberen Gurtung 857 qcm, in der unteren 701 qcm; bei 260 cm Abstand der neutralen Axen der Gurtungsflächen wird daher (cfr. Winkler §. 222 Nr. 118):

W = (857 · 701 · 260²) / (857 + 701) = 26 000 000, Fr² = 1558 · 16730² = 435 000 000 000 rot.,

x = 26 / 435000 = 0,00006; α = 18° 39' = 0,3255039; -3 sin α cos α = -0,9089826; 2(1+x)α cos² α = 0,5844685; +0,9099724; -0,9089826; 0,0009898 · 2 = Nenner = 0,0019796 = num. 7,2965774; Ausdruck A · sin² α - 2 cos² α - 2(1+x) cos α · α · sin α; sin² α = 0,10226326; -2 cos² α = -1,7954737; -2(1+x)α cos α sin α = -0,1972634; -1,9927371

A = -1,8904738 = num. 0,2765717; Coefficient von III 2 · cos α = 1,8949296; Coefficient von IV (1+x)/2 cos α = 0,4737331 = num. 9,6755704; Erster Theil d. Klammer in IV 2α sin² α = 0,0665742; + sin α cos α = 0,3029942; 0,3695684; -α = -0,3255039; 2α sin² α + sin α cos α - α = 0,0440645; Zur Berechnung der Horizontalschübe sind die ff(φ) für φ = ±3° ± 6° ± 9° ± 12° ± 15° ± 18° und ± 18° 39' bestimmt und in 5 eingesetzt worden. Die meisten der ff(φ) sind in der dem Winkler'schen Werke angehängten Tabelle zu finden.

(Es sei nur auf den Druckfehler aufmerksam gemacht, wonach daselbst sin 18° fälschlich = 0,3091070 statt 0,3090170 aufgeführt ist). Die Ausrechnung der Horizontalschübe ist auf Seite 19 zusammengestellt so, daß die Operationen von Zeile zu Zeile auf einander folgen und dadurch die Revision erleichtern.

Durch Einsetzung der Horizontalschübe und ihrer bezüglichen Auflagerreactionen in die Gleichungen 1 bis 3 sind nun für die Bogenpunkte ± 3° ± 6°, etc. die verschiedenen Tangential-(P), Transversalkräfte (Q) und Biegunsmomente (M) ausgerechnet und in der folgenden Tab. A zusammengestellt.

Tabelle A.

Tangentialkräfte, Radialkräfte und Biegunsmomente Bogen bei mobiler und permanenter Belastung.

Table with columns for angle φ, horizontal distance h-y, vertical distance a-x, sin φ, cos φ, and various force and moment values (P, Q, M) for different angles from 18° 39' down to 0°.

Ermittlung der Gurtungsquerschnitte. Es bezeichnen f1 den Querschnitt der oberen Bogen-gurtung in qcm, f2 den der unteren Gurtung, l1 und l2 den Abstand der Gurtungsschwerpunkte von der Stützlinie, e die Entfernung der Stützlinie von der Bogenaxe, so ist (cfr. Winkler §. 295. 3).

6) f1 = Pl2 / hk = P / hk (a/2 + e) = P / hk (a/2 + M/P) = 1 / hk (P a/2 + M); 6a) f2 = Pl1 / hk = 1 / hk (P a/2 - M).

Da die Berechnung der Horizontalschübe einen constanten Querschnitt des Bogens voraussetzt, und ein solcher

auch in der Construction beibehalten worden ist, so dienen die Gleichungen für f1 und f2 zur Bestimmung der Anstreichungen k1 und k2 der oberen und unteren Gurtung bei wechselnden P und M.

Es sind dabei die vollen P und M zu berücksichtigen, also die Tangentialkräfte, welche durch das Eigengewicht erzeugt werden, addirt zu denen, welche die mobile Last hervorruft. Das Gleiche gilt von den Biegunsmomenten. Die Tabelle A giebt unter der Bezeichnung M und P die aus der mobilen Belastung hervorgehenden Biegunsmomente und Tangentialkräfte; in der letzten Zeile die Werthe derselben bei alleiniger Einwirkung des Eigengewichts.

Die M sind auf Blatt 11 Fig. 1 auf der abgewinkelten Bogenmitte als Axe durch Ordinaten in den betreffenden

Bogenpunkten verzeichnet. Die Endpunkte der für eine Belastungsart zusammengehörigen Ordinaten sind durch eine volle Linie verbunden, welche in der belasteten Strecke stärker als in der unbelasteten ausgezogen ist. — Fig. 1 auf Blatt 11 ist gleichsam die Horizontalprojection der Momentencurven.

In Fig. 1 auf Blatt 12 sind dieselben Werthe in ihrer Verticalprojection dargestellt, indem die verschiedenen weit belastet gedachten Bogenaxen um die Differenz ihrer belasteten Strecken von einander entfernt aufgetragen sind.

Die Werthe der P und M sind an den betreffenden Punkten eingetragen. So bedeuten z. B. die beiden Zahlen 375 (fett und stehend) und 964 (in gewöhnlicher Schrift), welche am Kreuzungspunkte der durch -12° bezeichneten

Horizontalen mit der +9° bezeichneten Verticalen eingeschrieben sind, daß bei einer Belastung des Bogens vom linken Auflager bis 12° rechts vom Scheitel (-12°) in dem 9° vom Scheitel abstehenden Bogenschnitte eine Tangentialkraft P von 964 t wirkt und ein den Bogen nach unten durchbiegendes Moment auftritt von 375 Meter-t.

In dem so hergestellten Netze sind die Punkte, welche gleiche Biegunsmomente bei den verschiedenen Belastungen aufweisen, durch volle fette resp. volle dünne Linien verbunden. Sie steigen von 100 zu 100 m. Die Punkte, welche gleiche Tangentialkräfte aufweisen, sind von 50 zu 50 t durch Linien verbunden. Da nun nach Formel 6 und 6 a

1. Anstrengungen der oberen Gurtung (856 gem Querschnitt).

	18° 39'	18°	15°	12°	15°	12°	9°	6°	6°	3°	3°	0°
1 σ_p max	290	290	320	290	305	320	340	350	356	360	366	360
2 σ_x max	0	3	25	70	75	75	97	75	36	8	8	8
3 σ_x min	330	332	350	420	450	450	450	450	420	390	390	390
4 $\sigma_p + n\sigma_x$ max	330	333	375	490	525	525	547	525	456	398	398	398
5 $\sigma_p + n\sigma_x$ min	1445	1450	1530	1790	1925	1925	1915	1925	1826	1725	1725	1725
6 $n(\sigma_x \text{ max} - \sigma_x \text{ min})$	1155	1165	1312	1715	1838	1838	1915	1838	1596	1393	1393	1393
7 $\Delta = \frac{\sigma_p + n\sigma_x \text{ max} - \sigma_p + n\sigma_x \text{ min}}{n(\sigma_x \text{ max} - \sigma_x \text{ min})}$	0,8	0,804	0,860	0,96	0,96	0,96	1,0	0,96	0,884	0,81	0,81	0,81
8 k aus dem positiven Curvenaste	2420	2410	2320	2180	2180	2180	2120	2180	2300	2400	2400	2400
9 in tons $P_p + nP_x$ min bei $f = 856,44$	1236	1240	1310	1532	1650	1650	1640	1650	1563	1476	1476	1476
10 Danach sollte fürs absolute Maximum f sein = gem	510	515	565	703	756	756	774	756	680	615	615	615
$\sigma_p + \sigma_x$ min, wirkliche Spannung des Querschnittes von 856,44 gem	620	622	655	740	800	800	790	800	776	750	750	750
Theoretisches σ max, wenn für f die Werthe der Col. 10 angeführt würden	1038	1034	993	900	903	903	875	903	978	1040	1040	1040

2. Anstrengungen der unteren Gurtung (700 gem Querschnitt).

	18° 39'	18°	15°	12°	9°	6°	3°	0°
1 σ_p max	350	350	320	290	270	250	240	230
2 σ_x max	0	30	150	220	220	170	50	100
3 σ_x min	400	410	520	580	540	440	310	270
4 $\sigma_p + n\sigma_x$ max	400	440	570	800	760	610	360	170
5 $\sigma_p + n\sigma_x$ min	350	245	205	480	500	345	65	380
6 $n(\sigma_x \text{ max} - \sigma_x \text{ min})$	1400	1540	2345	2800	2660	2135	1260	595
7 $\Delta = \frac{\sigma_p + n\sigma_x \text{ max} - \sigma_p + n\sigma_x \text{ min}}{n(\sigma_x \text{ max} - \sigma_x \text{ min})}$	4,0	6,3	11,5	5,33	5,33	6,19	19,4	1,02
8 k conf. bei den unterstrichenen Δ benutzt	560	350	189	380	420	360	111	2050
9 n ist positives Δ benutzt	800	560	70	290	330	250	280	2290
10 $(\sigma_p + n\sigma_x \text{ max}) (f = 700) / 1000$ Kraft in Tonnen	245	172	143	336	350	241	46	406
11 $\sigma_p + n\sigma_x$ min	1750	1785	2140	2320	2160	1790	1325	1175
12 $(\sigma_p + n\sigma_x \text{ min}) f^{1/1000}$	1225	1250	1498	1624	1512	1253	928	823
13 $\Delta = \frac{\sigma_p + n\sigma_x \text{ max} - \sigma_p + n\sigma_x \text{ min}}{n(\sigma_x \text{ max} - \sigma_x \text{ min})}$	0,86	0,86	1,1	1,21	1,23	1,19	0,95	0,51
14 k der positiven Curve für die negativen Δ der vorigen Zeile	2420	2320	1970	1830	1820	1860	2190	2880
15 danach sollte f sein für das absolute max	506	540	760	888	830	673	424	286
16 $\sigma_p + \sigma_x$ min wirkliche Spannung im Querschnitt von 700,44 gem	750	760	840	870	810	690	550	500
Theoretisches σ max tritt ein, wenn die Querschnitte der Col. 14 angeführt würden	1037	986	772	686	683	715	910	1225

die Querschnitte der Gurtungen bei constanter Spannung, bzw. die Spannungen bei constantem Querschnitte nicht direct von P , sondern von $P \frac{a}{2}$ abhängen, so ist zwischen das Netz der P ein punktirtes Netz für den um je 100 Metertons wechselnden Werth der $P \frac{a}{2}$ (wo $\frac{a}{2} = 1$ gesetzt ist) interpolirt. So sind die gezeichneten Linien die Verbindung der Punkte, welche gleiche Werthe für $(-P \frac{a}{2} - M)$ aufweisen, die gezeichneten Linien Verbindungen der Punkte, welche gleiche $(-P \frac{a}{2} + M)$ haben.

Die Verticalprojection des maafsstäblich aufgetragenen bezw. Curven-Netzes liefert die Umhüllungscurve der größten Werthe $(-P \frac{a}{2} \pm M)$, wie sie in Fig. 2 auf Blatt 11 aufgezeichnet ist. Die Maafsstäbe in dieser Figur haben ein solches Verhältniß, daß für die obere Gurtung 1000 k einem Werthe $(-P \frac{a}{2} - M)$ von $f \cdot h = 2,6 \cdot 856,44 = 2230$ entsprechen. Für die untere Gurtung ist $1000 k = 700,44 \cdot 2,6 = 1820$.

Will man für die Bestimmung der zulässigen Anspannung die Grenzen der auftretenden Spannungen um die Ruhelage mit berücksichtigen (cfr. Schäffer, Zeitschr. f. Bauwesen 1874), so kann man statt der Kräfte P_p, P_π etc. die Spannungen σ_p, σ_π etc. setzen und daraus die zulässige Anstrengung k bestimmen. Der von Schäffer angegebene Coefficient, welcher den Stößen der Verkehrslast Rechnung trägt, ist mit 3,5 wohl sehr hoch gegriffen, mag aber für die obere Gurtung des Bogens, welche wenigstens im Scheitel diesen Einflüssen direct ausgesetzt ist, gerechtfertigt sein; für die untere Gurtung möchte ein Coefficient 2,5 hinreichend erscheinen, und sind die demselben entsprechenden Werthe in der Tabelle der Spannungen der unteren Gurtung mit aufgeführt.

Die übrigen Werthe entsprechen den im angezogenen Aufsätze von Schäffer eingeführten Rechnungsgrößen, nur daß

in allen Fällen, in welchen es thunlich war, statt der Kräfte, die aus Fig. 3 des Blattes 11 ersichtlichen Spannungen pro qcm eingeführt sind.

Einfluß der Temperatur.

In dem Folgenden sind die von Winkler in seinen §§. 357 u. f. gebrauchten Bezeichnungen beibehalten.

Es wird bei einer Ueberschreitung der mittleren Temperatur um t Grad Celsius die Längenänderung von Schmiedeeisen $O_{,0000118}$ der Länge betragen.

Der durch die Längenveränderung bedingte Horizontalschub (cfr. 309 §. 364) ist

$$H = - \frac{2EW\epsilon t \sin \alpha}{r^2[(\alpha - 3 \sin \alpha \cdot \cos \alpha + 2\alpha \cos^2 \alpha) + 2\kappa \alpha \cos^2 \alpha]}$$

wird r als $f(h)$ dargestellt, wo h die Sehnenhöhe des Bogens bedeutet, so wird

$$H = - \frac{EW\epsilon t}{h^2} \cdot \frac{2 \sin \alpha (1 - \cos \alpha)^2}{\alpha - 3 \sin \alpha \cos \alpha + 2(1 + \kappa) \alpha \cos^2 \alpha}$$

Die von Winkler mit κ bezeichnete $f(\alpha)$ berechnet sich zu 1,78167. $E\epsilon t = 24,07 \cdot t$ (cfr. §. 357 Winkler). t , die Abweichung von der mittleren Temperatur, zu 30° C. angesetzt: $E = 2040000$, wird $E\epsilon t = 722,1$. Es ist dann

die Anstrengung des Materiales $N = \frac{H \cdot e \cdot a}{w}$, worin $e =$

dem Abstände der neutralen Schicht des Bogens von der Richtung des Horizontalschubes, a den Abstand der äußersten Faser von der Bogenaxe bedeutet. In der Rechnung ist bisher die neutrale Schicht als mit der Bogenaxe zusammenfallend betrachtet worden. Es soll das auch hier geschehen, dann aber a als Abstand der äußersten Faser mit seinen wirklichen Werthen 128 cm für die obere, 155 cm für die untere Gurtung eingeführt werden. Es wird nun bei einem Hinabgehen der Temperatur unter die mittlere die dadurch erzeugte Spannung in der oberen Gurtung

$$N_o = \frac{1,78167 \cdot 722,1 \cdot 128}{878,5^2} e = 0,21338 e, \text{ in der unteren Gurtung}$$

$$N_u = \frac{1,78167 \cdot 722,1 \cdot 155}{878,5^2} e = 0,25839 e.$$

l entspricht den in Tabelle A aufgeführten Werthen $h - y$ und es wird

	im Querschnitt 0°	3°	6°	9°	12°	15°	18°	18° 39' v. Scheitel
die durch Temperaturunterschiede erzeugte Spannung der oberen Gurtung bei 30° unter dem Mittel	$h-y=878,5$ cm 187 kg	855,6 183	786,9 168	672,5 144	512,9 110	308,4 66	59,7 13	0 0
desgl. der unteren Gurtung bei 30° über dem Mittel	227	222	204	174	133	80	16	0
im Mittel	207	202	102	87	66	40	8	0
								pro qcm

Die Winddruck-Verhältnisse. (Blatt 13.)

Die Einwirkung des Windes auf die Brückenconstruction setzt sich aus folgenden Factoren zusammen:

Befindet sich ein Zug auf der Brücke, so beträgt die durchschnittliche Wagenhöhe über Schienenoberkante 3,25 m; von diesen bieten jedoch nur 2,2 m dem Winde Widerstand. In der Richtung des Geleises sind ebenso die Pufferlängen mit $\frac{1}{6}$ der Wagenlänge abzuziehen. Der vom Winde gedrückte Zug greift also die Horizontalconstruction mit $\frac{5}{6} \cdot 2,2 p = 1,83 p$ an, wo p den Windruck pro qm bedeutet. Dieser wird mit 125 kg pro qm genügend berücksichtigt. Die Fahrbahn von Schienenträger-Unterkante bietet dem Winde eine Fläche von 0,75 m Höhe, also pro lfd. m 0,75 p .

Die obere und untere Bogengurtung wird mit 0,8 p in Rechnung gestellt. Der Druck auf die Fahrbahnstützen wird

auf Fahrbahn und obere Bogengurtung vertheilt in der Strecke von 11,346 m vom Scheitel bis zum Auflager. In dieser Strecke wirken auf das Feld, welches die längste Fahrbahnstütze von 7,6 m Länge hat, bei einer Breitereannahme von 0,4 m

$$\frac{0,4 \cdot 7,6 \cdot p}{2 \cdot 2,27} = \text{rot. } 0,67 p \text{ pro lfd. m,}$$

welche Belastung bis 11,346 m vom Scheitel auf 0 hin abnimmt. Die Belastung der Horizontalverbände setzt sich nun aus folgenden Größen zusammen:

- 1) Winddruck auf den Zug pro lfd. m 1,83 p
- 2) - - die Fahrbahn pro lfd. m 0,75 p
- 3) - - - obere Bogengurtung p. lfd. m 0,8 p
- 4) - - - Fahrbahnstützen von 0,67 p bis 0

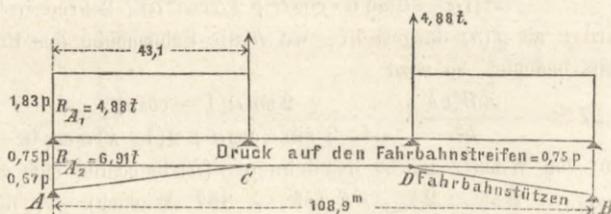
bei 11,346.
6*

Man wird ziemlich sicher annehmen können, daß sich der Druck des Windes auf die unbelastete Construction ziemlich gleichmäßig auf die 3 Horizontalverbände vertheilen wird, während der durch den Zug wirkende Druck sich ziemlich ausschließlich der Fahrbahngurtung mittheilt in der Strecke von den Auflagern bis 11,346 m vom Scheitel; der auf die 22,7 m der Mitte wird sich auf die 2 oberen Horizontalverbände vereinigen.

Die Belastung würde sich also nach der in folgenden Skizzen angegebenen Weise gestalten.

1. Horizontalverband der Fahrbahn.

Derselbe hat zwischen A und C selbstständige Gurtung, bei C und D (Knotenpunkt 5) ist sie durch Nietung mit der



oberen Bogengurtung verbunden, so daß auf letztere in C und D die aus den Stücken AC und DB in C und D auftretende Auflagerreaction wirkt.

$$\text{Es ist } R_{A1} = \frac{1,83 \cdot p \cdot 43,1}{2} = 4,88 \text{ t.}$$

$$M_{max} \text{ in der Mitte zwischen A und C beträgt } \frac{(1,83 \cdot 0,125) 43,1^2 \cdot 100}{8} = 5310 \text{ cm t.}$$

$$F \cdot h \cdot k = 5310, \quad h = 500.$$

Die Mitte fällt zwischen Knoten 14 und 15, und hat daselbst die Windgurtung ohne Rücksicht auf den Schienenträger eine Fläche von

$$2 \cdot 40,0 \cdot 1,3 = 104 \text{ qcm und}$$

$$\text{nach Abzug von 2 Nieten} \quad 2 \cdot 2,5 \cdot 2,6 = 13 \text{ -}$$

$$91 \text{ qcm,}$$

$$\text{wonach } k = \frac{5310}{500 \cdot 91} = 0,117 \text{ t wird.}$$

Der Druck auf den Fahrbahnstreifen erfordert eine Gurtung zwischen A und B und wird dieselbe, wie vorstehend verzeichnet, belastet

$$R_{A2} = \frac{0,75 \cdot 0,125 \cdot 108,9}{2} + \frac{0,67 \cdot 43,1 \cdot 0,125}{2} = 6,91 \text{ t.}$$

Bei C ist die Transversalkraft

$$V_c = 6,91 - 43,1 \cdot 0,125 \left(0,75 + \frac{0,67}{2} \right) = \text{rot. } 1,05 \text{ t.}$$

$$M_{2max} = R_{A2} \cdot \frac{108,9}{2} \cdot 100 - 0,75 \cdot 0,125 \cdot \frac{54,45^2}{2} \cdot 100 - \frac{0,67 \cdot 43,1 \cdot 0,125}{2} \left(54,45 - \frac{43,1}{3} \right) \cdot 100$$

$$= \text{rot. } 16370 \text{ cm t.}$$

Das Moment im Punkte C beträgt

$$M_c = 6,91 \cdot 43,1 \cdot 100 - 0,75 \cdot 0,125 \cdot \frac{43,1^2}{2} \cdot 100 - \frac{43,1 \cdot 0,67 \cdot 0,125}{2} \cdot 43,1 \cdot \frac{2}{3} \cdot 100$$

$$= \text{rot. } 15840 \text{ cm t.}$$

$$\text{Es wird also } k_c = \frac{15840}{F \cdot h}.$$

F beträgt beim Knoten 5

$$50,0 \cdot 2,6 = 130 \text{ vermindert um}$$

$$2 \text{ Nietlöcher} = 13$$

$$117 \text{ qcm.}$$

$$k_c = \frac{15840}{117 \cdot 500} = 0,271 \text{ t.}$$

30 m vom Auflager wird:

$$M_{30} = 6,91 \cdot 30 \cdot 100 - 30^2 \cdot \frac{0,75 \cdot 0,125}{2} \cdot 100 - \frac{1}{2} \left(0,67 + 0,67 \cdot \frac{13,1}{43,1} \right) 0,125 \cdot 30 \cdot \frac{43,1}{3} \cdot \frac{0,67 \cdot \frac{13,1}{43,1} + 2 \cdot 0,67}{0,67 \cdot \frac{13,1}{43,1} + 0,67} \cdot 100$$

= rot. 12980.

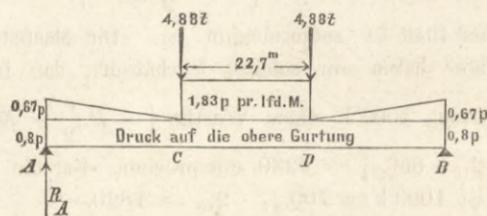
20 m vom Auflager wird:

$$M_{20} = 6,91 \cdot 20 \cdot 100 - 20^2 \cdot \frac{0,75 \cdot 0,125}{2} \cdot 100 - \frac{0,67 + 0,67 \cdot \frac{23,1}{43,1}}{2} 0,125 \cdot 20 \cdot \frac{43,1}{3} \cdot \frac{0,67 \cdot \frac{23,1}{43,1} + 2 \cdot 0,67}{0,67 \cdot \frac{23,1}{43,1} + 0,67} \cdot 100$$

= rot. 9550.

2. Horizontalverband der oberen Bogengurtung.

Der Verband wird in beistehender Weise belastet.



$$\text{Es wird } R_A = 14,12 \text{ t,}$$

$$M_{max} \text{ in der Mitte} = 47149 \text{ cm t,}$$

$$M_c = 45500 \text{ cm t, } V \text{ bei } C = 8,1 \text{ t, } M_{30} = 34320 \text{ cm t,}$$

$$M_{20} = 23840 \text{ cm t, } M_{48} = 46636 \text{ cm t.}$$

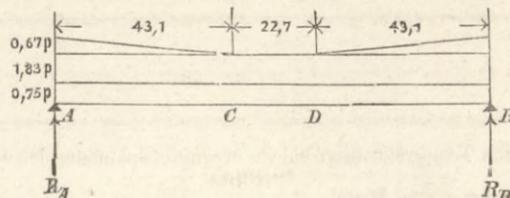
Die obere Gurtung hat einen Querschnitt von 856 qcm, so daß in der Mitte sich

$$k \text{ auf } \frac{47149}{857 \cdot 500} = 0,110 \text{ t,}$$

bei C

$$k \text{ auf } \frac{45500}{857 \cdot 500} = 0,106 \text{ t stellen würde.}$$

Unter der Annahme, daß der ganze Winddruck auf Fahrbahn und Zug durch den Horizontalverband und die Windgurtung der Fahrbahn auf die Pfeiler übertragen werde, stellt sich das Belastungsverhältniß dieses Constructionstheiles, wie nachstehend



$$R_A = 19,35, \quad M_{max} = 50140, \quad M_c = 48800,$$

$$k_m = \frac{50140}{856 \cdot 500} = 0,117 \text{ t pro qcm der oberen Gurtung,}$$

$$k_c = \frac{48800}{117 \cdot 500} = 0,835 \text{ t pro qcm der Fahrbahngurtung.}$$

$$V_c = 3,62, \quad M_{20} = \text{rot. } 29850, \quad M_{30} = \text{rot. } 40110$$

Mit Rücksicht darauf, daß niemals der gesammte Winddruck auf Zug und Fahrbahnstreifen durch die Windgurtung der Fahrbahn allein übertragen wird, ist der Coefficient 0,835 ganz unbedenklich.

Untere Gurtung allein, Belastung mit 0,8 p pro lfd. m

$$M_{max} = \text{rot. } 14300,$$

$$R_A = 5,35 \text{ t.}$$

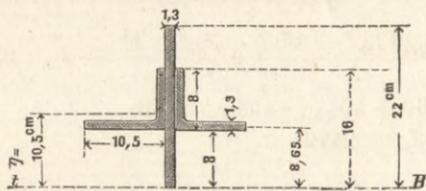
Die Steifen der Horizontalverbände.

Die Steifen der Horizontalverbände des Bogens haben einen Druck aufzunehmen, welcher sich aus der im Horizontalverbände auftretenden Schwerkraft und dem Drucke zusammensetzt, welchen die event. schiefe Belastung der

Fahrbahnstützen zur Auseinanderhaltung der beiden Bogen n6thig macht. Die Querschnitte der Steifen der oberen Gurtung w6rden am Auflager f6r den Maximaldruck von 17,12 t zu construiren sein und k6nnten nach der Mitte zu den kleiner werdenden Schwerkr6ften entsprechend abnehmen. Der Querschnitt ist jedoch in gleicher St6rke durchgef6hrt, weil nach der Mitte zu die Wahrscheinlichkeit von St6fsen durch die mobile Last w6chst.

Die untere Gurtung erh6lt Steifen von fast gleichem Querschnitt, wie die obere. Die Steifen bestehen aus einem Blech von 22 cm resp. 19 cm H6he, 1,3 cm St6rke, welches gegen das Ausknicken in der Bogenebene durch 2 Winkeleisen von $10 \cdot \frac{5}{8} \cdot 1,3$ gegurtet ist.

Steifen der oberen Gurtung, Schwerpunktslage und Tr6gheitsmoment zu AB.



$$\eta = \frac{st Mam}{F} = \frac{22^2 \cdot 1,3 \cdot \frac{1}{2} + 2 \cdot 8 \cdot 1,3 \cdot 12 + 2 \cdot 9,2 \cdot 1,3 \cdot 8,65}{22 \cdot 1,3 + 2 \cdot 8 \cdot 1,3 + 2 \cdot 9,2 \cdot 1,3} = \frac{315 + 250 + 207}{73,3} = 10,5$$

$$J_v = \frac{1,3 \cdot 22^3}{12} + \frac{2,6 \cdot 8^3}{12} + \frac{2 \cdot 9,2 \cdot 1,3^3}{12} + 22 \cdot 1,3 \cdot 0,5^2 + 2,6 \cdot 8 \cdot 1,3^2 + 2 \cdot 9,2 \cdot 1,3 \cdot 1,35^2 = 1404$$

Das Tr6gheitsmoment bezogen auf die verticale Schweraxe

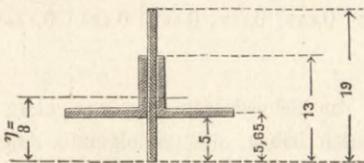
$$J_{hor} = \frac{1,3 \cdot 22^3}{12} + \frac{3,9^3 \cdot 6,7}{12} + \frac{22 \cdot 1,3^3}{12} = 1239$$

Bei den Steifen der unteren Gurtung wird die H6henlage der \angle -Eisen etwas ge6ndert und daraus

$$\eta = \frac{19^2 \cdot 1,3 \cdot \frac{1}{2} + 20,8 \cdot 9 + 23,9 \cdot 5,65}{24,7 + 20,8 + 23,9} = \frac{235 + 187,2 + 135}{69,4} = 8$$

$$J_{vert} = \frac{1,3 \cdot 19^3}{12} + \frac{2,6 \cdot 8^3}{12} + \frac{2 \cdot 9,2 \cdot 1,3^3}{12} + 24,7 \cdot 1,3^2 + 20,8 \cdot 1^2 + 23,9 \cdot 2,5^2 = 1080$$

$$J_{hor} = 1239$$



Die Anstrengung der Steife der oberen Gurtung wird nun bei 17,12 t Druck, einer Excentricit6t (b) der Kraft von 2,5 cm und unter Ber6cksichtigung des Eigengewichts

$$k = \frac{P}{q} \pm \frac{P \cdot b \cdot l}{J - \frac{Pl^2}{8E}} \pm \frac{M_p e}{J}$$

Die Steifen tragen 62 cm von der Mitte Winkeleisen von 4,5 m L6nge und 8,0/8,0 1 cm stark, welche $4,5 \times 11,857 \text{ kg} = 53,4 \text{ kg}$ wiegen.

Das Eigengewicht der Steife betr6gt

$$\text{Steg} = 22 \cdot 1,3 \cdot 0,777 = 22,2 \text{ kg}$$

$$2 \angle 10,5/8,0/1,3 = 2 \cdot 17,607 = 35,2 \text{ kg}$$

$$57,4 \text{ kg}$$

rot. 60 kg.

Die freie L6nge betr6gt 3,64 m und es wird

$$M_p = \frac{0,060 \cdot 3,64^2 \cdot 100}{8} + 0,053 \left(\frac{3,64}{2} - 0,62 \right) \cdot 100 = 10 + 6,36 = 16,36 \text{ cm t,}$$

$$k = -\frac{17,12}{73,3} - \frac{17,12 \cdot 2,5 \cdot 10,5}{1404 - \frac{17,12 \cdot 364^2}{8 \cdot 2000}} + \frac{16,36 \cdot 10,5}{1404} = -0,234 - 0,342 + 0,123 = -0,453 \text{ oder}$$

$$k = -\frac{17,12}{73,3} + \frac{17,12 \cdot 2,5 \cdot 11,5}{1404 - \frac{17,12 \cdot 364^2}{8 \cdot 2000}} - \frac{16,36 \cdot 11,5}{1404} = -0,234 + 0,391 - 0,134 = 0,023 \text{ t pro qcm.}$$

Die Steifen der unteren Gurtung sind f6r den Maximaldruck von 8,35 t ausreichend stark, indem

$$k_u = -\frac{8,35}{69,4} - \frac{8,35 \cdot 3,0 \cdot 8}{1080 - \frac{8,35 \cdot 364^2}{8 \cdot 2000}} + \frac{16,36 \cdot 8}{1080} = -0,120 - 0,198 + 0,121 = -0,197$$

$$k_0 = -\frac{8,35}{69,4} + \frac{8,35 \cdot 3,0 \cdot 11}{1080 - \frac{8,35 \cdot 364^2}{8 \cdot 2000}} - \frac{16,36 \cdot 11}{1080} = -0,120 + 0,273 - 0,167 = -0,015 \text{ t wird.}$$

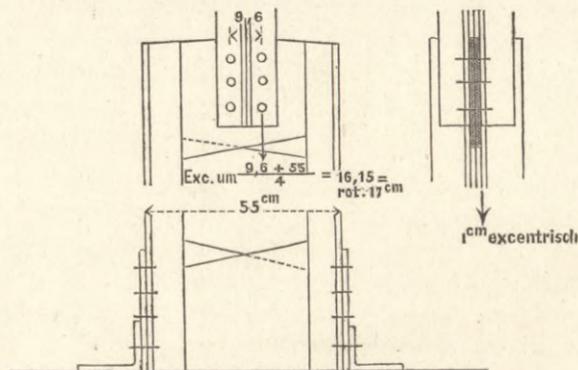
Die Fahrbahnst6tzen.

Es ist zu unterscheiden zwischen den Fahrbahnst6tzen, welche die Quertr6ger aufnehmen, und denen, welche die zwischen 2 Hauptquertr6gern liegenden Zwischentr6ger unterst6tzen.

Die Befestigung Beider, sowie die Uebertragung der Last der Quer- und Schienentr6ger auf dieselben ist gleich, nur die Dimensionen wechseln mit der Belastung. Die 4 Winkeleisen, deren Verbindung durch ein Gitterwerk hergestellt ist, sind am Kopfe und Fusse auf eine gemeinschaftliche Platte genietet. Auf die Platte am Kopf der St6tze wird die Last des Quertr6gers durch 4 Winkel von 80/80 1 cm in der Axe der St6tze 6bertragen, wodurch eine m6glichst centrische Belastung bewirkt wird. Der gr6fste Auflagerdruck des Quertr6gers betr6gt 28,1 tons. Diese wirken auf Knicken in der Ebene des Quertr6gers und der der Bogenwand, in der Ebene der Bogenwand durch die von den 6u6eren Schienentr6gern herr6hrende Last von 11,5 tons. Der Rest $28,1 - 11,5 = 16,6$ tons sucht die St6tze in der Ebene des Quertr6gers zu knicken.

Die Befestigung des Fusses auf der oberen Bogengurtung geschieht durch 2 Anschlu6sbleche, die den in der Bogenebene liegenden Schenkeln der \angle -Eisen angenietet sind.

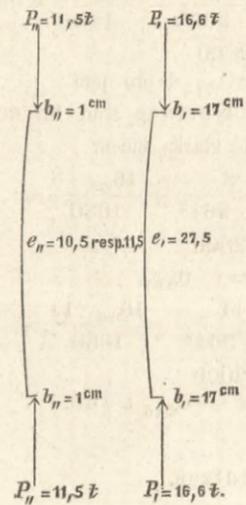
Diese Befestigungsart schliesst die M6glichkeit nicht aus, daf6 die Kraft der Last excentrisch durch die St6tze geht.



Bei einer Breite der St6tze in der Quertr6gerebene von 55 cm zwischen den \angle -Eisenschenkeln und einer Breite der St6tze von $2 \cdot 9,5 + 2 = 21$ resp. $2 \cdot 10,5 + 2 = 23$ cm in der Bogenebene, wird es ausreichend sein, wenn man die St6tze berechnet, als sei sie in der Quertr6gerebene um 17 cm excentrisch belastet.

In der Bogenebene erfolgt die Belastung h6chstens mit einer Excentricit6t von 1 cm. Es sollen nun folgende Bezeichnungen eingef6hrt werden:

J_1 das Trägheitsmoment in der Querträgerenebene,
 l_1 die Entfernung der äußersten Faser von der Mitte,
 b_1 der Hebelsarm der Last,
 P_1 die in der Querträgerenebene übertragene Last.



Dieselben Zeichen mit dem Index $_{11}$ bedeuten die entsprechenden Werthe für die Bogenebene. q ist der Querschnitt der Fahrbahnstütze. Sieht man von der Einspannung und von den Momenten an den Uebertragungspunkten der Kraft ab, so kann das Problem in nebenstehender Weise aufgefaßt werden; für die größte Anstrengung (k) in einem Punkte des Stützenquerschnitts wird dann

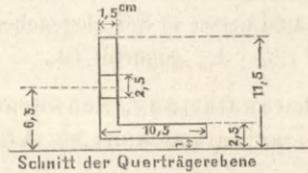
$$k = \frac{P_1 + P_{11}}{q} + \frac{P_1 b_1 l_1}{J_1 - \frac{P_1 l^2}{8E}} + \frac{P_{11} b_{11} l_{11}}{J_{11} - \frac{P_{11} l^2}{8E}}$$

Die Querschnitte und Trägheitsmomente der \angle sollen ohne Berücksichtigung der Ausrundungen berechnet, jedoch die Nietschnitte abgezogen werden.

$$q = 4 \cdot f \quad f = (2 \cdot 10,5 - 1,5) \cdot 1,5 = 29,25 \text{ qcm},$$

$$q = 4 \cdot 29,25 = 117 \text{ qcm}.$$

Trägheitsmoment zur Querträger-Ebene.



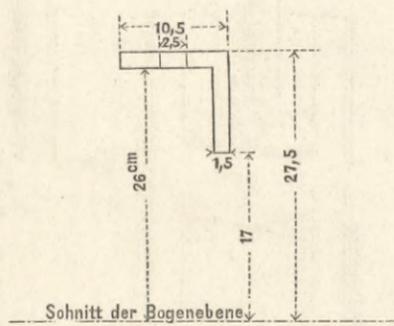
$$J_m = \frac{1,5(11,5^3 - 1^3)}{3} + 9 \frac{2,5^3 - 1^3}{3} - 1,5 \cdot 2,5 \cdot 6,5^2$$

$$= 760 + 15,75 - 158,4 = 618,$$

$$J_{11} = 4 J_m = 2472.$$

Trägheitsmoment zur Bogenebene.

	für $l =$	1 m	2 m	3 m	4 m	5 m	6 m	7 m	8 m	9 m
wird $P_1 \frac{l^2}{8E} = 16,6 \frac{l^2}{1,6} =$		10,4	41,5	93	166	259	363	508	664	840
$J_1 - P_1 \frac{l^3}{8E} =$		59670	59638	59587	59514	59421	59317	59172	59016	58840
$P_{11} \frac{l^2}{8E} = 11,5 \frac{l^2}{1,6} =$		7	29	65	115	180	259	352	460	582
$J_{11} - \frac{P_{11} l^2}{8E} =$		2465	2443	2407	2357	2282	2213	2120	2012	1890
$\frac{P_1 + P_{11}}{q} = \frac{28,1}{117} =$		0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250
$\frac{P_1 b_1 l_1}{J_1 - \frac{P_1 l^2}{8E}} =$		130	0,130	0,130	0,130	0,131	0,131	0,131	0,132	0,132
$\frac{P_{11} b_{11} l_{11}}{J_{11} - \frac{P_{11} l^2}{8E}} =$		0,050	0,054	0,055	0,056	0,058	0,060	0,063	0,066	0,070
$k_{max} =$		0,430	0,434	0,435	0,436	0,439	0,441	0,444	0,448	0,452



$$J_m = \frac{8,0}{3} (27,5^3 - 26^3) + \frac{1,5}{3} (26^3 - 17^3)$$

$$= 8589 + 6331 = 14920$$

$$J_1 = 4 \cdot 14920 = 59680.$$

Es wird

$$P_1 b_1 l_1 = 16,6 \cdot 17 \cdot 27,5 = 77,60,$$

$$P_{11} b_{11} l_{11} = 11,5 \cdot 1 \cdot 11,5 = 132.$$

Zur Beurtheilung der Tragfähigkeit der Stützen zweiter Ordnung, welche die Zwischenträger aufnehmen und

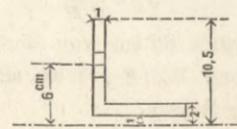
bei Annahme von Schnellzugslocomotiven etwa 12 t (genau 11,9 t) zu tragen haben, dienen folgende Angaben:

Die Ausbiegung kann nur in der Bogenebene erfolgen.

Der Hebelsarm der Last beträgt 1 cm, die entfernteste Faser ist $(9,5 + 1) \text{ cm} = 10,5 \text{ cm}$, so daß

$$P \cdot b \cdot l = 10,1 \cdot 1 \cdot 12 = 121,2 \text{ wird.}$$

Der Querschnitt des \angle -Eisens hat $(2 \cdot 9,5 - 1) \cdot 1 = 18 \text{ qcm}$.



Das Trägheitsmoment zur Querträger-Ebene.

$$J_m = 1 \cdot \left(\frac{10,5^3 - 1^3}{3} \right) + 8,5 \cdot \frac{2^3 - 1^3}{3} - 2,5 \cdot 1,6^2$$

$$= 386 + 20 - 90 = 316$$

$$J = 4 \cdot 316 = 1264$$

$$\frac{Pl^2}{8E} = 12 \cdot \frac{l^2}{1,6} = 7,5 l^2 \text{ für } l \text{ in Meter.}$$

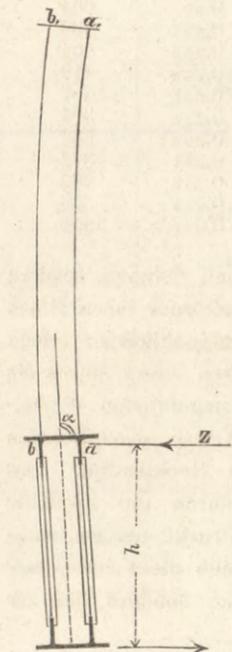
Danach wird bei einer Stützhöhe von

	1 m	2 m	3 m	4 m	5 m	6 m	7 m	8 m	9 m
$\frac{Pl^2}{8E} = \dots$	7,5	30	87	120	187	270	367	480	607
$J - \frac{Pl^2}{8E} = \dots$	1257	1234	1177	1144	1077	994	897	784	657
$\frac{Pbl}{J - \frac{Pl^2}{8E}} = \dots$	0,097	0,098	0,103	0,106	0,113	0,122	0,135	0,155	0,185
$\frac{P}{q} = \frac{12}{4 \cdot 18} = \dots$	0,167	0,167	0,167	0,167	0,167	0,167	0,167	0,167	0,167
Gesamt $k =$	0,264	0,265	0,270	0,273	0,280	0,289	0,302	0,322	0,352

Es geht daraus hervor, daß die projectirten Stärken überall genügen.

Einfluß der Fahrbahnstützen auf den Bogen.

Im Vorhergehenden sind die Fahrbahnstützen als an ihren Enden beweglich betrachtet, und ist aus diesem Verhältniß für den Fall, daß die Last, statt genau in der Axe, an einem Hebelsarme wirkend auftritt, ihre Sicherheit gegen



Knicken beurtheilt resp. ihre Anstrengung bei dieser schiefen Belastung berechnet worden.

Der Hebel, an welchem die Last wirkt, muß mit der Stütze fest verbunden sein; ist außerdem der Winkel α gesichert, so wird das Resultat sein, daß in a ein größerer Druck auf den Bogen ausgeübt wird, als in b , der Bogen sich also nach rechts neigt. Da die Befestigung der Fahrbahnstütze in b dieselbe ist, wie in a , also in Wirklichkeit eine Einspannung des Fußendes stattfindet, welche bei den Untersuchungen über die Möglichkeit des Knickens unberücksichtigt geblieben ist, so kann man die den Bogen drehende Kraft als ein Kräftepaar auffassen mit dem Hebelsarm ab . Durch die Excentricität der Last wurde oben eine durch Biegung der Querträgerebene erzeugte Spannung in a ermittelt von ppr. $0,130$ t pro qcm.

Die Kraft entspricht dann dem Querschnitte zweier Winkeleisen mit $0,130$ t pro qcm angestrengt, und wirkt dieselbe mit dem Hebelsarm = der Entfernung der Schwerpunkte der Stützengurtungen. Es ist der größte Hebelsarm = der größten Stützdimension mit 55 cm genommen worden. Der Querschnitt einer Stütze beträgt in maximo 117 qcm und daher das Kräftepaar an einem Bogen = $\frac{117}{2} \cdot 55 \cdot 0,130$.

Da dasselbe an beiden Bögen auftritt, so ist die Kraft, welche dasselbe aufhebt, aus der Gleichung zu bestimmen:
 $z \cdot h = 2 \cdot \frac{117}{2} \cdot 55 \cdot 0,130 \quad z = \frac{117 \cdot 55 \cdot 0,130}{283} = \text{rot. } 3 \text{ t.}$

Diese Kraft ist bei der Ermittlung der Stärken der Steifen des Horizontalverbandes der Bogengurtungen zu berücksichtigen.

Die Diagonalen des Bogens.

Der Bogen wird gegen die radial wirkenden Kräfte (Q) durch ein doppeltes Diagonalsystem ausgesteift. Sämmt-

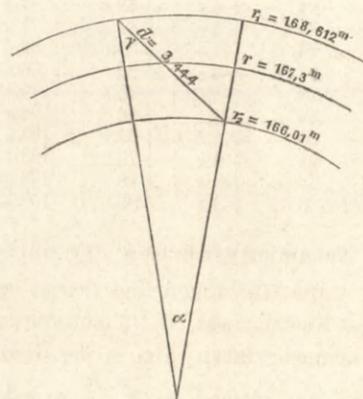
liche Diagonalen haben gleiche Länge und gleiche Neigung gegen den Radius des Bogens. Der Centriwinkel der einzelnen Felder beträgt $0^{\circ}46'18''$. Der Winkel, den die Diagonale mit dem Radius bildet, berechnet sich aus der Relation $\frac{\sin \gamma}{\sin \alpha} = \frac{166,01}{3,444}$

$$\gamma = \arcsin \left(\frac{166,01}{3,444} \sin \alpha \right) = 40^{\circ}28'47''.$$

Die in den Diagonalen auftretende Kraft wird dann

$$Q \sec \gamma = Q \cdot 1,3147.$$

Die in Tabelle A unter Q berechneten Werthe sind in Fig. II auf Blatt 12 aufgetragen, so daß die Curven die Intensität der Transversalkraft in den verschiedenen Bogenschnitten bei den betreffenden schiefen Belastungen angeben.



Kommen die aus dem Eigengewicht resultirenden Q hinzu, so ist die horizontal schraffierte Fläche von den Umhüllungscurven der Q begrenzt.

Für die Zusammenstellung der Maxima und Minima würde die Fläche $abcdef$ zu benutzen sein. Es ist also $cd = Q_{\pi} \text{ maximum} - Q_{\pi} \text{ minimum}$.

In der folgenden Tabelle sind die zulässigen Spannungen aus den Grenzen der Anstrengungen ermittelt, und ergibt sich daraus, daß 4 Winkeleisen von $9,5$ cm Seite in den Stärken von 1 cm bis $1,3$ und $1,5$ cm variirend für die Leistung genügen.

Die Diagonalen sind an den Kreuzungspunkten nicht verbunden, so daß jedes System mit den halben Bogengurtungen als selbstständig wirkend auftritt. Das Diagonalsystem, welches die Last der Querträger aufnimmt, ist den Außenseiten der verticalen Gurtungsplatten, das System für die kleinen Schienträger den Innenseiten angeietet.

Gefahr des Knickens ist für die Diagonalen nicht vorhanden.

Für die 55 Tonnen, welche am Auflager als Transversalkraft zur Wirkung kommen, genügen die 8 resp. 16 Niete bei $\frac{55 \cdot 1,3147}{4,9 \cdot 16 \cdot 2} = 0,460$ t Anstrengung vollkommen.

In den Mittelfeldern genügen 12 Niete für den Anschluß jeder Diagonale.

Q_p Schwerkraft des Eigengewichts.

Q_π „ der mobilen Belastung.

Die Werthe Q_p , $Q_\pi \max$ und $Q \min$ sind aus der Zeichnung abgelesen.

Ermittlung der Stärken der Diagonalen des Bogens aus ihren Spannungen bei alleiniger Einwirkung des Eigengewichts und bei Einwirkung der mobilen Last.

Die Fläche einer Diagonale $f = \frac{1}{2} Q_p + \frac{Q_\pi \max}{k} \cdot \sec 40^\circ 28' 47''$; $\sec 40^\circ 26' 47'' = 1,3147$.

Knotenpunkt	Q_p	Q_p maximum — Q_π minimum	$n Q_\pi$ maximum $n = 3,5$ gesetzt	$Q_p + n Q_\pi \max$ Tonnen	$\frac{\Delta}{k} = \frac{Q_\pi \max - Q_\pi \min}{Q_p + n Q_\pi \max}$	Kilogramm pro qcm	$2f = \frac{Q_p + Q_\pi \max}{k} \sec \beta$	Nettoquerschn. eines Winkelleisens qcm JL	Es kommen zur Ver- wendung 4 \angle von fol- genden Dimensionen	$Q + Q_\pi \max$	$\frac{\sigma}{k} = \frac{Q_p + Q_\pi \max}{Q_p + n Q_\pi \max}$	Größte Anspannung σ
0-1	+0,5	+89,8	157,2	157,7	1,99	1128	184	23	95/95 15 von 23,25 qm netto, 27,0 brutto	45,4	0,288	325
1-2	+1,0	+89,3	156,2	157,2	1,98	1136	182	22,8		45,6	0,29	332
3	+1,4	+88,6	155,0	156,4	1,98	1136	181	22,6		45,7	0,292	332
4	+1,8	+87,0	152,2	154,0	1,98	1136	178	22,2		45,5	0,294	334
5	+2,2	+85,0	148,8	151,0	1,97	1144	173	21,6		44,7	0,296	339
6	+2,6	+82,4	144,2	146,8	1,96	1152	167	20,9		43,8	0,298	344
7	+3,0	+79,8	139,7	142,7	1,96	1152	163	20,4		42,0	0,301	347
8	+3,5	+76,2	133,4	136,9	1,95	1160	155	19,4		41,6	0,304	353
9	+3,7	+72	126,0	129,7	1,94	1168	146	18,3		39,7	0,306	358
10	+4,0	+67,4	118,0	122,0	1,93	1176	136	17		37,7	0,309	364
11	+4,3	+62,8	109,8	114,1	1,93	1176	128	16		35,7	0,313	368
12	+4,5	+57,4	100,4	104,9	1,92	1184	116	14,5		33,2	0,317	375
13	+4,6	+52	91	95,6	1,90	1200	105	13,2		30,6	0,32	384
14	+4,7	+46,6	81,5	86,2	1,89	1208	94	11,8		28	0,325	393
15	+4,8	+41	71,6	76,4	1,88	1216	83	10,4		25,3	0,332	404
16	+4,9	+35,6	62,3	67,2	1,85	1240	72	9,0		22,7	0,338	419
17	+4,9	+38	66,5	71,4	1,87	1216	77	9,7		23,9	0,355	407
18	+4,8	+45,4	79,5	84,3	1,89	1208	92	11,5		27,5	0,326	394
19	+4,7	+54	94,4	99,1	1,91	1192	109	13,6		31,7	0,320	382
20	+4,6	+61,6	107,8	112,4	1,92	1184	125	15,6		35,4	0,314	372
21	+4,2	+70,2	123,0	127,2	1,93	1176	142	17,8		39,3	0,308	363
22	+3,8	+79	138,2	142,0	1,95	1160	161	20,1		42,3	0,298	346
22-23	+3,4	+89	155,8	159,2	1,95	1160	181	22,6		48,9	0,306	356

Zusammenführung der Gurtungen am Auflager.

Die Gurtungen des Bogens laufen vom Scheitel bis zu dem Knotenpunkt Nr. 23 einander parallel. Bei 23 werden sie zusammengeführt. Um in der Gurtung mit veränderter Richtung die gleiche Kraft $\frac{P}{2}$ zu haben, muß in der gebogenen Strecke eine radiale Kraft ausgeübt werden, deren Intensität vom Krümmungsradius und von der Bogenlänge abhängt. Es ist die Spannung in jeder Gurtung bei Uebertragung einer Tangentialkraft $P = \frac{1043}{2}$ und Annahme eines Querschnittes von 700 qcm (NB. untere Gurtung) = 0,785 pro qcm. Es wird dann die Radialkraft Q bei einem Radius von 153 cm = $\frac{0,745}{153} = 0,00487$ pro lfd. cm eines Querschnitts von 1 qcm für die vorhandenen 700 qcm, also bei einem Centriwinkel von $33^\circ 42'$ pppt. = $153 \cdot 0,5882 = 90$ cm, so daß die gesammte radiale Zugkraft $90 \cdot 0,00487 \cdot 700 = 307$ Tonnen betragen würde.

Die vier Platten, welche den Zug vermitteln, sind an der schmalsten Stelle 54 cm breit, außerdem durch ein Winkelleisen von 21 cm Breite gegürtet, so daß der Gesamtquerschnitt $4 \cdot 75 = 300$ qcm beträgt.

Wird das Biegemoment der Gurtung mit in Anspruch genommen, so stellt sich die Inanspruchnahme des Zugbandes bedeutend günstiger. Um die radiale Kraft besser aus den Gurtungen in das Zugband überführen zu können, sind die Gurtungsplatten geschlitzt, die Zugbänder durchgesteckt und über der Gurtung noch einmal durch Winkelleisen angeschlossen, so daß die Kraftübertragung in den Nietten der 8 Gurtungswinkelleisen und außerdem in den Nietten der Verticalplatten erfolgen kann.

Am Auflager folgen die Winkelleisen der Gurtungsquerschnitte (Deckwinkel) einem Kreise von 35 cm Radius, die nach demselben Kreise abgerundeten Verticalplatten säumend, während die horizontalen Gurtungsplatten an der

Biegung der Winkelleisen nicht mehr Theil nehmen, sondern vor Beginn des Kreises an den Gufsstahlkörper ihren Druck abgeben. Die Druckabgabe an den Gufsstahlkörper erfolgt also durch die aufgehenden Gurtungsplatten direct, durch die Schenkel der im Kreise von 35 cm herumgeführten Winkelleisen und durch die nach demselben Kreise abgearbeiteten Stirnen der Verticalplatten und deren Deckplatten. Das 120 cm breite Gufsstahlstück nimmt durch die sorgfältig abgearbeiteten Absätze der Backen die Drucke der Gurtungsplatten auf. Die 8 Schraubenbolzen dienen nicht zur Uebertragung von Druck aus den Gurtungen, sondern bloß zur Befestigung.

Das Auflager.

Die Uebertragung der Tangentialkraft des Bogens auf die Pfeiler erfolgt, nachdem derselbe in das gufstählerne Backenstück concentrirt worden, vermittelt eines Gufsstahlpolsters, das auf einem den Druck verbreitenden Gufseisenfusse ruht.

Das Polster ist in seiner Unterfläche länger als das Backenstück, und überträgt den aus dem Backenstück in einer Länge von 120 cm übernommenen Druck auf eine Fläche von 160 cm Länge und der Breite der oberen Fläche des Gufseisenfußes = 62 cm.

Die Auflagerfläche für das Backenstück ist genau nach dem Radius von 50 cm ausgearbeitet. In der Berührungsebene von Backenstück und Polster erfolgt die Druckübertragung und zugleich die Charnierbewegung beim Heben und Senken des Scheitels unter Lasten und bei Temperaturveränderungen. Die Schwankung der Tangente an die Bogenaxe beträgt dabei jedoch nach beiden Seiten nur $24'$. Bei der Einbringung wird das Polster, nachdem der Bogen in die der Temperatur entsprechende Lage durch geeignete Hebevorrichtungen hineingebracht ist, auf dem gleichfalls fest mit dem Pfeiler verbundenen gufseisernen Fußstücke durch Keile so gehoben, daß Backenstück und Polster sich

genau berühren. Der Zwischenraum zwischen Fußstück und Polster, der einige Centimeter nicht überschreitet, wird dann durch Eisenplatten von etwa 1 cm Stärke ausgefüllt und danach der Bogen durch Nachlassen der Hebevorrichtungen auf das Auflager gestützt.

Druck in der Auflagerfläche.

Ist k der Druck pro Flächeneinheit (hier qcm), s die Zusammendrückung im Lager, s_1 im Backenstück senkrecht zur Oberfläche, so ist (cfr. Winkler Brückenbau Heft II §. 186) der Gesamtdruck

$$1) \quad P = \frac{s_0 r l}{A + A_1} \int_{-\gamma}^{+\gamma} \cos^2 \gamma d\gamma$$

wo γ der halbe Centriwinkel der Charnierfläche, l die Länge des Lagers, r dessen Radius, $s_0 \cos \varphi = s + s_1$ ist und $A + A_1$ Werthe bedeuten, welche dem Material von Zapfen und Lager entsprechen; ferner ist

$$2) \quad k = \frac{s_0 \cos \varphi}{A + A_1}$$

$$\text{aus 1} \quad s_0 = \frac{(A + A_1) P}{r \cdot l \int_{-\gamma}^{+\gamma} \cos^2 \gamma \cdot d\gamma}$$

$$\text{ergibt sich} \quad k = \frac{P \cos \varphi}{r \cdot l \int_{-\gamma}^{+\gamma} \cos^2 \gamma d\gamma}$$

$$\int_{-\gamma}^{+\gamma} \cos^2 \gamma d\gamma = \sin \gamma \cos \gamma + \gamma$$

$$\sin (\gamma \max) = \frac{2,75}{5,00} = 0,55 = \text{ppt. } 33^\circ 22' \text{ rot. } 33^\circ$$

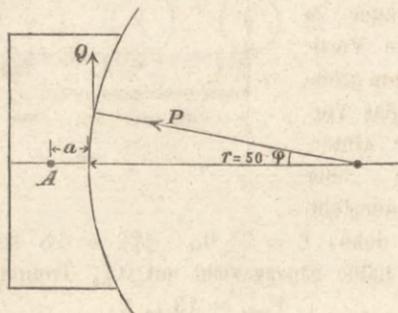
$$P = 1403 \quad l = 120;$$

$$\text{bei } \varphi = 33 \text{ ist } k = \frac{1043 \cdot 0,83867}{50 \cdot 120 (0,45677 + 0,57596)}$$

$$= 0,140 \text{ ton pro qcm.}$$

$$k \text{ max bei } \varphi = 0 \text{ ist } = \frac{1043 \cdot 1}{50 \cdot 120 \cdot 1,04273} = 0,167 \text{ t.}$$

Der radial in das Polster übertragene Druck zerlegt sich im Berührungskreise parallel und senkrecht zur Bogen tangente. Erstere Resultante liefert den vorher bezeichneten Druck von 140 resp. 167 kg pro qcm. Die zweite Resultante Q erzeugt ein Moment für die Mitte des Polsters, welches man ohne Rücksicht auf die Reibung in den Berührungsfächen, wie folgt, eintaxiren kann. Ist p der spezifische Druck senkrecht zur Charnierfläche, so ist



$P = p r d\varphi$, $Q = P \sin \varphi = p \cdot r \cdot \sin \varphi d\varphi$ das durch Q um die Axe A des Polsters hervorgerufene Biegemoment $= Q \cdot (a + r)$.

Es ist ferner

$$\text{das Momentelement} = [a + r(1 - \cos \varphi)] p r \sin \varphi d\varphi,$$

$$\text{das Gesamtmoment} = M = \int_0^{\varphi_{\max}} [a + r(1 - \cos \varphi)] p r \sin \varphi d\varphi$$

$$= p r \left[(a + r)(1 - \cos \varphi) - \frac{r}{2} \sin^2 \varphi \right]$$

$$p = \frac{1043}{2 \cdot 120 \cdot r \varphi} = \frac{1043}{240 \cdot 50 \cdot \text{arc } 33} = 0,150 \text{ t.}$$

$$M_{\max} = 0,150 \cdot 50 \left[\left(\frac{h}{2} + 50 \right) (1 - 0,83867) - 50 \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,29663 \right]$$

$$M_{\max} = \frac{h^2}{6} k.$$

Setzt man $k = 1$ Tonne pro qcm, so berechnet sich

$$h^2 = 6 \cdot 0,150 \cdot 50 \left[\left(\frac{h}{2} + 50 \right) 0,16133 - 25 \cdot 0,29663 \right]$$

$$h^2 = 45 \cdot \frac{0,16133}{2} h = 45 (50 \cdot 0,16133 - 25 \cdot 0,29663)$$

$$h^2 = \frac{7,225}{2} h = 45 \cdot 0,651 = 29,3$$

$$h = 1,81 \pm \sqrt{1,81^2 + 29,3} = 7,52 \text{ cm.}$$

Wird h , wie in der Ausführung, $= 15$ cm gesetzt, so wird

$$k = \frac{6 \cdot 0,15 \cdot 50 [(7,52 + 50) 0,16133 - 25 \cdot 0,29663]}{15^2}$$

$$= \frac{45 (9,3 - 7,42)}{225} = 0,376 \text{ t.}$$

Danach würde eine Ausführung des Polsters in Gufseisen gestattet sein. Zur Sicherheit gegen etwa vorkommende Stöße ist Gufsstahl gewählt worden. Das Polster ist 160 cm lang, während das Backenstück nur 120 cm Länge hat. Da die Unterfläche des Polsters



1043
160 · 62 = 0,105 pr. qcm
überträgt, so tritt im Polster an der Stelle, wo das Backenstück aufhört, ein Biegemoment auf

pro Centimeter Streifen $= \frac{20^2 \cdot 0,105}{2} = 21$ cm tons, welches durch das Widerstandsmoment des Centimeterstreifens $\frac{15^2}{6}$ aufzuheben ist. Es wird dann $k = \frac{6 \cdot 21}{15^2} = 0,56$ t, was unbedenklich ist.

Das Fußstück.

Das Fußstück, welches den Druck des Bogens auf den Pfeiler überträgt, lagert auf dem Pfeiler mit einer 6 cm starken Platte auf und empfängt die Belastung durch eine 5 cm starke Kopfplatte. Kopf und Fuß sind durch 3 Rippen von 4 cm Stärke, welche parallel der Druckrichtung senkrecht zur verticalen Bogenebene laufen, und durch 6 Rippen von gleicher Stärke, die der Bogenebene parallel gehen, verbunden.

Die Stabilität des Fußstückes basiert auf genauer Montierung, besonders darauf, daß die Auflagerfläche genau senkrecht auf der Bogenebene steht. Uncontrolirbare Ungenauigkeiten werden dadurch unschädlich gemacht, daß die Kämpfersteine, welche den Druck aufnehmen, genau abgearbeitet und mit Cement sorgfältig abgerieben werden, daß ferner eine Bleiplatte von 3 mm Stärke zwischen Stein und Gufsstück eingelegt wird.

Die Unterfläche des Fußstückes beträgt $210 \times 110 = 23100$ qcm, so daß auf den qcm ein Druck von $\frac{1043 \cdot 1000}{23100} = 45$ kg kommt, wenn man von der Abschrägung der 4 Ecken absieht.

Der Querschnitt in der Mitte zwischen Fuß und Kopf beträgt rot. $[6 \cdot 62 + 3 \cdot (160 - 5 \cdot 11)] 4 = 2748$ qcm. Der durchgehende Druck beträgt also $\frac{1043}{2748} = 0,38$ t pro qcm an der schwächsten Stelle des Rippengerüsts.

Da der Druck auf die Kopf- und Fußplatte durch unbiegsame Körper ausgeübt wird, so wird ein Einbiegen eines Plattenstücks, welches als eingespannt zwischen den vier nächsten Rippen betrachtet werden kann, nicht vorkommen, sondern der durchgehende Druck sich an den durch Rippen unterstützten Stellen concentriren.

Durch die Bleiunterlage am Kämpfer wäre für die Fußplatte allenfalls ein solches Einbiegen möglich. Ein solches, den Kasten unten schließendes Rechteck hat 30 und 25 cm Seite.

Bei einem Druck von 50 kg pro qcm wird die größte Spannung (cfr. Grashoff §. 303) $k = \frac{8}{9} \cdot \frac{a^2}{h^2} \cdot p$ betragen, wenn 2 a die längste Rechtecksseite, h die Plattendicke und p den spezifischen Druck bedeutet.

Soll $k = 0,35$ t werden, so muß

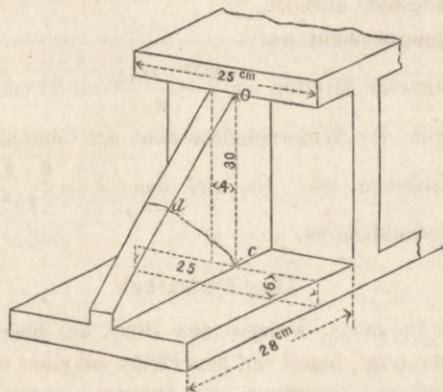
$$h = \sqrt{\frac{8 a^2 \cdot p}{9 k}} = \sqrt{\frac{30^2 \cdot 8 \cdot 0,050}{9 \cdot 0,350}} = \sqrt{\frac{5 \cdot 2}{0,35}}$$

$$= \sqrt{29,6} = 5,55 \text{ cm sein.}$$

Es ist dabei zu beachten, daß die Bleiplatte viel zu dünn ist, um den Bedingungen genügen zu können, für die Grashoff den Werth von k in dem angeführten §. bestimmt. Die Stärke von 6 cm genügt völlig. Die überragenden Flächen der Fußplatten werden durch geradlinig abgeschrägte Rippen gegen den Kopf abgestützt.

Die so gestützte Fußplatte steht 28 cm frei, die Rippe stützt ein Gebiet von 25 cm Breite.

Es entsteht ein durch die Rippe aufzunehmendes Moment von $\frac{25 \cdot 28 \cdot 0,045 \cdot 28}{2} = 441,0$ cm t.



Die aufnehmende Fläche hat vorstehende Gestalt (in der Ansicht punktiert).

Der Abstand des Schwerpunktes von O ist

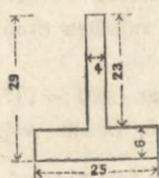
$$\eta = \frac{6 \cdot 25 \cdot 33 + 30 \cdot 4 \cdot 15}{25 \cdot 6 + 30 \cdot 4} = 25.$$

Das Trägheitsmoment ist

$$J = \frac{3}{8} (36^3 - 30^3) + \frac{4}{3} \cdot 30^3 - 270 \cdot 25^2 = 31050,$$

also $\frac{J}{a_1} = \frac{31050}{11} = 2823$; $\frac{J}{a_2} = \frac{31050}{25} = 1242$

und $k_1 = \frac{4 \cdot 4 \cdot 1}{2 \cdot 8 \cdot 2 \cdot 3} = 0,156$; $k_2 = \frac{4 \cdot 4 \cdot 1}{1 \cdot 2 \cdot 4 \cdot 2} = 0,355$.



Berücksichtigt man, daß die Rippe nicht im Anschlußprofil, sondern im Profil, welches die geringste Rippenhöhe besitzt, in ed brechen wird, so ist das nebenstehende Profil mit seinem Widerstandsmoment in Rechnung zu stellen. Es wird dann:

$$\eta = \frac{6 \cdot 25 \cdot 26 + 23 \cdot 4 \cdot 11,5}{6 \cdot 25 + 23 \cdot 4} = 20,5 \text{ cm}$$

$$J = \frac{3}{8} (29^3 - 23^3) + \frac{4}{3} \cdot 23^3 - 242 \cdot 20,5^2 = 16206$$

$$\frac{J}{a_1} = \frac{16206}{8,5} = 1910$$

$$\frac{J}{a_2} = \frac{16206}{20,5} = 790$$

$$k_1 = \frac{4 \cdot 4 \cdot 1}{1 \cdot 9 \cdot 1 \cdot 0} = 0,231$$

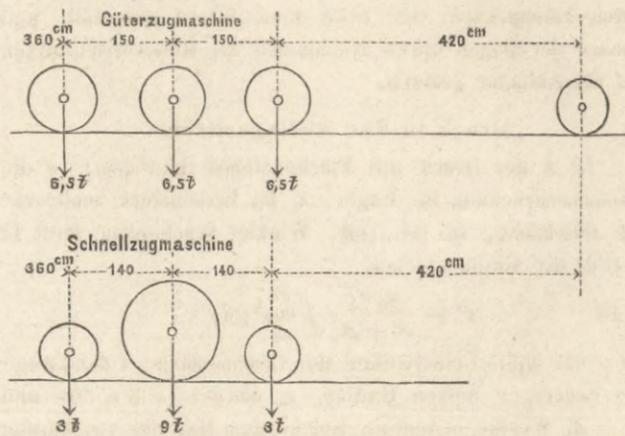
$$k_2 = \frac{4 \cdot 4 \cdot 1}{4 \cdot 5 \cdot 0} = 0,56$$

Diese Spannungen mit 0,231 Zug und 0,56 Druck sind unbedenklich.

Statische Berechnung der Fahrbahn.

Die Fahrbahn ist berechnet für eine Belastung durch Locomotiven schwerster Gattung; die Achsen-Entfernungen

und Gewichte derselben pro Rad sind in nachstehenden Skizzen eingeschrieben.



a. Die Schienenträger.

Die inneren Schienenträger sind in Entfernung von 450 cm im Mittel durch die Querträger unterstützt; die äußeren Schienenträger ruhen direct auf den Fahrbahnstützen, deren Entfernung im Mittel $\frac{450}{2} = 225$ cm beträgt.

1. Die inneren Schienenträger.

Das Biegemoment in der Mitte ist am größten, wenn das Mittelrad der Schnellzugmaschine in der Mitte des Schienenträgers steht, und zwar ist dann:

$$M = 7,5 \cdot 85 + 4,5 \cdot 140 = 1267,5 \text{ cm t.}$$

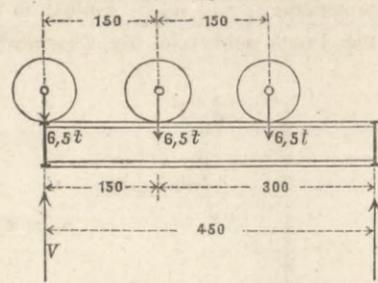
Dem Eigengewicht der Schienenträger, nebst Schiene und Bohlenbelag veranschlagt zu $1080k = 1,08$ t $= Q$, entspricht ein Biegemoment in der Mitte des Trägers:

$$M' = \frac{Ql}{8} = \frac{1,08 \cdot 450}{8} = 60,75 \text{ cm t;}$$

demnach das größte Biegemoment:

$$M_{max} = M + M' = 1328,25 \text{ cm t.}$$

Die von dem Schienenträger auf den Querträger zu übertragende Vertikalkraft ist am größten, wenn das Vorderrad der Güterzugmaschine über dem Querträger steht;

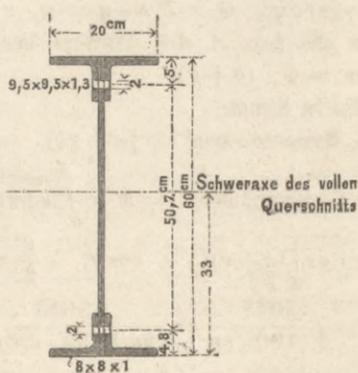


dieselbe ist dann: $V = 3 \cdot 6,5 \cdot \frac{300}{450} = 13$ Tonnen. Hierzu das halbe Eigengewicht mit 0,54 Tonnen, so ist

$$V_{max} = 13,54 \text{ t.}$$

Die inneren Schienenträger zwischen 3 bis 24 haben nebenstehenden Querschnitt; das Widerstandsmoment W desselben ist nach Abzug der gezeichneten Niete von 2 cm Durchmesser = 1991,73; demnach die größte Faserverspannung:

$$\frac{M_{max}}{W} = \frac{1328,25}{1991,73} = 0,667 \text{ t pro qcm.}$$

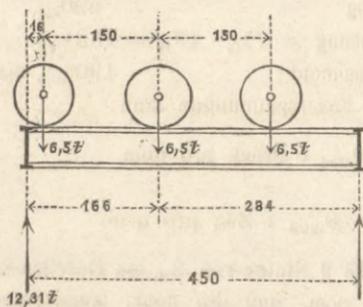


Die Höhe der Blechwand an den Anschlusnieten beträgt ungefähr 49 cm und die Schubspannung an dieser Stelle:

$$\frac{13,54}{49} = 0,277 \text{ t pro qcm.}$$

Anschlusniete sind 6 vorhanden; dieselben haben einen Querschnitt von $2 \cdot 6 \cdot 3,14 = 37,68$ qcm und eine Leibungsfläche von $6 \cdot 2 \cdot 1 = 12$ qcm. Die Nietquerschnitte sind also angestrengt mit $\frac{13,54}{37,68} = 0,359$ t pro qcm und der Druck auf die Leibungsfläche beträgt $\frac{13,54}{12} = 1,128$ t pro qcm.

Die größte Entfernung des ersten Nietes in den Winkelisen der oberen Gurtung von Mitte Querträger beträgt 16 cm. Bis zu diesem Niete hat die Blechwand von 60 cm Höhe das Moment und die Vertikalkraft allein zu übertragen. Das größte Moment an dieser Stelle tritt ein, wenn das Vorderrad der Güterzugmaschine über dem ersten Niete steht, und ist dasselbe $= 12,31 \cdot 16 = 196,96$ cm t.

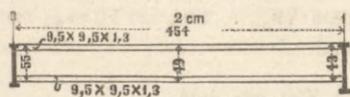


Das Widerstandsmoment der Verticalplatte ist $\frac{1 \cdot 60 \cdot 60}{6} = 600$.

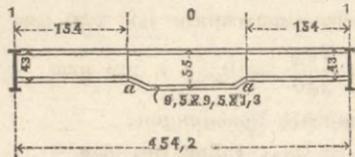
(Niete sind nicht abgezogen, weil in der unteren gezogenen Gurtung die Winkelisen bereits durch einen Niet angeschlossen sind.)

Die Faserverspannung ist demnach $\frac{196,96}{60,0} = 0,328$ t, die Schubspannung $\frac{12,31}{60,0} = 0,205$ t pro qcm.

Die inneren Schienenträger zwischen 3 — 0 — 3 haben die nebenstehend skizzierte Form; sie ist bedingt durch den sie kreuzenden Horizontalverband in der oberen Bogengurtung. Die Verticalbleche sind oben und unten mit je 2 Winkelisen $9,5 \cdot 9,5 \cdot 1,3$ gesäumt.



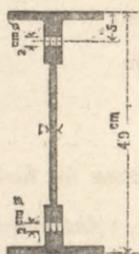
Die Verticalbleche sind oben und unten mit je 2 Winkelisen $9,5 \cdot 9,5 \cdot 1,3$ gesäumt.



Das Widerstandsmoment des Querschnitts von 49 cm Höhe beträgt $W = 1956,76$

und die größte Faserverspannung in der Mitte $\frac{M_{max}}{W} = \frac{1328,25}{1956,76} = 0,679$ t pro qcm.

Zwischen 1 — 0 — 1 ist das Biegemoment an der Stelle a in max. gleich $1140,75$ cm t.



Das Widerstandsmoment an dieser Stelle ist $1689,25$ und die größte Faserverspannung $\frac{1140,75}{1689,25} = 0,676$ t pro qcm.

Die geringste Höhe der Blechwand an den Anschlusnieten beträgt ungefähr $40,5$ cm und die Schubspannung $\frac{1354}{40,5} = 0,334$ t pro qcm.

(Anschlusniete wie vorhin.)

Die Entfernung des ersten Nietes in den Winkelisen der oberen Gurtung von Mitte Querträger beträgt $15,6$ cm; das größte Moment an dieser Stelle ist nach dem Vorigen ungefähr $= 12,31 \cdot 15,6 = 192$ cm t.

Das Widerstandsmoment der Verticalplatte ist $\frac{1 \cdot 43 \cdot 43}{6} = 308,17$ und demnach die Faserverspannung $= \frac{192}{308,17} = 0,623$ tons pro qcm.

Die Schubspannung wird $\frac{12,31}{43} = 0,286$ t pro qcm.

Die Schienenträger zwischen 23 und 24 sind nur 305 cm lang, haben jedoch obige Querschnitte von 60 cm Höhe.

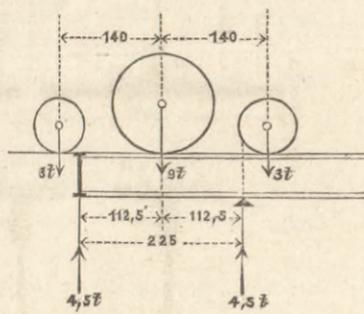
2. Die äusseren Schienenträger.

Die äusseren Schienenträger sind direct durch die Fahrbahnstützen in Entfernung von 225 cm im Mittel unterstützt.

Das Biegemoment ist am größten, wenn das Mittelrad der Schnellzugmaschine über der Mitte des Trägers steht, und zwar ist dann $M = 4,5 \cdot 112,5 = 506,25$ cm t.

Das Eigengewicht des Schienenträgers nebst Schiene und Bohlenbelag wird ungefähr gleich $0,5$ t und das entsprechende Biegemoment:

$$M' = \frac{0,1}{8} = \frac{0,5 \cdot 225}{8} = 14,0625, \text{ und demnach das größte Biegemoment } M_{max} = M + M' = 520,31 \text{ cm t.}$$



Die Vertikalkraft wird am größten, wenn das Mittelrad der Schnellzugmaschine über der Fahrbahnstütze steht, und ist dieselbe gleich

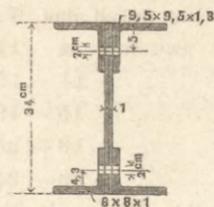
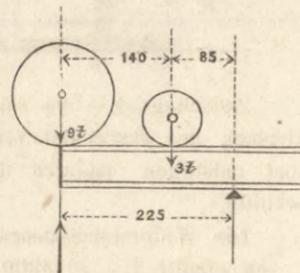
$$9 + \frac{3 \cdot 85}{225} = 10,133 \text{ t.}$$

Hierzu kommt das halbe Eigengewicht mit $0,25$ t, und es ist $V_{max} = 10,383$ t.

Zwischen 24 — 4 sind die äusseren Schienenträger mit der Gurtung des Horizontalverbandes der Fahrbahn vernietet; zwischen 4 — 0 — 4 folgt die untere Gurtung der Schienenträger der oberen Gurtung des Bogens. Der äußere Schienenträger zwischen 0 — 1 hat den beistehenden Querschnitt; das Widerstandsmoment desselben ist 909 und also die größte Faserverspannung:

$$\frac{M_{max}}{W} = \frac{520,31}{909} = 0,572 \text{ t. pro qcm.}$$

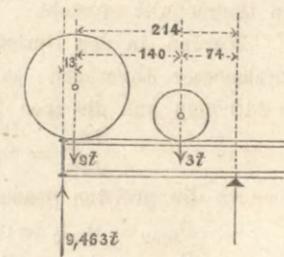
Die Höhe der Blechwand an den Anschlusnieten beträgt ungefähr $31,5$ cm und die Schubspannung daselbst $\frac{10,383}{31,5} = 0,33$ t pro qcm.



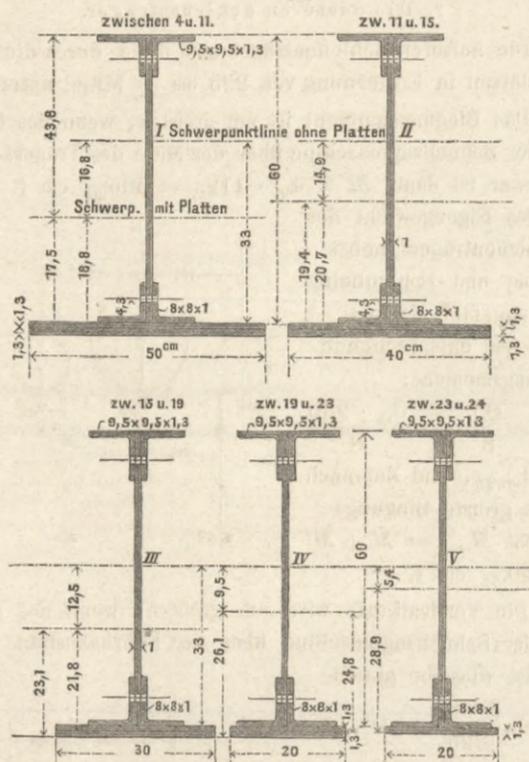
Anschlusniete sind 5 an den Querträgern und 6 über den mittleren Stützpunkten vorhanden; der geringste Querschnitt ist: $2 \cdot 5 \cdot 3,14 = 31,4$ qcm und die Leibungsfläche: $5 \cdot 2 \cdot 1 = 10$ qcm.

Die Nietquerschnitte sind also angestrengt mit $\frac{10,383}{31,4} = 0,337$ t pro qcm, und der Druck auf die Leibungsfläche des Nietlochs in der Blechwand beträgt $\frac{10,383}{10} = 1,0383$ t pro qcm.

Die Entfernung des ersten Nietes in den Gurtungswinkelisen von Mitte Querträger beträgt 13 qcm. Das größte Moment an dieser Stelle tritt ein, wenn das Mittelrad der Schnellzugmaschine über derselben steht, und ist dasselbe $9,463 \cdot 13 = 123$ cm t.



Das Widerstandsmoment der Verticalplatte ist $\frac{1 \cdot 34 \cdot 34}{6}$
 $= 192,67$, die Faserspannung $\frac{123}{192,67} = 0,64$ t pro qcm.
 Die Schubspannung wird $\frac{9,463}{34} = 0,278$ pro qcm.



Zwischen 4 — 24 sind die Schienenträger mit der Gurtung des Horizontal-Verbandes der Fahrbahn vernietet, und entstehen dadurch die vorstehend skizzirten Querschnitte.

Die Widerstandsmomente dieser Querschnitte sind:
 Querschnitt I = 3200 Querschnitt IV = 2980
 „ II = 3150 „ V = 2780
 „ III = 3080

Die Spannungen in den Querschnitten werden am größten, wenn die Biegemomente der Verkehrslast und die durch den Wind erzeugte Gurtungsspannung in gleichem Sinne wirken, d.h. wenn in der Gurtung Zugspannung herrscht.

Die durch den Wind bewirkten Spannungen betragen:

zwischen 4 — 11 = 92,6 t Zug 97,6 t Druck
 „ 11 — 15 = 71,2 t „ 79,6 t „
 „ 15 — 19 = 51 t „ 61,6 t „
 „ 19 — 23 = 25,4 t „ 39,0 t „
 „ 23 — 24 = 0 t „ 11,2 t „

Das durch die Belastung hervorgerufene Biegemoment ist nach Vorigem 520,31 cm t.

Für Querschnitt I zwischen 4 und 11 ist das Moment der Zugspannung in der Gurtung = 92,6 · 17,5 = 1620,5 cm t.

Das gesammte Biegemoment ist 520,31 + 1620,5 = 2140,81 cm t und die entsprechende größte Faserspannung $\frac{M}{W} = \frac{2140,81}{3200} = 0,669$ t Druck und $\frac{0,669}{43,8} \cdot 18,8 = 0,287$ t Zug. Zu diesen Spannungen kommt noch die spec. Zugspannung, die durch Vertheilung der 92,6 t auf den ganzen Querschnitt entsteht.

Werden in den Gurtungsplatten noch 2 Niete von 2,5 Durchmesser abgezogen, so ist der Inhalt des Querschnitts = 240 qcm und die spec. Zugspannung wird

$$\frac{92,6}{240} = 0,386 \text{ t pro qcm,}$$

demnach die größten Spannungen in dem Querschnitt:

$$0,669 - 0,386 = 0,283 \text{ t Druck pro qcm}$$

$$0,287 + 0,386 = 0,673 \text{ t Zug pro qcm}$$

Ist die Gurtung gedrückt, so ist das Biegemoment am größten am Ende des Schienenträgers, und ist dasselbe $97,6 \cdot 17,5 = 1708$ cm t.

Die entsprechenden Faserspannungen sind:

$$\frac{1708}{3200} = 0,534 \text{ t. Zug pro qcm}$$

$$\text{und } \frac{0,534}{43,8} \cdot 18,8 = 0,229 \text{ t Druck pro qcm.}$$

Der Inhalt des vollen Querschnitts beträgt 266 qcm und die spec. Druckspannung $\frac{97,6}{266} = 0,367$ t Druck. Demnach sind die größten Spannungen in dem Querschnitt:

$$0,543 - 0,367 = 0,176 \text{ t Zug pro qcm}$$

$$\text{und } 0,229 + 0,367 = 0,596 \text{ t Druck pro qcm.}$$

Für die Querschnitte II, III, IV, V sind dieselben Rechnungen wie für I in Folgendem ausgeführt:

Querschnitt II zwischen 11 und 15.

Moment der Belastung = 520,31
 „ der Zugspannung = 71,2 · 19,4 = 1381,28
 Gesammtes Biegemoment 1901,59 cm t.

Die entsprechenden Faserspannungen sind:

$$\frac{1901,59}{3150} = 0,604 \text{ t Druck pro qcm}$$

$$\text{und } \frac{0,604 \cdot 207}{419} = 0,299 \text{ t Zug pro qcm.}$$

Nach Abzug von noch 2 Nieten von 2,5 cm Durchmesser ist der Inhalt = 214 qcm. und die spec. Zugspannung $\frac{71,2}{214} = 0,33$ t.

Die gesammten Spannungen werden demnach:

$$0,604 - 0,333 = 0,271 \text{ t Druck pro qcm}$$

$$0,299 + 0,333 = 0,632 \text{ t Zug „ „}$$

Die größte Druckspannung in der Gurtung beträgt 79,6 t, das Biegemoment derselben $79,6 \cdot 19,4 = 1544,24$ cm t und die Faserspannungen sind

$$\frac{1544,24}{3150} = 0,490 \text{ t Zug pro qcm}$$

$$\text{und } \frac{0,490 \cdot 207}{419} = 0,242 \text{ t Druck pro qcm.}$$

Der Inhalt des vollen Querschnitts ist 240 qcm und

die spec. Druckspannung $\frac{79,6}{240} = 0,332$ t. pro qcm.

Demnach sind die größten Spannungen:

$$0,490 - 0,332 = 0,158 \text{ t Zug pro qcm}$$

$$\text{und } 0,242 + 0,332 = 0,574 \text{ t Druck pro qcm.}$$

Querschnitt III zwischen 15 und 19.

Moment der Belastung = 520,31
 „ der Zugspannung = 51 · 218 = 1111,8
 Gesammtes Biegemoment 1632,11 cm t.

Die entsprechenden Faserspannungen sind:

$$\frac{1632,11}{3080} = 0,530 \text{ t Druck pro qcm}$$

$$\text{und } 0,530 \cdot \frac{23,1}{39,5} = 0,310 \text{ t Zug pro qcm.}$$

Der Inhalt des Querschnitts ist, nach Abzug der Niete, 188 qcm und die spec. Zugspannung $\frac{51}{188} = 0,271$ t Zug pro qcm.

Die gesammten Spannungen sind demnach:

$$0,530 - 0,271 = 0,259 \text{ t Druck pro qcm}$$

$$\text{und } 0,310 + 0,271 = 0,581 \text{ t Zug pro qcm.}$$

Die größte Druckspannung in der Gurtung beträgt 61,6 t, das Biegemoment derselben ist $61,6 \cdot 21,8 = 1342,88$ cm t.

Die Faserspannung wird:

$$\frac{1342,88}{3080} = 0,436 \text{ t Zug pro qcm}$$

$$\text{und } 0,436 \cdot \frac{23,1}{39,5} = 0,255 \text{ t Druck pro qcm.}$$

Der Inhalt des vollen Querschnitts ist 214 qcm und die spec. Druckspannung $\frac{61,6}{214} = 0,288$ t pro qcm.

Die größten Spannungen werden:

$$0,436 - 0,288 = 0,148 \text{ t Zug pro qcm}$$

$$\text{und } 0,255 + 0,288 = 0,543 \text{ t Druck pro qcm.}$$

Querschnitt IV.

Moment der Belastung = 520,31
 „ der Zugspannung = $25,4 \cdot 24,8 = 629,92$
 Gesamtes Biegemoment 1150,23 cm t.

Die entsprechenden Faserspannungen werden

$$\frac{1150,23}{2980} = 0,386 \text{ t Druck pro qcm}$$

$$\text{und } \frac{0,386 \cdot 261}{365} = 0,276 \text{ t Zug pro qcm.}$$

Nach Abzug der Niete ist der Inhalt des Querschnitts = 162 qcm. und die spec. Spannung $\frac{25,4}{162} = 0,157$ t Zug pro qcm.

Die gesamtten Spannungen werden demnach:

$$0,386 - 0,157 = 0,229 \text{ t Druck pro qcm}$$

$$0,267 + 0,157 = 0,424 \text{ t Zug pro qcm.}$$

Die größte Druckspannung in der Gurtung beträgt 39 t, das entsprechende Biegemoment: $39 \cdot 24,8 = 967,2$ cm t, die Faserspannungen sind $\frac{967,2}{2980} = 0,325$ t. Zug pro qcm

$$\text{und } \frac{0,325 \cdot 261}{36,5} = 0,232 \text{ t Druck pro qcm.}$$

Der Inhalt des vollen Querschnitts beträgt 188 qcm und die spec. Druckspannung $\frac{39}{188} = 0,207$ t.

Demnach sind die größten Spannungen am Ende des Schienenträgers $0,325 - 0,207 = 0,118$ t Druck pro qcm
 $0,232 + 0,207 = 0,439$ t Zug pro qcm.

Querschnitt V.

Die Zugspannung ist gleich Null, daher nur die Druckspannung in der Gurtung zu berücksichtigen. Letztere beträgt 11,2 t.

Das Moment derselben ist $11,2 \cdot 28,9 = 323,68$ cm t, die Faserspannungen sind $\frac{323,68}{2780} = 0,116$ t Zug pro qcm

$$0,116 \cdot \frac{289}{324} = 0,104 \text{ t Druck pro qcm.}$$

Der Inhalt des vollen Querschnitts beträgt 162 qcm und die spec. Druckspannung $\frac{11,2}{162} = 0,07$ t.

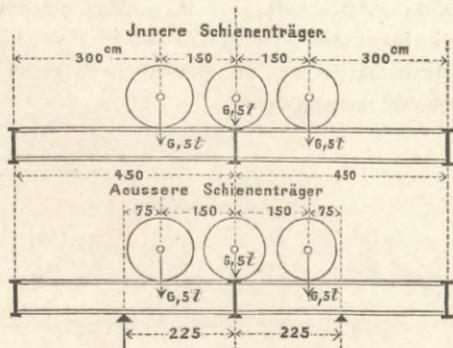
Demnach sind die gesamtten Spannungen:

$$0,116 - 0,07 = 0,046 \text{ Druck pro qcm}$$

$$0,104 - 0,07 = 0,034 \text{ Zug pro qcm.}$$

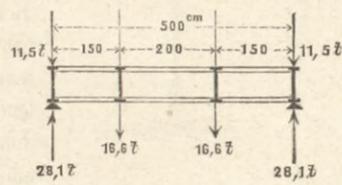
Die Anschlusniete der Schienenträger an die Fahrbahnstützen genügen, wie vorhin für die Schienenträger zwischen 4 — 0 — 4 nachgewiesen ist.

b. Die Querträger.



Die Querträger sind am stärksten belastet, wenn das Mittelrad der Güterzugmaschine über denselben steht, und zwar ist die Belastung dann $6,35 + 2 \cdot 6,35 \cdot \frac{300}{450} = 6,35 + 8,87 = 15,17$ t für jeden inneren Schienenträger.

Das Eigengewicht der Querträger ist zu 1 t angenommen, und davon 0,35 t in jedem Angriffspunkt der inneren Schienenträger und 0,15 t an den Enden wirkend gedacht. Das Eigengewicht der inneren Schienenträger mit Belag und Schienen wird



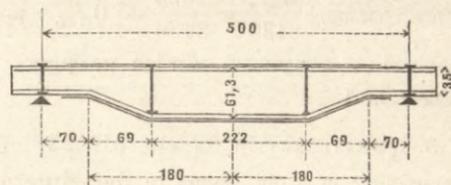
wie vorhin zu 1,08 t angenommen, so daß die Querträger in jedem Angriffspunkt der inneren Schienenträger belastet sind mit $15,17 + 0,35 + 1,08 = 16,6$ t, und ist das größte Biegemoment $M_{max} = 16,6 \cdot 150 = 2490$ cm t.

Die größte Vertikalkraft, welche durch die Platte des Querträgers zu übertragen ist, beträgt, wie oben berechnet, 16,6 t.

Hierzu kommt die Belastung durch die äußeren Schienenträger bei obiger Stellung der Güterzugmaschine mit 10,833 t und dem Eigengewicht des Querträgers und äußeren Schienenträgers mit 0,15 resp. 0,5 t, so daß der gesamtte Auflagerdruck

$$16,6 + 10,833 + 0,15 + 0,5 = 28,1 \text{ t beträgt.}$$

1) Querträger in 1.



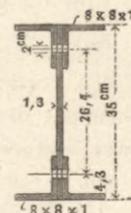
Der Querträger in 1 hat vorstehend skizzierte Form; die Höhe der Verticalplatte am Ende beträgt 35 cm, in der Mitte 61,3 cm und die Dicke derselben 1,3 cm. Das Widerstandsmoment des Querschnitts am Ende ist 940.

Der erste Niet in den Gurtungsplatten ist 38 cm vom Ende entfernt; an dieser Stelle beträgt das Biegemoment

$$16,6 \cdot 38 = 630,8 \text{ cm t}$$

und wird die Faserspannung

$$\frac{630,8}{940} = 0,67 \text{ t pro qcm.}$$



Bis zu dieser Stelle sind zwischen Verticalplatte und Gurtungswinkelisen 6 Niete zu rechnen; dieselben haben $2 \cdot 6 \cdot 3,14 = 37,68$ qcm Querschnitt und $6 \cdot 2 \cdot 1,3 = 15,6$ qcm geringste Leibungsfläche.

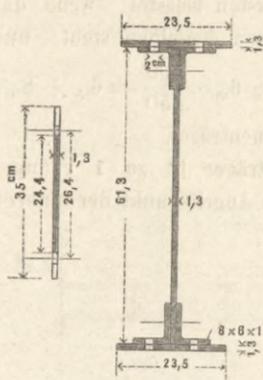
Diese Niete genügen, die Spannung aus der Verticalplatte in die Gurtungswinkelisen zu übertragen.

In der Entfernung von 70 cm vom Auflager ist das Biegemoment $16,6 \cdot 70 = 1162$ cm t. Das Widerstandsmoment des Querschnitts an dieser Stelle ist ungefähr 1790

$$\text{und die Faserspannung } \frac{1162}{1790} = 0,65 \text{ t pro qcm.}$$

Zwischen Gurtungsplatte und Winkelisen sind bis zu dieser Stelle $2 \cdot 5 = 10$ Niete von 2 cm Durchmesser und zwischen Verticalplatte und Winkelisen 11 Niete von 2 cm Durchmesser zu rechnen; letztere Niete haben einen Querschnitt von $2 \cdot 11 \cdot 3,14 = 69,08$ qcm und eine geringste Leibungsfläche von $11 \cdot 2 \cdot 1,3 = 28,6$ qcm.

Diese Niete genügen dem Biegemomente von 1162 cm. Das Widerstandsmoment des Querschnitts in der Mitte ist 3160 und wird die Faserspannung



Querschnitt ist $24,4 \cdot 1,3 = 31,72$ qcm, und wird die Schubspannung $\frac{16,6}{31,72} = 0,523$ t pro qcm.

Die Vertikalkraft wird am Auflager auf die Verticalplatte durch $2 \cdot 5 = 10$ Niete übertragen; dieselben haben $2 \cdot 10 \cdot 3,14 = 62,8$ qcm Querschnitt, $10 \cdot 2 \cdot 1,3 = 26$ qcm geringste Leibungsfläche, und genügen dieselben zur Uebertragung.

2. Querträger in 3.

Der Querträger in 3 hat eine Verticalplatte von 1 cm Dicke; die Gurtungsquerschnitte sind dieselben wie bei dem Querträger in 1; die Höhe der Verticalplatte am Ende beträgt 46 cm. und in der Mitte 61,3 cm.

Das Widerstandsmoment in der Mitte ist 3436 und wird die Faserspannung $\frac{M_{max}}{3436} = \frac{2490}{3436} = 0,725$ t pro qcm.

Die übrigen Anstrengungen werden geringer, wie bei dem Querträger in 1.

3. Querträger in 5,7 etc. bis 23.

Die Querträger in 5 etc. haben in der Mitte denselben Querschnitt wie die Querträger in 3; die Gurtungsplatten sind kürzer, und ist die Entfernung des ersten Nietes in denselben von dem Auflager 67,6 cm.; das Biegemoment an dieser Stelle ist $16,6 \cdot 67,6 = 1122,16$ cm t.

Das Widerstandsmoment des Querschnitts ist = 1933 und wird die größte Faserspannung $\frac{1122,16}{1933} = 0,581$ t pro qcm.

Bis zu dieser Stelle sind die unteren Gurtungswinkleisen mit der Verticalplatte durch 8 Niete von 2 cm Durchmesser verbunden; dieselben haben $2 \cdot 8 \cdot 3,14 = 50,24$ qcm Querschnitt und eine geringste Leibungsfläche von $8 \cdot 2 \cdot 1 = 16$ qcm.

Die Gesamtspannung in den Winkleisen beträgt ungefähr $2 \cdot 13 \cdot 0,581 = 15,106$ t und wird der Leibungsdruck $\frac{15,106}{16} = 0,944$ t pro qcm. Die übrigen Anstrengungen werden geringer, wie bei Querträger in 1.

Auflager der Fahrbahngurtung auf den Pfeilern.

Die Windgurtung überträgt auf das Auflager am Pfeiler einen horizontalen Druck senkrecht zur Bahnaxe, welcher im ungünstigsten Falle 20 t nicht übersteigt. Die gußeiserne Auflagerplatte übernimmt diesen Druck vermittelt einer angegossenen Nase in einer Fläche von $19 \cdot 6,5 = 123,5$ qcm (163 kg. pro qcm).

Die Nase mißt an der Basis 8,5 cm bei 40 cm Länge, entwickelt also ein Widerstandsmoment von $\frac{40 \cdot 72,25}{6} = 481$.

Greift die Gesamtlast von 20 tons an der Spitze des Knaggens, welcher 8 cm hoch ist, an, so beträgt das Biegemoment am Fusse $20 \cdot 8 = 160$ cm t und k_{max} ist $\frac{16000}{481} = \pm 333$ kg.

$$\frac{M_{max}}{3610} = \frac{2490}{3610} = 0,690 \text{ t pro qcm.}$$

Die Vertikalkraft zwischen Auflager und Schienenträger-Anschluß ist 16,6 t.

Die Verticalplatte ist am Ende 35 cm. hoch, 1,3 cm dick; die größte Schubspannung erhält man annähernd, wenn man die Schubkraft auf den Querschnitt der Platte zwischen den Gurtungsnieten gleichmäßig vertheilt annimmt; dieser

Um ein Gleiten des Lagerstücks zu verhindern, ist dasselbe durch 4 Bolzen von 2 m Länge mit einem etwa 2 m hohen Mauerkörper verbunden, welcher die ganze Schicht des Pfeilers mit zum Widerstande gegen horizontale Bewegung bringt.

Außerdem ist zu berücksichtigen, daß die starke Horizontalkraft von etwa 20 t sich daraus herschreibt, daß die ganze Brücke mit einem Zuge belastet ist, daß also schon ein Normaldruck am Auflager vorhanden ist. Die 4 Bolzen haben 30 mm Durchmesser und leisten gegen Abscheeren $4 \cdot 7,07 \cdot 0,75 = 21,2$ t Widerstand.

Hebung, Senkung und seitliche Verschiebung des Bogenscheitels durch Last, Temperatur und Winddruck.

Jeder Punkt der Bogenaxe verändert bei Aufbringung einer Last seine Lage in horizontaler und verticaler Beziehung.

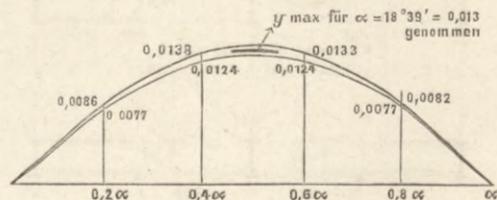
Die größte Senkung des Bogenscheitels findet bei voller Belastung statt. Der Werth derselben wird in der Formel 156 §. 324 bei Winkler gegeben. Wenn in dieselbe mit Berücksichtigung der Constante C $\varphi = 0$ eingesetzt wird, so berechnet sich:

$$\begin{aligned} \Delta y_0 &= \frac{1}{2} \frac{Hr^3}{EW} (-2 \cos \alpha - 3 \sin^2 \alpha + 2 + 2 \alpha \sin \alpha \cos \alpha) \\ &+ \frac{1}{2} \frac{qr^4}{EW} [1 - \cos^3 \alpha + 3(1 - 2 \sin^2 \alpha)(1 - \alpha \sin \alpha - \cos \alpha)] \\ &+ \frac{Kr^3}{EW} [H \alpha \cos \alpha + \frac{1}{4} qr (\alpha - \sin \alpha \cos \alpha + 2 \alpha \sin^2 \alpha)] \\ &= \frac{1}{2} \cdot \frac{522 \cdot 16730^3}{2000 \cdot 26000000} (-1,8949796 - 0,3067898 + 2 + \\ &\quad + 0,1972516) \\ &+ \frac{1}{12 \cdot 100} \cdot 3,35 \cdot \frac{16730^4}{2000 \cdot 26000000} [1 - 0,8505962 + \\ &\quad + 3(1 - 0,2045265)(1 - 0,1040917 - 0,9474898)] + \\ &+ \frac{0,00006 \cdot 16730^3}{2000 \cdot 26000000} [522 \cdot 0,3084116 + \frac{1}{4} \cdot 3,35 \cdot 167,3 \times \\ &\quad \times (0,3255039 - 0,3029942 + 0,665742)] 0,3197862 \\ &= -106,18 + 110,90 + 0,3 = + 5,02 \text{ cm Senkung.} \end{aligned}$$

Für den Schnitt 12° vom Scheitel ergibt sich die verticale Verschiebung der Bogenaxe durch Einsetzung der betreffenden Winkelfunctionen für $\varphi = 12^\circ$ in folgende Formel

$$\begin{aligned} \Delta_{12} y &= \frac{1}{2} \frac{Hr^3}{EW} (\sin^2 \varphi - 2 \cos \alpha \varphi \sin \varphi - 2 \cos \alpha \cos \varphi \\ &\quad - 3 \sin^2 \alpha + 2 + 2 \alpha \sin \alpha \cos \alpha) \\ &+ \frac{1}{2} \frac{qr^4}{EW} [\cos^3 \varphi - \cos^3 \alpha + 3(1 - 2 \sin^2 \alpha)(\varphi \sin \varphi + \\ &\quad + \cos \varphi - (\alpha \sin \alpha + \cos \alpha))] \\ &- \frac{Kr^3}{EW} [H \varphi \cos \alpha + \frac{1}{4} qr (\varphi - \sin \varphi \cos \varphi + 2 \varphi \sin^2 \varphi)] \sin \varphi \\ &+ \frac{Kr^3}{EW} [H \alpha \cos \alpha + \frac{1}{4} qr (\alpha - \sin \alpha \cos \alpha + 2 \alpha \sin^2 \alpha)] \sin \alpha \\ &= \frac{1}{2} \frac{Hr^3}{EW} \cdot (-0,0023963) + 12qr^4 \cdot 0,0139415 - 0,124 + \\ &\quad + 0,2997 \\ &= -56,32 + 58,77 - 0,124 + 0,3 = 2,63 \text{ cm. Senkung.} \end{aligned}$$

Die horizontale Verschiebung des Scheitels wird ein Maximum, wenn die Brücke vom einen Auflager bis zum Scheitel belastet ist.



Die Einzellast verschiebt nach Tabelle auf Seite 305 §. 314 den Scheitel so, daß die für die verschiedenen Lagen der Last daselbst ermittelten Coefficienten von der Parabel wenig verschieden sind. Das Maximum beträgt für $\alpha = 18^\circ 39'$ ungefähr $-0,013 \frac{Ga^2h}{EW}$; für einen beliebigen mit G belasteten Punkt ist die Verschiebung des Scheitels $V_v = -y \frac{Ga^2h}{EW}$

$$G = qr \cos \varphi d \varphi$$

$$y = \frac{4 \cdot y_{max}}{\alpha^2} \varphi(\alpha - \varphi)$$

$$\Delta_0 x = -\frac{a^2 h}{EW} \cdot \frac{4 y_{max}}{\alpha^2} \int_0^\alpha (\alpha \varphi - \varphi^2) qr \cos \varphi d \varphi$$

$$= -\frac{a^2 h qr \cdot 4 y_{max}}{EW \alpha^2} \int_0^\alpha (\alpha \varphi - \varphi^2) \cos \varphi d \varphi$$

$$= -\frac{5350^2 \cdot 878,5 \cdot 0,0335 \cdot 16730 \cdot 4 \cdot 0,013}{2000 \cdot 26000000 \cdot 0,3255039^2} \cdot 0,0056570$$

$$= -0,752 \text{ cm Verschiebung zum rechten Auflager hin.}$$

Verticale Verschiebung des Scheitels durch Wärme. cfr. Winkler §. 366 §. 364. Der durch die Wärme von 30° Celsius über Mittel erzeugte Horizontalschub beträgt

$$H = -\frac{EW \epsilon t}{h^2} K = -\frac{722,1 \cdot 26000000 \cdot 1,78167}{878,5^2}$$

$$= -43343 \text{ Kilo} = 43,343 \text{ t; nach 312 §. 364 beträgt die verticale Verrückung}$$

$$\Delta_0 y = -\frac{H r^3}{2 EW} (2 - 2 \cos \alpha - 3 \sin^2 \alpha + 2 \alpha \sin \alpha \cos \alpha) - \frac{H r}{EF} \alpha \sin \alpha - r \epsilon t (1 - \cos \alpha)$$

$$E \text{ hier} = 2040; H = 43,343; F = 1556 \text{ qcm};$$

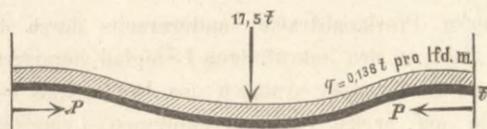
$$t = 30; \epsilon = 0,000118$$

$$\Delta_0 y = 8,6438 - 0,024 - 0,311 = 8,4 \text{ cm Hebung.}$$

Seitliche Ausbiegung der Bogengurtung durch den Wind.

Man kann die Annahme machen, daß unter den drei Windgurtungen die obere Bogengurtung mit ihrem Horizontalverbande der seitlichen Biegung den größten Widerstand leiste. Die Gurtung der Fahrbahn, welche auf der Bogengurtung im Knoten 5 befestigt ist und in diese übergeht, kann auf die ganze Spannweite erst durchbiegen, wenn der Punkt 5 schon soweit nachgegeben hat. Die Fahrbahngurtung würde danach als zweites System, mit Auflagern auf den Pfeiler und im Knoten 5 zu betrachten sein. Dagegen kommt dann für die obere Gurtung der Auflagerdruck der Fahrbahngurtung in 5 als Einzellast in Rechnung.

Im Folgenden ist als ungünstigster Fall eine Einzellast von $17,5 \text{ t}$ im Scheitel der Bogengurtung senkrecht zur Bahnaxe und horizontal wirkend angenommen.



Die $17,5 \text{ t}$ ergeben sich, wenn der Druck auf den überfahrenden Zug und die Fahrbahngurtung

$$= 2 \cdot \frac{l}{4} \cdot (1,38 + 0,75) \cdot 0,125 = \text{rot. } 17,5 \text{ t im Scheitel auf den Bogen übertragen wird.}$$

Außerdem nimmt der Bogen noch eine gleichmäßig verteilte Last $q = \text{pprt. } (0,8 + 0,3) \cdot 0,125 = 0,138 \text{ t pro lfd. m}$ auf.

Es ist im Folgenden nur die Horizontalprojection des Bogenverbandes behandelt, was annähernd richtig sein dürfte. Zugleich ist die im Bogen auftretende Axialkraft in maximo mit 1000 t in Rechnung gestellt.

Die Kräfte wirken dann auf den Verband, wie Winkler im §. 186 angiebt, nur daß P , statt ziehend, drückend auftritt. Danach formt sich die Gleichung für die Ausbiegung wie folgt um:

Nach Gleichung 66 §. 182 wird, wenn $\eta_0 = 0$, $\eta = f - A \sin Kx = B \cos Kx - \frac{M}{P} + \frac{q}{K^2 P}$. — M ist das Moment der äußeren Kräfte, hier $= -\frac{G \cdot x + qx(1-x)}{2}$,

f ist die Verrückung der Mittelkraft der in den beiden Bogengurtungen auftretenden $\frac{P}{2}$; für $x=0$ wird $\eta=0$, daraus

$$B = f - \frac{q}{K^2 P}. \text{ Für } x=0 \text{ wird } \frac{d\eta}{dx} = 0, \text{ da die starken in } 5 \text{ m}$$

Entfernung von einander auftretenden Drucke $\frac{P}{2}$ als Einspannung wirken.

$$\frac{d\eta}{dx} = -AK \cos Kx + BK \sin Kx - \frac{G}{2P} + \frac{qx}{P} - \frac{ql}{2P}$$

$$0 = -AK - \frac{G}{2P} - \frac{ql}{2P}$$

$$A = -\frac{G+ql}{2PK}$$

f wird daraus bestimmt, daß $\frac{d\eta}{dx}$ für $x=l$ zu 0 wird;

$$0 = \frac{G+ql}{2PK} \cdot K \cdot \cos Kl + \left(f - \frac{q}{K^2 P}\right) K \sin Kl - \frac{G}{2P} + \frac{ql}{P} - \frac{ql}{2P}$$

$$f - \frac{q}{K^2 P} = \left(\frac{G-ql}{2P} - \frac{G+ql}{2P} \cos Kl\right) \frac{1}{K \sin Kl}$$

$$f = \frac{G}{2P} \cdot \frac{1 - \cos Kl}{K \sin Kl} - \frac{ql}{P} \cdot \frac{1 + \cos Kl}{K \sin Kl} + \frac{q}{K^2 P}$$

$$f = \frac{G}{2PK} \text{tg} \frac{Kl}{2} - \frac{ql}{2PK} \cdot \frac{1}{\text{tg} \frac{Kl}{2}} + \frac{q}{K^2 P}$$

$$\eta = \frac{G}{2PK} \text{tg} \frac{Kl}{2} - \frac{ql}{2PK \text{tg} \frac{Kl}{2}} + \frac{q}{K^2 P} + \frac{G+ql}{2PK} \cdot \sin Kx -$$

$$- \left(f - \frac{q}{K^2 P}\right) \cos Kx - \frac{Gx + qx(l-x)}{2P} - \frac{q}{K^2 P}$$

$$\eta \text{ wird Maximum für } x = \frac{l}{2}$$

$$\eta_{max} = \left(\frac{G}{2PK} \text{tg} \frac{Kl}{2} - \frac{ql}{2PK \text{tg} \frac{Kl}{2}}\right) \left(1 - \cos \frac{Kl}{2}\right) + \frac{q}{K^2 P} +$$

$$+ \frac{G+ql}{2PK} \sin \frac{Kl}{2} - \frac{G}{2P} \frac{l}{2} + \frac{ql^2}{4} - \frac{q}{K^2 P}$$

$$\eta_{max} = \frac{1}{2PK} \left[\left(G \text{tg} \frac{Kl}{2} - \frac{ql}{\text{tg} \frac{Kl}{2}}\right) \left(1 - \cos \frac{Kl}{2}\right) + \right.$$

$$\left. + (G+ql) \sin \frac{Kl}{2} - \left(G \frac{l}{2} + \frac{ql^2}{4}\right) K \right]$$

$$\text{Es ist } K^2 = \frac{P}{EW} \left(1 - \frac{P}{EF}\right)$$

$$E = 2000$$

$$W = 500^2 \cdot \frac{856}{2} = \text{Quadrat des Abstandes der}$$

Bogenaxe mal halben Querschnitt der oberen Gurtung.

$$+ \frac{5 \cdot 120^3 \cdot 2}{12} = \text{Trägheitsmoment eines}$$

oberen Plattenpaketes 120cm breit, rot. 5 cm. stark.

$$W = 108440000 \quad F = 2 \cdot 856 = 1712, \text{ daraus}$$

$$K^2 = \text{num } 1,66366536 - 10; K = \text{num } 5,3318268 - 10$$

$$\frac{Kl}{2} = \text{arc } 20^\circ 48' 41'', \text{ und wird } \eta_{max} = 2,39316 \text{ cm.}$$

Wäre P nicht berücksichtigt, so würde $\eta_{max} = \frac{Gl^3}{192 \cdot EW} + \frac{ql^4}{384 \cdot EW} = 0,732$ cm betragen. Die Annahme, daß nur die obere Gurtung die Last des Windes übertrage, daß eine Einzellast von 17,5 t im Scheitel angreife, während in Wirklichkeit nur 4,88 t in der Entfernung, 11,4 m vom Scheitel als Einzellast und von +11,4 bis -11,4 eine gleichmäßig vertheilte Last von 0,23 t pro lfd m auftreten, sieht wohl vor Ueberschreitung des Maafses von 2,4 cm.

Denkt man den Gesamtwinddruck als gleichmäßige Last auf den mittleren Verband (obere Bogengurtung) wirkend, so wird

$$q = 1,83 p \text{ (Zug)} \\ + 0,75 \text{ (Fahrbahnstreifen)} \\ 0,8 \text{ (oberer)} \\ 0,8 \text{ (unterer Gurtungsstreifen)} \\ 0,23 \text{ (Fahrbahnstützen)} \\ \frac{4,48 \cdot 0,23}{2} = 0,56 \text{ t pro lfd. m.}$$

In der Gleichung für η wird hier:

$$M = -\frac{qx(l-x)}{2}, \text{ wo } l \text{ die ganze Stützweite bedeutet;}$$

für $x=0$ wird $\eta=0$, $\eta_0=0$

$$0 = f - B - \frac{q}{K^2 P} \quad B = f - \frac{q}{K^2 P}$$

für $x = \frac{l}{2}$ wird $\frac{d\eta}{dx} = 0$; $-KA \cos K \frac{l}{2} + KB \sin K \frac{l}{2} = 0$

$$A = \frac{K \left(f - \frac{q}{K^2 P} \right) \sin \frac{Kl}{2}}{K \cos \frac{Kl}{2}} = \left(f - \frac{q}{K^2 P} \right) \operatorname{tg} \frac{Kl}{2}$$

$$\frac{d\eta}{dx} = -\left(f - \frac{q}{K^2 P} \right) \operatorname{tg} \frac{Kl}{2} K \cos Kx + \left(f - \frac{q}{K^2 P} \right) K \sin Kx \\ + \frac{2qx}{2P} - \frac{1}{2P} ql;$$

für $x=l$ wird $\frac{d\eta}{dx} = 0$,

$$\text{danach} \quad f = \frac{ql}{2PK \left(\operatorname{tg} \frac{Kl}{2} \cos Kl - \sin Kl \right)} + \frac{q}{K^2 P} \\ f = \frac{q}{K^2 P} \left(1 + \frac{kl}{2 \left(\operatorname{tg} \frac{Kl}{2} \cos Kl - \sin Kl \right)} \right);$$

nach Einsetzung von f wird

$$\eta = \frac{q}{K^2 P} \cdot \frac{Kl}{2 \left(\operatorname{tg} \frac{Kl}{2} \cos Kl - \sin Kl \right)} \left(1 - \operatorname{tg} \frac{Kl}{2} \sin Kx \right. \\ \left. - \cos Kx \right) + \frac{1}{2P} (qx^2 - qlx),$$

η wird Maximum für $x = \frac{l}{2}$,

$$\eta_{max} = \frac{q}{K^2 P} \cdot \frac{Kl}{2 \left(\operatorname{tg} \frac{Kl}{2} \cos Kl - \sin Kl \right)} \cdot \left(1 - \operatorname{tg} \frac{Kl}{2} \cdot \sin \frac{Kl}{2} \right. \\ \left. - \cos \frac{Kl}{2} \right) - \frac{ql^2}{8P}.$$

Es wurden hier dieselben Werthe für $F_1 P_1 E_1$ und W eingesetzt wie oben, nur q wird $= 0,56$ t pro lfd m.

$$Kl = \operatorname{arc} 41^\circ 37' 23'' \quad \frac{Kl}{2} = \operatorname{arc} 20^\circ 48' 41'';$$

dann wird $\eta_{max} = 81,037 - 80,143 = 0,894$ cm.

Ohne Berücksichtigung der Axialkraft P wird

$$\eta_{max} = \frac{ql^4}{384 \cdot E \cdot W} = \frac{0,0056 \cdot 10700^4}{384 \cdot E \cdot W} = 0,881 \text{ cm.}$$

Ohne Berücksichtigung der factisch vorhandenen Ein-
spannung wäre ferner

$$\eta_{max} = 5 \cdot 0,881 = 4,405 \text{ cm.}$$

E. Baukosten der Rheinbrücke bei Coblenz.

Was die Gesamtkosten des Bauwerkes betrifft, so sind zwar, wie schon oben bemerkt, die Baurechnungen zur Zeit noch nicht vollständig abgeschlossen, jedoch läßt sich nach den angestellten Ermittlungen mit Sicherheit beurtheilen, daß dieselben unter Berücksichtigung der Einnahmen aus den alten Materialien, Geräthen etc. sich annähernd auf den Betrag von 3 155 000 \mathcal{M} . belaufen werden.

In dieser Summe ist nicht enthalten die Herstellung des Bahndammes auf der Insel und durch die Rheinlache, deren Kosten bei Titel II verausgabt sind; dagegen sind in derselben enthalten die Kosten für die Ausführung der umfangreichen Baggerarbeiten zur Regulirung des Stromes und zur Beseitigung des Kiesfeldes an der südlichen Inself Spitze, ferner die Kosten der Herstellung der Coupirung des linksseitigen Rheinarmes und der neuen Uferbefestigungen sowie des Baues der drei Wasserdurchlässe in der Rheinlache. Werden diese Kosten, welche nicht direct mit der Herstellung des Brückenbauwerkes zusammenhängen, vielmehr eine Folge der ungünstigen Verhältnisse der Baustelle sind, von obiger Summe abgesetzt, so reducirt sich dieselbe um 950 000 \mathcal{M} . und ergiebt sich mithin zu 2 205 000 \mathcal{M} .

Speziellere Angaben über die Kosten der einzelnen Arbeiten, über Einheitspreise etc. werden am Schlusse der ganzen Mittheilung gegeben werden.

II. Die Moselbrücke der Staatsbahn bei Güls.

A. Allgemeines.

Etwa 4 km oberhalb Coblenz, unmittelbar hinter dem Dorfe Moselweis, überschreitet die Staatsbahnstrecke Oberlahnstein-Coblenz-Güls die Mosel, durchschneidet alsdann das auf dem linken Moselufer liegende Dorf Güls und schließt sich gleich hinter Güls an die eigentliche Moselbahn an, welche stromaufwärts bis jenseits des großen Kaiser-Wilhelm-Tunnels bei Cochem das linke Moselufer innehält.

Die Ueberschreitung des Flusses erfolgt nicht rechtwinklig zum Stromstrich, sondern unter einem durch die Terraingestaltung bedingten Winkel von 80° , übrigens aber an einer für die Herstellung einer festen Brücke günstigen Stelle. Die Mosel hat daselbst ein regelmäsig ausgebildetes Profil, ist von festen, bereits ausgebauten Ufern begrenzt und hat zu beiden Seiten nur ein sehr beschränktes Inundationsterrain, welches einerseits durch die nahezu hochwasserfreie, unmittelbar am rechten Ufer hinführende Cob-

lenz-Trier'er Provinzialstrafse, andererseits durch die bis ziemlich dicht an den linksuferigen Leinpfad herantretenden Häuser und Gartenmauer-Anlagen des Dorfes Güls begrenzt wird. Die auf beiden Ufern vorhandenen Leinpfade (auf dem rechten Ufer dient die genannte Provinzialstrafse dazu) mußten unter die Brücke hindurchgeführt werden.

Die Höhenlage der Brücken-Fahrbahn war durch den Umstand bestimmt, daß die Bahn im Dorfe Güls nahe der Brücke mehrere Strafsen mittelst Ueberführungen zu überschreiten hat. Durch die für diese Strafsen erforderliche Minimalhöhe wurde die Höhenlage der Schienen-Oberkante auf ein größeres Maaf erhöht, als auf der Brücke andernfalls erforderlich gewesen sein würde. Aus diesem Umstande erwuchs der Vortheil einer bedeutenden Constructionshöhe, und ist deshalb sowohl aus constructiven Gründen, als auch aus ästhetischen Rücksichten eine Bogenconstruction gewählt worden.

Bei Festsetzung der Lichtweite und des Durchflußprofils kamen wesentlich die etwa $4\frac{1}{2}$ km unterhalb der Brückenbaustelle gelegenen Moselbrücken bei Coblenz in Betracht. Die erste derselben, im Jahre 1858 im Zuge der linksrheinischen Eisenbahn erbaut, hat 4 mit geraden Eisenträgern überspannte Oeffnungen von je 41,43 m Lichtweite und 6 gewölbte, 15,69 m weite Oeffnungen, bietet also im Ganzen rund 260 m lichte Oeffnung dar. Die andere, die etwa 200 m unterhalb der Rheinischen Brücke gelegene alte massive Straßensbrücke über die Mosel hat 13 größere gewölbte Oeffnungen von 15,56 bis 20,3 m Weite, ferner 2 kleinere Oeffnungen am linken Ufer von 8,8 bzw. 4,7 m Weite, und im Ganzen ein liches Profil von 245,6 m.

Die neue Eisenbahnbrücke bei Güls zeigt — normal zum Stromstrich gemessen — 3 große mit eisernen Bögen überspannte Oeffnungen von je 64 m und auf jedem Ufer eine gewölbte Oeffnung von 17 m Weite, hat mithin eine Gesamtlichtweite von 226 m. Wenn dieses Maaß auch um 34 m kleiner, als bei der Rheinischen und um 19,6 m kleiner, als bei der alten Moselbrücke ist, so wurde dasselbe doch aus dem Grunde für völlig ausreichend erachtet, weil die neue Brücke gegen 11 Pfeiler der Rheinischen und 15 der alten massiven Moselbrücke nur 6 Pfeiler enthält; es wurde angenommen, daß die durch die bedeutende Pfeilerzahl bei den beiden älteren Brücken bedingte größere Contraction des Wassers den Vortheil der etwas größeren Lichtweite vollständig aufheben und daß die Gesamtweite von 226 m um so mehr ausreichen würde, als die neue Brücke keine Aenderungen in der Strömungsrichtung des Wassers und in der Anlage der Ufer bedingt, sondern sich der vorhandenen Ausbildung des Flusses genau anschließt. Die gemachten Voraussetzungen haben bei dem mit gewaltigem Eisgang verbundenen bedeutenden Hochwasser im Januar 1880 ihre volle Bestätigung gefunden.

Von den beiden genannten, bei Coblenz liegenden Moselbrücken hat die der Moselmündung zunächst gelegene massive Brücke das geringste Durchflußprofil, bei dessen Berechnung der Wasserstand von 1845 zu Grunde zu legen ist. Dieses Profil von rund 1823 qm kommt bei dem Vergleich mit dem Durchflußprofil der neuen Brücke allein als maaßgebend in Betracht. Bei der großen Anzahl der in den Fluß eingebauten Pfeiler der alten Brücke ist bei diesem Bauwerk indessen eine starke, deutlich wahrnehmbare Contraction vorhanden, die nicht vernachlässigt werden kann. Es erscheint eher zu hoch als zu niedrig gerechnet, wenn von dem gesammten Querschnitt etwa $\frac{3}{4}$ als wirklich nutzbare Durchflußöffnung angenommen werden. Unter dieser Voraussetzung reducirt sich das lichte Profil auf 1367 qm, und das nutzbare Profil der neuen Brücke, welches unter Zugrundelegung des 1845er Hochwassers insgesamt rund 1557 qm beträgt, erscheint dem gegenüber um so mehr ausreichend, als der Rückstau des Rheinstromes an der neuen Brücke von verschwindendem Einfluß gegenüber der alten Brücke ist, welche nur etwa 800 m oberhalb der Mündung der Mosel in den Rhein liegt.

Für die Schifffahrt gestaltet sich die Höhenlage der eisernen Bögen sehr günstig; in der Mitte der Brückenöffnungen ist eine um 4,6 m größere Lichthöhe vorhanden, als bei der Rheinischen Brücke, und nur unmittelbar an den Pfeilern gehen die Bögen um etwa 2 m unter die bei der letzteren Brücke vorhandene Höhe hinab. Die mittlere Oeffnung überspannt gleichzeitig die tiefste Stromrinne und wird für die Thalfahrt benutzt, während die Bergfahrt sich in der Regel durch die linksseitige Oeffnung und nur bei sehr hohen Wasserständen durch die rechtsuferige Oeffnung bewegt.

Durch die militärischerseits gestellten Forderungen, daß auf dem rechtsuferigen Pfeiler Wachräume und eiserne Thorverschlüsse zum Absperren der Brücke vorgesehen werden sollten, wurde die Anlage von Thürmen erforderlich, deren Dimensionen jedoch auf die thunlichst geringsten Maaße beschränkt worden sind.

B. Bauausführung.

Das Flußbett der Mosel an der Brückenbaustelle wird durch einen sehr fest gelagerten, mit groben Geschieben untermischten Kies gebildet, welcher den darunter liegenden Felsboden in einer durchschnittlichen Stärke von 2 bis 3 m bedeckt. Der Felsboden liegt jedoch in sehr verschiedener Höhe. Während er am rechten Ufer zu Tage tritt, so daß der Landpfeiler direct auf demselben fundirt werden konnte, fällt er nach dem linken Ufer hin mehr und mehr ab; nahe dem linken Ufer wurde er bei einer Bohrtiefe von etwa 10 m unter der Flußsohle nicht mehr gefunden. Die Stärke der Kieslage über dem Felsen betrug bei dem ersten — rechtsseitigen — Stropfpfeiler etwa 1,3 m, bei dem zweiten, dem linksseitigen 4 m. Hiernach mußte beim Fundiren der rechtsuferigen Hälfte der Brücke — der Widerlagspfeiler, des Landpfeilers und des ersten Stropfpfeilers — bis auf den Felsboden hinab gegangen werden, während die Pfeiler der linksuferigen Brückenhälfte auf Kiesboden stehen. Bei dem linksuferigen Stropfpfeiler ist der Felsboden unter dem Betonfundament des Pfeilers noch mit einer nahezu 3 m starken Kiesschicht bedeckt.

Hiernach war eine Fundirung der Pfeiler auf Beton angezeigt, welche sich verhältnißmäßig einfach und fast genau analog der Fundirung der Pfeiler der Rheinbrücke bei Coblenz gestaltete, auf welche bezüglich der einzelnen Arbeiten verwiesen werden mag. Dieselbe ist auf Blatt 15 dargestellt. Bei der Fundirung des rechtsuferigen Stropfpfeilers mußten wegen der hohen Lage des Felsens Senkgerüste zu Hilfe genommen werden, während der linksuferige Stropfpfeiler und ebenso der Landpfeiler am linken Ufer in der üblichen Weise fundirt werden konnte. Die zur Verwendung gekommenen Materialien entsprechen den bei der Rheinbrücke benutzten: Beton aus Kleinschlag und Kies, Flußsand, westfälischem Wasserkalk und Plaidter Trafs; Niedermendinger Basaltlava zu den Pfeilervorköpfen bis auf Hochwasserhöhe, sowie zu den Widerlagern der Bogenträger; rother Sandstein aus der bayerischen Pfalz zu den Vorköpfen über Hochwasser, zu den Gesimsen der Fluthöffnungen und zu den Gesimsen und Eckverkleidungen der Thürme; Thonschiefer- und Grauwacken-Bruchsteine zum Kernmauerwerk der Pfeiler; Ziegelsteine zu den Gewölben; Kohlen-sandstein von der Ruhr zur Verblendung des Bruchsteinmauerwerks, soweit solches nicht mit Werksteinen bekleidet wurde.

Zu dem Mörtel wurde ausschließlich westfälischer Wasserkalk benutzt, welcher bei den Bauwerkstheilen unter Hochwasser und bei den Gewölben mit Trafs gemischt wurde. Die Verwendung von Cement beschränkte sich auf den Mörtel zum Fugen, zum Hintergießen der Widerlagsplatten und dergl. Die Materialien waren im Allgemeinen etwas theurer, als an der Rheinbrücke, weil die Kosten des Mehrtransports von Coblenz bis Güls auf dem Wasserwege bezw. Landwege hinzutraten.

Die Bereitung des Betons erfolgte in gleicher Weise wie an der Rheinbrücke mittelst einer Betonröhrmaschine, die von einer 6 pferdigen Locomobile getrieben wurde. Letztere trieb außerdem noch eine Mörtelmaschine nebst Pumpe. Die Beton- und Mörtelbereitungsanstalt, welche Bl. 19 zeigt, war unmittelbar am linken Moselufer auf hochwasserfreiem Plateau angelegt, so daß der fertige Beton etc. durch Rinnen

direct in die am Ufer liegenden Nachen fließen konnte. Der Transport aus den Nachen in den Betontrichter geschah durch Schiebkarren, welche auf den an der Pfeilerrüstung liegenden Nachen beladen und auf Karrbahnen, die an den Rüstungen in einfachster Weise ausgekragt waren, auf das Arbeitsplateau bzw. in den Trichter hinauftransportirt wurden. Die Nachen konnten in Folge der bei den niedrigen Wasserständen meist geringen Strömung ohne Zuhilfenahme von Maschinen-Zugkraft durch Schiffsstaken zwischen Ufer und Pfeilerrüstung bewegt werden. Der Beton zu dem Landpfeiler am linken Ufer wurde von der Betontrommel direct zu dem Trichter verkarrt. Bezüglich der Betonversenkung, der Trichterconstruction u. s. w. wird auf die betreffenden Erläuterungen auf Seite 5 verwiesen und nur bemerkt, daß der untere Theil des $0,7$ à $0,7$ m weiten Trichters in einer Höhe von 3 m sich nach unten hin um etwa $0,10$ m erweiterte, um ein leichteres Abfließen des Betons zu erreichen und ein Festsetzen desselben zu verhindern. Zu gleichem Zweck wurden die Nietköpfe innerhalb des Trichters sämmtlich versenkt, so daß die Wände im Innern durchaus glatt waren. Diese Maafsregeln haben sich als sehr praktisch bewährt, und hat sich auch die mehrfach ausgesprochene Befürchtung, daß die Qualität des Betons durch die Erweiterung des Trichters leiden möchte, weil beim Nachrutschen der Massen nahe den unteren Rändern hohle Stellen zwischen Beton und Trichterwänden entstehen könnten, in welche das Wasser alsdann eintreten und den Beton auswaschen würde, nicht bestätigt.

C. Montirung der Eiseneconstruction.

Der eiserne Ueberbau der Moselbrücke ist wie derjenige der Rheinbrücke von der „Gutehoffnungshütte“ in Oberhausen II geliefert und aufgestellt worden. Die Montirung erfolgte gleichfalls auf festen Gerüsten, welche neben den Pfeilern auf den noch vorhandenen Fundirungsgerüsten (Blatt 15), im Uebrigen auf eingerammten Pfählen, — in der rechtsuferigen Oeffnung, wo die Kiesschicht über dem Felsen nur $0,5$ bis $1,0$ m stark war, auf besonderen Senkgerüsten — ruhten. Wie aus Blatt 17 ersichtlich, stehen die Enden der eisernen Bögen auf den Widerlagsplatten stumpf auf, weshalb die Montirung bei dem Mangel einer jeden Regulirvorrichtung an den Widerlagern mit der peinlichsten Genauigkeit vorgenommen werden mußte. Der Gang der Operationen zum richtigen Verlegen des eisernen Ueberbaues, sowie zum Anbringen und Befestigen der Widerlagsplatten war in Kürze Folgender:

Nachdem die Eisenconstruction bis auf das mittlere Stück der oberen Gurtung zwischen den dem Knotenpunkt O zunächst liegenden Stößen, welches vorerst fortgelassen wurde (vgl. Blatt 17), vollständig fertig montirt war, wurden die Bogenträger, welche auf dem Montirungsgerüst auf Klotzlagern und Kopfwinden ruhten, genau eingerichtet, so daß die obere Gurtung in richtiger Höhe horizontal lag. Dann wurden die Bogen-Widerlagsplatten an die Bogenenden angepaßt und fixirt und hierauf die Bögen mittelst der Kopfwinden gleichmäßig angehoben, so daß zwischen jedem Bogenende und der Widerlagsplatte ein Zwischenraum von etwa 25 mm entstand. Nunmehr wurden die Widerlagsplatten aus der zuerst fixirten Lage um je 8 mm (normal zur Lage der Platte gemessen) in horizontaler Richtung gegen einander verschoben (wodurch sich mit Berücksichtigung einer später zwischen Bogenende und Platte gelegten 3 mm starken Kupferplatte eine Verkürzung der Spannweite von 24 mm ergab), und in dieser definitiven Lage wurden die Platten festgehalten und mit Cement hintergossen. Der Zwischenraum zwischen den Bogenenden und Platten betrug somit noch je 17 mm, und konnten sich die Bogenträger der Tem-

peraturzunahme entsprechend ausdehnen, ohne auf die Widerlagsplatten und den noch weichen Cement zu drücken. Es mag hier bemerkt werden, daß sich das erwähnte Vorschieben der Platten um 8 mm absolut genau nicht erreichen liefs, weil die dabei erforderlichen Bewegungen nur durch Hebeisen bewirkt werden konnten und die Platten mit Holzkeilen auf dem Mauerwerk festzustellen waren; die größte vorgekommene Differenz betrug jedoch nur $0,5$ mm.

Die beschriebenen Operationen erfolgten bei der als Beispiel gewählten Oeffnung bei ziemlich trübem Wetter und einer wenig veränderlichen Temperatur von durchschnittlich $+ 15^{\circ}$ C.

Nachdem dem Cement 8 Tage Zeit zum Erhärten gegeben worden, wurden die Bögen auf die Widerlagsplatten heruntergelassen, und es stellte sich als Resultat der Verkürzung der Spannweite eine Ueberhöhung der Bögen im Scheitel heraus, welche bei derselben Temperatur von $+ 15^{\circ}$ C. rund 30 mm betrug.

Das zuerst fortgelassene Mittelstück der oberen Gurtung wurde erst nach Verlauf von einigen Tagen eingepaßt, gebohrt und vernietet, nachdem die Bögen während dieser Zeit dem Einflusse des Eigengewichts überlassen gewesen waren.

Die Endauflager der oberen Gurtung und der mittleren Schienenträger (Blatt 17 u. 18) blieben während der oben beschriebenen Operationen gänzlich frei.

Mit Rücksicht auf das nicht unbedeutende Heben und Senken, welches an den Enden der oberen Gurtungen in Folge der Temperaturexpansionen der langen Verticalen stattfindet, — Bewegungen, welche durch die Formveränderungen, die der Bogen unter dem Einflusse der Temperatur erleidet, noch unterstützt werden — wurde es für nöthig erachtet, die kurzen Schienen über den beiden Strompfeilern auf besonderen Schienenträgern zu lagern, welche zwischen den Enden der oberen Gurtungen eingehängt sind. Die Construction dieser Schienenträger und ihre Verbindung mit den oberen Gurtungen ist auf Blatt 18 detaillirt dargestellt.

Belastungsproben. Während der Belastungsproben lag auf der Moselbrücke nur das linksseitige (südliche) Geleise, und geschah die erste Befahrung durch den Zug, mit welchem am selbigen Tage auch Lahn- und Rheinbrücke auf dem linksseitigen Geleise belastet wurden. Die Maschinen schoben den Zug von Osten nach Westen und war also bei Stellung der Achse 1 auf 0 der Oeffnung I ein Theil der Wagen des Zuges bereits über den Strompfeiler I hinaus, was für die etwaige Beurtheilung der Durchbiegungsergebnisse zu beachten bleibt.

Es wurde bei jeder Stellung des Zuges durch 3 Instrumente beobachtet:

- 1) der Bogenscheitel des belasteten Brückenfeldes auf der Geleiseite (Bogen zu Berg);
- 2) der Bogenscheitel des belasteten Brückenfeldes auf der geleisefreien Seite (Bogen zu Thal),

und zwar erfolgten die Beobachtungen von den entsprechenden Pfeilerköpfen des östlich vom belasteten Felde liegenden Pfeilers;

- 3) der Bogenscheitel des westlich zunächst liegenden Brückenfeldes auf der Geleiseite.

Die Visirtafeln der ersten Oeffnung sind benannt B I, die der zweiten und dritten Oeffnung B II und B III und unterscheiden sich nach Berg- und Thalseite. — Die Distanz der Instrumente I, II und III von den beobachteten Tafeln betrug 35 m. Es bedingt bei dieser Entfernung die Verschiebung der Libellenmitte um x Striche bei den verschiedenen Instrumenten folgende Hebung resp. Senkung der Visur:

bei	Instrument I	Instrument II	Instrument III
Verschiebung =	mm	mm	mm
1/2 Strich	0,7	0,75	3,15
1 "	1,4	1,49	6,30
1 1/2 "	2,0	2,23	9,00
2 "	2,6	2,97	11,60
2 1/2 "	3,1	3,71	13,80
3 "	3,7	4,45	16,00
3 1/2 "	4,3	5,19	Die Strichtheilung
4 "	4,8	5,94	d. Libelle war grofs,
4 1/2 "	5,4	6,68	daher die Ablesung
5 "	6,0	7,42	ungenau.

Um bei den Ablesungen Irrthümer zu vermeiden, war das obere nach der Bahnaxe gekehrte Viertel der roth und schwarz karrirten Visirscheiben dunkel umrahmt.

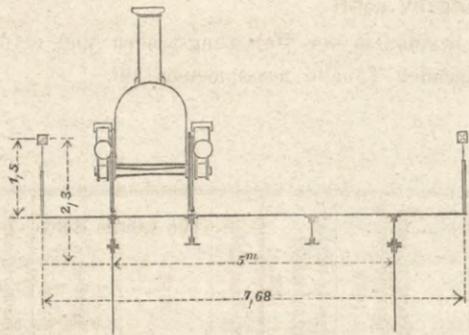
Senkungen wurden positiv, Hebungen negativ, Seitenausbiegungen von der Bahnaxe weg positiv, nach der Bahnaxe hin negativ notirt.

Die Ergebnisse der Belastungsproben sind in der hienächst folgenden Tabelle zusammengestellt.

Lde. Nr. d. Operat.	Belastungsart angegeben durch die Stellung der ersten Lastachse	Anvisirte Tafel	Die Libelle steht				Anvisirte Tafel	Die Libelle steht								
			vorn nach d. Tafel zu auf Strich	hinten	Abgelesene u. corrigirte Durchbiegung mm	Abgelesene seitliche Ausbiegung mm		vorn auf Strich	hinten	Abgelesene u. corrigirte Durchbiegung mm	Abgelesene seitliche Ausbiegung mm					
	Beobachtendes Instrument		Instrum. I a. d. östl. Landpf. zu Berg					Instr. II auf d. östl. Landpf. zu Thal					Instrum. III auf Strompf. I zu Berg			
1	Zugspitze in 0 I . . .	BI	15	17	+17	+8	BI	13	13	+3	-8	BII	10,5	11,5	+3	-8
			Abweichung + 1 Strich +18,4					13,5 12,5 +3 -10					+ 1/2 Strich +3,1 +6,1			
2	" " 1/4 I . . .	BI	16	17	+22	+10	BI	- 1/2 Strich	-0,75	+2,25	-8	BII	11	11	+8	-7
			+ 1/2 Strich 22,7					+2 -8					12,5 9,5 +19 -4			
3	" " 1/2 I . . .	BI	16,5	16,5	+13	+8	BI	13,5 12,5	+0,75	+1,25	-8	BII	- 1,5 Strich	-10	+10	-3
			13					- 1/2 Strich 0					12 10 +22 -3			
4	" " 3/4 I . . .	BI	16,5	16,5	0	+2	BI	13	13	0	-1	BII	- 1 Strich	+15,7		
	Zug fährt nach O. hin ab															
5	Offnung I leer . . .	BI	14	19	-2	+3	BI	13	13	0	0	BII	11,5 10,5	+4	-7	
			+ 2,5 Strich +3,1 +1,1										- 1/2 Strich +3,1 +0,9			
			Instrument I auf Strompf. I zu Berg					Instrument II auf Strompf. I zu Thal					Instrum. III auf Strompf. II zu Berg			
6	Zugspitze in 0 II . . .	BII	17,5	15,5	+19	+6	BII	14	12	+5	-5	BIII	10	12	-5	0
			- 1 Strich -1,4					- 1 Strich -1,5					+ 1 Strich +6,3			
7	" " 1/4 II . . .	BII	18,5	14,5	+25	+10	BII	15	11	+7	-8	BIII	10	12	0	+2
			- 2 Strich -2,6					- 2 Strich +4					+ 1 Strich +6,3			
8	" " 1/2 II . . .	BII	18,5	14,5	+16	+8	BII	15	11	+3	-4	BIII	10,5	11,5	+11	+4
			- 2 Strich -2,6					- 2 Strich 0					+ 1/2 Strich +14,1			
9	" " 3/4 II . . .	BII	18	15	+1	2	BII	14	12	0	-2	BIII	11	11	+17	+4
	Zug fährt nach W. hin ab		- 1 Strich -1					- 1 Strich -1,5					+17 +4			
10	Offnung II leer . . .	BII	18	15	+1	?	BII	13,5 12,5	0	0	0	BIII	11	11	0	-1
			- 1,5 Strich -2 -1					- 1/2 Strich -0,75 -0,75								
			Instrum. III auf Strompf. II zu Berg					Instrum. II auf Strompf. II zu Thal					Instrum. I auf Strompf. I zu Berg			
11	Zugspitze in 3/4 III . . .	BIII	11	11	+3	0	BIII	13	13	0	0	BII	16,5	16,5	-	-
			+17 +4					15 11 +5 -5					16,5 16,5 -			
12	" " 1/2 III . . .	BIII	11,5	10,5	-3,1	+9	BIII	- 2 Strich	+2	+8	-9	BII	16,5	16,5	+1	-
			- 1/2 Strich +30					- 3 Strich +3,55								
13	" " 3/4 III . . .	BIII	12	10	-6,3	+7	BIII	16	10	+8	-7	BII	16,5	16,5	+1	-
			+23,7					- 3 Strich +8								
14	" " 0 III . . .	BIII	12	10	+26	+9	BIII	16	10	+15	-10	BII	16,5	16,5	+1	-
	Zug fährt nach W. ab		- 1 Strich -6,3					- 3 Strich -4,45								
			+19,7					+3,55								
15	Schnellfahrt d. Zuges über die ganze Brücke	BIII	12	10	+30	+9	Oeffn. leer	13	13	0	0	BII				
			- 1 Strich -6,3					12,5 13,5 +9 -8					+20 +6			
16	Schnellf. mit 4 Locomot. von Ost nach West . . .	BIII	12	10	+23,7	+9	BIII	+ 1/2 Strich	+0,75	+9,75	-10	BII				
			+32					14 12 +15 -10					+25 +15			
17	Schnellf. do. v. W. nach O.	BIII	12	10	-6,3	+8	BIII	- 1 Strich	-1,5	13,5	-10 ^{bis}	BII				
			+25,7					13 13 +12 -12					+28 +12*			
18	Schnellf. von O. nach W.											BII	15	18	+26	+12
													+2			
19	Schnellf. von W. nach O.											BII	+ 1,5 Strich	18	+28	+12*
													+28			
													+2			
													+30			

*) Bogen III hob sich um 3 mm.

Danach haben die Durchbiegungen des Bogens an der Geleisesseite bei ruhender Last nicht mehr als 24 mm betragen, welche bei Bogen III beinahe erreicht wurden. Bei Belastung mit 4 schnellfahrenden Locomotiven sind bei Bogen II 30 mm beobachtet worden.



Die Beobachtungen der Seitenausbiegung geben nicht die Ausbiegung der Bogenscheitel, sondern die seitliche Ausbiegung der Tafeln, sie sind durch einseitige Belastung und die ungleichmäßige Einsenkung der Bögen stark beeinflusst.

Beträgt die Differenz der Senkungen der Bogenscheitel zu Berg und zu Thal Δd , so wird die dadurch hervorgerufene seitliche Ausbiegung der Tafel am Geleise

$$= \frac{2,3}{5} \Delta d = 0,46 \Delta d.$$

Ein Theil dieser Größe wird durch die Aufbiegung des Consols bei Belastung des Querträgers wieder aufgehoben, so daß ohne genauere Rechnung die Beobachtungen keinen Schluß auf wirkliche seitliche Bewegungen des Bogenscheitels zulassen.

Bei Beobachtung 7 ist $\Delta d = 22,4 - 4 = 18,4$, die Ausbiegung $= 10$, also $= 0,54 \Delta d$, so daß für die wirkliche Ausbiegung etwa $0,08 \Delta d$, also 1,5 mm übrig bleiben.

Wegen des bedeutenden Umfangs der auszuführenden Rechnungen ist nicht versucht worden, die Uebereinstimmung der beobachteten Durchbiegungen mit den aus der Rechnung sich ergebenden nachzuweisen.

Zur Vergleichung möge hier angeführt werden, daß wenn die Last des Zuges als gleichmäßig vertheilte Last von 3 t pro m allein auf die untere parabolische Gurtung wirkte, der Bogen eine Spannung von durchschnittlich $\frac{290}{2,2} \cdot 3 = \text{rot. } 400 \text{ kg pro qcm}$ aushalten würde (ohne Eigengewicht, cfr. Einwirkung des Eigengewichts) und daß diese Last für den Bogenscheitel eine Senkung von

$$s = \frac{3}{4} \frac{\delta l^2}{f} \left[1 + \frac{3}{8} \left(\frac{f^2}{l} \right) \right]$$

bewirken würde (cfr. Ritter, Dach- und Brückenconstruction §. 45).

Es wird hier $\delta = \frac{0,400}{2000}$; $l = 32,8$; $f = 7$; daher

$$s = \frac{3}{4} \frac{0,4 \cdot 32,8^2}{2000 \cdot 7} \left[1 + \frac{3}{8} \left(\frac{7,00^2}{32,8} \right) \right] \\ = \frac{322}{14000} \cdot 1,0304 = 0,0237,$$

oder rot. 24 mm, was beinahe genau mit den Beobachtungen stimmt.

D. Baukosten.

Die Gesamt-Baukosten der Moselbrücke einschließlich der zur Correction der Flußsohle an der Brückenbaustelle erforderlichen Baggerarbeiten belaufen sich auf rot. 695000 \mathcal{M} .

Mit der Bauausführung konnte erst im April 1877 begonnen werden, doch gelang es, die Arbeiten so zu beschleunigen, daß die Brücke einschließlich des eisernen Ueberbaues bereits Ende September 1878 bis auf geringfügige Arbeiten, als Geländer u. dgl., fertiggestellt war und Anfangs October mit Zügen (Arbeitszügen) befahren werden konnte.

E. Statische Berechnung der Pfeiler und des Gewölbes.

(Hierzu Zeichnungen auf Blatt 19.)

I. Strompfeiler.

Das spezifische Gewicht der aus Bruchstein-Mauerwerk mit Betonfundamenten bestehenden Pfeiler beträgt durchschnittlich 2,3.

Die mobile Last oberhalb der Pfeiler wird durch eine gleichmäßig vertheilte Mehrhöhe von 0,6 m repräsentirt.

Die Berechnung erfolgt pro 1 m Tiefe der 8,1 m breiten Fahrbahn und zwar in einem Längenschnitt parallel zur Bahnmittellinie. Das Gewicht der beiderseitigen Vorköpfe wird auf die Fahrbahnbreite von 8,1 m gleichmäßig vertheilt gedacht. Dasselbe beträgt nach specieller Berechnung für einen Pfeiler von der Fundamentsohle bis zur Oberkante des Bauwerks rund 1350 t, so daß pro 1 m ein Vorkopfgewicht wirkt von

$$G = \frac{1350}{8,1} = \text{rot. } 167 \text{ t.}^*)$$

Für die Berechnung des durch die beiden Bogenträger des eisernen Ueberbaues verursachten Horizontal- und Verticaldrucks ist die mobile Last $\pi = 4,4$ t pro lfd. m Bogenträger bzw. Geleis angenommen, während das Eigengewicht p nach der wirklichen Ausführung, einschließlic Geländer, Bogenbelag u. s. w., 2,0 t (genau 1,971 t) beträgt.

Die Spannweite für die Eisenconstruction ist 65,6 m, die Bohlenhöhe rund 7,4 m. Alsdann ist pro Bogenträger die Horizontalkraft

$$Hp = \frac{2,0 \cdot 65,6^2}{7,4 \cdot 8} = 145 \text{ t} \quad Vp = \frac{65,6}{2} \cdot 2,0 = 65,6 \text{ t}$$

$$Hp + \pi = \frac{6,4 \cdot 65,6^2}{7,4 \cdot 8} = 465 \text{ t} \quad Vp + \pi = \frac{65,6}{2} \cdot 6,4 = 210,0 \text{ t.}$$

Demnach beträgt pro 1 m Tiefe der halben Fahrbahnbreite

$$\begin{array}{ll} 1. \quad Hp = \frac{145}{4,05} = 35,8 \text{ t} & 3. \quad Vp = \frac{65,6}{4,05} = 16,2 \text{ t} \\ 2. \quad Hp + \pi = \frac{465}{4,05} = 115,0 \text{ t} & 4. \quad Vp + \pi = \frac{210}{4,05} = 51,8 \text{ t.} \end{array}$$

Im Nachstehenden wird die Maximalbeanspruchung des Baugrundes in der Fundamentsohle für folgende 3 Fälle untersucht:

- Beide Oeffnungen sind belastet;
- die rechtsseitige Oeffnung ist belastet, die linksseitige unbelastet;
- die rechtsseitige Eisenconstruction fehlt, die linksseitige ist unbelastet —

und für den hieraus ersichtlichen ungünstigsten Belastungsfall wird festgestellt:

- die Beanspruchung des Materials im oberen Fundamentabsatz.

a. Beide Oeffnungen sind belastet.

Mit Berücksichtigung des oben berechneten Vorkopfgewichts G und der Verticalkräfte $Vp + \pi$ beträgt der Druck auf die Fundamentsohle (vgl. Fig. 1 auf Bl. 19):

$$R = 4,5 \cdot 8,2 \cdot 2,3 + \frac{5,4 + 6,05}{2} \cdot 6,7 \cdot 2,3 + 7 \cdot 1,5 \cdot 2,3 + 10,66 \cdot 2,5 \cdot 2,3 + 167,0 + 2 \cdot 51,8 \\ = 84,8 + 88,1 + 24,2 + 61,1 + 167,0 + 103,6 \\ R = 528,8 \text{ t.}$$

Dieser pro 1 m Tiefe der 8,1 m breiten Fahrbahn berechnete Druck vertheilt sich in dem rot. 19,3 m ausgedehnten Fundament auf einen Streifen, dessen Tiefe $= \frac{19,3}{8,1}$.

Demnach ist der aus obigem Gewicht sich ergebende Druck

*) Sämmtliche Ausrechnungen sind mit dem Rechenschieber ausgeführt.

pro Quadrateinheit mit dem Coefficienten $\frac{8,1}{19,3} = 0,42$ zu multipliciren, und es ergibt sich in der gleichmäßig belasteten Fundamentsohle eine Beanspruchung

$$K = 0,42 \cdot \frac{528,8}{10,66} = 20,8 \text{ t pro qm} = 2,1 \text{ kg pro qcm.}$$

b. Die rechtsseitige Oeffnung ist belastet, die linksseitige unbelastet.

Der Druck auf den Baugrund beträgt:

$$R = 84,8 + 88,1 + 24,2 + 61,1 + 167,0 + 16,2 + 51,8 = 493,2 \text{ t.}$$

Die Entfernung x des Durchgangspunktes der Druckmittellinie von der Axe des Pfeilers ergibt sich aus nachstehender Momentengleichung mit Bezug auf den Punkt O als Drehpunkt.

$$R x - (115,0 - 35,8) \cdot 10,2 + (51,8 - 16,2) \cdot 2,45 = 0,$$

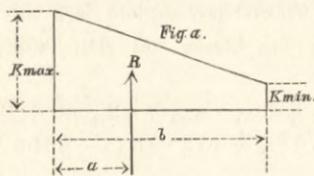
$$\text{woraus } x = \frac{808 - 87}{493,2} = 1,46 \text{ m,}$$

und der Abstand von der äußeren Fundamentkante ist:

$$a = 5,33 - 1,46 = 3,87 \text{ m.}$$

Die Vertheilung des Druckes erfolgt nach einem Trapez, dessen Inhalt gleich der Kraft R ist, welche durch den Schwerpunkt des Trapezes geht.

Bezeichnet man die Beanspruchung in den Kanten pro Quadrateinheit mit K_{max} und K_{min} , den Abstand des Durchgangspunktes der Druckmittellinien von der meist beanspruchten Kante (bezw. den Abstand des Schwerpunktes) mit a und die Breite der gedrückten Fläche mit b , so ist (vgl. Fig. a)



$$a = \frac{b}{3} \frac{K_{max} + 2K_{min}}{K_{max} + K_{min}};$$

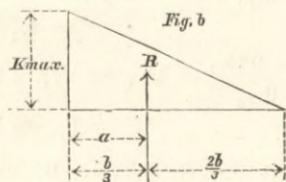
$$\text{ferner } R = \frac{K_{max} + K_{min}}{2} \cdot b.$$

Die Auflösung dieser Gleichung nach den Unbekannten K_{max} und K_{min} ergibt

$$5) \quad K_{max} = \frac{2R}{b} \left(2 - 3 \frac{a}{b} \right),$$

$$6) \quad K_{min} = \frac{2R}{b} - K_{max}.$$

Für $a = \frac{b}{3}$ vertheilt sich der Druck nach einem Dreieck (Figur b); es wird $K_{min} = 0$ und



$$7) \quad K_{max} = \frac{2R}{b}.$$

Im vorliegenden Falle ist mit Berücksichtigung des Coefficienten $0,42$ nach Gleichung 5) und 6)

$$K_{max} = 0,42 \cdot \frac{2 \cdot 493,2}{10,66} \left(2 - 3 \cdot \frac{3,87}{10,68} \right) = 35,3 \text{ t pro qm} = 3,5 \text{ kg pro qcm.}$$

$$K_{min} = 35 \text{ t pro qm} = 0,3 \text{ kg pro qcm.}$$

c. Die rechtsseitige Eisenconstruction fehlt, die linksseitige ist unbelastet.

Die Durchführung einer der vorigen analogen Berechnung ergibt den Druck auf den Baugrund

$$R = 441,4 \text{ t.}$$

Die Entfernung des Durchgangspunktes der Druckmittellinien von der Pfeileraxe ist

$$x = 0,74 \text{ m,}$$

daher der Abstand

$$a = 5,33 - 0,74 = 4,59 \text{ m}$$

und es wird mit Berücksichtigung des Coefficienten $0,42$ die Beanspruchung in den Kanten nach Gleichung 5) und 6)

$$K_{max} = 24,7 \text{ t pro qm} = 2,5 \text{ kg pro qcm,}$$

$$K_{min} = 10,1 \text{ t pro qm} = 1,0 \text{ kg pro qcm.}$$

d. Die Beanspruchung des Materials im oberen Fundamentabsatz

wird, wie sich aus den vorhergehenden Untersuchungen ergibt, für den unter 6) vorausgesetzten Belastungsfall am ungünstigsten, wenn nämlich die rechtsseitige Oeffnung voll belastet, die linksseitige unbelastet ist. Das Gewicht der beiderseitigen Vorköpfe über dem oberen Fundamentabsatz beträgt nach specieller Berechnung 560 t oder pro 1 m Tiefe der 8,1 m breiten Fahrbahn rot.

$$G = \frac{560}{8,1} = 69,1 \text{ t.}$$

Führt man die Berechnung analog der unter b. enthaltenen durch, so ergibt sich für den vorliegenden Fall der Druck auf den oberen Absatz (vgl. Figur 1 Blatt 19)

$$R = 310 \text{ t.}$$

Die Entfernung des Durchgangspunktes der Druckmittellinie von der Pfeileraxe ist

$$x = 1,30 \text{ m und der Abstand}$$

$$a = 3,03 - 1,30 = 1,73 \text{ m.}$$

An der Uebertragung des Druckes participiren die beiderseitigen Vorköpfe, welche um $\frac{6,05}{2} = \text{rot. } 3 \text{ m}$ über die 8,1 m breite Fahrbahn vorspringen.

Die Länge l_0 desjenigen Rechtecks, welche für die mit Halbkreisen versehene Fläche substituirt werden kann, ergibt sich aus der Gleichstellung der Trägheitsmomente der betreffenden Flächen. Es soll also sein (vgl. Fig. 2 auf Bl. 19)

$$\frac{l_0 (2r)^3}{12} = \frac{l(2r)^3}{12} + \frac{\pi r^4}{4}, \text{ woraus nahezu}$$

$$8) \quad l_0 = l + 1,2 r = l + 0,6 r + 0,6 r,$$

d. h. bei Berechnung der Druckvertheilung durch die halbkreisförmigen Vorköpfe kann für jeden Halbkreis ein Rechteck substituirt werden, dessen Breite $2r$ und dessen Länge $0,6 r$ ist.

Demnach ist der aus obiger Berechnung (pro 1 m Tiefe der 8,1 m breiten Fahrbahn) resultirende Druck pro Quadrateinheit zu multipliciren mit dem Coefficienten

$$\frac{8,1}{8,1 + 2 \cdot 0,6 \cdot 3} = \frac{8,1}{11,7} = 0,69,$$

und es ergibt sich somit nach Gleichung 7)

$$K_{max} = 0,69 \cdot \frac{2 \cdot 310}{3 \cdot 1,73} = 82,3 \text{ t pro qm} = 8,2 \text{ kg pro qcm.}$$

II. Gewölbe.

Die Form des Gewölbes in dem Längenschnitt parallel zur Bahnmittellinie ist elliptisch; dieselbe wird jedoch wegen der sehr geringen Abweichung vom Kreisbogen bei der Berechnung als Kreisbogen behandelt (vgl. Fig. 4 und 7 auf Blatt 19).

Das spezifische Gewicht des oberhalb der gewölbten Oeffnung vorhandenen Materials (Ziegel- und Bruchsteinmauerwerk und Hinterfüllungsmaterial) beträgt durchschnittlich $1,7$. — Die mobile Last wird, wie bei den Pfeilern und Widerlagern durch eine Mehrhöhe von $0,6 \text{ m}$ repräsentirt.

Die Spannweite, in der Bahnaxe gemessen, ist	$W = 17,26$ m
Pfeilhöhe	$f = 4,80$ "
Radius	$r = 16,16$ "
Radius für die Mitte des Gewölbes	$\rho = 10,55$ "
Gewölbestärke	$e = 0,77$ m
Abdeckschichten	$= 0,13$ "
Kiesschüttung bis <i>S. U-K</i>	$= 0,80$ "
	Sa. $1,50$ m

Lasthöhe im Scheitel (ausschl. der mobilen Last) $1,50$ m
 Lasthöhe (einschl. der mobilen Last) $2,10$ "

Der Horizontalschub pro 1 m Tiefe bei voller Belastung beider Gewölbehälften ist nahezu

$$9) \quad H = q \cdot z_0 \cdot \gamma = 10,55 \cdot 2,1 \cdot 1,7 = 37,7 \text{ t.}$$

Die Beanspruchung des Materials im Scheitel ist demnach in diesem Falle

$$K = \frac{37,7}{0,77} = 48,8 \text{ t pro qm} = 4,9 \text{ kg pro qcm.}$$

Das Gewölbe ist nach den Widerlagern hin der Zunahme der Tangentialkraft entsprechend verstärkt und diese Verstärkung mit Rücksicht auf die praktische Ausführung in Absätzen hergestellt worden.

Fehlt die mobile Last, so ist der Horizontalschub

$$10) \quad H_1 = 10,55 \cdot 1,5 \cdot 1,7 = 26,9 \text{ t und es wird}$$

$$K = \frac{26,9}{0,77} = 35 \text{ t pro qm} = 3,5 \text{ kg pro qm.}$$

Ist nur die eine Gewölbehälfte voll belastet, so wird der Horizontalschub nahezu

$$11) \quad H_2 = 10,55 \cdot \frac{2,1 + 1,5}{2} \cdot 1,70 = 32,3 \text{ t.}$$

Untersucht man die Anstrengung des Materials für diesen Fall der schiefen Belastung nach der von J. W. Schwedler für flache Gewölbe angegebenen Methode (Zeitschrift für Bauwesen, 1868, S. 468), so ergibt sich, daß die Maximalanstrengung des Materials im Scheitel sich zusammensetzt aus der Beanspruchung durch den hierbei entstehenden Horizontalschub H_2 und aus der Beanspruchung durch das Biegemoment $M = q \frac{w^2}{64}$, worin w die Spannweite $= 17,26$ m

und q die mobile Last pro qm ist; hier also

$$q = 1 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 1,7 = \text{rot. } 1 \text{ t.}$$

Demnach ist die Maximalanstrengung

$$K_{max} = \frac{H_2}{0,77} + \frac{M}{J} \cdot \frac{1}{a}$$

Es ist $M = q \frac{w^2}{64} = \frac{1 \cdot 17,26^2}{64} = 4,65$ Metertonnen,

$$\frac{J}{a} = \frac{1 \cdot e^2}{6} = \frac{0,77^2}{6} = \frac{0,5929}{6} = \text{rot. } 0,1.$$

Daher ist

$$K_{max} = \frac{32,3}{0,77} + \frac{4,65}{0,1} = 43,1 + 46,5 = 89,6 \text{ t pro qm} \\ = 9,0 \text{ kg pro qcm.}$$

Diese für den ungünstigsten Belastungsfall eintretende Maximalanstrengung erscheint bei dem zur Verwendung gekommenen Ziegelmaterial zulässig.

Die Ausführung des Gewölbes ist in gutem Trasmörtel erfolgt.

III. Westlicher Landpfeiler.

Das spezifische Gewicht des Landpfeilers von der Fundamentsohle bis zur Schienen-Unterkante beträgt nach Verhältniß der vorhandenen Materialien (Beton, Bruchsteinmauerwerk und Hinterfüllungsmaterial) im Durchschnitt $2,3$.

Es soll der Maximaldruck auf den Baugrund für folgende Belastungsfälle untersucht werden.

- Gewölbe und Eisenconstruction sind belastet,
- Gewölbe unbelastet, Eisenconstruction belastet,
- Gewölbe unbelastet, Eisenconstruction fehlt.

Alsdann ist für den hieraus ersichtlichen ungünstigsten Belastungsfall die Maximalbeanspruchung des Mauerwerks in dem meist gefährdeten Querschnitt, im obersten Fundamentabsatz festzustellen.

Die Berechnung erfolgt pro 1 m Tiefe des $8,1$ m breiten Gewölbes.

Das Gewicht der beiderseitigen Vorköpfe beträgt nach specieller Ermittlung 1500 t, so daß pro 1 m Tiefe ein Vorkopfgewicht wirkt von

$$G = \frac{1500}{8,1} = 185 \text{ t,}$$

welches in der Mitte der Vorköpfe rot. $12,9$ m von der Mittellinie des Gewölbes entfernt angreift.

Für die Berechnung ist die Form des Pfeilerquerschnitts auf ein entsprechendes Rechteck reducirt, dessen Breite rot. $8,0$ m beträgt und dessen Schwerpunkt $12,2$ m von der Gewölbeaxe entfernt ist.

Die aus dem eisernen Ueberbau resultirenden Horizontal- und Vertikalkräfte sind in den Gleichungen 1) bis 4) angegeben.

a. Gewölbe und Eisenconstruction sind belastet.

Der Druck in der Fundamentsohle beträgt (vgl. Fig. 3 auf Blatt 19)

$$R = 8,63 \cdot 2,1 \cdot 1,7 + \frac{8,63 \cdot 4,8}{3} \cdot 1,7 + 8 \cdot 18,1 \cdot 2,3 + \\ + 185,0 + 51,8 \\ = 30,8 + 23,5 + 333,0 + 185,0 + 51,8 = 624,1 \text{ t.}$$

Die Entfernung x des Durchgangspunktes der Druckmittellinie von der Gewölbeaxe ergibt sich aus folgender Momentengleichung mit Bezug auf den Punkt 0 als Drehpunkt:

$$37,7 \cdot 16,4 + 30,8 \cdot 4,32 + 23,5 \cdot 6 + 333 \cdot 12,2 + \\ + 185 \cdot 12,9 + 51,8 \cdot 15,8 - 115 \cdot 9,4 - Rx = 0,$$

woraus

$$x = \frac{7082}{624,1} = 11,35 \text{ m.}$$

Der Abstand von der inneren Fundamentkante ist hiernach:

$$a = 11,35 - 7,13 = 4,22 \text{ m.}$$

Die Ausdehnung des Fundaments in der Tiefe beträgt $17,3$ m, so daß der aus obiger Berechnung resultirende Druck pro Quadrateinheit mit dem Coefficienten $\frac{8,1}{17,3} = \text{rot. } 0,47$

zu multipliciren ist. Mit Berücksichtigung dieses Coefficienten ist nach Gleichung 5) und 6)

$$K_{max} = 0,47 \cdot \frac{2 \cdot 624,1}{9,44} \left(2 - 3 \frac{4,22}{9,44} \right) = 41,0 \text{ t pro qm} \\ = 4,1 \text{ kg pro qcm.}$$

$$K_{min} = 0,47 \cdot \frac{2 \cdot 624,1}{9,44} - 41,0 = 21,1 \text{ t pro qm} \\ = 2,1 \text{ kg pro qcm.}$$

b. Das Gewölbe ist unbelastet, die Eisenconstruction einschl. Pfeiler belastet.

Die Durchführung einer der vorigen analogen Berechnung ergibt für diesen Belastungsfall den Druck auf die Fundamentsohle (vgl. Fig. 3 auf Blatt 19)

$$R = 615,3 \text{ t.}$$

Die Entfernung des Durchgangspunktes der Druckmittellinie vom Punkte 0

$$x = 11,16 \text{ m, woraus der Abstand}$$

$$a = 11,16 - 7,13 = 4,03 \text{ m.}$$

Alsdann ergibt sich die Beanspruchung in den Fundamentkanten mit Berücksichtigung des obigen Coefficienten $0,47$ nach Gleichung 5) und 6)

$$K_{max} = 44,1 \text{ t pro qm} = 4,4 \text{ kg pro qcm.}$$

$$K_{min} = 17,2 \text{ t pro qm} = 1,7 \text{ kg pro qcm.}$$

c. Das Gewölbe ist unbelastet, die Eisenconstruction fehlt.

Das Gewicht des Pfeilers ist ohne mobile Last einzuführen. Alsdann ist der Druck auf den Baugrund

$$R = 552,5 \text{ t}$$

und die Entfernung des Durchgangspunktes der Druckmittellinie

$$x = 12,64 \text{ m.}$$

Der Abstand von der äußeren Fundamentkante ist

$$a = 16,57 - 12,64 = 3,93 \text{ m.}$$

Demnach wird die Beanspruchung in den Kanten unter Berücksichtigung des Coefficienten $0,47$ nach Gleichung 5) und 6)

$$K_{max} = 41,2 \text{ t pro qm} = 4,1 \text{ kg pro qcm.}$$

$$K_{min} = 13,9 \text{ t pro qm} = 1,4 \text{ kg pro qcm.}$$

d. Die Beanspruchung des Materials im oberen Fundamentabsatze

wird für den unter b. vorausgesetzten Belastungsfall am ungünstigsten, wenn nämlich das Gewölbe unbelastet, die Eisenconstruction nebst Pfeiler dagegen voll belastet ist.

Das Gewicht der beiderseitigen Vorköpfe oberhalb dieses Absatzes (Ordinate + $3,5$) beträgt nach Berechnung 648 t oder pro 1 m Tiefe des $8,1 \text{ m}$ breiten Gewölbes

$$G = \frac{648}{8,1} = 80 \text{ t}$$

welche in einem Abstand $= 12,9 \text{ m}$ von der Gewölbeaxe angreifen.

Die Form des Pfeilers ist auf ein Rechteck von der Breite $7,2 \text{ m}$ reducirt und dessen Gewicht pro 1 m Tiefe (vgl. Fig. 4 auf Blatt 19) ist $7,2 \cdot 12,7 \cdot 2,3 = 210 \text{ t}$.

Der Druck auf den Fundamentabsatz beträgt nach ausgeführter Rechnung $R = 387,3 \text{ t}$.

Die Entfernung x des Durchgangspunktes der Druckmittellinie ist $x = 11,60 \text{ m}$ und der Abstand

$$a = 11,60 - 8,63 \text{ m} = 2,97 \text{ m.}$$

An der Uebertragung des Druckes participiren die beiden Vorköpfe, welche nahezu um $3,34 \text{ m}$ über die $8,1 \text{ m}$ breite Fahrbahn vorspringen. Dieselben nehmen jedoch nicht die ganze Pfeilerbreite ein, sondern treten an der meist beanspruchten Kante um ca. $0,9 \text{ m}$ zurück.

Es sollen deshalb der Berechnung des für die Halbkreise zu substituierenden Rechtecks solche Halbkreise zu Grunde gelegt werden, welche um $0,9 \text{ m}$ von den Kanten der Pfeiler zurücktreten und symmetrisch zur Pfeileraxe liegen. Der Radius derselben ist rot. 3 m .

Alsdann ergibt sich die Länge l_0 desjenigen Rechtecks, welches für die mit Vorköpfen versehene Fläche substituiert werden kann, aus der Gleichstellung der Trägheitsmomente für die bezüglichen Flächen.

Es muß sein (vgl. Fig. 5 auf Blatt 19)

$$l_0 \cdot \frac{7,7^3}{12} = l \cdot \frac{7,7^3}{12} + \frac{\pi r^4}{4}, \text{ woraus}$$

$$12) \quad l_0 = l + 1,67 = 8,1 + 1,67 = 9,77 \text{ m.}$$

Demnach ist die aus obiger Rechnung resultirende Beanspruchung K pro Quadrateinheit zu multipliciren mit dem Coefficienten $\frac{8,1}{9,77} = 0,83$, und es ergibt sich mit Bezug hierauf nach den Gleichungen 5) und 6)

$$K_{max} = 70,3 \text{ t pro qm} = 7,0 \text{ kg pro qcm,}$$

$$K_{min} = 13,9 \text{ t pro qm} = 1,4 \text{ kg pro qcm.}$$

IV. Westlicher Widerlagspfeiler.

Das spezifische Gewicht des Widerlags-Pfeilers incl. der über demselben vorhandenen Schüttung beträgt nach Verhältniß der betreffenden Materialmassen durchschnittlich $2,2$.

1) Die Stärke des Widerlagers in Kämpferhöhe bestimmt sich aus der Bedingung, daß ein Abschieben

der auf dieser Schicht lastenden Mauerwerksmasse G durch die Horizontalkraft H_3 nicht stattfinden darf. Die Gefahr ist am größten bei noch ziemlich frischem Zustande des Mörtels nach dem Ausrüsten des Gewölbes.

Bezeichnet μ den Reibungscoefficienten in der Kämpferfuge, so ist $\mu = \frac{\text{Horizontalschub}}{\text{Gewicht des Mauerkörpers}}$

Es ist aber (vgl. Fig. 7 auf Blatt 19)

$$H_3 = 10,55 \cdot 0,9 \cdot 1,7 = 16,1 \text{ t. Ferner ist rund}$$

$$G = \frac{3,5 + 3,0}{2} \cdot 2,6 \cdot 2,2 + \frac{2,5 + 0,9}{2} \cdot 9 \cdot 1,7 = 44,6 \text{ t.}$$

$$\text{Hiernach ergibt sich } \mu = \frac{16,1}{44,6} = 0,36.$$

Somit ist die Widerlagsstärke in der Kämpferhöhe mit $3,5 \text{ m}$ ausreichend bemessen.

2) Der Druck auf den Baugrund soll für drei Fälle untersucht werden:

a. Gewölbe und Damm sind voll belastet.

Nach ausgeführter Rechnung ist mit Bezug auf Fig. 6 auf Blatt 19 der Druck auf den Baugrund $R = 216 \text{ t}$.

Die Erddrucke E_1 und E_2 sind

$$E_1 = \frac{h^2}{8} \gamma_2 = \frac{14,7^2}{8} \cdot 1,85 = 50,0 \text{ t,}$$

$$E_2 = \frac{4,5^2}{8} \cdot 1,85 = 4,7 \text{ t.}$$

Unter Berücksichtigung dieser und der übrigen wirkenden (in der Fig. 6 bezeichneten) Kräfte ergibt sich die Entfernung des Durchgangspunktes der Druck-Mittellinie von der Gewölbeaxe $x = 10,75 \text{ m}$.

Der Abstand von der äußeren Fundamentkante beträgt

$$a = 13,63 - 10,75 = \text{rot. } 2,9 \text{ m.}$$

Die untere Fundamentbreite ist nun $= 2 \cdot 2,9 \text{ m} = 5,8 \text{ m}$ gemacht, so daß bei gleichmäßiger voller Belastung der Brücke der Druck auf den Baugrund sich gleichmäßig vertheilt. Der letztere ist demnach

$$K = \frac{227}{5,8} = 39,2 \text{ t pro qm} = 3,9 \text{ kg pro qcm.}$$

b. Ist das Gewölbe unbelastet und der Damm belastet, so werden die Drucke in den Kanten der Fundamentsohle gemäß der ausgeführten Berechnung

$$K_{max} = 4,9 \text{ kg pro qcm,}$$

$$K_{min} = 2,2 \text{ kg pro qcm.}$$

c. Ist dagegen das Gewölbe belastet und der Damm unbelastet, so wird

$$K_{max} = 4,5 \text{ kg pro qcm,}$$

$$K_{min} = 2,7 \text{ kg pro qcm.}$$

3) Die Beanspruchung des Materials in dem Fundamentabsatze auf Ordinate + $2,9$ wird am größten, wenn das Gewölbe unbelastet, der Damm nebst Widerlagspfeiler dagegen belastet ist. Dann ist nach ausgeführter Berechnung (vgl. Fig. 8 auf Blatt 19) $R = 179,5 \text{ t}$.

Sieht man von dem geringfügigen Erddruck E_2 ab, so ergibt sich die Entfernung der Druckmittellinie von der Gewölbeaxe zu rot. $x = 10,2 \text{ m}$

und der Abstand von der innern Kante

$$a = 10,20 - 8,43 = 1,77 \text{ m.}$$

Die Beanspruchung des Materials in den Kanten ist nach Gleichung 5) und 6)

$$K_{max} = 66,6 \text{ t pro qm} = 6,7 \text{ kg pro qcm,}$$

$$K_{min} = 8,3 \text{ t pro qm} = 0,8 \text{ kg pro qcm.}$$

Statische Berechnung und Erläuterung der Eisenconstruction.

Die Brücke über die Mosel bildet mit der Stromrichtung einen Winkel von 80° . Die Strombrücke besteht aus

Zusammenstellung der Spannungen der oberen und

Table with columns x, h, a1, a2, f0h, fu h, and 10 columns of stress values (10, 9, 8, 7, 6, 5, 4, 3, 2, 1).

Gurtungsspannungen für das zweite System.

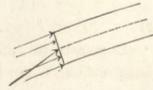
Table with columns x, h, f0 325, f0 600, and 10 columns of stress values.

3 Öffnungen von je 65 m lichter Weite (in der Bahnaxe gemessen) und ist für zwei Geleise von 3,5 m Mitteldistanz hergestellt.

Form und Inanspruchnahme der Träger.

Der Hauptträger besteht aus zwei durch ein doppeltes Diagonalsystem ausgesteiften Gurtungen, deren obere eine horizontale Axe hat, während die untere einer Parabel folgt.

Am Kämpfer stützt sich die untere Gurtung direct auf eine Gußeisenplatte mit Vermeidung eines Scharniers; auch der Scheitel wird ohne Scharnier gebildet.



unteren Gurtung bei den verschiedenen Belastungen.

Table with columns 0, 1a, 2a, 3a, 4a, 5a, 6a, 7a, 8a, 9a, 10a, and 10 columns of stress values.

das zweite System.

Table with columns Gurtungsspannung, obere, untere, and 10 columns of stress values.

zontalschub, das Moment und die Vertikalkraft im Scheitel sind am Schlusse angeführt.

Der Träger stellt sich also für die Berechnung dar als ein Bogensystem von noch näher zu bestimmender Form der Axe und variablem Querschnitt, welcher an den Kämpfern mit einem Gelenk versehen ist.

Als Axe, welche der Berechnung zu Grunde gelegt wird, gilt die neutrale Axe des Systems.

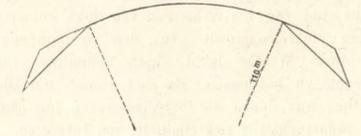
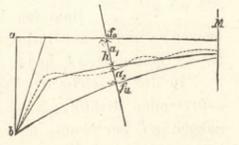
In der oben beschriebenen Trägerform, in welcher die Endverticale resp. Enddiagonale als ein Theil oder als Fortsetzung der oberen Gurtung aufzufassen ist, ist die neutrale Axe für die nach überschläglichen Rechnungen vorläufig ermittelten Gurtungsquerschnitte bestimmt worden durch die Formel

Formel a1 = (fu * h) / (f0 + fu)

Die so ermittelten Punkte gaben verbunden irgend eine Curve, welche aber dem Zwecke, als Leitlinie des Systems zu dienen, noch nicht entsprach.

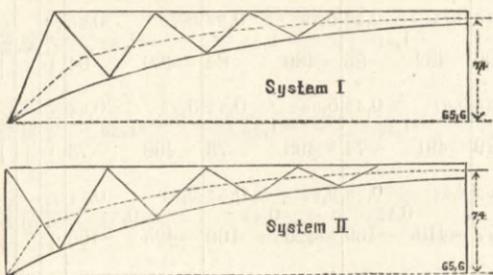
dem Zuge der ersten Curve sich möglichst genau anschloß, dieser Kreis als neutrale Axe festgehalten und nach den Entfernungen a1 und a2 die Querschnitte f0 und fu corrigirt, jedoch so, daß fu der Querschnitt der unteren Gurtung, in minimo auf 600 qcm blieb und sich nur im Gebiete der höchsten Biegemomente bei ungleichmäßiger Belastung auf 700 qcm erhöhte.

In dem Theile, wo die Endverticale als obere Gurtung auftritt, wurde als neutrale Axe eine durch den Kämpfer gehende



Gerade angenommen und danach der Querschnitt der End-verticale und Enddiagonale gewählt.

Die Axe des Systems besteht also aus einem Kreise von 110 m Radius, welcher in zwei symmetrisch zur Mittellinie liegenden Punkten von 2 durch die Kämpfer gehenden Geraden geschnitten wird. Die Trägergurtungen sind durch



ein doppeltes Diagonalsystem ausgesteift; man kann daher den Bogen als aus zwei übereinandergelegten Systemen construirt auffassen, wie vorstehend gezeichnet ist. Beide Systeme haben in der Mitte denselben Kreis von 110 m R. als neutrale Axe, doch haben die geraden Theile der Axe am Kämpfer in beiden Systemen verschiedene Neigungen.

Der Rechnung ist System I zu Grunde gelegt, und sind dafür die Horizontalschübe, Biegemomente, Tangential- und Radialkräfte, Gurtungs- und Diagonalspannungen ermittelt; doch ist später bei Berechnung der Spannungen der Verticalen und Diagonalen des Endfeldes der Einfluß der steileren Steigung der Axe am Kämpfer des Systems II annähernd bestimmt und berücksichtigt.

Die Rechnung ist im Anschluß an die Bogentheorie in Winkler's Lehre von der Elasticität und Festigkeit, § 330 und 331 ausgeführt worden.

Wenn x die horizontale Entfernung eines Axenpunktes von der Bogenmitte, h die Entfernung der Gurtungen, a_1 und a_2 die Abstände der oberen und unteren Gurtung von der Axe, f_o und f_u die Querschnitte der oberen und unteren Gurtung bezeichnen, so ergeben sich, wenn die Lastpunkte von dem am Scheitel liegenden Lastpunkte 0 aus nach links mit 1 bis 10, nach rechts mit 1^a bis 10^a bezeichnet und ihre Einzellasten

für	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
mit	14,8	14,8	14,8	14,8	14,4	13,8	13,8	13,8	13,8	13,8	13,8 t
für	1 ^a	2 ^a	3 ^a	4 ^a	5 ^a	6 ^a	7 ^a	8 ^a	9 ^a	10 ^a	
mit	13,8	13,8	13,8	13,8	13,8	13,8	13,8	13,8	13,8	13,8	t

in die Rechnung eingeführt werden, die in der Tabelle auf Seite 44 und 45 nach beistehendem Schema zusammengestellten Werthe für die Entfernung e der Stützlinie von der neutralen Axe, die Entfernungen e_o und e_u der Gurtungsmitten von der Stützlinie, sowie für die Spannungen k_u und k_o der unteren und oberen Gurtung.

In der bezeichneten Tabelle sind die in den Systemen auftretenden Kräfte, Momente und specifischen Gurtspannungen so berechnet, daß die Last von links nach rechts immer um einen Knotenpunkt vorschreitet bis zur vollen Belastung der Brücke. Rückt nun die Last weiter, so daß die linke Seite der Oeffnung unbelastet wird, so rufen die am rechten Ende beginnenden bis zum Knoten n aufgebrachten Lasten nicht dieselben Spannungen hervor, wie die am linken Ende beginnende bis zum Knoten n_a reichende Last, oder mit anderen Worten, die Curven der Spannungen eines Schnittes sind für von rechts und von links kommende Belastungen nicht congruent. Aus den vorhandenen Daten wären diese Werthe leicht durch Summiren von links nach rechts zu bestimmen. Es sind jedoch nur die Maximalwerthe, aus denen die Umhüllungscurve für sämtliche schiefe Belastungsfälle sich ermittelt, von Interesse.

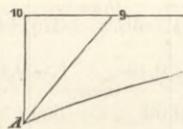
Die in der vorgedachten Tabelle ermittelten Werthe der Gurtungsspannungen sind auf Blatt 20 aufgetragen und die Curvenpunkte ohne Berücksichtigung der Discontinuität einfach verbunden.

Das System II ist von dem System I in seinem Schema, abgesehen von den Diagonalen, nur durch den Theil am Auflager verschieden. Der gerade Theil der Axe stellt sich daselbst steiler, während der kreisförmige Theil bei gleichem Radius sich mehr nach den Auflagern hin erstreckt. Der Knick der neutralen Axe rückt von $x = 26,24$ etwa nach $29,52$, und beträgt das entsprechende

$$y = 110 - \sqrt{(110 + 29,52)(110 - 29,52)}$$

$$= 110 - 105,9 = 4,1 \text{ m.}$$

Wird nun die nahezu richtige Annahme gemacht, daß die Größen der Horizontalschübe trotz der an den Auflagern sich etwas ändernden Trägheitsmomente dieselben bleiben, so ist es unbedenklich, jedem der beiden Systeme die Hälfte der auftretenden Spannungen zuzumuthen, und es genügt, wenn die als obere Gurtung in der Rechnung auftretenden Constructionstheile 10 A und 9 A zusammen den daselbst eingesetzten Werth von 300 qcm erhalten.



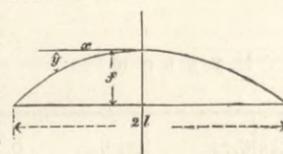
Das Eigengewicht der Brücke kann je nach Art der Montirung die Construction verschieden beanspruchen. Wird der ganze Hauptträger fertig montirt ausgerüstet, so wir das Eigengewicht einen aliquoten Theil der Spannungen bei voller mobiler Belastung in der ganzen Construction hervorrufen; in einem Falle, wo mobile zu permanenter Last wie 2 : 1 eingeführt sind, die Hälfte.

Wirkt man aber durch Ausrüstung des Trägers vor dem Schließen der oberen Gurtung darauf hin, daß der Bogen der unteren Gurtung die Eigenlast der Brücke allein aufnimmt und ohne auftretende Biegemomente vermöge seiner parabolischen Form zum Auflager führt, und dann die obere Gurtung schließt, so wird die Spannung der oberen Gurtung durch das Eigengewicht nicht weiter berührt.

Bei einem Eigengewicht von 2,2 t pro lfd. m wird der Horizontalschub der unbelasteten Brücke

$$H_e = \frac{2,2 \cdot 32,8 \cdot 16,4}{7} = 169 \text{ t}$$

wodurch das qcm im Scheitel mit $\frac{160 \cdot 1000}{600} = 282 \text{ kg}$ gedrückt



wird. Die Tangentialkraft P_e wird

$$P_e = -H \cos \varphi = qx \sin \varphi$$

$$\cos \varphi = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2}} \quad \sin \varphi = \frac{\frac{dy}{dx}}{\sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2}}$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{x}{p} \quad p = \frac{l^2}{2f}$$

$$\cos \varphi = \frac{p}{\sqrt{p^2 + x^2}} \quad \sin \varphi = \frac{x}{\sqrt{p^2 + x^2}}$$

Hiernach ist die Tabelle auf Seite 47 berechnet.

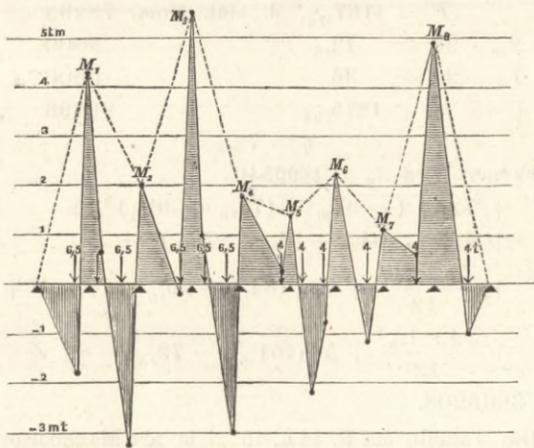
Die obere Gurtung hat durch ihre Lage unter der äußeren Schiene und ihre Function als Schienenträger noch die Spannungen auszuhalten, welche die darüber rollenden Radlasten eines Zuges in ihr hervorrufen. Mit Rücksicht auf diese Beanspruchung stellt sie sich als ein Balken dar, welcher continuirlich über eine Anzahl von Stützen fortgeht und am einen Ende, dem Knoten 2 resp. 2a, fest eingespannt ist.

Die Maximalbiegemomente treten über den Stützen auf, das größte über der dem freien Auflager zunächst liegenden.

x	$p^2 + x^2$ 5929 + x^2	$\sqrt{p^2 + x^2}$	$H \cos \varphi$	$\frac{qx \sin \varphi}{\sqrt{p^2 + x^2}}$	P	K_q bei $f = 600$ kg pro qcm	K_q bei $f_u = 665$	
7,5	5985	77,4	168	1,6	169,6	283	256	Diese Spannungen sind als Drucke denen hinzuzufügen, welche durch die mobile Last in der unteren Gurtung erzeugt werden.
15	6154	78,4	166	6,3	172,3	287	259	
22,5	6435	80,2	162	13,9	175,9	293	264	
30	6829	82,6	157,4	24	181,4	302	272	
32,8	7005	83,7	155,4	28,3	183,7	306	276	

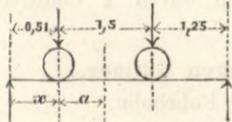
Die Stützpunkte unter Lastpunkte 10 bis 2 haben keine gleiche Distanz, es ist aber bei Durchrechnung einer Belastungsweise der Einfachheit halber eine gleiche Feldertheilung von 3,26 m mit einem Endfelde von 2 m zu Grunde gelegt und über dem so gestalteten geraden Balken ein Zug mit 2 Locomotiven an der Spitze aufgestellt worden. Das sich so ergebende Belastungsschema ist auf Blatt 21 verzeichnet.

Aus der in bekannter Weise erfolgten Berechnung der Biegemomente ergibt sich, daß dieselben am größten über den Stützen sind, ferner, daß sie den Werth von 6 Metertonnen wohl nicht überschreiten werden. Die Möglichkeit, daß eine Ueberschreitung dieser 6 mt über der 1. Stütze stattfände, wo das größte positive Biegemoment auftreten kann, wird dadurch beseitigt, daß in Wirklichkeit das 1. Feld, nicht, wie gerechnet, 3,26 m, sondern nur 2 m weit ist.



Biegemomente der oberen Gurtung unter einem überfahrenden Zuge.

Eine Senkung der Stützen in dem geringen Maasse, wie sie durch die Construction des Bogens möglich ist und welche sich immer stetig wachsend oder fallend auf mehrere Felder ausdehnen muß, wird die positiven Momente verkleinern, die negativen vergrößern. Wenn bei gleich großen Feldern die positiven und negativen Momente gleich sein sollen, so müssen bekanntlich die Stützen so gesenkt werden, daß sie auf einem Kreise liegen. Wenn dieser Kreis beim Einsinken der ganzen Construction auch nicht hergestellt wird, so werden die Stützpunkte in der Nähe der Hauptlasten doch immer auf einer dem Kreise sich nähernden Curve liegen. Es werden dadurch die negativen Momente



wachsen, etwa bis der Balken als über 2 Stützen frei aufliegend gedacht werden kann, und würde dann das negative Maximalmoment eintreten, wenn

$$x = \frac{l - a}{2} = \frac{3,26 - 0,75}{2} = \frac{2,51}{2} = 1,25$$

wird, und

$$M_{max} = 6,5 \left(\frac{0,51 + 2,01}{3,26} \right) 1,25 = 6,28 \text{ werden.}$$

Einfluß der Temperaturveränderungen auf die Spannung der Gurtung.

Die Verrückung eines Punktes der Bogenaxe in horizontaler (Δx) und verticaler Richtung (Δy) sind gleichfalls nach Winkler bestimmt.

Analog der Berechnung der Gurtungsspannungen bei mobiler Last ist die Anstrengung der Gurtungen durch Temperaturveränderungen in der umstehenden Tabelle für die Schnitte $x = 6,56, 13,12, 19,68$ etc. ausgerechnet.

Die Spannungen durch Temperaturveränderung sind in der Darstellung der Maximalgurtungsspannungen eingetragen.

Construction der Gurtungen.

Um die Spannungen zu ermitteln, welche die mobile Last auf die obere Gurtung ausübt, muß das Trägheitsmoment der oberen Gurtung berechnet werden. Da ferner für den Scheitel, wo obere und untere Gurtung sich nähern, die Berechnung des Trägheitsmoments aus der Formel

$$W = \frac{f_o \cdot f_u \cdot h^2}{f_o + f_u}$$

nicht mehr hinreichend genau ist, so ist dasselbe für die vereinigten Gurtungen zu berechnen, und sind danach die früher ermittelten Spannungen im Scheitel zu corrigiren.

Die Gurtungen haben im Scheitel die beistehende Form. Der Theil der oberen Gurtung, welcher für das Moment der Last zwischen den Stützpunkten zum Tragen kommt, ist durch Schraffirung bezeichnet.

netto Fläche	Hebelsarm	stat. Mom.
$50 \cdot 1,3 = 65$	65,95	4290
$2 \cdot 13,3 \cdot 1,3 = 34,58$	64,65	2240
$4 \cdot 10,7 \cdot 1,3 = 55,64$	58,65	3270
$28 \cdot 2,6 = 72,8$	39,3	2860
$4 \cdot 10,7 \cdot 1,3 = 55,64$	19,95	1110
$3,9 \cdot 26,6 = 103,74$	12,65	1310
$4 \cdot 10,7 \cdot 1,3 = 55,64$	5,35	300
		443,04
		15380
		$\eta = 34,7$

Davon ab an Nietschnitten und für die Anschlußplatten der Diagonalen.

$4 \cdot 2,15 \cdot 1,3 = 13$	58,8	765
$4 \cdot 2,15 \cdot 1,3 = 13$	19,8	257
$2 \cdot 2,15 \cdot 1,3 = 6,5$	46,8	304
$2 \cdot 2,15 \cdot 1,3 = 6,5$	31,8	207
$2 \cdot 2,1 \cdot 1,3 = 6,5$	5,5	36
$2 \cdot 12 \cdot 1,3 = 31,2$	6,0	187
		-76,7
		bleibt 366,34
		13624

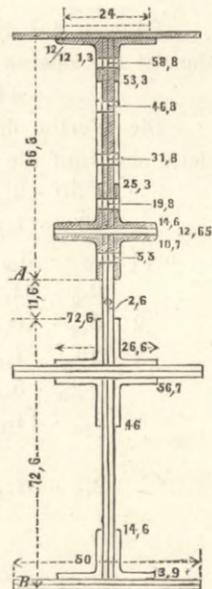
$$\eta = \frac{13624}{366,34} = 37,2$$

$$3 J_A = 50 (66,6^3 - 65,3^3) = 848150$$

$$26,6 (65,3^3 - 64,3^3) = 433607$$

$$5,2 (64,0^3 - 53,3^3) = 575770$$

Uebertrag 1 857527



x	Temperatur 30° über Mittel				Temperatur 30° unter Mittel			
	e	e ₀	e _u	Spannung der unteren oberen Gurtung	e	e ₀	e _u	Spannung der unteren oberen Gurtung
0	-7,4	7,89	6,99	-156 +166	+7,4	6,81	7,81	+135 -186
6,56	-7,2	7,87	6,7	-120 +136	+7,2	6,53	7,7	+99 -156
13,12	-6,2	7,44	5,4	-55 +63	+6,2	4,96	7,0	+37 -81
19,68	-5,8	8,05	4,64	-42 +46	+5,8	3,55	6,96	+18 -69
26,24	-4,35	8,13	2,73	-26 +20	+4,35	0,57	5,97	+18 -45
26,24	-5,00	9,00	3,30	-22 +21	+5,00	0,60	6,70	+1,5 -43
29,52	-2,51	4,36	1,79	-25 +27	+2,51	0,66	3,23	+3,8 -48

Uebertrag 1857527
 $2_{,6} (53_{,3}^3 - 25_{,3}^3) = 351585$
 $5_{,2} (25_{,3}^3 - 14_{,6}^3) = 68026$
 $26_{,6} (14_{,6}^3 - 10_{,7}^3) = 50194$
 $2 \cdot 2_{,6} \cdot 10_{,7}^3 = 6370$
 brutto $3 J_A = 2333702$
 „ $J_A = 777901$

Für Nietschnitte und die Diagonalenanschlusplatten gehen ab:

$4 \cdot 2_{,5} \cdot 1_{,3} (58_{,8}^2 + 19_{,8}^2) = 50043$
 $4 \cdot 2_{,5} \cdot 1_{,3} (46_{,8}^2 + 31_{,8}^2 + 5_{,5}^2) = 21006$
 $\frac{2_{,6}}{3} \cdot 10_{,7}^3 = 1060$

Sa. 72109

bleibt netto $J_A = 705792$
 netto $J_\eta = 705792 - 366_{,34} \cdot 37_{,2}^2 = 198836$
 brutto $J_A = 777901$
 brutto $J_\eta = 777901 - 443_{,04} \cdot 34_{,7}^2 = 244441$

Aus dem Trägheitsmoment des Nettoquerschnitts der oberen Gurtung berechnet sich die durch die überrollende Locomotivradlast erzeugte Spannung zu

$\frac{600}{198836} 37_{,2} = 112 \text{ kg}$

für die untere und zu

$\frac{112}{37_{,2}} (66_{,3} - 37_{,2}) = 88_{,5} \text{ kg}$

für die oberste Faser des Querschnitts.

Querschnitt, neutrale Schicht und Trägheitsmoment der im Scheitel vereinigten Gurtungen.

Bezogen auf die Axe A war Querschnitt und statisches Moment der oberen Gurtung brutto

$443_{,04} \quad 15380$

Die Werthe der unteren Gurtung und der Verbindungsplatte sind, auf die Axe B bezogen,

$50 \cdot 2_{,6} = 130$	$1_{,3}$	139
$26_{,6} \cdot 1_{,3} = 34_{,58}$	$3_{,25}$	112
$5_{,2} (14_{,6} - 3_{,9}) = 55_{,64}$	$9_{,25}$	515
$2_{,6} \cdot 31_{,4} = 81_{,64}$	$30_{,3}$	2480
$2 \cdot 5_{,2} \cdot 10_{,7} = 111_{,28}$	}	$59_{,3} \quad 18400$
$2 \cdot 26_{,6} \cdot 1_{,3} = 69_{,16}$		
$2_{,6} \cdot 5_{,0} = 130$		
$2_{,6} \cdot 11_{,6} = 30_{,16}$	78	2370
	$642_{,46}$	24016
$2_{,6} \cdot 31_{,4} = 81_{,64}$	$30_{,3}$	2480
Sa. $724_{,10}$		26496

$\eta_B = \frac{26496}{724_{,1}} = 36_{,6}$

η_B des Gesamtquerschnittes

$= \frac{443_{,04} (34_{,7} + 11_{,6} + 72_{,6}) + 26496}{443_{,04} + 724_{,10}}$
 $= \frac{52677 + 26496}{1167_{,14}} = \frac{79173}{1167_{,14}} = 67_{,8}$

Das Trägheitsmoment der ganzen Gurtung berechnet sich wie folgt:

$3 J_B = 2_{,6} \cdot 84_{,2}^3 = 1552065$
 $2_{,6} \cdot 72_{,6}^3 = 994908$
 $2 \cdot 10_{,7} (61_{,9}^3 - 56_{,7}^3 + 3_{,9}^3) = 1175973$
 $(50 - 26_{,6}) (60_{,6}^3 - 58^3 + 2_{,6}^3) = 642352$
 $3 \eta_B = 4365298$
 $J_B = 1455099$

Gesamt J_η

$= 1455099 + 724_{,10} (-36_{,6}^2 + (67_{,1} - 36_{,6})^2) +$
 $+ 244441 + 443_{,04} \cdot (84_{,2} + 34_{,7} - 67_{,1})^2$
 $= 1699540 - 296381 + 1188783$
 $J_\eta = 2591942$

Wird, wie in der Construction zwischen den Knoten 4 und 4a geschehen, die obere Gurtung noch durch 2 Verticalplatten zwischen den Winkeln, ferner durch die Unterlagsplatte der Schiene, welche mit dem Gurtungsquerschnitte gehörig vernietet wird, verstärkt, so wird

$F = 1167_{,14}$, d. stat. Mom. 78293
 $+ 2_{,6} \cdot 28 = 72_{,8} \quad 9000$
 $+ 1_{,5} \cdot 24 = 36 \quad 5600$
 $\frac{1275_{,94}}{92893}$

$\eta = 72_{,8}$

Ferner wird $J_\eta = 1699540$

$+ 724_{,1} (-36_{,6}^2 + (72_{,8} - 36_{,6})^2) +$
 $+ 443_{,04} (84_{,2} + 34_{,7} - 72_{,8})^2 +$
 $+ \frac{2_{,6} \cdot 28^3}{12} + 72_{,8} (84_{,2} + 39_{,3} - 72_{,8})^2 +$
 $+ \frac{24 \cdot 1_{,5}^3}{12} + 36 (151_{,55} - 72_{,8})^2$
 $= 3035208$

Die Tabelle auf S. 44 u. 45 giebt als Maximalspannung der oberen Gurtung im Scheitel bei voller Belastung 536 kg pro qcm. Die Stützlinie liegt dabei 0,40 über der Axe. Die Axialkraft P beträgt hierbei 298,1 t, das Biegemoment M_a 119,6 mt. Die Axe der Bogenconstruction liegt $= 33_{,5} + 41 = 74_{,5}$ cm über Linie B. Die Spannung der oberen Faser ist demnach

$\frac{P}{F} + \frac{M_a}{J} = \frac{-298_{,1}}{1276} + \frac{-11960 (84_{,2} + 68_{,1} - 72_{,8})}{3035208}$
 $= -0_{,234} - 0_{,313} = 0_{,547} \text{ t oder } 547 \text{ kg.}$

die Spannung der unteren Faser

$= -0_{,234} + \frac{0_{,313}}{79_{,5}} \cdot 72_{,8} = -0_{,234} + 0_{,287}$
 $= 0_{,043} \text{ t oder } +43 \text{ kg.}$

Spannungen durch Winddruck.

Die Einwirkung des Windes wird durch 2 Constructionen auf die Pfeiler übertragen:

- 1) durch den Querverband der unteren Gurtung,
- 2) durch den Horizontalverband der Fahrbahn.

Die Knoten des Querverbandes der unteren Gurtung liegen in einer Cylinderfläche, deren Leitlinie eine Parabel ist. Wegen der größeren Steifigkeit ihrer Gurtungen wird er vor dem Winddrucke weniger ausbiegen als der zweite Verband, also auch einen größeren Theil des Druckes auf die Pfeiler übertragen.

Die Höhe der vom Winde getroffenen Fläche, welche pro qcm mit 0,125 t gedrückt wird, berechnet sich, wie folgt:
 Ein über die Brücke fahrender Zug. 2 m hoch
 Breite der oberen und unteren Gurtung incl.

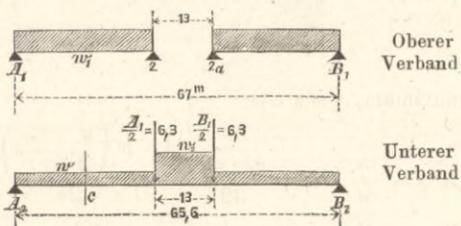
Schienen 1,65 m

Die Fläche der Diagonalen wird der Gurtungsfläche gleich gerechnet mit 1,65 m

Bei der verhältnismäßig geringen Intensität der durch den Winddruck hervorgerufenen Anstrengungen wird die Annahme gleicher Feldertheilung die Richtigkeit der gewonnenen Resultate nicht wesentlich beeinträchtigen.

Es werden nun die Fälle berücksichtigt, wo der obere Horizontalverband von A bis 2, von A bis Mitte und von A bis 2a freiliegend seine horizontalen Schwerkkräfte auf den unteren Verband überträgt, diesen also noch mit einer Einzelkraft angreift.

1. Fall:



$$w = 1,65 \cdot 0,125 = 0,206$$

$$w_1 = (2 + 1,65) 0,125 = 0,456$$

$$w_2 = (2 + 2 \cdot 1,65) 0,125 = 0,662$$

$$A_1 = \frac{67 - 13}{2} \cdot 0,456 = 12,6 \text{ t}$$

$$A_2 = \frac{56,6 - 13}{2} 0,206 + 6,3 + 6,5 \cdot 0,662$$

$$= 5,4 + 6,3 + 4,3 = 16,0$$

$$H_2 \text{ (Horizontale Schwerkraft bei 2)} = 16 - 5,4 = 10,6$$

$$M_m = 16 \cdot 32,8 \cdot x - 0,206 \cdot \frac{32,8^2}{2} - (0,662 - 0,206) \frac{6,5^2}{2}$$

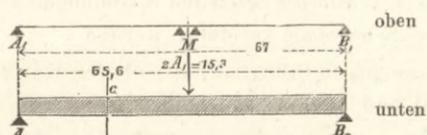
$$= 404$$

$$M = 404 - \frac{6,5^2}{2} 0,662 = 390$$

$$M_c = 16 \cdot \frac{32,8}{2} - \frac{1}{2} \left(\frac{32,8 - 6,5}{2} \right)^2 0,206$$

$$= 210 - 18 = 192.$$

2. Fall:



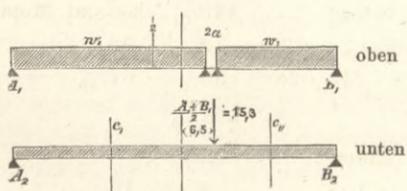
$$2 A_1 = W_1 \cdot 67 \cdot \frac{1}{2} = 0,456 \cdot 67 \cdot \frac{1}{2} = 15,3$$

$$A_2 = \frac{15,3}{2} + 32,8 \cdot 0,206 = 17,65 + 6,75 = 14,40$$

$$M_m = 14,4 \cdot 32,8 - 0,206 \frac{32,8^2}{2} = 472 - 111 = 361$$

$$M_c = 14,4 \cdot \frac{32,8}{2} - 0,206 \frac{16,4^2}{2} = 236 - 28 = 208$$

3. Fall:



$$\frac{A_1 + B_1}{2} = \frac{67 \cdot 0,456}{2} = \frac{30,6}{2} = 15,3$$

$$A_2 = \frac{65,6}{2} \cdot 0,206 + \frac{15,3 \cdot (32,8 - 6,5)}{65,6}$$

$$= 6,75 + 6,13 = 12,88$$

$$B_2 = 6,75 + 9,17 = 15,92$$

$$H_2 a = 12,88 - 39,3 \cdot 0,206 = 4,8$$

$$M_m = 12,88 \cdot 32,8 - 0,206 \cdot \frac{32,8^2}{2} = 311$$

$$M_{2a} = 12,88 \cdot 39,3 - 0,206 \cdot \frac{39,3^2}{2} = 347 \text{ mt}$$

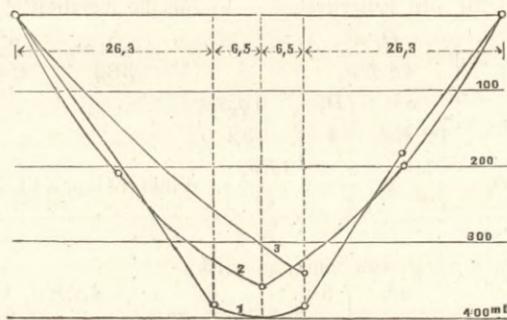
$$M_{c1} = 12,88 \cdot 18,65 - \frac{0,206}{4} \cdot \frac{39,3^2}{2} = 213 \text{ mt}$$

$$M_{c2} = 15,92 \cdot \frac{32,8 - 6,5}{2} - 0,206 \cdot \left(\frac{32,8 - 6,5}{2} \right)^2 \frac{1}{2}$$

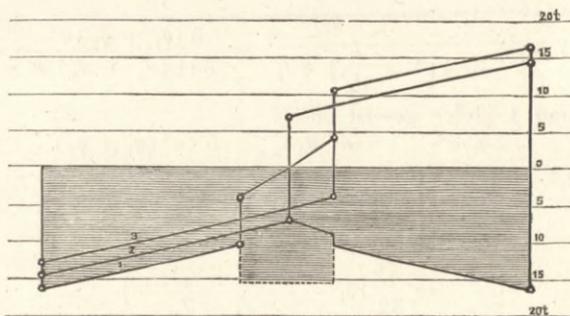
$$= 209 - 18 = 191$$

$$= 12,88 \cdot (39,3 + 13,15) - 0,206 \cdot \frac{52,45^2}{2} - 15,3 \cdot 13,15$$

$$= 191.$$



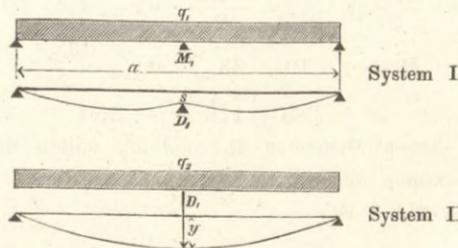
Biegemomente der unteren Gurtung unter Einwirkung der Auflagerdrücke der Fahrbahngurtung auf den unteren Querverband.



Horizontale Scherkräfte im unteren Querverbande.

Die vorstehend verzeichneten Scherkräfte geben einen Anhalt für die Construction der Steifen und Diagonalen des unteren Querverbandes. Es ist im Vorhergehenden bei Berechnung der Biegemomente der unteren Gurtung angenommen worden, daß die Theile, in welche man den oberen Horizontalverband zerlegt denkt, auf einem Punkte der unteren Construction in der Nähe des Scheitels frei aufliegen. Die Vernachlässigung der Continuität der oberen Construction über diesen Punkt hinaus giebt jedoch für M zu bedeutende Werthe, und da die Rechnung für den Fall, daß die Einzellast im Scheitel der unteren Construction aufliegt, sehr einfach ist, so folgt dieselbe hier nach.

Das System I (der obere Horizontalverband) ist belastet mit q_1 pro lfd. Meter, liegt an den Enden beweglich an einem Stützpunkte und geht continüirlich über einen mittleren Stützpunkt, welcher durch den Scheitelpunkt des steiferen Systems II gebildet wird, fort. System 2 ist belastet durch die gleichmäßige Last q_2 und durch den Stützen-



druck D_1 der Mittelstütze des I. Systems. Die Einbiegung y des Systemes II muß gleich sein dem Abstände des Stütz-

punktes im System I von der Verbindungslinie der Endstützen = s.

Es giebt in System I die Gleichung:

$$1) \quad 2 M_1 a = -6 E J_1 \frac{s - o - (o - s)}{\frac{a}{2}} = \frac{q_1 a^3}{16}$$

Die Spannweiten von System I und II sind der Einfachheit halber gleich gesetzt (= a = 67 m)

$$a^2 M_1 = -12 E J_1 s + \frac{q_1 a^4}{32}$$

$$1_a) \quad s = \left(\frac{q_1 a^4}{32} - a^2 M_1 \right) \frac{1}{12 E J_1}$$

Für System II gilt die Durchbiegungsgleichung des auf 2 Stützpunkten aufliegenden Balkens.

a) für die Einzellast. b) für die vertheilte Last.

$$y_D = \frac{D_1 a^3}{48 E J_2} \quad y_q = \frac{5}{384} q_2 \frac{a^4}{E J_2}$$

$$2) \quad y = \frac{a^3}{12 E J_2} \left(\frac{D_1}{4} + \frac{5 q_2 a}{32} \right)$$

$$3) \quad D_1 = \frac{10}{8} q_1 \frac{a}{2} - \frac{6 E J_1}{a^3} s. \quad \text{Winkler Cap. XVI. No. 260.}$$

Da s = y sein muß, so wird

$$y = \frac{a^3}{12 E J_2} \left(\frac{5}{32} q_1 a + \frac{5}{32} q_2 a - \frac{48 E J_1}{4 \cdot a^3} s \right)$$

$$y \left(1 + \frac{J_1}{J_2} \right) = \frac{5}{384} (q_1 + q_2) a^4$$

$$4) \quad y = \frac{5 (q_1 + q_2) a^4}{384 \left(1 + \frac{J_1}{J_2} \right) E J_2} = \frac{5 (q_1 + q_2) a^4}{384 (J_1 + J_2) E}$$

1a und 4 gleich gesetzt, giebt:

$$\frac{q_1 a^4}{384 \cdot E J} - \frac{a^2 M_1}{12 E J_1} = \frac{5 \cdot a^4 (q_1 + q_2)}{384 E (J_1 + J_2)}$$

$$M_1 = \frac{12 E J_1}{a^2} \left(\frac{q_1 a^4}{384 E J_1} - \frac{5 (q_1 + q_2) a^4}{384 E (J_1 + J_2)} \right) = \frac{a^2}{32} \left(q_1 - \frac{5 (q_1 + q_2) J_1}{J_1 + J_2} \right)$$

Die Gurtungsdistanz beider Systeme beträgt 5,0 m, die Fläche einer oberen Gurtung 0,04 qm rot, die Fläche einer unteren Gurtung 0,06 qm rot.

Danach ist $J_1 = \frac{0,04}{2} 5^2 = 0,5,$

$$J_2 = \frac{0,06}{2} 5^2 = 0,75;$$

q_1 ist = 0,456 t pro lfd. Meter,

$q_1 + q_2 = 0,456 + 0,206 = 0,662$ t pro lfd. Meter,

$$M_1 = \frac{67^2}{32} \left(0,456 - \frac{5 \cdot 0,662 \cdot 0,5}{0,5 + 0,75} \right) = \frac{4489}{32} (0,456 - 1,384) = -122 \text{ Metertonnen.}$$

Gleichung 4 giebt

$$y = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,662 \cdot 67^4}{2000 \cdot 10000 (0,5 + 0,75)} = 0,00696.$$

y = s in 3 eingesetzt giebt

$$D = \frac{5}{8} \cdot 0,456 \cdot 67 - \frac{6 \cdot 2000 \cdot 10000 \cdot 0,5 \cdot 0,00696 \cdot 8}{67^3} = 19,1 - 11,1 = 8 \text{ Tonnen.}$$

Es wird dann

$$A_2 = \frac{q_2 a}{2} + \frac{D}{2} = \frac{0,206}{2} \cdot 67 + 4 = 10,9$$

$$M_2 = -10,9 \cdot 33,5 + 0,206 \frac{33,5^2}{2}$$

$$= -366 + 116 = -250.$$

Aus diesen Momenten M_1 und M_2 sollen die Winddruckspannungen der Gurtung berechnet werden.

Im System I ist

$$M_{c1} = \frac{q_1 \left(\frac{a}{2} \right)^2}{8} = \frac{0,456 \cdot 67^2}{32} = 64$$

Im System II

$$M_{c2} = \frac{q_2 \left(\frac{a}{2} \right)^2}{8} = 0,206 \cdot \frac{67^2}{32} = 29 \text{ mt.}$$

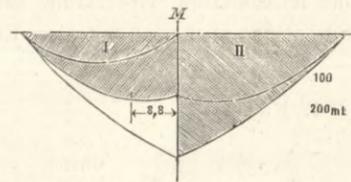
Es berechnet sich daraus die Gurtspannung

$$K = \frac{M}{f \cdot h}$$

Für die Mitte wird beim I. System

$$K_1 = \frac{122}{400 \cdot 5} = 0,061 \text{ t.}$$

$$\text{Für } x = \frac{a}{4} \quad K_1 = \frac{\frac{1}{2} \cdot 122 + 64}{400 \cdot 5} = \frac{125}{2000} = 0,0625$$



Biegemomente in den Querverbänden.

K wird maximum, wenn aus

$$h f K = \frac{x}{a} M_1 + \frac{q_1 \cdot a^2}{32} \cdot \frac{4 \cdot x \left(\frac{a}{2} - x \right) \cdot 4}{a^2}$$

$$\frac{d f K h}{d x} = \frac{2 M_1}{a} + \frac{q_1 a^2}{2 a^2} (a - 2x) = 0 \text{ wird}$$

$$\frac{2 M_1}{a} = \frac{q_1 a}{4} - q_1 x = 0, \text{ also für}$$

$$x = \frac{2 \cdot 122}{67 \cdot q_1} + \frac{67}{4} = 7,97 + 16,75 = 24,7 \text{ m}$$

$$M_{max} = \frac{122 \cdot 24,7 \cdot 2}{67} + \frac{0,456 \cdot 67^2}{32} \cdot \frac{4 \cdot 4 \cdot 24,7 \cdot 8,8}{67^2}$$

$$= 90 + 49,6 = 139,6$$

$$K_{max} = \frac{139,6}{2000} = 0,070 \text{ t pro qcm}$$

Im II. System ist $M_{max} = 250$

$$K = \frac{250}{600 \cdot 5} = 0,083 \text{ t}$$

$$M_c = 29 + \frac{250}{2} = 154, \quad K = \frac{154}{3000} = 0,051.$$

In der oberen Gurtung ist besonders zu berücksichtigen, daß die durch Winddruck erzeugten Spannungen der Gurtung nicht in der Schwerlinie zugeführt werden.

Der ausgeführte Querschnitt der oberen Gurtung beträgt zwischen 10 und 4, 4a und 10a brutto . . . 443 qcm netto . . . 366 qcm Zwischen 4 und 4a kommen $72,8 + 36 = 108,8$ brutto hinzu, so daß der Bruttoquerschnitt . . . 552 qcm beträgt, wovon $77 + 4 \cdot 2,5 \cdot 1,3 = 77 + 13 = 90$ qcm abgehen für den Nettoquerschnitt, der . . . 462 qcm beträgt.

Das Trägheitsmoment des kleinen Querschnittes bezogen auf A war oben zu 705792 berechnet,

die Fläche betrug . . 443,04, das stat. Moment 15380
Es kommt hinzu $2,6 \cdot 28 = 72,8 \cdot 39,3 = 2860$
 $1,5 \cdot 28 = 36 \cdot 67,35 = 2420$

551,84 20660

Abgang für Niete . . . 76,7 1756
 $2 \cdot 2,5 \cdot 1,3$ $6,5 \cdot 46,8$ 304
 $2 \cdot 2,5 \cdot 1,3$ $6,5 \cdot 31,8$ 207

89,7 2267
Rest 462,14 18393
y = 39,8, netto $J_s =$ 705792
Uebertrag 705792

Uebertrag 705792
 dazu $\frac{2,6}{3} (53,3^3 - 25,3^3) = 117195$
 $\frac{24}{2} (68,1^3 - 66,6^3) = 163304$
 ab für Niete $2,6 \cdot 2,5 (46,8^2 + 31,8^2) = 20810$
 bleibt 965481
 netto $J_y = 965481 - 462,14 \cdot 39,8^2 = 231333$

Das Netto J_y des kleineren Querschnittes betrug oben 198836.

Das brutto J_y des großen Querschnittes berechnet sich wie folgt:

Kleines brutto $J_A = 777901$
 dazu 117195
 163304
 großes brutto $J_A = 1058400$
 $y = \frac{20660}{551,84} = 37,4$

großes brutto $J_y = 1058400 - 551 \cdot 37,4^2 = 286508$.

Ist nun P die Totalspannung der Gurtung, welche a cm über Linie A in den Querschnitt übertragen wird, y die Höhe der neutralen Linie über A , so ist die Gurtspannung oben oder unten

$$\frac{P}{f} \pm \frac{P(y-a)}{J}$$

Die P sind in Blatt 20 aufgetragen für gedrückte und gezogene Gurtung. Im Scheitel wird

$$P = \frac{122}{5} = 24,4 \text{ t}$$

$$P_{max} = \frac{140}{5} = 28 \text{ t}$$

$$P = \frac{125}{5} = 25 \text{ t}$$

Die Spannungen, welche die obere Gurtung in ihrer obersten und untersten Faser durch den Winddruck erleidet, sind in der folgenden Tabelle berechnet und zusammengestellt.

Oberer Horizontal-Verband.

	Gezogene Gurtung Kilogramm						Gedrückte Gurtung Kilogramm																			
	P in Tonnen	f	$\frac{\eta-a}{y}$	$\frac{P}{f}$	$-\frac{P\eta-a}{y}e_0$	$\frac{P\eta-a}{y}e_u$	Max. untere	Min. obere	P in Tonnen	f	$\frac{\eta-a}{y}$	$\frac{P}{f}$	$-\frac{P\eta-a}{y}e_0$	$\frac{P\eta-a}{y}e_u$	Max. obere	Min. untere										
linkes Auflager bis 10	0	366 qcm	$\frac{37,2-12,65}{198836} = 0,0001236$	8	$e_0=29,4$	$e_u=37,2$	21	-3	-2,9	443 qcm	$\frac{34,7-12,65}{244441} = 0,0000902$	-7	$e_0=31,9$	$e_u=34,7$	1	-16										
10-9	2,9																26	-11	13	70	-9	-9,6	8	-9	6	-52
9-8	9,6																42	-35	44	113	-14	-15,4	28	-30	9	-83
8-7	15,4																55	-56	71	147	-18	-23,4	44	-48	13	-108
7-6	20																64	-73	92	171	-21	-26	58	-63	14	-126
6-5	23,4																71	-85	107	190	-23	-27,7	67	-73	16	-140
5-4	26		-94	119				80	-87	17	-150															
4-3	27,7	462	$\frac{39,8-12,65}{231333} = 0,0001175$	60	$e_0=28,3$	$e_u=39,8$	189	-32	-28	552	$\frac{37,4-12,65}{286508} = 0,0000862$	-51	$e_0=30,7$	$e_u=37,4$	23	-141										
3-2	28																61	-92	129	192	-32	-27,5	74	-90	23	-139
2-1	27,5																60	-93	131	188	-31	-26,2	73	-89	22	-132
1-0	26,2																57	-87	122	179	-30	-25	69	-85	22	-132
0-1 ^a	26,7																58	-89	125	183	-31	-25	66	-81	21	-126
1 ^a -2 ^a	28																61	-93	131	192	-32	-26,7	66	-81	21	-126
2 ^a -3 ^a	28	61	-93	131	192	-32	-28	71	-86	23	-134															
3 ^a -4 ^a	27	58	-90	126	184	-32	-28	74	-90	23	-141															
4 ^a -5 ^a	25,4	366	$\frac{37,2-12,65}{198836} = 0,0001236$	69	$e_0=29,4$	$e_u=39,8$	186	-25	-27	443	$\frac{34,7-12,65}{244441} = 0,0000902$	-61	$e_0=31,9$	$e_u=34,7$	17	-146										
5 ^a -6 ^a	23																63	-94	117	169	-21	-25,4	78	-85	16	-136
6 ^a -7 ^a	19,6																54	-84	106	144	-17	-23	73	-79	16	-136
7 ^a -8 ^a	15																41	-71	90	110	-13	-19,6	66	-72	14	-124
8 ^a -9 ^a	9,3																25	-54	69	110	-13	-19,6	56	-61	12	-105
9 ^a -10 ^a	3,1																8	-34	43	68	-9	-15	43	-47	9	-81
10 ^a bis recht. Aufl.	0	0	-11	14	22	-3	-9,3	27	-29	6	-40															

Für den unteren Querverband genügt es für die Rechnung, die Diagonalen als in der neutralen Axe wirkend anzunehmen. Es wird daselbst

$$P_m = \frac{250}{5} = 50$$

$$P_c = \frac{50}{2} + \frac{29}{5} = 25 + 5,8 = 30,8,$$

woraus die Curve construirt werden kann. Es genügt, für die verschiedenen Punkte die Kraft P für gedrückte Gurtung anzusetzen und durch Division mit dem wirklich ausgeführten Bruttoquerschnitt die Spannung pro qcm zu bestimmen. Der ausgeführte Querschnitt hat durchweg 694 qcm.

Es wird dann in dem Punkte, in welchem die Stufe

10	ansetzt, $P = 12,2$, $K = \pm 18$
9	- - - 18,5 - 27
8	- - - 23,7 - 34
7	- - - 29 - 42

ferner, wo 6 ansetzt, $P = 33,3$, $K = \pm 48$

5	- - - 37,3 - 54
4	- - - 41,4 - 60
3	- - - 44,7 - 65
2	- - - 47,8 - 69
1	- - - 49,2 - 71
0	- - - 50,0 - 72
1	- - - 49,2 - 71
2	- - - 47,0 - 68
3	- - - 43,8 - 63
4	- - - 40,4 - 58
5	- - - 36,4 - 52
6	- - - 32,2 - 46
7	- - - 27,8 - 40
8	- - - 22,7 - 33
9	- - - 17,4 - 25
10	- - - 10,7 - 15

Zusammenstellung der Gurtungsspannungen.

Bei der Construction ist die Größe der Gurtungsquerschnitte wie sie bei der Rechnung zu Grunde gelegt war, nicht genau eingehalten worden. Die untere Gurtung hat den Querschnitt von 694 qcm erhalten. Die Umhüllungs-

x	f_0			Umhüllungscurven der Spannungen bei mobiler Last				f_u			Spannungen der oberen Gurtung bei 30°				Spannungen der unteren Gurtung bei 30°						
	war gerechnet	ist ausgeführt brutto	netto	Maxima	Minima	Maxima	Minima	war gerechnet	ist ausgeführt	Maxima	Minima	Maxima	Minima	nach Tab. auf S. 48	nach der Correctur	nach Tab. auf S. 48	nach der Correctur	nach Tab. auf S. 48	nach der Correctur	nach Tab. auf S. 48	nach der Correctur
0	500	552	462	0	0	0	0	600	665	40	10	60	80	166	179	186	201	156	141	135	122
3,28	490	562	462	30	90	32	95	600	665	185	170	220	280	136	132	156	152	120	108	99	90
6,56	450	570	462	150	140	146	136	600	665	208	200	380	370	136	132	156	152	120	108	99	90
10	440	570	462	185	155	176	148	600	665	190	185	420	390	63	61	81	79	55	58	37	39
13,12	450	570	462	220	180	214	175	600	665	160	155	456	405	63	61	81	79	55	58	37	39
16,08	390	443	366	240	210	203	178	600	665	125	120	480	440	46	39	69	58	42	44	18	19
19,04	310	443	366	160	120	112	84	600	665	80	70	515	500	15	15	45	32	26	23	1,8	1,6
26,24	257	443	366	160	120	112	84	600	665	35	15	530	510	19	19	48	34	25	23	3,8	3,4
32,8								600	665	0	0	-450	-510								

curven der durch die mobile Last erzeugten Spannung müssen demnach modificirt werden.

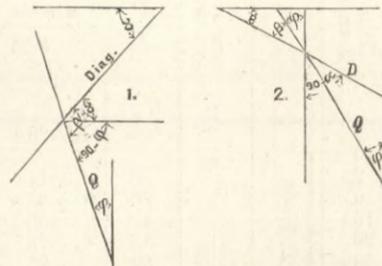
In der hier links nebenstehenden Tabelle sind die bis jetzt berechneten Maxima und Minima der verschiedenen Spannungen zusammengestellt und neben denselben jedesmal die durch die Querschnittsänderung bedingten Correcturen aufgeführt. Die Maximalanstregungen der Gurtungsquerschnitte sind in Blatt 21 aufgetragen.

Die Diagonalen.

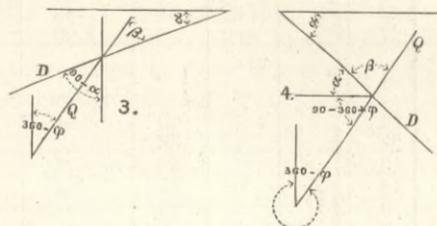
Die in den Diagonalen auftretende Kraft ist aus den Radialkräften zu berechnen. Von wesentlicher Bedeutung sind hierbei nur die Radialkräfte, welche durch die mobile Last erzeugt werden. Bezeichnet man mit D die Kraft, welche in der Diagonale auftritt, mit Q den Maximal- und Minimalwerth der Radialkraft in einem die Diagonalen schneidenden radialen Schnitte, mit β den Winkel, welchen die Diagonale mit dem Radius bildet, so ist

$$D = \frac{Q}{\cos \beta}$$

Die Bestimmung von β aus den leicht zu bestimmenden Winkeln α und φ erfordert die Unterscheidung von vier Fällen:



- positives φ . Die Diagonale fällt nach links
 $\beta = 90 - \varphi + \alpha = 90 + (\alpha - \varphi)$
 $\cos \beta = \cos [90 + (\alpha - \varphi)] = -\sin (\alpha - \varphi)$
- positives φ ; $(90 - \alpha) > \varphi$; Diagonale fällt nach rechts
 $\beta = 90 - \alpha - \varphi = 90 - (\alpha + \varphi)$
 $\cos \beta = \sin (\alpha + \varphi)$



- negatives φ ; $(90 - \alpha) > \varphi$; Diagonale fällt nach links
 $\beta = 90 - (360 - \varphi) - \alpha = -270 - (\alpha - \varphi)$
 $= -270 + (\alpha - \varphi)$
 $\cos \beta = -\sin (\alpha - \varphi)$
- negatives φ ; die Diagonale fällt nach rechts
 $\beta = 180 - \alpha - \varphi - 90 + 360$
 $= 360 + 90 - (\alpha + \varphi)$
 $\cos \beta = \sin (\alpha + \varphi)$.

Die Winkel φ sind für die Kreuzungspunkte der Diagonale n mit der oberen und unteren Gurtungsaxe zu berechnen. Der Zweck der Rechnung wird hinreichend erfüllt, wenn für die nicht gleichen φ des oberen und unteren Kreuzungspunktes aus den gemittelten Scheitelabständen x_o und x_u ein mittleres φ berechnet wird, so daß

$$\sin \varphi = \frac{x_o + x_u}{2r}$$

gesetzt wird.

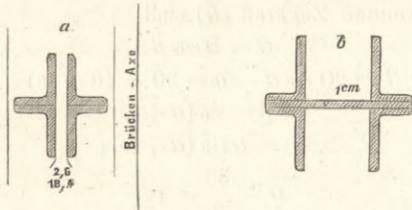
Trotz der nicht ganz symmetrischen Anordnung der Diagonalen weichen doch die hiernach berechneten Spannungen

der correspondirenden Diagonalen rechts und links von einander ab. Halbt man die größten Drücke und Züge, so

stellen sich die Spannungszahlen, für welche die Diagonalen zu construiren sein würden, wie folgt:*)

		10 _r und 10 _{a_l}	9 _r 9 _{a_l}	8 _l 8 _{a_r}	8 _r 8 _{a_l}	7 _l 7 _{a_r}	7 _r 7 _{a_l}	6 _l 6 _{a_r}	6 _r 6 _{a_l}	5 _l 5 _{a_r}	5 _r 5 _{a_l}	4 _l 4 _{a_r}	4 _r 4 _{a_l}	3 _l 3 _{a_r}
Haupt- spannung	Druck	Max.	19 _l	28		8		11		16		24		33
		Min.	-65 _l	-37		-33		-35		-38		-45		-54
	Zug	Max.			69	29		30		33		38		46
		Min.			-32	-7		-10		-14		-21		-32
Mittlere Länge in m.		7,3	6,3	6,5	6,5	5,5	5,0	4,8	4,4	4,3	4	3,9	3,6	3,6

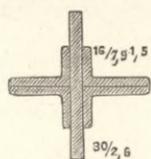
Die Diagonalen sind aus 4 Winkeln von $13/7,9 \cdot 1,5$ resp. $11/7,9 \cdot 1,3$ construirt. Die Anordnung der 4 Winkel ist verschieden, je nachdem die Diagonale ein größeres Druckmaximum oder Zugmaximum zu leisten hat. Bei bedeutenderer Zugthätigkeit sind sie wie in *a* angeordnet.



Wiegt die Druckspannung vor, so sind die Winkel, wie in *b* gezeichnet, bis zu 20 cm Entfernung der Schenkel durch eine zwischengenietete 1 cm starke Platte, durch welche die (*a*) Diagonale hindurchgesteckt wird, auseinander gespreizt. Am Kreuzungspunkte findet nur eine leichte Verbindung der sich kreuzenden Diagonalen statt, durch welche die gezogene Diagonale ein Verbleiben des gefasteten Punktes der Druckdiagonale in der Krafrichtung bewirkt.

Zur Untersuchung der Knickfestigkeit dienen folgende Rechnungen:**)

Die Endverticale, welche in der Rechnung als Gurtung des II. Systems auftritt, erleidet einen Druck von etwa 40—50 t.



Die Querschnittsfläche (*F*) beträgt $30 \cdot 2,6 + 4 \cdot 1,5 (13 + 6,4) = 194,4$ qcm. Das Trägheitsmoment in der Trägerebene ist

$$J_y = \frac{30^3 \cdot 2,6}{12} + \frac{15,8^3 \cdot 3}{12} = 6836$$

$$i^2 = \frac{6836}{194,4} = 35,2;$$

rechnet man die Länge der Stütze = 7 m, an den Enden freie Neigung der elastischen Linie, so wird $m = \pi^2 = 10$ rot. und bei fünffacher Sicherheit die zulässige Last *P*

$$P = \frac{1}{5} \cdot \frac{m E F}{l^2 + m \frac{E}{K''}} \quad \text{wo } K'' = 3,5 \text{ t, } E = 2000 \text{ t}$$

$$P = \frac{1}{5} \cdot \frac{10 \cdot 2000 \cdot 194,4}{490000 + 10 \cdot \frac{2000}{3,5}} = \frac{4000 \cdot 194,4}{19,640} = 39,5 \text{ t.}$$

Da in Wirklichkeit eine ziemlich starke Einspannung vorhanden und *m* wohl = $4\pi^2 = 40$ zu setzen ist, so wird

$$P = \frac{16000 \cdot 194,4}{13920 + 4 \cdot 5720} = 84,5 \text{ t.}$$

Normal zur Bogenebene ist

$$J_x = \frac{3,0 \cdot 28,6^3}{12} = 5849; \quad i^2 = \frac{5849}{194,4} = 30;$$

*) Der Index *r* oder *l* unten an der Nummer des Knotenpunkts bezeichnet die von demselben nach rechts oder links geneigte Diagonale.

**) Rechnung und Bezeichnungen der Werthe nach Grashoff's Festigkeitslehre § 146 und 147.

bei Einspannung ist

$$P = \frac{1}{5} \cdot \frac{40 \cdot 2000 \cdot 194,4}{490000 + 40 \cdot \frac{2000}{3,5}} = \frac{16000 \cdot 194,4}{16333 + 22880} = 79,4,$$

ohne Einspannung

$$P = \frac{1}{5} \cdot \frac{10 \cdot 2000 \cdot 194,4}{16333 + 5720} = \frac{4000 \cdot 194,4}{22053} = 35,3.$$

Da auch normal zur Bogenebene eine wenn auch etwas schwächere Einspannung stattfindet, so ist der Werth 35,3 als genügend anzusehen.

Diagonale 10_r und 10_{a_l} sind aus 4 Winkeln von $13/7,9 \cdot 1,5$ gebildet, welche in der Mitte zur Durchlassung des Gurtungsstückes 9_l und 9_{a_r} um 20 cm von einander gespreizt sind.

Es ist $F = 4 (13 + 6,4) \cdot 1,5 + 2 \cdot 7,9 \cdot 1 = 132$ qcm

$$J_y = \frac{2 \cdot 1,5 \cdot 27^3}{12} = 4921, \quad \frac{J}{F} = i^2 = \frac{4921}{132} = 37,3.$$

Bei Einspannung der Enden und Festhaltung der Mitte in der Axe der Kraft wird

$$m = 2,046 \cdot \pi^2 = \text{rot. } 20;$$

bei einer Länge von im Ganzen 7,3 m, wovon hier die Hälfte in Rechnung kommt, wird

$$\left(\frac{l}{i}\right)^2 = \left(\frac{365}{\sqrt{37,3}}\right)^2 = 3570,$$

$$P = \frac{1}{5} \cdot \frac{20 \cdot 2000 \cdot 132}{3570 + \frac{20 \cdot 2000}{3,5}} = \frac{8000 \cdot 132}{15010} = 70,5 \text{ t.}$$

Normal zur Bogenebene wird

$$J_x = \frac{35,8^3 - 20^3}{12} \cdot 4 + \frac{2 \cdot 11,5}{12} (23^3 - 20^3) = 12628 + 7987 = 20615,$$

$$i^2 = \frac{20615}{132} = 156;$$

für $m = 4\pi^2 = 40$ und $l = 730$ darf

$$P = \frac{1}{5} \cdot \frac{40 \cdot 2000 \cdot 132}{730^2 + 40 \cdot \frac{2000}{3,5}} = \frac{16000 \cdot 132}{3420 + 22880} = 80,3 \text{ t}$$

werden.

Berücksichtigt man die Festhaltung der Mitte durch die gezogene Gurtung 9_l, so ist das *J* an einer Stelle zu berücksichtigen, wo die Spreizung etwa 10 cm beträgt, so daß

$$J = \frac{25,8^3 - 10^3}{12} \cdot 4 + \frac{2 \cdot 11,5}{12} (13^3 - 10^3) = 5391 + 2294 = 7685,$$

$$i^2 = \frac{7685}{132} = 58,2,$$

$$m = \pi^2 = 10, \quad l = \frac{7,3}{2} = 365,$$

$$P = \frac{1}{5} \cdot \frac{10 \cdot 2000 \cdot 132}{133225 + 10 \cdot \frac{2000}{3,5}} = \frac{4000 \cdot 132}{2270 + 5720} = 66,1 \text{ t.}$$

Diagonale 9_l und 9_{a_r} treten als Gurtung auf und haben nach der Rechnung bei $\frac{300}{2} = 150$ qcm Querschnitt

etwa 300 kg pro qcm Druck zu übertragen
 $= 0,3 \cdot 150 = 45 \text{ t.}$

Der Querschnitt ist derselbe wie in 10_r, nur daß die langen Winkelschenkel statt 20 cm nur 2,6 cm von einander abstehen.

$$J_x = \frac{27}{12} (5,6^3 - 2,6^3) + \frac{4}{12} (18,4^3 - 5,6^3) = 2362,$$

$$i^2 = \frac{2362}{132} = 17,9, \quad l = 400.$$

Das als eingespannt zu betrachtende Ende bedingt $m = 2,046 \pi^2 = 20$ und gestattet

$$P = \frac{1}{5} \cdot \frac{20 \cdot 2000 \cdot 132}{160000 + 20 \frac{2000}{3,5}} = \frac{8000 \cdot 132}{8940 + 11440} = 52 \text{ t.}$$

Ohne das Zwischenblech von 1 cm Stärke wird

$$J = \frac{26 (5,6^3 - 2,6^3)}{12} + \frac{3}{12} (18,4^3 - 5,6^3) = 1857,$$

bei $F = 116,4$ ist $i^2 = \frac{1857}{116,4} = 15,9,$

Bei 8_l ist die Knicklänge $= \frac{650}{2} = 325$

und bei eingespanntem Ende $m = 2,046 \pi^2 = 20$

$$P = \frac{1}{5} \cdot \frac{20 \cdot 2000 \cdot 116,4}{105625 + 11440} = \frac{8000 \cdot 116,4}{18090} = 51,5 \text{ t,}$$

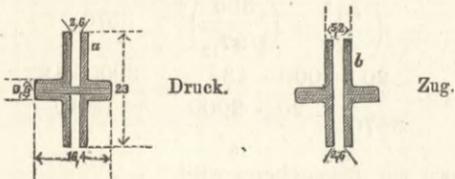
bei drehbarem Ende

$$P = \frac{1}{5} \cdot \frac{10 \cdot 2000 \cdot 116,4}{6650 + 5720} = \frac{4000 \cdot 116,4}{12370} = 37,7 \text{ t,}$$

also für 8_l und 8_a hinreichend stark; 9_r hat geringere Länge als 8_l und ein Druckmaximum von 37 t, so daß derselbe Querschnitt mit der Spreizung völlig genügt.

Die zwischen 8 und dem Scheitel liegenden Diagonalen sind aus Winkeln gebildet von 11 und 6,9 cm breiten Schenkeln und 1,3 cm Stärke.

Hauptspannung.



Das J_y der stärker gedrückten Stäbe ist

$$J_y = \frac{23^3 \cdot 2,6}{12} + \frac{3,6^3 \cdot 11,2}{12} = 2679,$$

$$F = (11 + 5,6) 1,3 \cdot 4 = 86,3, \quad i^2 = \frac{2679}{86,3} = \text{rot. } 31;$$

7_l hat 5,5 m Länge, Enden eingespannt, Mitte geführt, daher

$$P = \frac{1}{5} \cdot \frac{20 \cdot 2000 \cdot 86,3}{275^2 + 20 \cdot \frac{2000}{3,5}} = \frac{8000 \cdot 86,3}{2440 + 11440} = 50 \text{ t,}$$

genügt also überall.

Bei b ist $J_y = \frac{22^3}{12} \cdot 2,6 = 2310, \quad i^2 = \frac{2310}{86,3} = 26,1;$

bei drehbaren Enden ist für 7_r, bei $l = 5, m = \pi^2 = 10,$

$$P = \frac{1}{5} \cdot \frac{10 \cdot 2000 \cdot 86,3}{250^2 + 10 \cdot \frac{2000}{3,5}} = \frac{4000 \cdot 86,3}{2480 \cdot 5720} = 44,6 \text{ t}$$

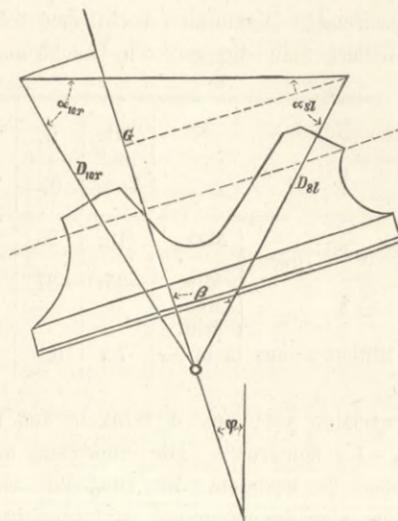
$$J_x = \frac{2,6 \cdot (16,4^3 - 2,6^3)}{12} + \frac{(22 - 2,6)(5,2^3 - 2,6^3)}{12} = 1151,$$

$$i^2 = \frac{1151}{86,3} = 13,4, \quad P = \frac{4000 \cdot 86,3}{\frac{250^2}{13,4} + 5720} = 33,3.$$

Der gewählte Querschnitt reicht also für alle Fälle aus.

Für die Beanspruchung auf Zug ist in den Diagonalen überall das nöthige Material vorhanden.

Einer näheren Untersuchung bedarf jedoch die Uebertragung des Diagonalzuges in die Gurtungen.



Die Maxima der radialen Componenten der in den Knoten wirkenden Zugkraft (G) sind

$$G = D \cos \beta$$

$$\beta = 90 - \alpha - \varphi = 90 - (\alpha + \varphi)$$

$$\cos \beta = \sin (\alpha + \varphi)$$

$$G = D \sin (\alpha + \varphi);$$

für 10_r ist $D = \frac{36}{2} = 18,$

$$\alpha = 55^\circ 40', \quad \varphi = 0,363, \quad \varphi = 20,$$

$$\sin (\alpha + \varphi) = \sin 75^\circ 40' = 0,969$$

$$G_{10r} = 18 \cdot 0,969 = 17,5 \text{ t,}$$

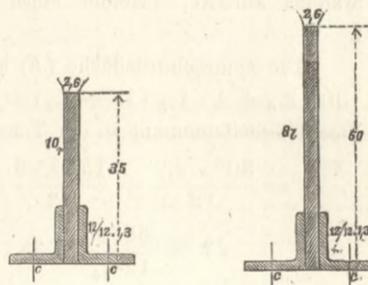
für 8_l ist $D = \frac{137}{2} = 68,5 \text{ t}$

$$\alpha = 65^\circ 40'$$

$$\beta = 90 - (\alpha_{8l} - \varphi) = 90^\circ - 45^\circ 40'$$

$$G = 68,5 \cdot \sin 45^\circ 40' = 68,5 \cdot 0,715 = 49 \text{ t.}$$

Der Querschnitt des den Zug der Diagonale auf die untere Gurtung übertragenden Gliedes ist für 10_r und 8_l etwa von beistehenden Querschnitten anzunehmen.



Faßt man G als Einzelkraft auf, die in den verticalen Nietens c wirkenden Gegenkräfte als gleichmäßig vertheilte Last, so stellt sich das Problem als die Umkehrung desjenigen, welches Winkler im Anhang zum XX. Capitel seiner Elasticität und Festigkeit unter C. § 195 behandelt. Es ist also hier die Einbiegung des Gurtung und Diagonalen verbindenden Gliedes von vorstehendem mittleren Querschnitte proportional dem Zuge q , welcher auf die Längeneinheit bei c ausgeübt wird.

$$q = x \eta$$

η soll die durch eine Spannung des qcm Nietquerschnitt von 750 kg erzeugte Verlängerung des 5,2 cm Nietes nicht überschreiten.

Die spezifische Verlängerung des Stabeisens an der Elasticitätsgrenze (1,4 t pro qcm) beträgt 0,0007, demnach

$$\text{hier } \eta = 5,2 \cdot \frac{0,0007}{1,4} \cdot 75 = 0,000375 \cdot 5,2 = 0,00195;$$

bei 2,5 cm Nietdurchmesser und rot. 10 cm Theilung ist

$$q_{max} = \frac{2 \cdot 4,9 \cdot 0,75}{10} = 0,735 \text{ t pro lfd. cm}$$

und $x = \frac{q_{max}}{\eta_{max}} = \frac{0,735}{0,00195} = 377.$

Die Rechnung gilt, so lange die Länge der gleichmäßig belasteten Strecke multiplicirt mit

$$K = \sqrt{\frac{x}{4 E \cdot W}}$$

den Werth $\frac{3}{4} \pi = 2,356$ nicht überschreitet, und ist für diesen Grenzfall (cfr. 127), wo kl Maximum wird,

$$G = \frac{2 q_{max}}{K};$$

für 10 _r wird	$F = (2,6 \cdot 35 =) 91 \cdot 17 =$	stat. Moment.	1547
	$(2,6 \cdot 12 =) 31,2 \cdot 6 =$		187
	$(10,7 \cdot 2 \cdot 1,3 =) 27,8 \cdot 0,65 =$		18
	$F = 150,0$		1752

$$\eta = 11,7$$

$$J_u = \frac{2,6}{3} 35^3 + \frac{2,6}{3} 12^3 + \frac{2 \cdot 10,7}{3} 1,3^3 = 37,59 + 1497 + 15 = 38671,$$

$$J_y = 38671 - 150 \cdot 11,7^2 = 18138,$$

$$G = \frac{2 q_{max}}{K}; k = \sqrt{\frac{x}{4 E W}} = \sqrt{\frac{377}{4 \cdot 2000 \cdot 18138}} = \sqrt{\frac{1}{21,2 \cdot 18138}}$$

$$K = \frac{1}{\sqrt[4]{385000}} = \frac{1}{\sqrt{621}} = \frac{1}{25,0},$$

$$G = \frac{2 \cdot 0,735}{\frac{1}{25,0}} = 36,7 t.$$

Für 8l wird wegen der größeren Neigung der Diagonalanschlusplatte die durchschnittliche Höhe derselben etwa 50 cm.

	Hebelsarm	stat. Moment
$F = 50 \cdot 2,6 = 130$	25	3250
	59	205
$F = 189$		3455

$$\eta = 18,3$$

$$J_u = 1512 + \frac{50^3 \cdot 2,6}{3} = 1512 + 108333 = 109845,$$

$$J_y = 109845 - 189 \cdot 18,3^2 = 46551,$$

$$K = \sqrt{\frac{x}{4 E W}} = \sqrt{\frac{377}{4 \cdot 2000 \cdot 46551}} = \frac{1}{\sqrt[4]{21,2 \cdot 46551}} = \frac{1}{\sqrt[4]{988000}} = \frac{1}{\sqrt{995}} = \frac{1}{31,5},$$

$$G = 2 \cdot 0,735 \cdot 31,5 = 46,3.$$

Die Länge l wird dabei, da

$$kl = 2,356,$$

$$l = \frac{2,356}{31,5} = 74,2 \text{ cm},$$

so daß $\frac{2 \cdot 2 \cdot 74,2}{10} = 29,68$ oder 30 Niete zur Thätigkeit

kommen, von denen die der Mitte am nächsten stehenden mit 0,75 t, die an den Enden stehenden mit 0 beansprucht werden.

Mit Rücksicht darauf, daß die Annahme einer Zugspannung von 68,5 t in 8l in Wirklichkeit wohl nicht auftreten wird, erscheint auch für diese Maximalanstrengung der Niete im unteren Knoten q die Construction hinreichend stark. —

Der untere Horizontalverband besteht aus Steifen in Kreuzform, aus 4 Winkeln von 7,5 · 7,5 · 0,9 hergestellt,

und aus gekreuzten Diagonalen. Die Steifen bekommen einen Maximaldruck von 16 t, welcher zwar nur an den Auflagern und im Scheitel eintritt, aber für sämtliche Steifen maassgebend geblieben ist.

$$\text{Der Bruttoquerschnitt ist } 8(7,5 - 0,45) \cdot 0,9 = 50,76,$$

$$J = \frac{15^3 \cdot 1,8}{12} = \frac{3375 \cdot 3}{20} = 506.$$

Die freie Knicklänge beträgt 450 cm, also die zulässige Belastung bei $m = 4 \pi^2$

$$P = \frac{1}{5} \cdot \frac{40 \cdot 2000 \cdot 50,76}{450,2} + \frac{2000}{3,5} = \frac{16000 \cdot 50,76}{20250 + 22880} = 20,2 t.$$

Für den Nettoquerschnitt vermindert sich J um

$$\frac{1,8 \cdot 2 \cdot 8^2}{2} = 115,$$

so daß

$$J_{netto} = 506 - 115 = 391,$$

$$i^2 = \frac{391}{50,76} = 7,7,$$

$$P = \frac{16000 \cdot 50,76}{26300 + 22880} = 16,5.$$

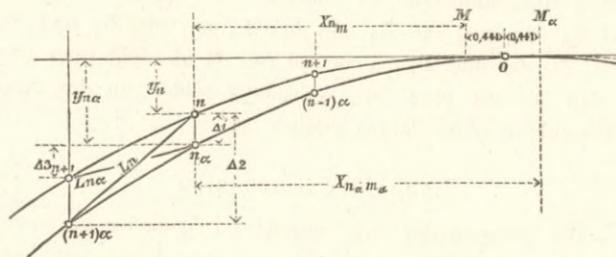
Die Constructionslängen und die Stellung zur Horizontalen sind für die Steifen und Diagonalen in der Tabelle auf Seite 56 berechnet und zusammengestellt.

Die Neigung einer Steife in einer auf die Trägerebene senkrechten Verticalebene ist bedingt durch die Entfernung der Träger $b = 5$ m und die Differenz der Ordinaten zweier zusammengehörigen Knotenpunkte. $\Delta_1 = y_{na} - y_n$. Es ergibt sich daraus die Länge $ft = \sqrt{b^2 + \Delta_1^2}$. Die Neigung, welche die Steifenaxe mit dieser zur Bahnaxe normalen Verticalebene bildet (φ), entspricht der Neigung der Parabel in einem Punkte, welcher gleichen horizontalen Abstand vom Scheitel der Parabel hat, wie der Ansatzpunkt der Steife vom Lastpunkte 0 der Construction, es ist also

$$\text{tg } \varphi = \frac{x_0}{p},$$

wo x_0 den Abstand vom Knoten 0 und p den Parameter (= 76,845) der Parabel bedeutet.

Die horizontale Entfernung der Steife vom Parabelscheitel ist x_m und x_{ma} . Wird die Länge der vom Knoten n resp. n_a nach unten auslaufenden Diagonalen mit L_n und L_{na} bezeichnet, so ist



$$L_n = \sqrt{b^2 + \Delta_2^2 + (\Delta x_a)^2}$$

und

$$L_{na} = \sqrt{b^2 + \Delta_3^2 + (\Delta x)^2}$$

und bedeutet darin b die Entfernung der Träger, $\Delta x = \Delta x_a$ die Felderlänge auf die Horizontale projectirt, ferner

$$\Delta_1 = y_{na} - y_n,$$

$$\Delta_2 = y_{(n+1)n} - y_n,$$

$$\Delta_3 = y_{(n+1)} - y_{na}.$$

Die hieraus sich ergebenden Werthe befinden sich ebenfalls in der folgenden Tabelle und genügen dieselben zur Construction des Querverbandes der unteren Gurtung.

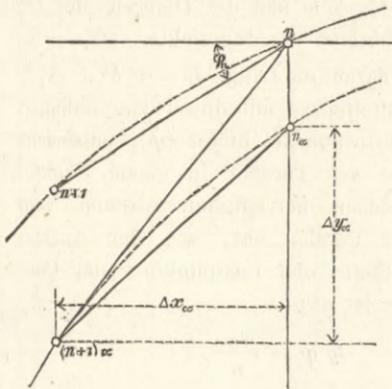
Lastpunkt n	x_0	x_m	x_{m_a}	y	y_a	Δ_1	Δ_2	Δ_3	Δ_x	L_n	L_{n_a}	Steifenlänge
0	+0,000	-0,441	+0,441	0,001265	0,601265	0	0,082649	0,046484	3,15	5,91	5,910	5,0
1	3,15	2,709	3,591	0,047749	0,083904	0,086155	0,24791	0,139456	3,15	5,915	5,911	5,0001
2	6,30	5,859	6,741	0,22336	0,29566	0,07230	0,40064	0,22100	3,052	5,872	5,862	5,0005
3	9,352	8,911	9,793	0,51666	0,62400	0,10734	0,57336	0,32249	3,15	5,937	5,918	5,00114
4	12,502	12,061	12,943	0,94649	1,09002	0,14353	0,71794	0,39590	3,051	5,901	5,871	5,0021
5	15,553	15,112	15,994	1,48592	1,66443	0,17851	0,94986	0,45894	2,953	5,869	5,825	5,0032
6	18,506	18,065	18,947	2,12337	2,23578	0,21241	1,06111	0,59984	3,176	6,018	5,954	5,0045
7	21,682	21,241	22,123	2,93562	3,18448	0,24886	1,17893	0,64651	3,024	5,961	5,879	5,0062
8	24,706	24,265	25,147	3,83099	4,11455	0,28356	1,42063	0,81605	3,263	6,137	6,026	5,008
9	27,969	27,528	28,410	4,93060	5,25162	0,32102	1,89634	1,20860	3,982	6,667	6,505	5,0137
10	31,9506	31,510	32,392	6,46022	6,82694	0,36672						

Die Ebene der Diagonale L_n wird fixirt durch die Verbindungslinien des Knotenpunktes n mit den Knotenpunkten n_a und $(n+1)_a$ (s. den folgenden Holzschnitt). Es ist das für die Richtung der Winkeleisen, welche das Diagonalanschlussblech mit den Verticalplatten des Bogens verbinden, von Wichtigkeit. Da die Ebene $n n_a (n+1)_a$ den Träger $1a$ in der Linie $n_a (n+1)_a$ schneidet, Träger 1 und $1a$ in parallelen Ebenen liegen, so müssen die Schnitte beider mit der Ebene $n n_a (n+1)_a$ parallel sein, also

$$\operatorname{tg} \varphi_n = \frac{y_{(n+1)_a} - y_{n_a}}{x_{(n+1)_a} - x_{n_a}}$$

Die so ermittelten Tangenten der Winkel für die Anschlussbleche sind in jedem Knoten eingetragen und auch aus der nächst folgenden Tabelle ersichtlich.

Die Mittellinien der Diagonalen liegen für ein Feld nicht in einer Ebene, doch ist der Neigungswinkel für die

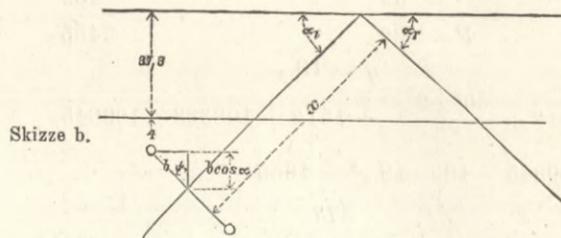
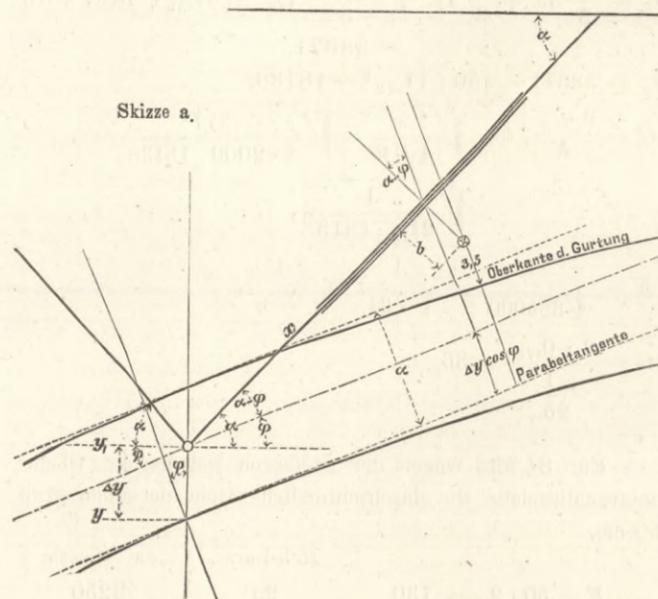


beiden Diagonalebene eines Feldes nur klein. Die Minimalentfernung und die Lage der beiden nächstliegenden Punkte der beiden Linien durch Rechnung aus den Gleichungen der Linien zu ermitteln, ist langwierig, und wurde es daher für genügend erachtet, durch Projection in großem Maafsstabe (mehrmaliges Herabschlagen in andere Ebenen) diesen Minimalabstand zu ermitteln. Es ergab das für L_9 und L_{9a} 4,5 cm, für L_8 und L_{8a} 2,5 cm, für L_7 und L_{7a} 1 cm, für L_6 und L_{6a} 3 cm und von da ab nicht über 1 cm, so daß überall eine lose Verbindung beider an den Kreuzungspunkten ohne Zwang möglich ist.

Länge der Diagonalen.

Das Schema der sich kreuzenden Diagonalen ist so construirt, daß die Kreuzungspunkte auf einer Linie sich befinden, welche etwa zwischen 6 und $6a$ in der Mitte liegt zwischen den Axen der oberen und unteren Gurtung. Nach den Auflagern ist an diese Curve eine Tangente gelegt und diese als Ort für die Kreuzungspunkte benutzt. Für die Wahl dieser Linie war das Aussehen der Construction maßgebend, und wurde dasselbe in einer in großem Maafsstabe ausgeführten Zeichnung controlirt und festgesetzt. Geringe Abweichungen waren nicht zu vermeiden. Indem dann die Schnittpunkte zweier Diagonalen mit gleichem Index an der oberen Gurtung genau in die Gurtungsaxe am Lastpunkt gelegt wurden, war der Schnittpunkt zweier Diagonalen in der unteren Gurtung nicht mehr beliebig zu wählen, sondern

hing von den beiden gewählten Punkten (Schnittpunkt an der oberen Gurtung und Kreuzungspunkt) ab. Die Berechnung der Ordinaten und Abscissen für diese Diagonalschnitte an der unteren Gurtung werden nur in den Resultaten angeführt und sind in das Schema der Bogenconstruction eingetragen. Zur genauen Construction und Nietung der Diagonalen sind nun die Entfernungen der äußersten Niete von



den factischen Knotenpunkten der Diagonalen in der nächstfolgenden Tabelle berechnet und in die Zeichnung der Diagonalen eingetragen.

Es wurde festgehalten, daß die Entfernung des Nietes in der Diagonale, welcher der Gurtung am nächsten liegt, von der Tangente, welche in einem Punkte senkrecht über dem unteren Knoten an die obere Begrenzungcurve der Gurtung gezogen wurde, 3,5 cm beträgt, ferner, daß der höchste Niet der Diagonale 4 cm unter der unteren Begrenzungslinie der oberen Gurtung liegt. Die vorstehenden Skizzen a und b machen die Verhältnisse klar. Der Abstand des ersten Nietes der Diagonale vom unteren wirklichen Knoten ist x ; dann ist für eine Diagonale mit dem Index l , welche also vom oberen Knoten n nach dem unteren Knoten $n+1$ geht,

$$x = \frac{a + 3,5 + b \cdot \cos \varphi (\alpha - \varphi) - \Delta y \cos \varphi}{\sin (\alpha - \varphi)}$$

Δy bezeichnet hier die Differenz zwischen idealen und wirklichen Knoten. Für eine Diagonale mit dem Index r , welche von Knoten n oben nach Knoten $n-1$ geht, wird

$$x = \frac{a + 3,5 + b \cos (\alpha + \varphi) - \Delta y \cos \varphi}{\sin (\alpha + \varphi)}$$

Der Abstand des ersten Nietes vom oberen Knoten ist

$$x = \frac{37,3 + 4 + b \cos \alpha}{\sin \alpha} = \frac{41,3}{\sin \alpha} + b \cos \alpha$$

Sämtliche Ausrechnungen sind (hinreichend genau mit-
telst Winkeltabellen und Rechenschieber) in den beiden Tabellen

zusammengestellt, welche sich auf voriger und auf dieser Seite
befinden.

Die Berechnung der Fahrbahn ist analog der im
Jahrg. 1881 der Zeitschrift für Bauwesen, Spalte 445 ff. für
die Rheinbrücke bei Coblenz gegebenen Berechnung erfolgt.

Bezeichnung der Diagonale	Δy Differenz zwi- schen d. Ordinaten des idealen und wirklichen Knotens	Die Diagonale läuft zum Knoten der unteren Gurtung Nr.	Abszisse des unteren Knotens	$\operatorname{tg} \alpha$	$\frac{x}{p}$ $\operatorname{tg} \varphi$	α	φ	$\alpha + \varphi$ resp. $\alpha - \varphi$	$\cos(\alpha - \varphi)$ resp. $\cos(\alpha + \varphi)$	$\sin(\alpha + \varphi)$ resp. $\sin(\alpha - \varphi)$	$\cos \varphi$	$\frac{a + 3,5}{b} \cos(\alpha + \varphi)$ + $\Delta y \cos \varphi$	x	x_1
10 _r	2,5 cm	9		1,46		55° 40'	20°	75° 40'	0,248	0,969	0,940	42,11	43,5	55,04
9 _l	-9,3	10	31,941	2,26	0,415	66° 10'	22° 30'	43° 40'	0,7234	0,6905	0,924	57,08	82,6	48,42
9 _r	6,9	8		1,143		48° 50'	17° 40'	66° 30'	0,399	0,917	0,953	39,01	42,5	61,45
8 _l	2,5	9	27,890	2,199	0,3625	65° 40'	20°	45° 40'	0,699	0,715	0,940	45,14	63,2	48,48
8 _r	8,1	7		0,962	0,272	43° 50'	15° 30'	59° 20'	0,510	0,860	0,964	38,86	45,2	65,83
7 _l	6,9	8	24,455	1,791	0,318	60° 50'	17° 40'	43° 10'	0,7294	0,684	0,953	40,76	59,6	50,82
7 _r	6,0	6		0,794	0,231	38° 30'	13° 20'	51° 50'	0,618	0,786	0,973	40,47	51,7	73,86
6 _l	8,1	7	21,300	1,320	0,277	52° 50'	15° 30'	37° 20'	0,795	0,6065	0,964	39,96	65,9	56,72
6 _r	3,4	5		0,687	0,192	34° 30'	11° 10'	45° 40'	0,699	0,715	0,981	43,46	60,7	81,64
5 _l	6,0	6	18,110	1,055	0,236	46° 30'	13° 20'	33° 10'	0,837	0,547	0,973	42,20	77,1	63,16
5 _r	3,7	4	12,007	0,539	0,153	28° 20'	8° 50'	37° 10'	0,797	0,604	0,988	43,73	72,5	98,12
4 _l	3,4	5	15,075	0,795	0,196	38° 30'	11° 10'	27° 20'	0,888	0,459	0,981	45,04	98,2	74,57
4 _r	4,2	3	8,93	0,420	0,114	22° 50'	6° 40'	29° 30'	0,8704	0,4924	0,993	43,65	88,6	120,69
3 _l	3,7	4	12,007	0,594	0,156	30° 40'	8° 50'	21° 50'	0,928	0,372	0,988	44,97	120,8	91,93
3 _r	5,0	2	5,82	0,329	0,0757									
2 _l	4,2	3		0,451										

NB. Für 10_r, 9_l und 9_r ist $b = 7,35$
" 8_l " $b = 7$

für 8_r, 7_r, 6_r, 5_r, 4_r ist $b = 6$
" 8_l, 7_l, 6_l, 5_l, 4_l, 3_l " $b = 6,5$.

Bezeichnung der Diagonale	Δy	Fufs der Diagonale im unteren Knoten	Abszisse des unteren Knotens m	$\operatorname{tg} \alpha$ und α	$\operatorname{tg} \varphi$ und φ	$\alpha + \varphi$ resp. $\alpha - \varphi$	$\sin(\alpha - \varphi)$ resp. $\sin(\alpha + \varphi)$	$\cos(\alpha - \varphi)$ resp. $\cos(\alpha + \varphi)$	$\cos \varphi$	$\frac{a + 3,5}{b} \cos(\alpha + \varphi)$ + $\Delta y \cos \varphi$	x_x	x_1
10a _l	5,4	9	28,155	1,581 57° 40'	0,379 20° 50'	78° 30'	0,983	0,182		38,91	39,6	53,64
9a _r	-9,8	10	31,945	2,417 67° 30'	0,415 22° 30'	45°	0,707	0,707		56,96	80,5	47,7
9a _l	7,4	8	24,918	1,251 51° 20'	0,324 18°	69° 20'	0,936	0,353	0,951	38,2	40,8	58,79
8a _r	5,4	9	28,155	2,379 67° 10'	0,379 20° 50'	46° 20'	0,723	0,690		42,39	58,5	47,64
8a _l	7,6	7	21,935	1,062 47° 40'	0,285 15° 50'	63° 30'	0,895	0,446	0,962	37,97	42,4	61,54
7a _r	7,4	8	24,918	1,997 63° 20'	18°	45° 20'	0,711	0,703		40,12	56,5	49,36
7a _l	5,0	6	18,950	0,894 41° 50'	0,246 13° 50'	55° 40'	0,826	0,564	0,971	41,13	49,8	68,60
6a _r	7,6	7	21,935	1,517 56° 40'	15° 50'	40° 50'	0,654	0,757		40,21	61,5	53,78
6a _l	6,3	5	15,932	0,727 36°	0,207 11° 40'	47° 40'	0,739	0,673	0,979	40,47	54,8	78,55
5a _r	5,0	6	18,950	1,148 49°	13° 50'	35° 10'	0,576	0,817		43,06	74,7	60,46
5a _l	4,7	4	12,895	0,581 30° 10'	0,1676 9° 30'	39° 40'	0,638	0,770	0,986	42,58	66,8	92,42
4a _r	6,3	5	15,932	0,854 40° 30'	11° 40'	28° 50'	0,482	0,876		42,13	87,5	71,21
4a _l	4,5	3	9,810	0,452 24° 20'	0,1275 7° 20'	31° 40'	0,525	0,851	0,982	43,25	82,5	113,46
3a _l	4,7	4	12,895	0,637 32° 40'	9° 30'	23° 10'	0,393	0,919		43,95	111,7	86,69

Für 10a_l, 9a_r, 9a_l wird $b = 7,35$
" 8a_r " $b = 7$

Für 8a_l, 7a_l, 6a_l, 5a_l, 4a_l wird $b = 6$
" 7a_r, 6a_r, 5a_r, 4a_r, 3a_r " $b = 6,5$.

III. Die Lahnbrücke der Staatsbahn oberhalb Niederlahnstein.

(Hierzu Blatt 22 bis 24.)

A. Allgemeine Anordnung, Bauausführung und Belastungsproben.

Unmittelbar nach ihrer Abzweigung von der Lahnbahn
nahe der Mündung der Bahn in den Rhein überschreitet die
Eisenbahnstrecke Oberlahnstein-Coblenz-Güls den Lahnfluß
unter einem Winkel von 36° 55' 52".

Die Bestimmung, daß die Lichthöhe über der am
rechten Lahnufer vorhandenen Chaussee 4,32 m betragen und

die letztere auf wasserfreier Höhe liegen sollte, ergab
die Ordinate der Constructionsunterkante auf + 72,40 m
Amsterdamer Pegel. Die Schienenoberkante liegt auf 73,70,
somit war eine Constructionshöhe von 1,3 m vorhanden.

Die allgemeine Anordnung des hiernach gefertigten Pro-
jectes ist auf Blatt 22 dargestellt. Die Ausführung des
Unterbaues der Brücke bot keine besonderen Schwierigkeiten,
weil in sehr geringer Tiefe unter der Flußsohle sich fester

	Knotenpunkt	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
1) $n=14; a < b$	$A_{11} = -qb$ $A_1 = \frac{n-3}{2} qb$	-92,180 +506,991	414,811	322,631	230,451	138,271	46,091	-46,089	138,269	230,449	322,629	414,809	506,989			
Hauptreihe A	$M_1 = \frac{n-1}{2} qa$ $M = A_{(x+1)} \cdot h =$ $\frac{M}{h} = A_{(x+1)}$	+299,585 7,00 42,8	806,576 7,00 115,2	1221,387 7,095 172,2	1544,018 7,161 215,6	1774,469 7,206 246,0	1912,740 7,231 264,5	1958,831 7,231 270,9	1912,742 7,231 264,5	1774,473 7,206 246,2	1544,024 7,161 215,6	1221,395 7,095 172,2	806,586 7,00 115,2	299,597 7,00 42,8		
2) $n=13; a=b$	$A_{11} = -qb$ $A_1 = \frac{n-3}{2} qb$	-92,180 +460,901	308,721	276,541	184,361	92,181	0	-92,181	-184,361	-276,541	-308,721	-460,901	-553,081			
Hauptreihe A	$M_1 = \frac{n-1}{2} qa$ $M_x = \frac{1}{h}$	+553,081 7,0 79,0	1013,982 7,032 144,2	1382,703 7,120 194,2	1659,244 7,176 231,0	1843,605 7,211 255,5	1935,786 7,231 267,8	1935,786 7,231 267,8	1843,605 7,211 255,5	1659,244 7,211 231,0	1382,703 7,211 194,2	1013,982 7,211 144,2	553,081 79,0			
3) $n=14; a < b$	Diagonalmaximalspannung $A_1'' = \frac{\pi b}{l}$	0,810														
Hauptreihe B	$A_1' = -q + \frac{\pi \cdot a}{l}$ $V_1 = \frac{n-1}{2} q$ $\text{cosec } \beta \cdot V_x$ $N_x = \text{cosec } \beta \cdot V_x$	-16,716 111,287 1,0841 129,6	-15,905 94,571 1,2252 115,86	-15,094 78,666 1,2381 97,4	-14,283 63,572 1,243 78,8	-13,472 49,289 1,2432 61,3	-12,661 35,817 1,2472 44,8	-11,850 23,156 1,2467 28,9	-11,039 11,306 1,2467 14,2	-10,228 0,267 1,2472 0,34	-9,417 -9,961 1,2432 -12,4	-8,606 -19,378 1,243 -24,1	-7,795 -27,984 1,2381 -34,6	-6,984 35,779 1,2352 -43,9	-6,173 42,763 1,0841 -46,4	
4) $n=13; a=b$	$A_1'' = \frac{\pi}{n}$	0,811														
Hauptreihe B	$A_1' = -q + \frac{\pi}{n}$ $V_1 = \frac{n-1}{2} \cdot q$ $\text{cosec } \beta \cdot V_x$ $N_x = \text{cosec } \beta \cdot V_x$	-16,310 102,727 1,1984 123,5	-15,499 86,417 1,2326 106,9	-14,688 70,918 1,2402 88,0	-13,877 56,230 1,244 70,0	-13,066 42,353 1,247 53,0	-12,255 29,287 1,2467 36,7	-11,444 17,032 1,2467 21,4	-10,633 5,588 1,2467 7,1	-9,822 5,045 1,247 -6,3	-9,011 14,867 1,244 -18,5	-8,200 23,878 1,2402 -29,6	-7,389 32,078 1,2326 -39,6	-6,578 39,467 1,1984 -47,5		
5) $n=14; a < b$	Diagonalmaximalspannung $A_1'' = -\frac{\pi \cdot a}{l}$	-0,811														
Hauptreihe D	$A_1' = -p - \frac{\pi \cdot a}{l}$ $V_1 = \frac{n-1}{2} p$ $N_x = \text{cosec } \beta \cdot V_x$ (cosec β wie in 3)	-6,988 42,783 46,3	-7,799 35,795 +43,8	8,610 27,996 +34,5	-9,421 19,886 +24,1	-10,232 9,965 +12,4	-11,042 -0,282 0,33	-11,854 -11,304 14,1	-12,665 -23,157 28,9	-13,476 -35,821 44,7	-14,287 -49,996 61,2	-15,098 -63,582 79,2	-15,909 -78,679 97,5	-16,720 -94,587 116	-17,531 111,306 112,3	
6) $n=13; a=b$	$A_1'' = -\frac{\pi}{n}$	-0,811														
Hauptreihe D	$A_1' = -p - \frac{\pi}{n}$ $V_1 = \frac{n-1}{2} p$ $N_x = \text{cosec } \beta \cdot V_x$ (cosec β wie in 4)	-7,393 39,490 47,4	-8,204 32,097 39,6	9,015 23,893 29,5	-9,826 14,878 18,5	-10,637 5,052 6,3	-11,448 -5,585 -6,9	-12,259 -17,033 -21,3	-13,070 -29,292 -36,6	-13,881 -42,362 -53,0	-14,692 -56,243 -69,7	-15,503 -70,935 88,2	-16,314 -86,488 -107,2	-17,125 -102,752 125,4		

geführt und sind die Resultate aus der vorstehenden Tabelle ersichtlich, in welcher die Spannungszahlen unterstrichen sind. Die Bezeichnungen sind denen des angeführten Aufsatzes conform; es bedeutet

- n die Felderanzahl,
- a „ Breite des Endfeldes,

b die Breite der übrigen Felder.
 $A_{x+1} = \frac{M_x}{y_x} =$ Spannung der unteren Gurtung,
 $N_{x-1} = \text{cosec } \beta \cdot V_x =$ Spannung der Diagonalen,
 $P_x = -V_x =$ Anstrengung der Verticalen. Für y_x werden die Entfernungen der Schwerpunkte der oberen und

unteren Gurtung eingeführt, bei Berechnung der Diagonalen und Verticalen die aus der Δy_x herrührenden Glieder vernachlässigt, da dieselben für die Anstrengung der Diagonalen günstig ausfallen, und bei den Verticalen bei der großen Sicherheit, welche gegen Knicken zu nehmen ist, nicht durchschlagen.

Von den drei Holzchnitten auf Seite 58 geben Fig. 1 und Fig. 2 die Maximalspannungen der oberen und unteren Gurtung, sowie die Maximal- und Minimalspannungen der Diagonalen und Verticalen; in Fig. 3 sind die aus System I und II addirten, bei der Ausführung zu berücksichtigenden Maximalanstrengungen eingetragen. Die unterstrichenen Zahlen geben den nöthigen Querschnitt in qcm bei $0,75 t$ Anstrengung des qcm an.

C. Construction der Hauptträger.

1. Die Gurtungen

bestehen aus je 2 Stehrippen von 56 cm Höhe, 2 cm Dicke, an ihrem oberen resp. unteren Rande mit zwei 12 à 12 breiten und $1,3$ cm dicken Winkeleisen gesäumt, auf deren horizontale Schenkel die zur Herstellung des Gurtungsquerschnittes nöthigen Platten von 90 cm Breite und 13 cm Stärke aufgenietet sind. Es wird dadurch erreicht, daß die durch die verticalen Niete aus den Winkeleisen übertragene Spannung rechts und links vom Verticalblech ein gleich großes Revier der Horizontalplatten vorfindet.

Die den Querschnitt der Gurtung vermehrenden Horizontalplatten sind soweit über die Punkte, in welchen die Gurtspannung eine Vergrößerung des Querschnittes nöthig macht, hinausgeführt, daß die hinzutretende Platte ihre Spannung bereits durch die nöthige Anzahl von Nietten hat aufnehmen können. In der gezogenen Gurtung ist die Theilung der Stofsnietreihen der durchgehenden Theilung gleich und beträgt

$$\frac{\text{Felderweite}}{18} = \frac{2,3692}{18} = 14,95.$$

Die Stofsnietreihen der gedrückten Gurtung haben die Hälfte dieser Theilung.

2. Die Verticalen

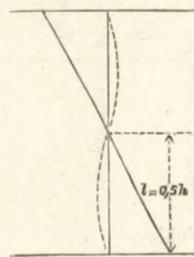
werden in den Knotenpunkten zwischen den Stehrippen eingesetzt und bestehen aus 4 Winkeleisen, in der Nähe der Gurtungen durch ein 1 cm starkes Blech, zwischen den Gurtungen durch ein Gitterwerk, aus 1 cm starken Stäben bestehend, verbunden. Die Winkeleisen werden in der Nähe der Auflager den Drücken entsprechend durch Bleche von 1 cm Dicke verstärkt.

Die Verticalen der Knotenpunkte 1 bis 5 haben 4 Winkeleisen, $10,5$ à $10,5$. $1,3$ cm stark, und 2 Bleche, 22 cm breit und 1 cm stark;

von 6 bis 9 4 Winkeleisen, $10,5$ à $10,5$ $1,3$ cm stark,
 „ 10 „ 13 4 „ $9,0$ à $9,0$ $1,3$ cm „

Die Verticalen sind aufer gegen den Druck noch gegen Knicken zu sichern, was hier in der Ebene der Trägerwand erfolgen würde. Sie sind an den Enden wegen der Vernietung an die Stehrippen der Gurtungen als fest eingespannt zu betrachten, außerdem wird ihre Mitte durch Aufheftung der Diagonalen in der Verbindungslinie der Endpunkte gehalten. Eine Verbiegung kann demnach nur in der punktirt angedeuteten Weise erfolgen, und würde die Grenzkraft, bei welcher ein Knicken möglich würde, (nach Grashof No. 141) $P = 2,046 \pi^2 \frac{EJ}{l^2}$ betragen müssen.

Die Winkeleisen, $10,5$ à $10,5$. $1,3$ cm stark, haben in Bezug auf ihre neutrale Axe, welche $3,1$ cm von der breiten



Seite absteht, ein Trägheitsmoment von ppr. 260; auf die Axe der Verticalen bezogen, beträgt dasselbe 592 und das des ganzen Verticalenquerschnitts 1 bis 5

$$4 \cdot 592 + \frac{2 \cdot 1 \cdot 22^3}{12} = \text{rot. } 4140.$$

Die Axialkraft P , bei welcher ein Zerknicken möglich wird, ist

$$P = \frac{2,046 \cdot 9,87 \cdot 2000000}{490000 \cdot \frac{1}{4}} \cdot J = 329,7 J \text{ oder rot. } 330 J$$

$$P = 330 \cdot 4140 = 1366200 \text{ kg.}$$

Der größte Druck für Verticale 1 beträgt 94600. Es ist also gegen Knicken $\frac{1366200}{94600} = 14,2$ fache Sicherheit vorhanden.

Von 6 bis 9 ist das Trägheitsmoment des Querschnittes

$$4 \cdot 592 = 2368,$$

$$P \text{ also } = 330 \cdot 2368 = \text{rot. } 781000;$$

P_b wird gedrückt mit 56200 kg, also Sicherheit gegen

$$\text{Knicken } \frac{781000}{56200} = 13,9 \text{ fach. Von 10 bis 13 ist das}$$

Trägheitsmoment eines Winkeleisens, 9 à $9 \cdot 1,3$ cm stark, auf seine neutrale Axe bezogen, 160, auf die Axe der Verticalen

$$160 + 21,7 \cdot 3,22^2 = 385,$$

also J des Gesamtquerschnittes = $4 \cdot 385 = 1540$ und

$$P = 1540 \cdot 330 = \text{rot. } 508000 \text{ kg. Verticale 10 hat}$$

29300 kg zu tragen, also $\frac{508000}{29300} = 17,3$ fache Sicherheit.

Die Endverticale besteht aus 2 Blechen von der Dicke der Verticalbleche der Gurtungen, deren Aeusseres durch 8 Winkel ($\frac{12}{12} \cdot 1,3$) angesteift resp. mit der Verticalplatte der unteren Gurtung verbunden wird, während diese Verbindung an der Brückenseite durch 4 solche Winkel und eine Platte von $1,3$ cm Dicke hergestellt wird.

Letztere Verbindung hat an der Verbindungsfuge einen Querschnitt von $50 \cdot 1,3 + 4 \cdot 29,9 = 184,6$ qcm, wonach

$$\text{sieh die Spannung des qcm zu } \frac{214}{2} \cdot \frac{1}{185} = 0,58 t \text{ ergibt.}$$

12 doppelschnittige Niete von $2,5$ cm Durchmesser werden

$$\text{bei der Uebertragung dieser Kraft mit } \frac{107}{2 \cdot 12 \cdot 2 \cdot 4,9} = 0,45 t \text{ pro}$$

qcm auf Abscheerung, die Nietlochsleibungen derselben mit

$$\frac{107}{2 \cdot 24 \cdot 2,5} = \frac{107}{120} = 0,893 t \text{ auf Druck beansprucht.}$$

Die Verbindungen des Kopfes der Endverticale werden wegen der größeren Dimensionen nirgend bis zu diesen Spannungen beansprucht.

Verticale 1 und 1a sind oben mit $4 \cdot 5$ doppelschnittigen Nietten von $2,5$ cm Durchmesser angeschlossen. Dieselben haben einen Widerstand gegen Abscheerung von

$$\frac{\text{Spannung der } T}{\text{Fläche der Nietschnitte}} = \frac{94,6}{5 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 4,9} = 0,48 t$$

pro qcm zu leisten, während der Druck auf die Leibung

$$\text{des Nietloches sich auf } \frac{94,6}{5 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 2,5} = 0,95 t$$

berechnet.

Der Fuß der Verticale ist einschneitig durch $2 \cdot 18$ Niete

$$\text{angeschlossen, deren Spannung } \frac{94,6}{36 \cdot 4,9} = 0,54 t \text{ beträgt.}$$

Verticale 2 bis incl. 4 sind durch $4 \cdot 4$ doppelschnittige Niete oben und unten angeschlossen. Bei $86,4 t$ Druck in den Verticalen beträgt die Scheerkraft in den Nietschnitten

$$\frac{86,4}{4 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 4,9} = 0,55 t. \text{ Der Druck in die Wände}$$

$$\text{des Nietloches ist } \frac{86,4}{4 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 2,5 \cdot 2} = 1,08 t.$$

Verticale 5 und folgende sind durch $3 \cdot 4 = 12$ doppelschnittige Niete angeschlossen.

Es beträgt bei $63,6$ t Druck die Inanspruchnahme auf

$$\text{Abscheerung } \frac{63,6}{12 \cdot 2 \cdot 4,9} = 0,54 \text{ t,}$$

der Druck auf die Nietlochswandung

$$\frac{63,6}{6 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 2,5} = 1,06 \text{ t.}$$

Die Inanspruchnahme auf Abscheerung ist so mäfsig gehalten, weil das gekröpfte Blech der Verbindung des Kopfes und Fufses der Verticale den äufseren Nietschnitt

möglicherweise nicht in gleicher Weise wie den inneren Schnitt anstrengt.

3. Die Diagonalen

erhalten die Stärke der Verticalebleche der Gurtungen $= 2$ cm, sind an die Stehrippen jedoch durch Doppellaschen angeschlossen. Die kreuzenden Diagonalen der Mittelfelder sind einseitig angeschlossen; Spannungen, Querschnitte und Anschlusniete der Diagonale sind in der folgenden Tabelle zusammengestellt. Die beiden Enddiagonalen sind in den Kreuzungspunkt der Schwerlinie der oberen Gurtung und der Axe der Endverticale eingeführt und durch doppelte Anschlusnieten verbunden.

Spannungen und Querschnitte der Diagonalen und Anschlusniete.

Bezeichnung der Diagonale.	Zugspannung in t	Erforderl. Querschnitt bei 0,75 t Zug pro qcm	Querschnitts-Dimensionen der Diagonalen	Netto-Querschnitt in qcm	Anschlusniete			
					Querschnitt in qcm	Beanspruchung t	Leibungsfläche qcm	Druck in die Leibung t
0-1	120,6	161	2 · 44 · 2	166	12 · 4 · 4,9 235,2	0,51	2 · 12 · 2,5 · 2 120	1,01
0-2	123,5	165	2 · 44 · 2	166	12 · 4 · 4,9 235,2	0,53	120	1,03
1-3	115,9	155	2 · 41,5 · 2	156	11 · 4 · 4,9 215,6	0,54	2 · 11 · 2,5 · 2 110	1,06
2-4	106,9	143	2 · 38,0 · 2	144	12 · 4 · 3,14 150,72	0,71	2 · 12 · 2 · 2 96	1,12
3-5	97,4	130	2 · 34,5 · 2	130	150,72	0,65	96	1,02
4-6	88,0	118	2 · 31,5 · 2	118	10 · 4 · 3,14 125,6	0,71	2 · 10 · 2 · 2 80	1,1
5-7	78,8	105	2 · 28,5 · 2	106	9 · 4 · 3,14 113,04	0,7	2 · 9 · 2 · 2 72	1,1
6-8	70,0	93	2 · 25,5 · 2	94	8 · 4 · 3,14 100,48	0,67	2 · 8 · 2 · 2 64	1,1
7-9	61,3	82	2 · 22,5 · 2	82	7 · 4 · 3,14 87,92	0,7	2 · 7 · 2 · 2 56	1,1
8-10	53,0	71	2 · 20,0 · 2	72	6 · 4 · 3,14 75,36	0,7	2 · 6 · 2 · 2 48	1,1
9-11	44,8	60	2 · 17 · 2	60	75,36	0,6	48	0,94
10-12	36,7	49	2 · 14,5 · 2	50	4 · 4 · 3,14 50,24	0,73	2 · 4 · 2 · 2 32	1,15
11-13	28,9	39	2 · 12 · 2	40	50,24	0,58	32	0,91
12-12 ^a	21,4	29	2 · 12 · 1,5	30	5 · 2 · 3,14 31,4	0,68	2 · 5 · 2 · 1,5 30	0,71
13-11 ^a	14,1	19	2 · 10 · 1,3	20,8	4 · 2 · 3,14 25,12	0,56	2 · 4 · 2 · 1,3 20,8	0,68
12 ^a -10 ^a	7,1	10	2 · 8 · 1	12	3 · 2 · 3,14 18,84	0,38	2 · 3 · 2 · 1 12	0,58
11 ^a -9 ^a	0,34	0,45	2 · 8 · 1	12	18,84	—	12	—

D. Der horizontale Kreuzverband.

Betrachtet man als Fläche, welche dem Winde ausgesetzt wird, das 8fache der Gurtungsbreite, also $0,56 \cdot 8$, und auf das qm 125 kg als Druck des Windes wirkend, so ist im Auflager eine horizontale Kraft

$$A = \frac{125 \cdot 70}{2} \cdot 0,56 \cdot 8 = 19600 \text{ kg vorhanden.}$$

Der Sinus des Diagonalenwinkels beträgt bei den horizontalen Diagonalen

$$\frac{\text{Hauptträgerentfernung}}{\text{Diagonalenlänge}} = \frac{8,1}{\sqrt{8,1^2 + (2 \cdot 2,69)^2}} = \frac{8,1}{9,73} = 0,833.$$

Die Anstrengung einer Diagonale am Ende betrüge danach $\frac{19600}{0,833} = 23600$.

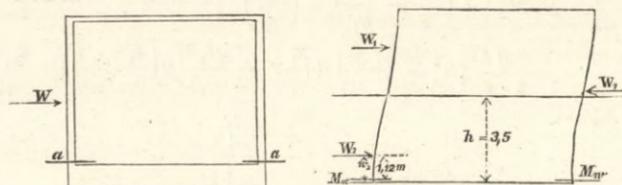
Da 2 Systeme vorhanden sind, genügt für die Enddiagonalen bei $1,3$ cm Dicke eine Breite

$$b = \frac{11800}{1,3 \cdot 750} + 2,5 = 12,1 + 2,5, \text{ rund } 15 \text{ cm, während die Breiten nach der Mitte zu bis auf } 7,5 \text{ cm abnehmen.}$$

Anstrengungen im Querschnitte der Brücke.

An der Stelle a des Brückenquerschnitts werden durch die Belastung der Fahrbahn einerseits und durch den Druck des Windes andererseits gewisse Spannungen erzeugt, welchen

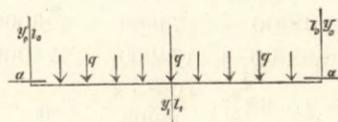
die Verticale und auch die horizontale Steife des horizontalen oberen Querverbandes genügen muß.



Durch den Winddruck entsteht ein Kräftepaar $W_1 \cdot h$ und $W_2 \cdot w_2$, welches den beiden Momenten in den Verticalen gleichgesetzt wird.

Betrachten wir ein Fach von $2,69$ m Länge, so ist annähernd $M_W = W_1 h + W_2 w_2$

$$M_w = \frac{2,69 \cdot 125 \cdot 4 \cdot 0,56}{2} (350 + 112) = 174000.$$



Durch die Biegung in Folge der Querträgerbelastung kommt dazu ein zweites Moment M_b , welches sich aus der Gleichung ergibt

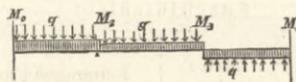
$$M_b = \frac{q l^2}{12 + \frac{8 l_0 J}{J_0 l_1}} \quad q l^2 = 8 M_{max} \text{ (cf. oben)}$$

$$= 8 \cdot 6000000.$$

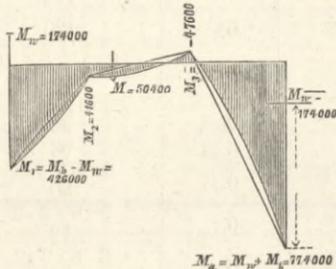
l_0 eintaxirt zu 400
 $y = \text{rot } 29300$
 $l_1 = \text{,, } 800$
 $y_1 = \frac{M_a}{K} = \frac{6000000 \cdot 60}{750}$

$$M_b = \frac{8 \cdot 6000000}{12 + \frac{8 \cdot 400 \cdot 6000000 \cdot 60}{750 \cdot 29300 \cdot 800}} = \text{rot: } 600000.$$

Diese beiden Daten genügen, um den oberen Theil des Brückenkastens als continuirliche Balkenconstruction zu berechnen. Es soll das geschehen einmal unter der Vor-



aussetzung, daß der Wind die rechte und linke Verticale gleichmäÙig mit $\frac{125}{2}$ kg pro qm angreift, während die obere Spannstrebe nur ihr Eigengewicht zu tragen hat.



Es ist dann:

$$1) M_1 \frac{l}{y} + 2 M_2 \left(\frac{l}{y} + \frac{l_1}{y_1} \right) + M_3 \frac{l_1}{y_1} = \frac{1}{4} \frac{q l^3}{y} + \frac{1}{4} \frac{q l_1^3}{y_1}$$

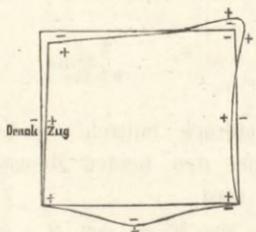
$$2) M_2 \frac{l_1}{y_1} + 2 M_3 \left(\frac{l_1}{y_1} + \frac{l}{y} \right) + M_4 \frac{l}{y} = \frac{1}{4} \frac{q l_1^3}{y_1} + \frac{1}{4} \frac{q l^3}{y}$$

M und M_4 sind bekannt.

Gl. 1 $\cdot 2 \left(\frac{l_1}{y_1} + \frac{l}{y} \right) - 2 \cdot \frac{l_1}{y_1}$ giebt

$$3) M \frac{l}{y} \cdot 2 \left(\frac{l_1}{y_1} + \frac{l}{y} \right) - M_4 \frac{l}{y} \cdot \frac{l_1}{y_1} + M_2 \left[4 \left(\frac{l}{y} + \frac{l_1}{y_1} \right)^2 - \left(\frac{l_1}{y_1} \right)^2 \right]$$

$$= \frac{1}{4} \frac{q l^3}{y} \left[2 \left(\frac{l_1}{y_1} + \frac{l}{y} \right) + \frac{l_1}{y_1} \right] + \frac{1}{4} \frac{q l_1^3}{y_1} \left[2 \left(\frac{l_1}{y_1} + \frac{l}{y} \right) - \frac{l_1}{y_1} \right]$$



Die beiden aus der Belastung der Fahrbahn resultirenden Momente M_b sind beide positiv; von dem aus dem Winddrucke herrührenden ist das in den linken Verticalen negativ, in den rechten positiv, so daß

$$M_1 = 600000 - 174000 = 426000$$

$$M_4 = 600000 + 174000 = 774000 \text{ wird}$$

$$\frac{1}{4} \frac{q l^3}{y} = \frac{1}{4} \cdot 62,5 \cdot \frac{700^3 \cdot 7}{29300} \cdot 2,69 = 4920$$

$$\frac{1}{4} \frac{q l_1^3}{y_1} = \frac{1}{4} \cdot 51,5 \cdot \frac{800^3 \cdot 8}{5159} = 12800$$

$$\frac{l_1}{y} = 0,155, \quad \frac{l}{y} = 0,24$$

Factor von $M = 0,24 \cdot 2 (0,155 + 0,24) = 0,086$
 „ „ $M_4 = 0,24 \cdot 0,155 = 0,0372$
 „ „ $M_2 = 4(0,155 + 0,24)^2 - 0,155^2 = 0,104$
 „ „ $\frac{1}{4} \frac{q l^3}{y} = 2(0,155 + 0,24) + 0,155 = 0,513$
 „ „ $\frac{1}{4} \frac{q l_1^3}{y} = 2(0,155 + 0,24) - 0,155 = 0,203$

$$M_2 = \frac{4920 \cdot 0,513 + 12800 \cdot 0,203 + 774000 \cdot 0,00372 - 426000 \cdot 0,0086}{0,104} = 41600$$

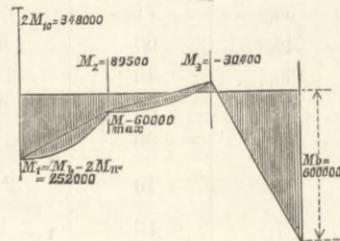
$$M_3 = \left[\frac{1}{4} \frac{q l^3}{y} + \frac{1}{4} \frac{q l_1^3}{y_1} - 2 M_2 \left(\frac{l}{y} + \frac{l_1}{y_1} \right) - M \frac{l}{y} \right] \frac{y_1}{l_1}$$

$$= \frac{4920 + 12800 - (41600 \cdot 0,358 + 426000 \cdot 0,24)}{0,155} = -47600$$

Das Maximalmoment der Horizontalsteife liegt 184 cm von der Verticale und beträgt $(41600 + 47600) \frac{800 - 184}{800} + 0,515 \cdot \frac{184}{2} \cdot 616 - 47600 = 50400$.

Betrachtet man den Angriff des Windes so, daß nur die linksseitige Verticale afficirt wird, so ist M an der linken Seite = $600000 - 348000 = 252000$, rechts = 600000 .

Es ändert sich dann in Gl. 3 das Glied mit q , so daß dasselbe bei einem Werthe für $\frac{1}{4} \frac{q l^3}{y} = 9840$ den Werth $\frac{1}{4} \frac{q l^3}{y} \cdot 2 \left(\frac{l_1}{y_1} + \frac{l}{y} \right) = 9840 \cdot 0,358 = 3520$ erhält.



Es wird

$$M_2 = \frac{3520 + 12800 \cdot 0,203 + 600000 \cdot 0,00372 - 252000 \cdot 0,0086}{0,104} = 59500$$

$$M_3 = \frac{9840 + 12800 - 59500 \cdot 0,358 - 252000 \cdot 0,24}{0,155} = 30400$$

zwischen M_2 und M_3 liegt das Maximalmoment bei

$$400 - \frac{59500 + 30400}{800 \cdot 0,515} = 182 \text{ cm von } M_2$$

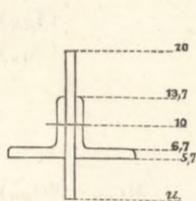
und ist $\frac{59500 + 30400}{800} \cdot 618 + \frac{0,515 \cdot 182}{2} \cdot 618 - 30400 = 68000$.

Für den oberen Horizontalverband, welcher nur zur Versteifung der beiden Gurtungen dient und durch die 10 cm breiten Diagonalen in jedem Felde etwaige Stöße auf die nebenliegenden Knoten übertragen soll, ist eine 20 cm hohe, 1,3 cm starke verticale Platte mit 2 Winkel-eisen à $\frac{8}{8}$. 1 zur Anwendung gekommen. Die Schwere beträgt pro lfd. m $(20 \cdot 1,3 + 2 \cdot 15 \cdot 1) 0,777 = 43,5$ kg. Die Construction ist also etwas leichter als in der Rechnung, wo die Steife mit 51,5 kg. pro lfd. m eingesetzt war.

Das durch Biegung des Querträgers und event. Winddruck auf die Steife übertragene Biegemoment beträgt, wie oben berechnet worden, 68000 cm kg, die Axialkraft, aus dem Winddrucke herrührend, 753 kg. Das Trägheitsmoment der Steife berechnet sich wie folgt:

$$F = \frac{20 \cdot 1,3}{2 \cdot 15 \cdot 1} = \frac{26}{56}$$

$$\text{stat. Moment} = \frac{20^2 \cdot 1,3}{2} + 2 \cdot 8 \cdot 9,7 + 2 \cdot 7 \cdot 6,2 = 502$$



$$\eta = \frac{502}{56} = 8,97$$

$$y_u = \frac{1,3}{3} 20^3 = 3467$$

$$\frac{2}{3} (13,7^3 - 5,7^3) = 1591$$

$$\frac{14}{3} (6,7^3 - 5,7^3) = 541$$

5599

$$y_\eta = 5599 - 56 \cdot 8,97^2 = 1093.$$

Bei einem Maximalmomente von 68000 cmkg. wird

$$K_{\text{oben}} = \frac{68000 \cdot 11,303}{1093} = 0,69 \text{ t}$$

$$K_{\text{unten}} = \frac{68000 \cdot 8,97}{1093} = 0,56 \text{ t.}$$

Gegen Knicken in horizontaler Richtung sind die Steifen durch zwei Winkelleisen gesichert; letztere dienen zugleich zur Unterstützung der Diagonalen.

E. Die Auflager.

Die Berechnung und Construction der Fahrbahn und der Auflager geben zu besonderen Erläuterungen keine Veranlassung.

Kostenangaben von dem Bau der Rhein- und der Moselbrücke.

Die Gesamtkosten der drei großen Brücken in der Staatsbahnstrecke Oberlahnstein-Coblenz-Güls haben unter Berücksichtigung der Einnahmen aus den alten Materialien und Geräthen betragen bei der

- 1) Rheinbrücke, einschl. der Stromregulierungs-Arbeiten, sowie des Baues von 3 Durchlässen in der Rheinlache . . . 3 155 000 M.
- 2) Moselbrücke 695 000 „
- 3) Lahnbrücke 291 000 „

Nachstehend folgen noch einige Kosten-Angaben von allgemeinem Interesse bezüglich der beiden ersteren Brücken. Bei der Vergleichung der Materialpreise ist zu berücksichtigen, daß der größte Theil der Materialien zum Rheinbrückenbau auf dem Wasserwege bezogen werden konnte; dagegen mußten wegen der nur mit großen Schwierigkeiten zu passirenden Moselstrecke von Coblenz bis Güls — die Mosel enthält hier eine ziemlich reißende Stromschnelle, das Gänsefürtchen — und wegen der im Sommer vielfach vorkommenden zu niedrigen Wasserstände die für die Moselbrücke bestimmten Materialien größtentheils per Achse zur

Baustelle geschafft, oder in Coblenz für den weitem Wassertransport in kleinere Fahrzeuge umgeladen werden. In Folge dessen stellen sich die meisten Materialpreise bei der Moselbrücke theurer, als bei der Rheinbrücke. Andererseits darf nicht unberücksichtigt gelassen werden, daß bei der Rheinbrücke durch die Größenverhältnisse des Bauwerks und der Baustelle, sowie durch die schwierigen Stromverhältnisse eine umfangreichere Verwendung von kostspieligen maschinellen Einrichtungen (ausgedehnte Geleisanlagen mit Drehscheiben und Transportwagen, Dampfboote, Dampfkrahn und Aufzüge für den Transport der Mauerwerksmaterialien zu den Verwendungsstellen etc.), ferner stärkere Gerüste bedingt waren, als bei der Moselbrücke. Endlich kommt bei der Rheinbrücke die Anlage der großen Brückenthürme in Betracht.

Die Ausführung der Brücken erfolgte in der Hauptsache in den Jahren 1876—1878 (Moselbrücke 1877—1878).

In den folgenden Angaben sind Verwaltungskosten nicht mit enthalten, und beziehen sich die eingeklammerten Zahlen auf die Moselbrücke.

A. Materialpreise. *)

1. Maurer-Materialien.

	Mark	Mark
1 cbm Bruchsteine aus Grauwacke oder Thonschiefer einschl. Aufsetzen	5,00	(4,90)
1 „ Senksteine desgl. frei Schiff	3,00—3,50	(3,50—3,80)
1 „ Grauwacken-Kleinschlag	5,00	(4,60)
1 qm Schichtsteine (Mantelsteine)	10,00—11,00	(11,00—12,00)
1 cbm Werksteine aus Niedermendiger Basaltlava zu den Pfeilervorköpfen je nach der Bearbeitung	56,25—70,00	(60,00—63,75)
1 „ Desgl. aus rothem Sandstein aus der baier. Pfalz zu den Pfeilervorköpfen und Hauptgesimsen desgl.	70,50	(67,00—90,00)
1 Tausend Ziegelsteine, bessere Sorte, zum Verblenden geeignet	36,75	(38,00)
1 „ desgl. Hintermauerungs-Ziegel	—	(24,50)
1 cbm Mauersand, durch Sieben des Baggerkieses gewonnen	1,10	—
1 „ desgl. vulkanischer, sog. Bimssand	—	(2,00)
1 hl gemahlener Traß	1,44	(1,56)
1 „ gebrannter hydraulischer Kalk (Beckumer Wasserkalk)	2,18	(2,47)
1 T° Cement 180 kg Brutto- = 170 kg Nettogewicht einschl. Tonne	8,44	(9,60)

2. Zimmer-Materialien.

1 cbm Tannen-Kanholz in bestimmten Längen	34,75—43,50	(39,45—43,00)
1 „ „ Rundholz „ beliebigen „	23,90—24,00	(23,50)
1 „ Eichenholz für den Bohlenbelag der Brücken	85,00	(85,00)

*) Die Preise verstehen sich, wo nichts anderes gesagt ist, in Mark frei Baustelle bzw. Magazin daselbst und sind größtentheils das Ergebnis öffentlicher Submissionen.

	Mark	Mark
1 qm 5 cm starke tannene Bohlen in beliebigen Längen	2,15—2,40	(2,15—2,30)
1 „ 3,6 „ „ desgl.	1,62—1,80	—
1 „ 2,4 „ „ „	1,20	—
1 „ 6 „ „ eichene Bohlen (Brückenbelag)	5,40	(5,40)
1 „ 5 „ „ „ „	4,50	(4,50)
1 „ 3,5 „ „ „ „	3,15	(3,15)

3. Eisen-Materialien.

100 kg schmiedeeiserne Schraubenbolzen für die Arbeitsgerüste und dgl. frei Waggon Coblenz	22,00—23,00	(20,00—20,80)
100 „ Walzeisen, Grubenschienen, Profileisen etc. wie vor	—	(13,50—15,00)

(Die Kosten der eisernen Ueberbauten sind in der den Schluß bildenden Tabelle enthalten.)

4. Walzblei zur Gewölbe-Abdeckung.

(Die Marktpreise des Bleies unterliegen erheblichen Schwankungen; die betr. Submissionen fanden statt: für die Rheinbrücke im Juli 1877, für die Moselbrücke im Mai 1878.)

100 kg Walzblei (Rollblei)	42,35	(36,70)
--------------------------------------	-------	---------

5. Steinkohlen zur Heizung der Maschinen.

10 000 kg Steinkohlen kosteten frei Zeche im Jahre 1877	62,00	
10 000 „ „ „ „ „ „ „ 1878	54,00	
10 000 „ „ frei Schiff an der Rheinbrücke 1877 bezw. 1878	120,40 bezw. 112,40	
10 000 „ „ „ Waggon, Station Coblenz „ „ „	125,90 „ 117,90	
10 000 „ „ „ Lagerplatz a. d. Moselbrücke „ „ „	170,90 „ 162,90	

B. Kosten der Fundirung.

- 1) Die Kosten für die Herstellung und Versenkung des Betons und zwar pro cbm Beton sind aus den Gesamtkosten ermittelt, welche bei der Betonanstalt an der Rheinbrücke für die überhaupt angefertigte Masse von 11270 cbm Beton — davon 5100 cbm für die 3 Hauptpfeiler —, (an der Moselbrücke für 1720 cbm) entstanden sind. Diese Kosten betragen pro cbm
 - a. für die Materialien: Kies (Kleinschlag), Sand, Trafs und Kalk 8,22 (10,34)
 - b. für die Herstellung der Betonanstalt und Beschaffung der maschinellen Einrichtungen und Geräte zur Bereitung, zum Transport*) und Versenken des Betons (einschl. der Drehscheiben, Krähne und Transportwagen an der Rheinbrücke) 3,54 (4,80)
 - c. an Tagelöhnen für Bereitung, Transport und Versenken des Betons 4,80 (2,97)
 - d. für diverse Arbeiten, als Tauchen, Peilen etc. 0,19 —

Kosten für 1 cbm Beton = 16,75 (18,11)

Bei einer Grundfläche der 3 Hauptpfeiler der Rheinbrücke von 1380 qm. (bezw. der 2 Strompfeiler und des westlichen Landpfeilers der Moselbrücke von 570 qm) und der für die Pfeiler verwendeten Betonmasse von 8100 cbm (1720 cbm) betragen demnach	Fundirungskosten	
	im Ganzen M	pro qm Grundfläche M
1) die Kosten der Betonirung	136 000 (31 200)	99 (54)
2) Für die Arbeits- und Senkgerüste bis auf etwa + 4,5 m Brückenpegel einschl. der Fangedämme wurden verausgabt	154 000 (44 300)	111 (78)
3) für Wasserwältigung desgleichen	5 200 (270)	4 (1)
4) für die Steinpackung um die Pfeiler desgl.	15 300 (4600)	11 (8)
Gesamtkosten der Fundirung	310 500 (80 370)	225 (141)

Auf 1 Cubikmeter Beton berechnet, betragen die angegebenen Kosten:

zu 1, für die Betonirung einschl. Material	16,75	(18,11)
„ 2, „ „ Gerüste und Fangedämme	19,02	(25,76)
„ 3, „ „ Wasserwältigung	0,64	(0,16)
„ 4, „ „ Steinpackung	1,789	(2,67)
Gesamtkosten der Fundirung, pro cbm Beton berechnet	38,30	(46,70)

C. Kosten des Mauerwerks.

Bei der Rheinbrücke sind im Ganzen 25300 cbm, bei der Moselbrücke 7140 cbm fertiges Mauerwerk — Fundament-, aufgehendes, Gewölbe- etc. Mauerwerk — zur Ausführung gekommen. Die Kosten desselben setzen sich zusammen aus den

*) Die Kosten der zum Schleppen der Transportnachen bei der Rheinbrücke benutzten Dampfboote sind hier nicht einbegriffen. Die letzteren dienten hauptsächlich zum Bugsiren der Flöße und Segelschiffe, welche die Rheinbrückenbaustelle zu passiren hatten, und es liefs sich der ratirliche Antheil nicht mit Genauigkeit ermitteln.

1) Kosten für die Beschaffung der Materialien:

Dieselben betragen:

	Kosten des Mauerwerks			
	im Ganzen	pro cbm		
	Mark	Mark		
a. für Bruchsteine	121 400	(33 300)		
b. „ Schichtsteine (Mantelsteine)	30 700	(17 600)		
c. „ Werksteine	235 200	(81 100)		
d. „ Ziegelsteine	37 600	(6 700)		
e. „ Mauersand	5 300	(4 100)		
f. „ Trafs	10 000	(5 200)		
g. „ hydraulischen Kalk	30 000	(13 200)		
h. „ Cement	14 900	(1 200)		
zusammen	485 100	(162 400)		
oder durchschnittlich pro cbm Mauerwerk			19,17	(22,75)
2) Kosten für die Beschaffung und Unterhaltung der zur Ausführung des Mauerwerks und zur Mörtelbereitung, zum Transport der Materialien u. s. w. notwendigen Maschinen und Geräte, und zwar:				
a. Anteil an der Beschaffung der Laufbühnen, Transportwagen, Karren, Mörtelmaschinen etc. nebst den Reparaturen	87 000	(12 800)	3,44	(1,80)
b. Arbeitslohn für die Mörtelbereitung	26 800	(3 700)	1,06	(0,52)
3) Kosten der Mauerarbeiten	160 800	(42 400)	6,36	(5,94)
4) Kosten für die Rüstungen zur Ausführung des aufgehenden Mauerwerks, und zwar:				
a. Rüstungen für den Aufbau der Pfeiler und bei der Rheinbrücke der Thürme	101 700	(17 000)	5,68	(2,83)
Die Ausführung der Fluthbrücken und der Endpfeiler an der Moselbrücke konnte mittelst Gerüste von gewöhnlicheren Rüsthölzern erfolgen.				
b. Lehrbögen für die Gewölbe der Fluthbrücken (bei der Moselbrücke unter Verwendung alter Materialien, daher ausschl. Material)	41 900	(3 200)		
5) Kosten für diverse Arbeiten	16 300	—	0,66	—
Summa der Kosten des Mauerwerks	919 600	(241 500)	36,37	(33,84)

D. Gesamt-Durchschnittskosten der Brücken.

Die Gesamt-Ausgaben für die Herstellung der Brücken ausschließlich der eisernen Ueberbauten und der Stromcorrections-Arbeiten (bei der Rheinbrücke: auch ausschließlich der Durchlässe in der Rheinlache, sowie ausschließlich der Kosten für ein lediglich zum Durchbugsiren der Flöße vorgehaltenes Dampfboot, jedoch einschließlic der Brückenthürme) haben unter Berücksichtigung der Einnahmen betragen 1 578 000 (417 000)

Die Mauerwerkskörper umfassen im Ganzen einschließlic der Betonkörper 33 400 cbm (8860 cbm)

Demnach betragen die Gesamt-Baukosten, auf 1 cbm der Mauerwerkskörper berechnet, rund 47,20 M. (47 M.)

E. Kosten der Baggerarbeiten.

Bei der Austiefung der Baugruben und Ausführung der vorgeschriebenen Stromcorrectionen sind an der Rheinbrücken-Baustelle reichlich 400 000 cbm, an der Moselbrückenbaustelle etwa 20 000 cbm Kies gebaggert und gefördert worden. An der Rheinbrücke waren 3 Dampfbagger in Thätigkeit, von denen 1 Bagger während 8 Monate an der Moselbrücke arbeitete.

Die Ausgaben für die Bagger- und Transport-Arbeiten — auf 1 cbm gefördertes Baggermaterial berechnet — haben betragen:

1) für die Bedienung der Bagger einschl. Heiz- und Schmiermaterial	pro cbm	0,183	(0,199)
2) für Reparatur der Bagger (bei der Moselbrücke: einschließlic des Hin- und Hertransports des Baggers)	„	0,065	(0,096)
3) für Werthverminderung der Bagger um $\frac{1}{4}$ des Neuwerths und 5 % Zinsen vom Neuwerth (bei der Moselbrücke: Miethe à 5,50 M. pro Tag)	„	0,060	(0,067)
4) für den Transport des Baggermaterials vom Bagger bis zur Verwendungsstelle, frei Schiff*)	„	0,271	(0,690)
5) für Auswerfen, Auskarren bezw. Auskröhnen des Baggermaterials	„	0,496	
6) für die Vor- und Unterhaltung der Kiesnachen nebst Zubehör	„	0,025	(0,068)
Summa Kosten der Baggerarbeit pro cbm Baggermaterial		1,100	(1,120)

*) Die Kosten der zum Schleppen der Kiesnachen bei der Rheinbrücke benutzten Dampfboote sind hier nicht einbegriffen. Bei der Moselbrücke erfolgte der Transport per Hand mittelst Schiffstaken.

F. Die eisernen Ueberbauten der drei Brücken.

a) Maafs- und Gewichts-Angaben.

Name des Bauwerks.	Winkel der Brückenaxe mit der Flußrichtung	Lichte Weite		Stützweite	Anzahl der Oeffnungen	Gewicht pro Oeffnung					Eigengewicht sämtlicher Oeffnungen	Von dem Gewicht pro Oeffnung entfallen auf die				Eigengewicht der Eisenconstruction pro Geleis und Meter der Stützweite
		normal zwischen den Pfeilern	in der Brückeaxe			Schmiedeeisen	Gusseisen	Stahl	Blei	im Ganzen		Hauptträger	Fahrbahn	Horizontalverbände	Geländer	
1. Rheinbrücke	90°	106	106	107	2	570432	14950	12512	528	598422	1196844	439996	96288	50047	12091	2796
2. Moselbrücke	80°	64,01	65	65,6	3	249672	8696	225	34	258627	775881	185015	43105	23043	7464	1971
3. Lahnbrücke	36° 55' 52"	40,26	67	70	2	354179	11369	337	417	366302	732604	261397	76339	28566	-	2616

b) Kosten, Nietenzahl und Anstrichflächen.

Name des Bauwerks.	K o s t e n										Anzahl der Niete in allen Oeffnungen, excl. Geländer				Anstrichflächen	
	des Ueberbaues für alle Oeffnungen excl. Rüstung, Anstrich und Nebenarbeiten.		der sämtlichen Montirungsgerüste.		des Anstrichs.		der Nebenarbeiten.		des Ueberbaues incl. Anstrich, Rüstung und der Nebenarbeiten.		von 20 mm Durchmesser	von 25 mm Durchmesser	im Ganzen	pro 100 kg Eigengewicht	des gesamten Ueberbaues excl. Geländer	pro 100 kg Eigengewicht
	im Ganzen	pro 100 kg	im Ganzen	pro 100 kg	im Ganzen	pro 100 kg	im Ganzen	pro 100 kg	im Ganzen	pro 100 kg						
	M										S t ü c k.				qm	
1. Rheinbrücke	401345	33,53	60790	5,08	6718	0,56	8147	0,68	477000	39,85	81382	115520	196902	16,5	11554	0,99
2. Moselbrücke	226835	29,24	28050	3,62	3530	0,45	4585	0,59	263000	33,90	81312	68352	149664	19,3	6284	0,83
3. Lahnbrücke	182982	24,98	25810	3,52	3770	0,50	1438	0,20	214000	29,20	87960	48540	136500	18,6	8154	1,11

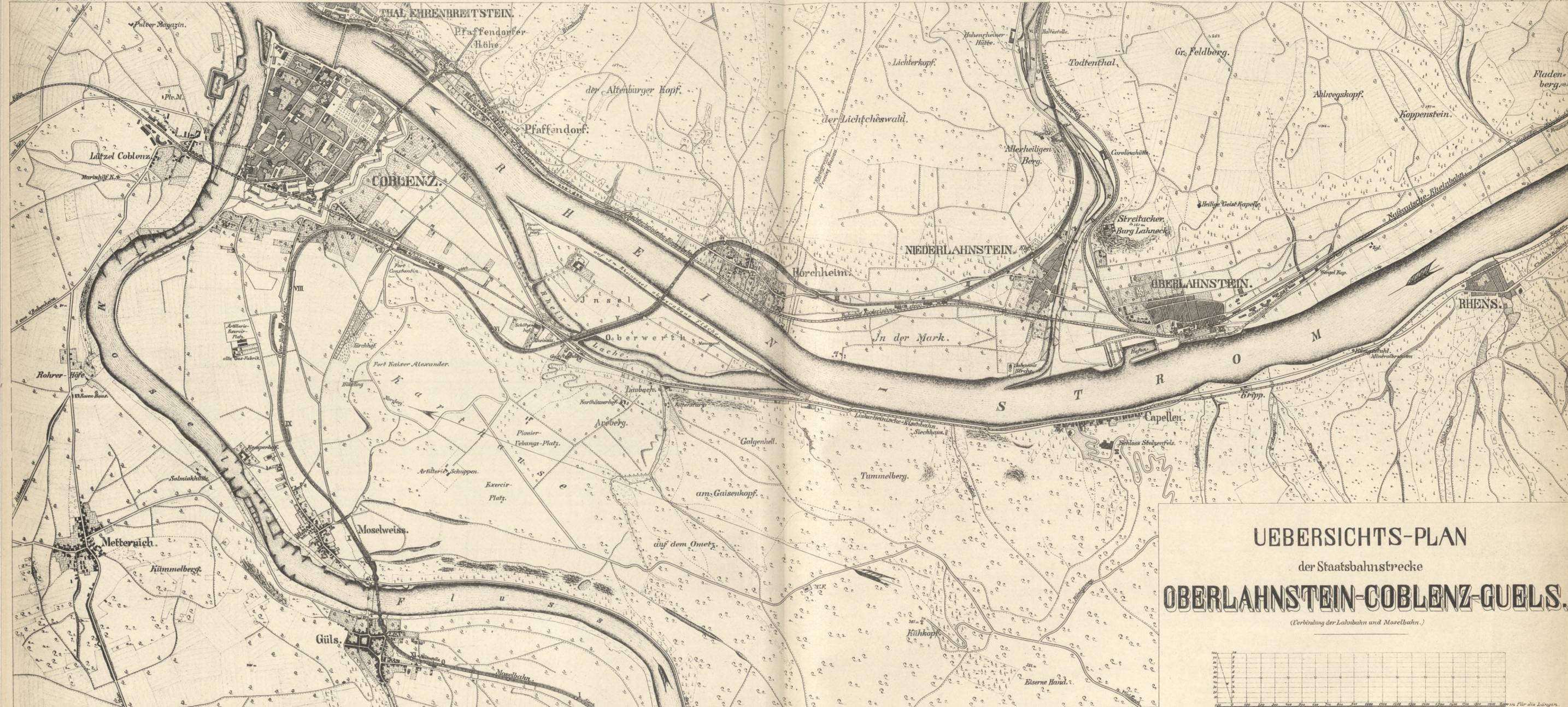
Die Kosten des von der Gutehoffnungshütte zu Oberhausen II a. d. Ruhr gelieferten eisernen Ueberbaues der Rheinbrücke, incl. der Montirungsgerüste, jedoch excl. der von der Bauverwaltung aufgestellten Senkgerüste zur Unterstützung der Montirungsgerüste und excl. Anstrich, betragen pro 100 kg Schmiedeeisen, Gusseisen und Stahl 37,20 Mark; pro 100 kg Blei 70 Mark.

Die Kosten des von derselben Firma gelieferten eisernen Ueberbaues der Moselbrücke, incl. sämtlicher Gerüste und excl. Anstrich, betragen pro 100 kg Schmiedeeisen, Gusseisen, Stahl und Blei 33 Mark.

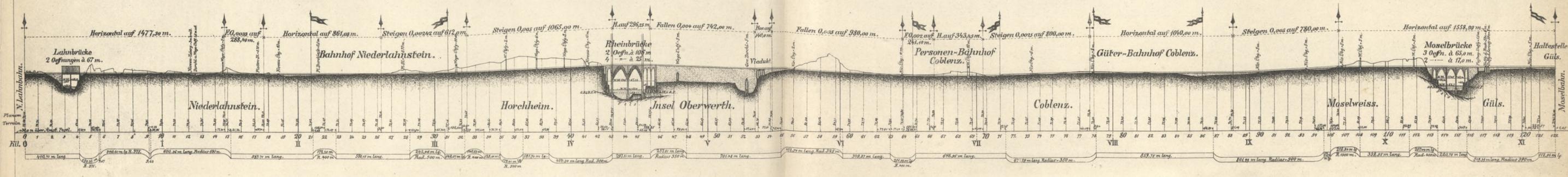
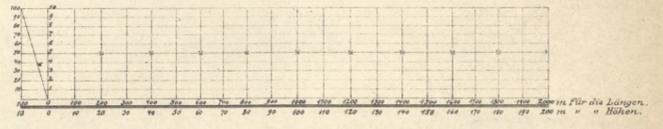
Die Kosten des vom Eisenwerk Kaiserslautern gelieferten eisernen Ueberbaues der Lahnbrücke, incl. sämtlicher Gerüste und excl. Anstrich, betragen pro 100 kg Schmiedeeisen, Gusseisen, Stahl und Blei 28,50 Mark

Für die Rheinbrücke wurde ein Montirungsgerüst, für die Mosel- und Lahnbrücke sind je zwei Montirungsgerüste hergestellt.

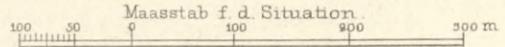
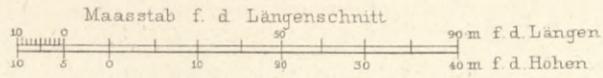
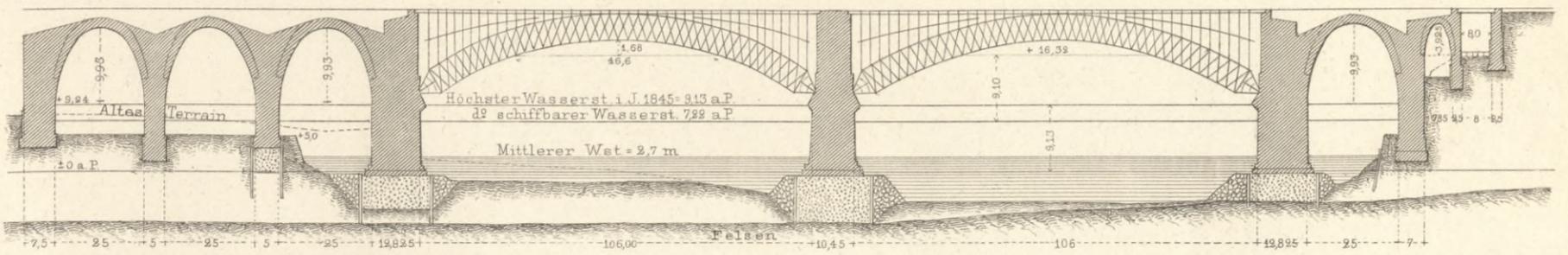
Der dreimalige Anstrich der reinen Eisenconstruction wurde mit 46 Pfg. pro qm vergeben, und der Anstrich der Geländer bei der Rhein- und Moselbrücke wurde mit 1 Mark pro lfd. m bezahlt.



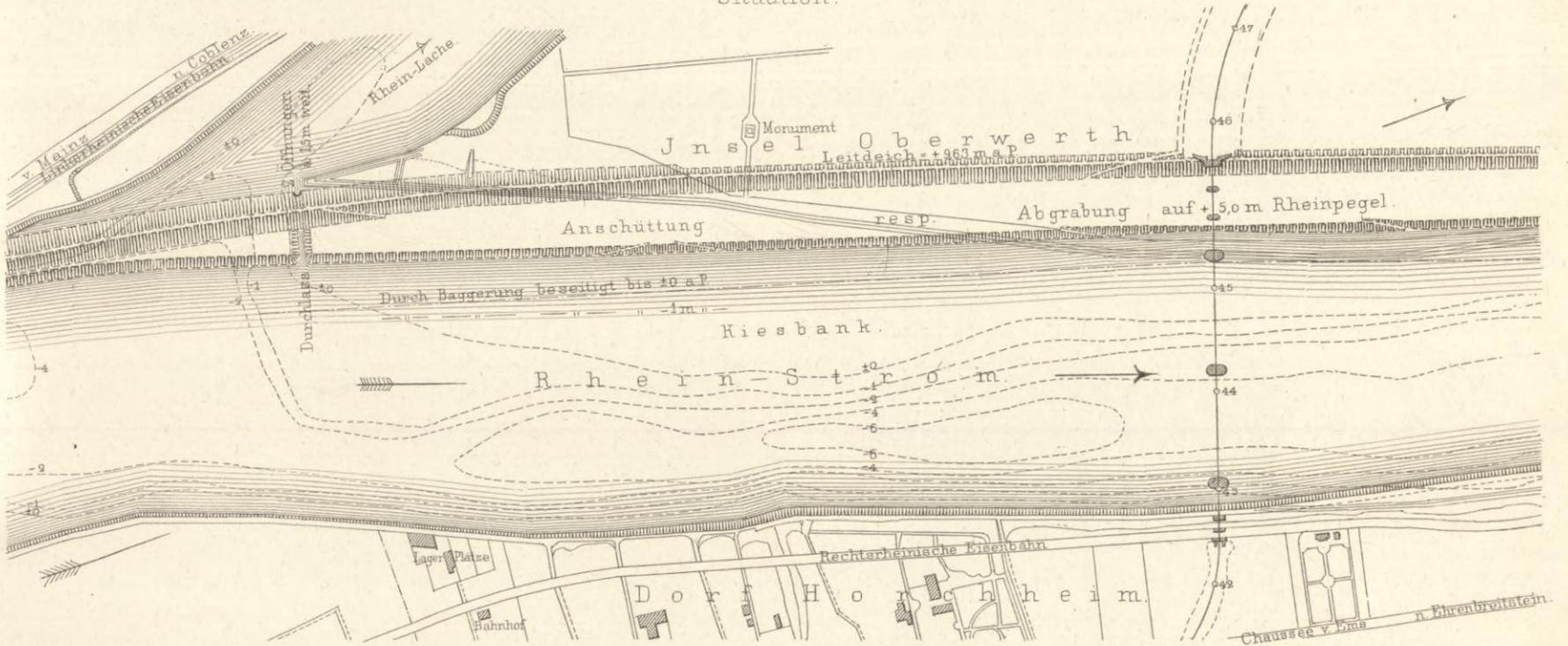
UEBERSICHTS-PLAN
 der Staatsbahnstrecke
OBERLAHNSTEIN-COBLENZ-GUELS.
 (Verbindung der Lahnbahn und Moselbahn.)



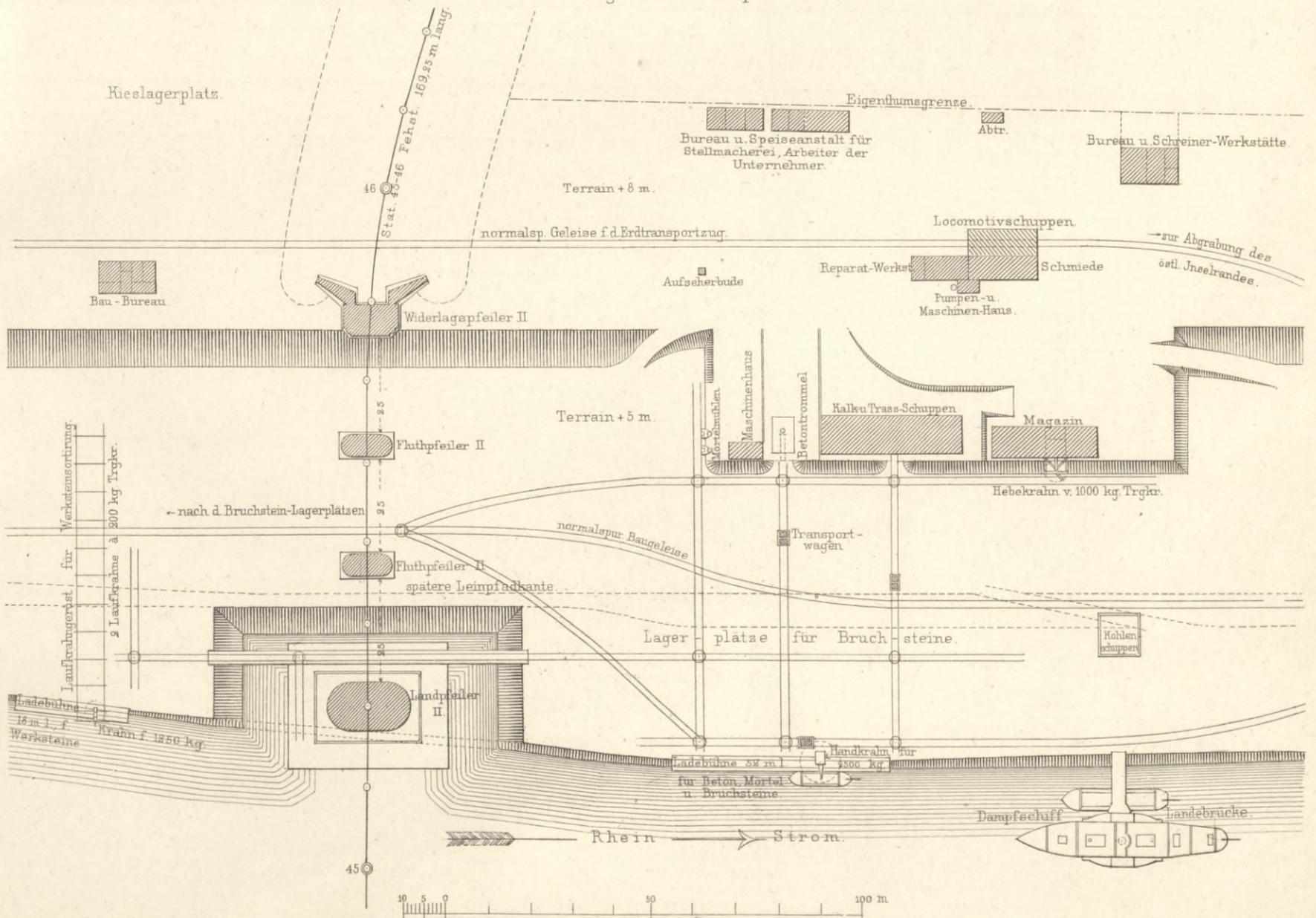
Längenprofil.

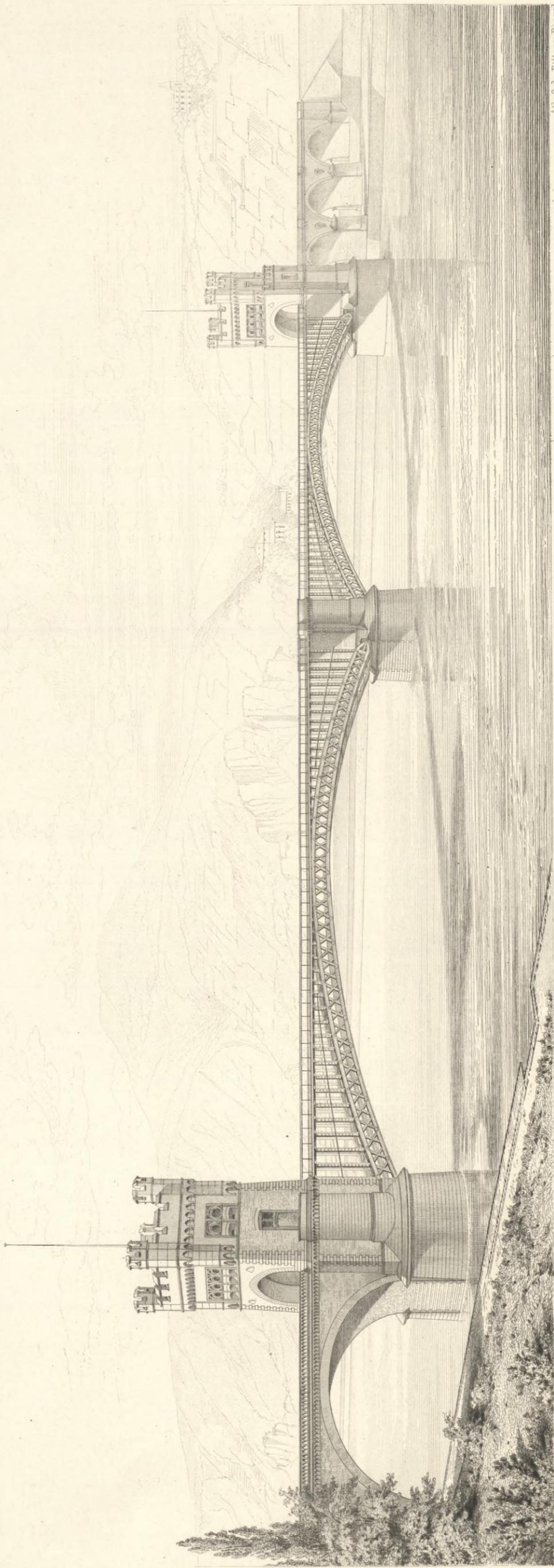


Situation.



Einrichtung des Werkplatzes.

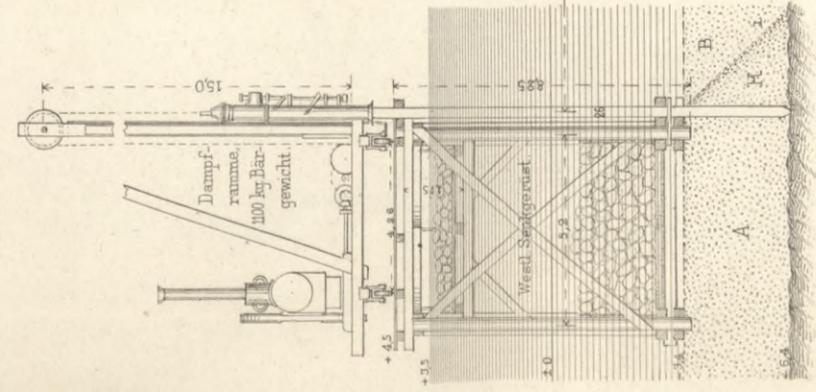




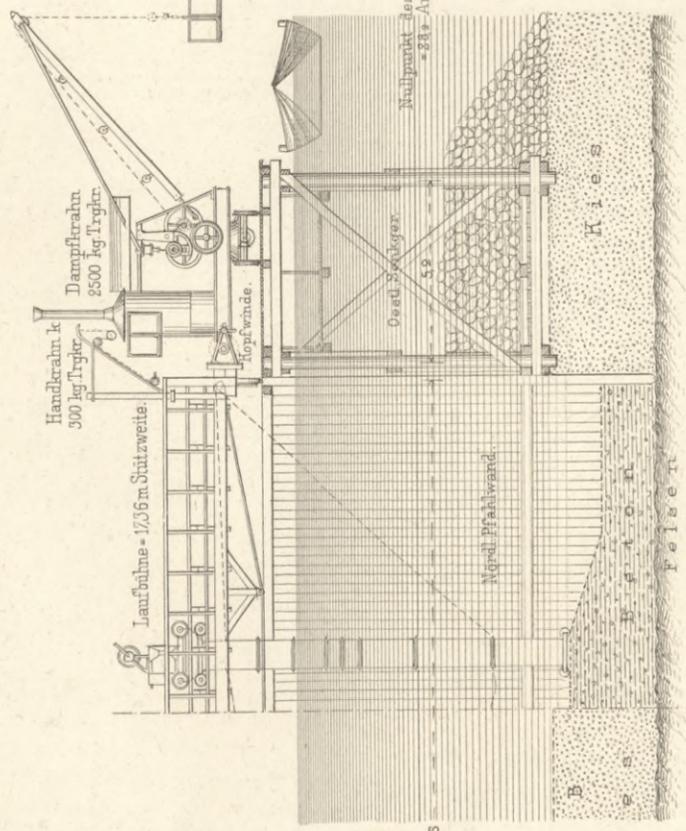
Arch. Gebr. Ritter u. Riegel.

Rheinbrücke der Staatsbahn bei Coblenz.

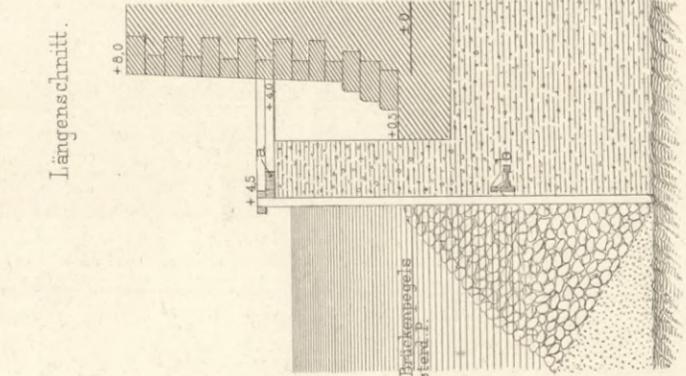
Ernst & Korn, Berlin.



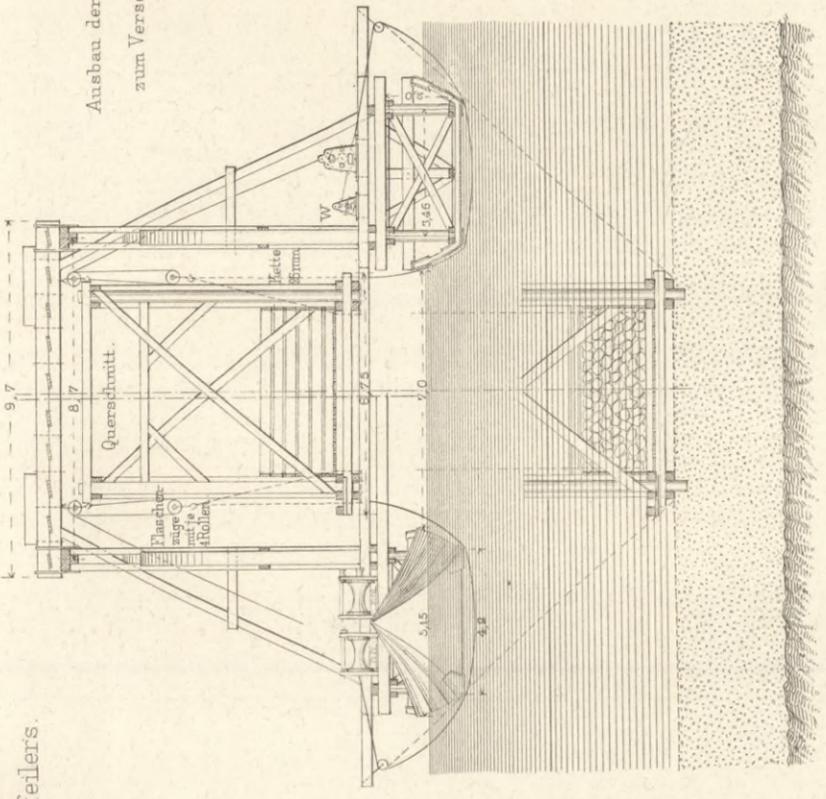
Querschnitt durch die Baugrube.
1:200.



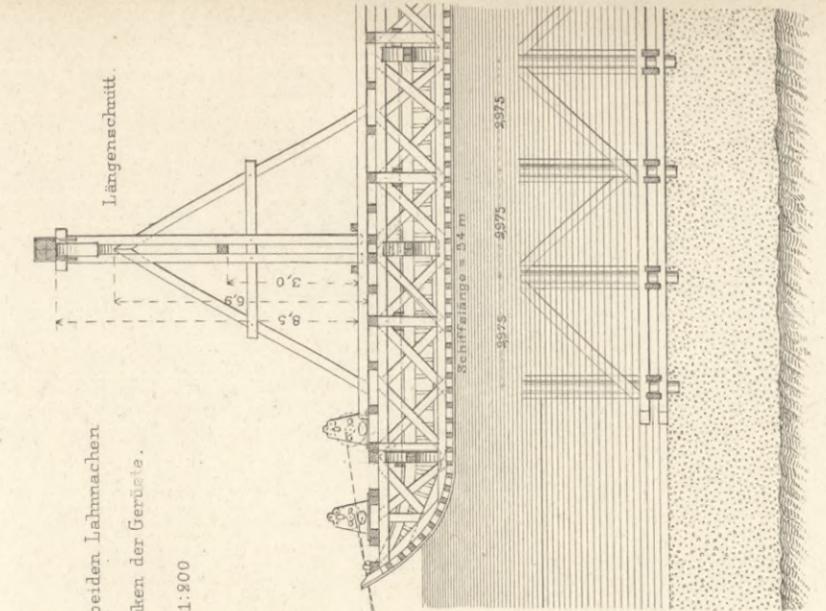
Querschnitt durch die Baugrube.
1:200.



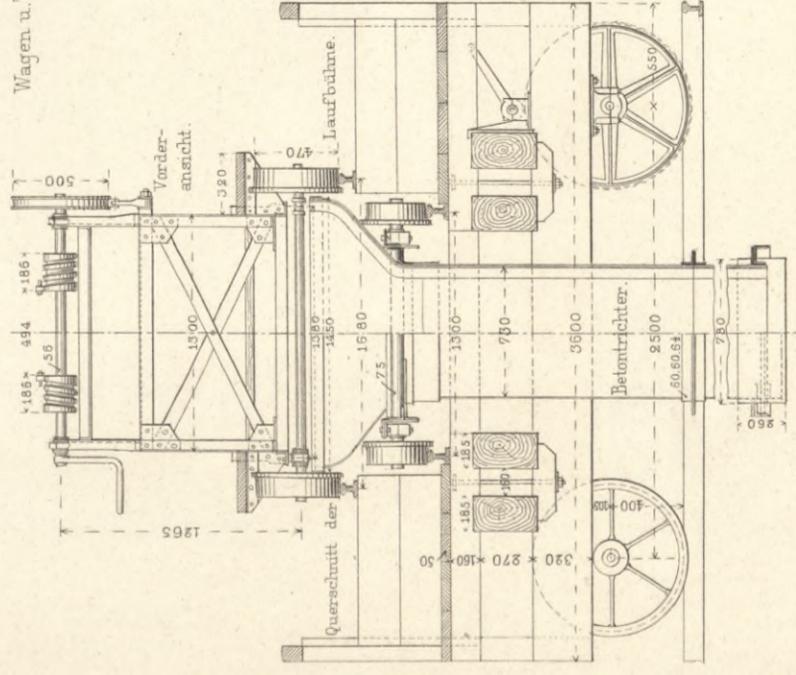
Längenschnitt.



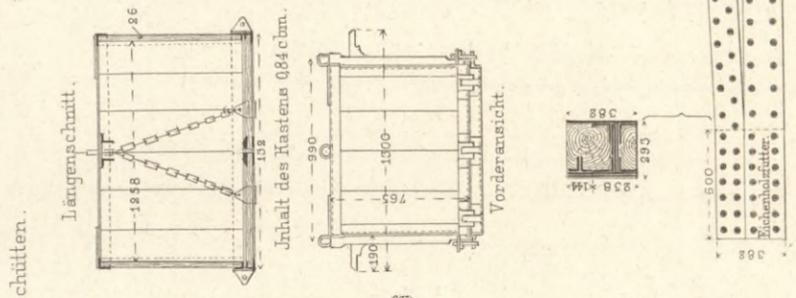
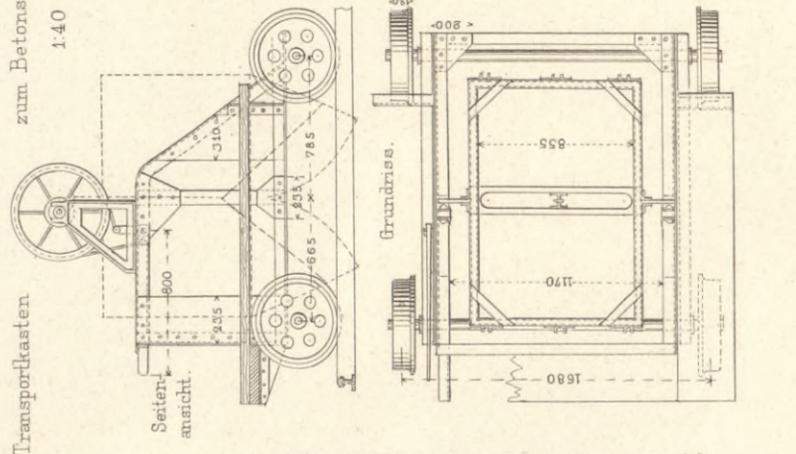
Ausbau der beiden Lahnmachen
zum Versenken der Gerüste.
1:200



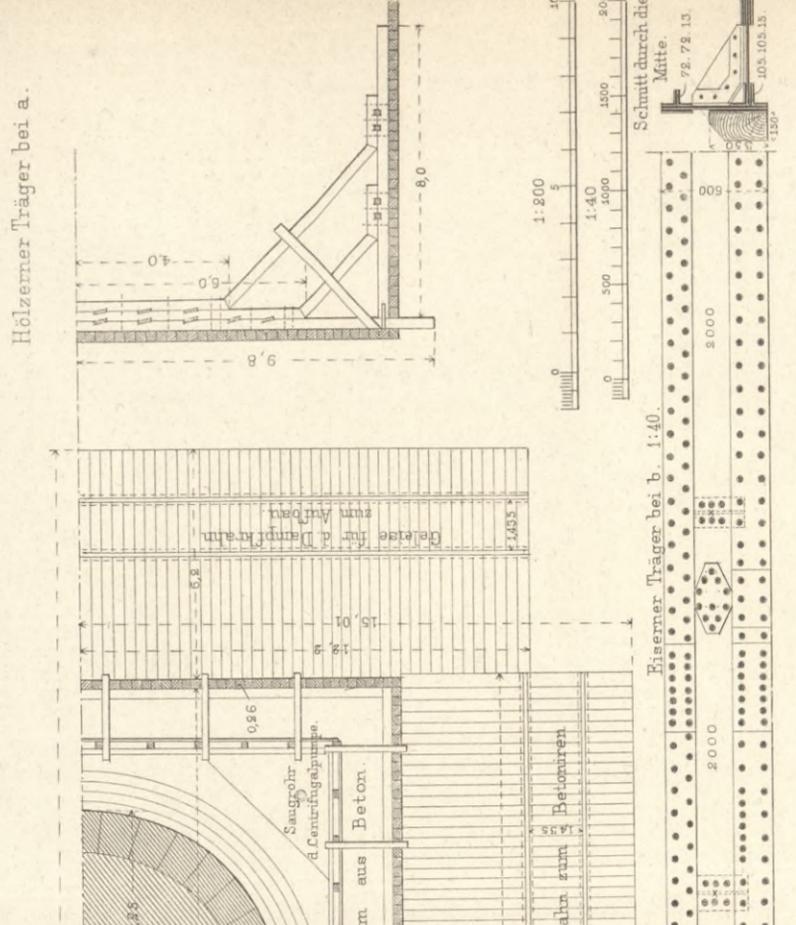
Längenschnitt



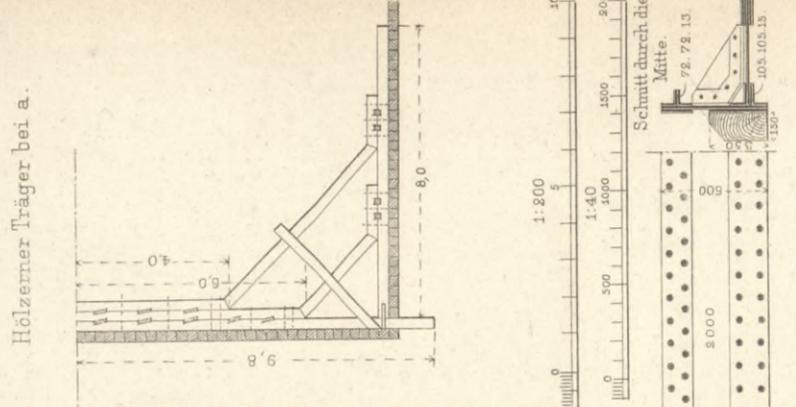
Wagen u. Transportkasten
zum Betonschütten.
1:40



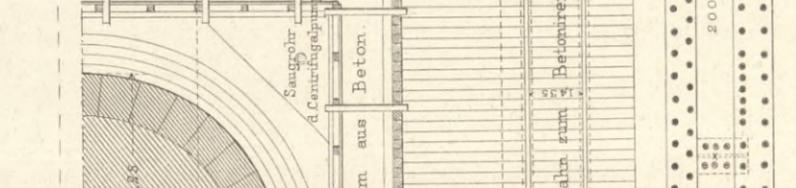
Grundriss des Pfeilers. 1:200



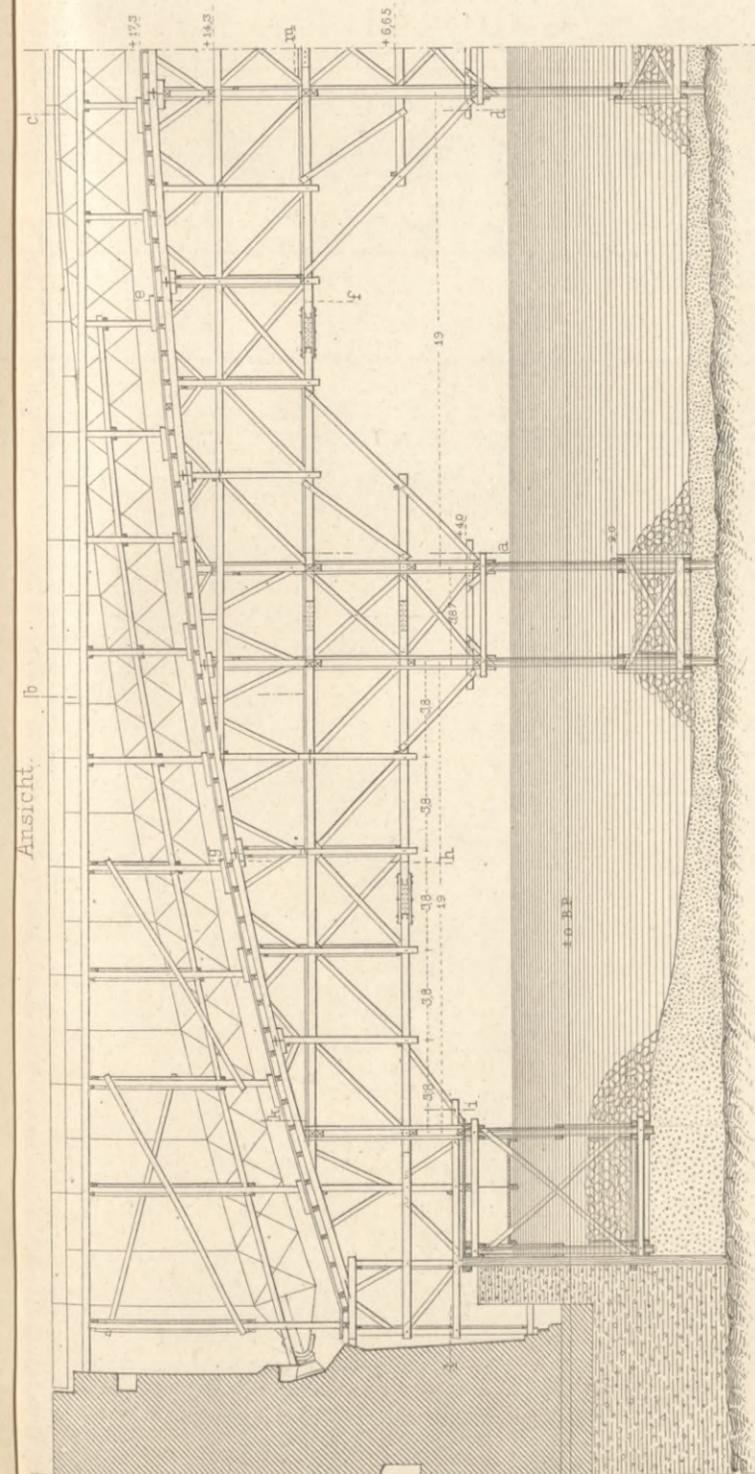
Hölzerner Träger bei a.



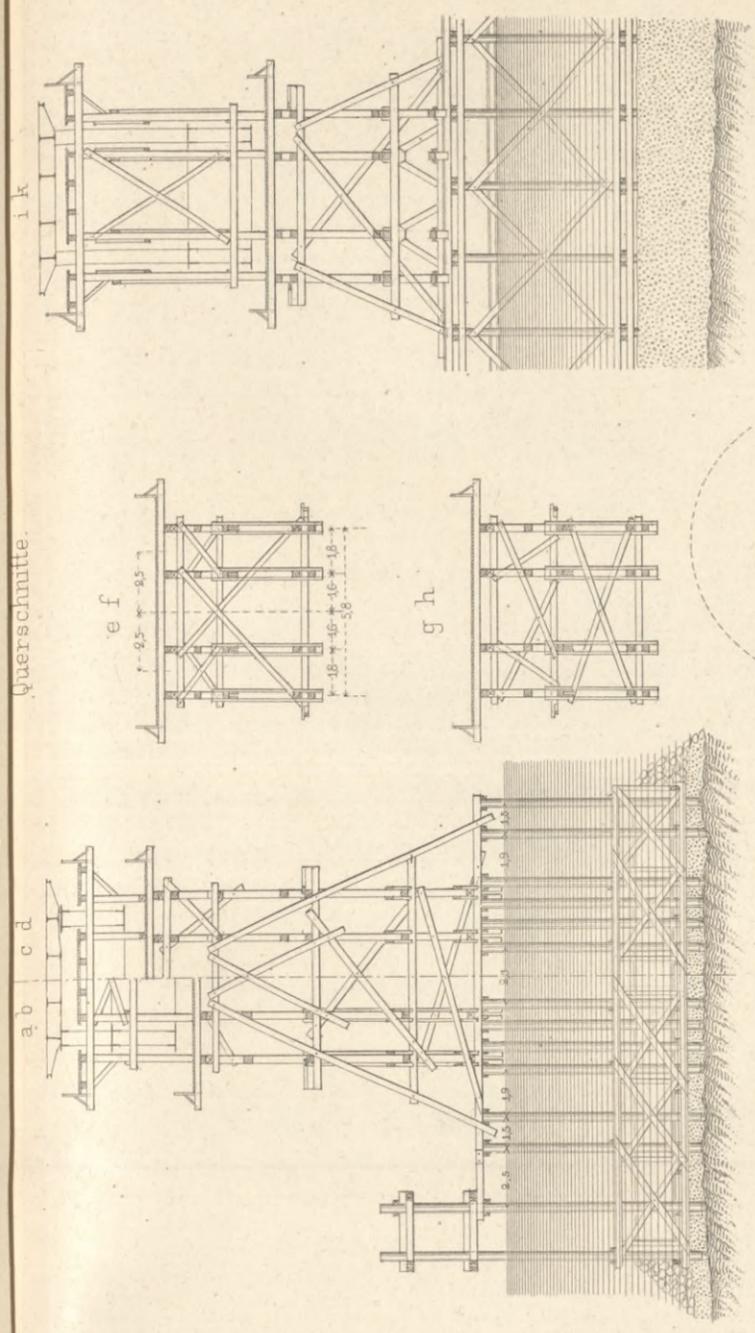
Hölzerner Träger bei b.



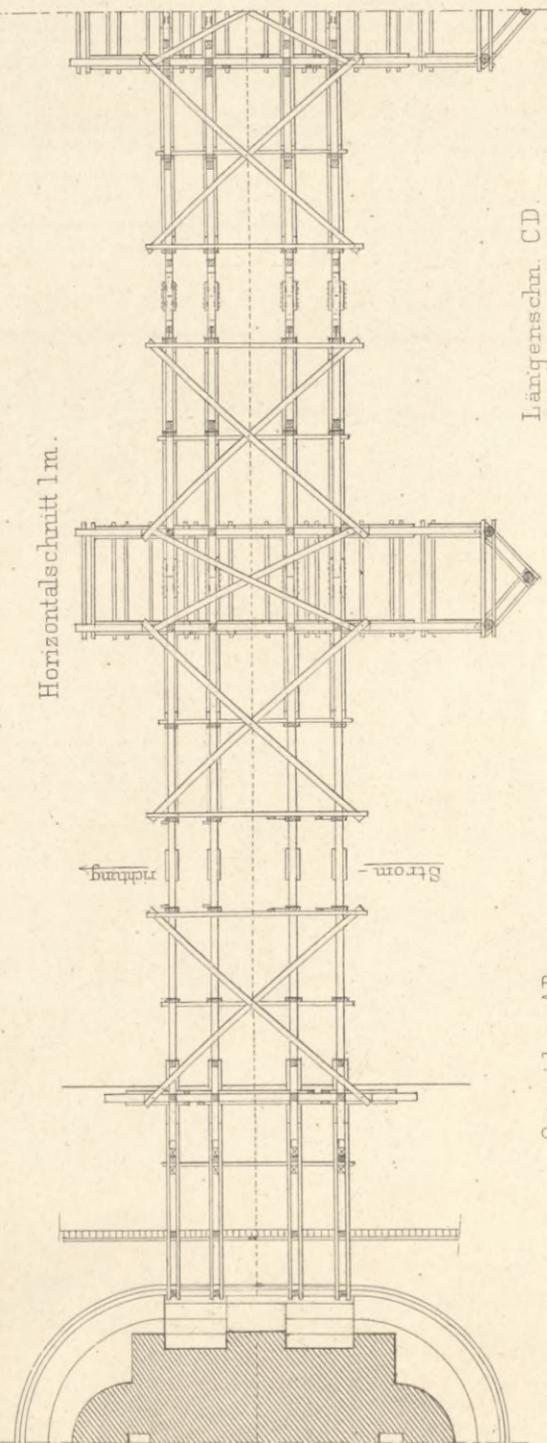
Ansicht.



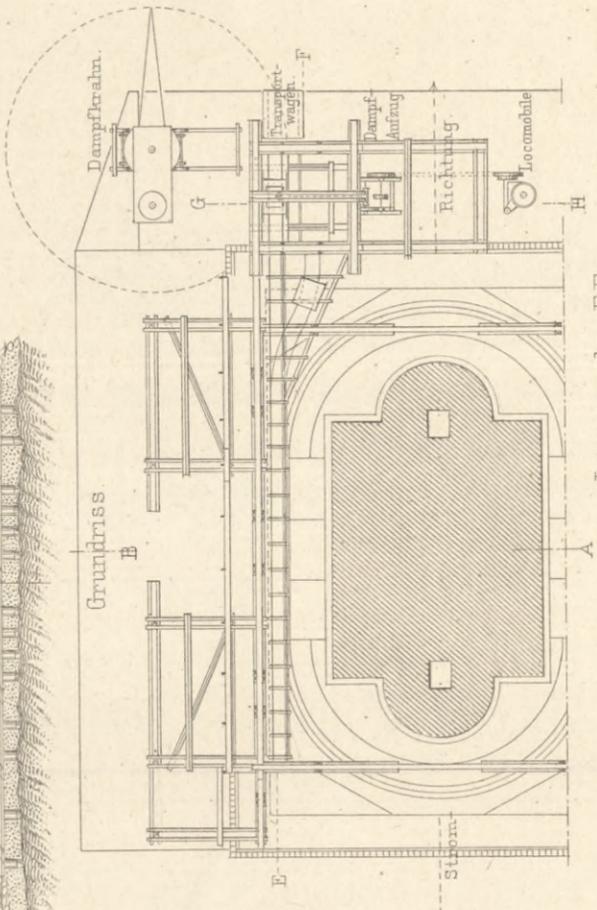
Querschnitte



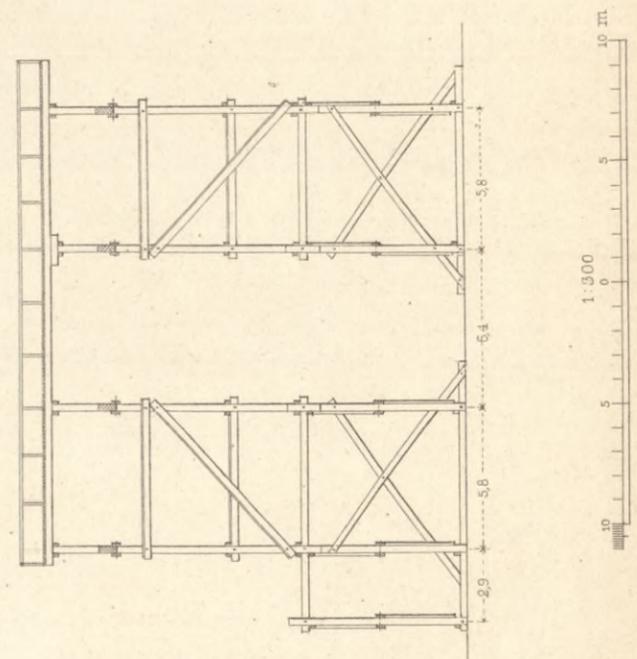
Horizontalschnitt I m.



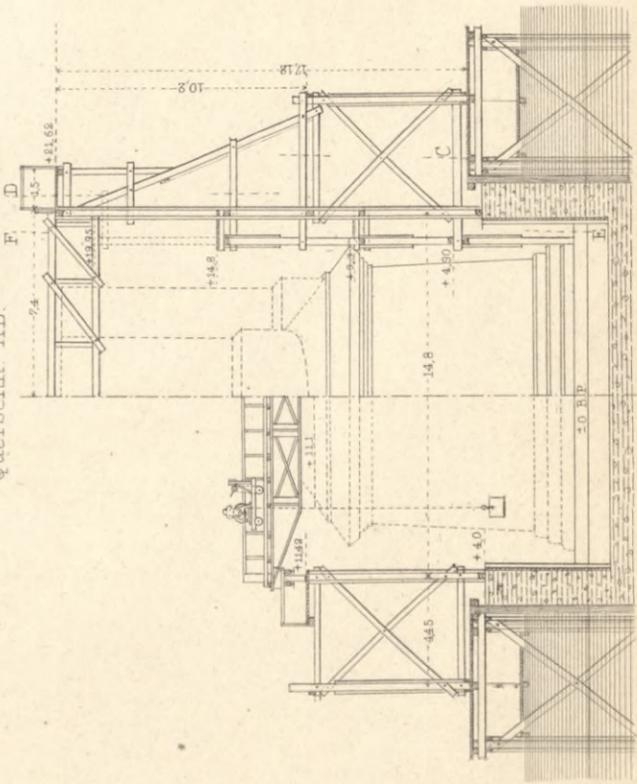
Grundriss.



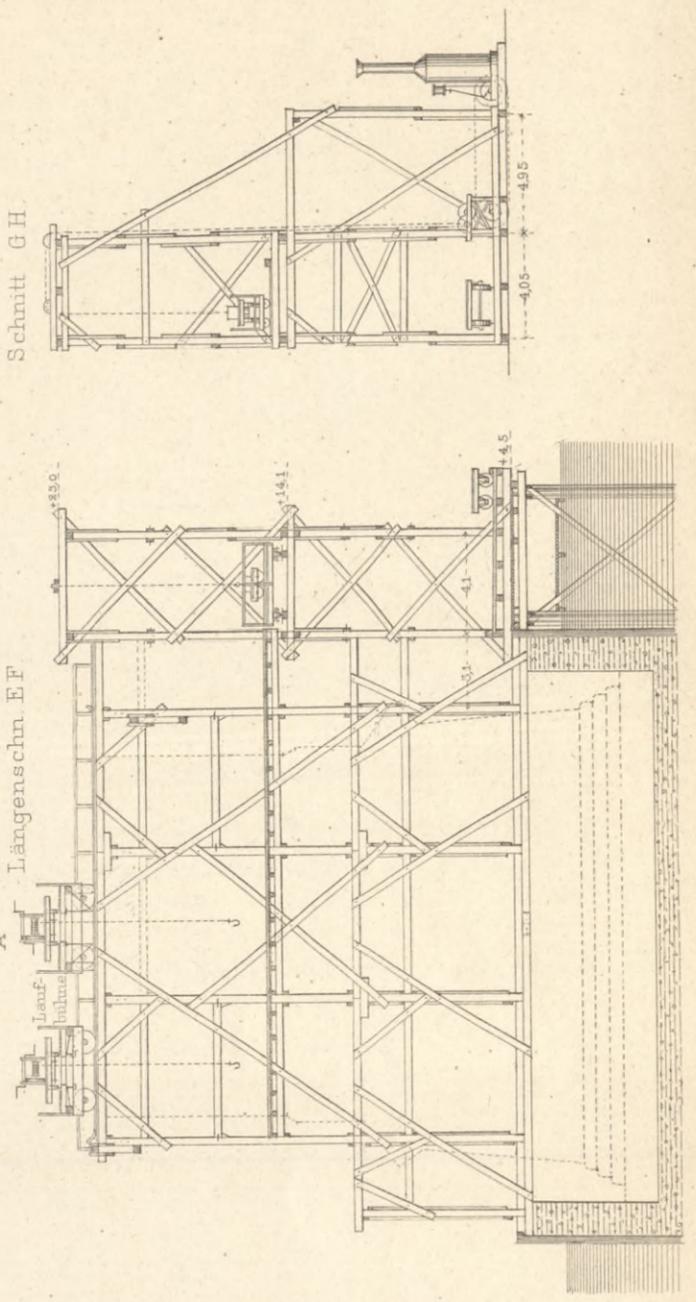
Längenschn. CD.



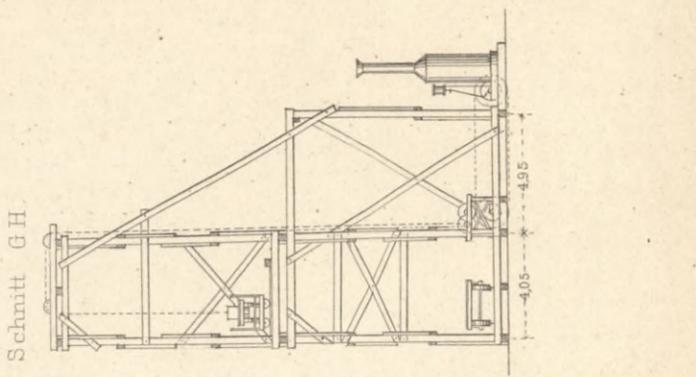
Querschn. AB.



Längenschn. EF.



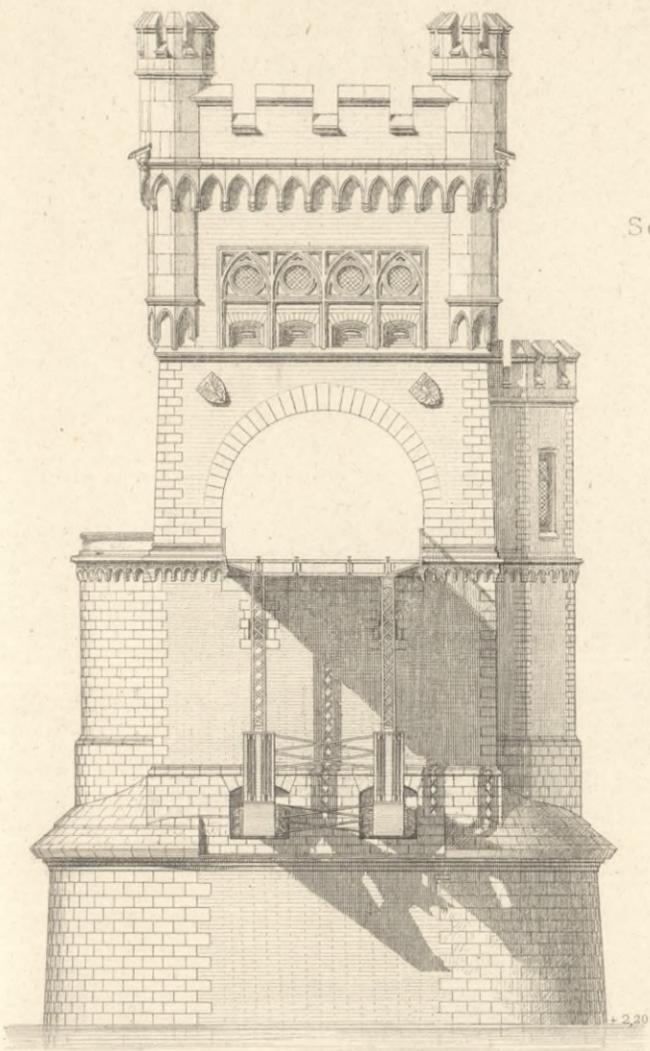
Schnitt GH.



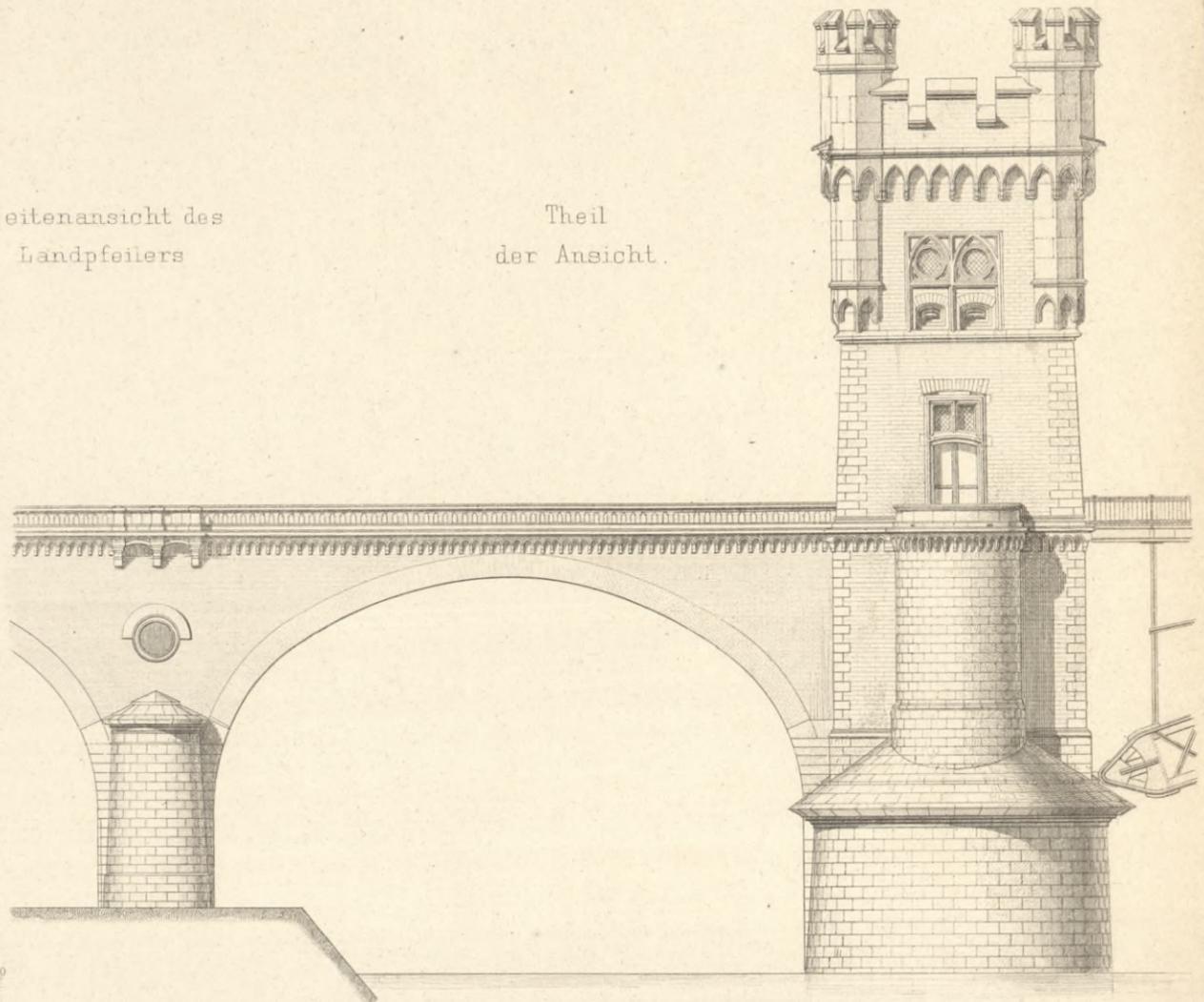
Rüstungen
zur Aufstellung des
eisernen Ueberbaues
und zum
Aufbau des Strompfelers.

1:300
0 5 10 10 m.

Linksseitige Fluthbrücke.



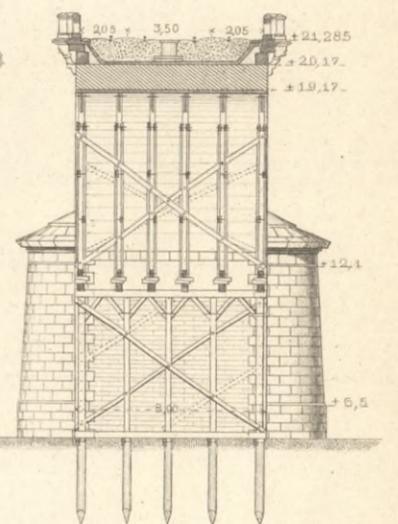
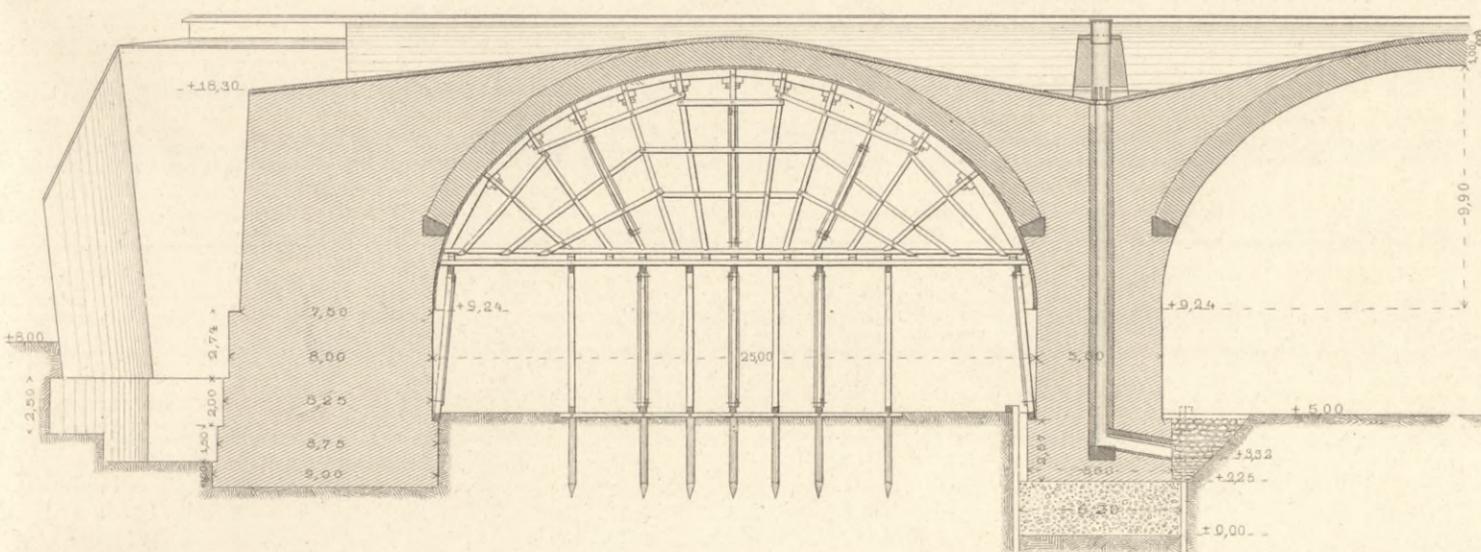
Seitenansicht des Landpfeilers



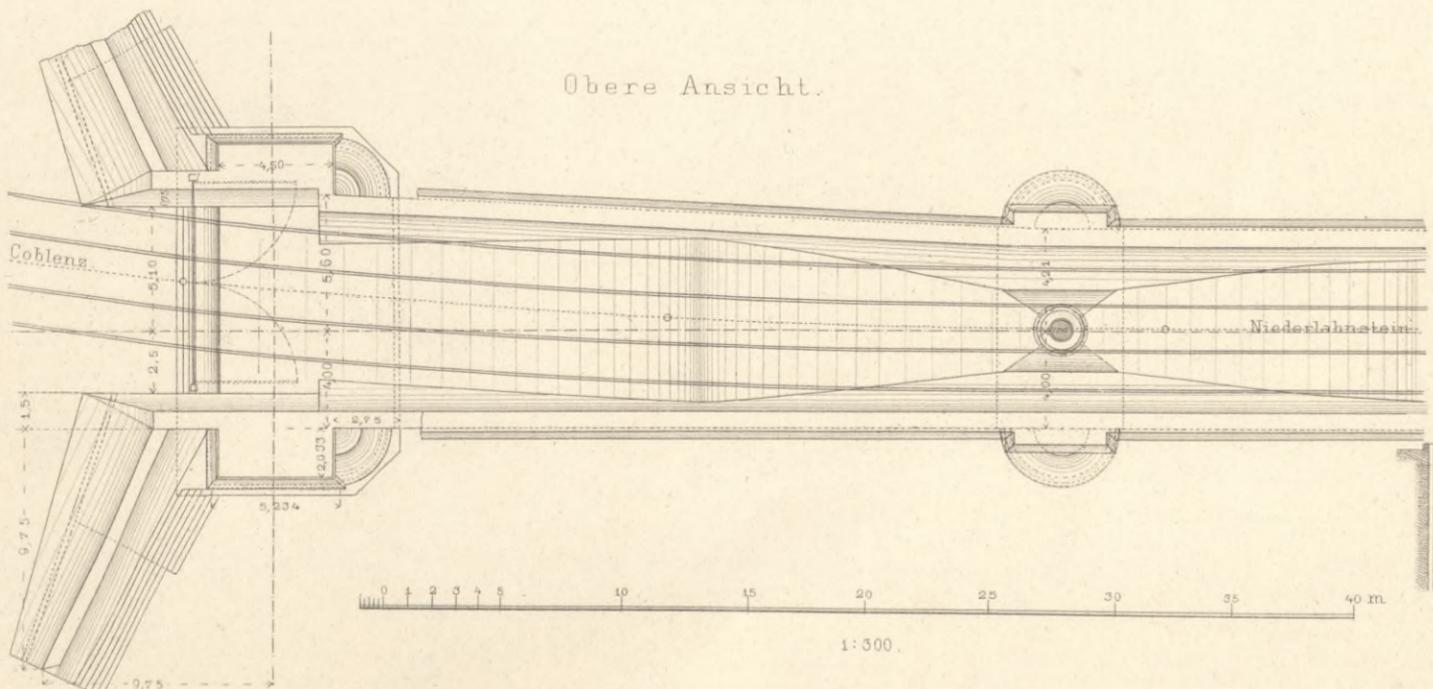
Theil der Ansicht.

Längenschnitt.

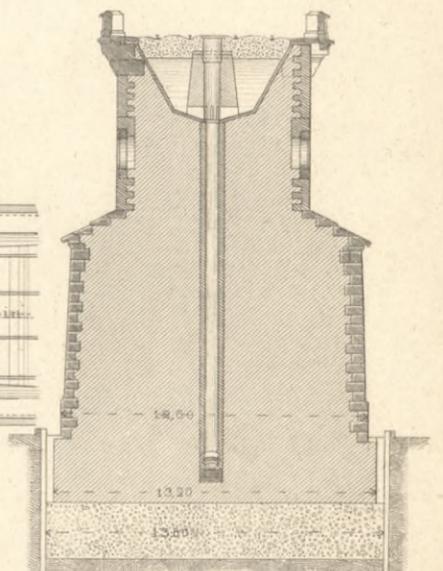
Querschnitt durch den Scheitel.



Schnitt durch den Zwischenpfeiler.



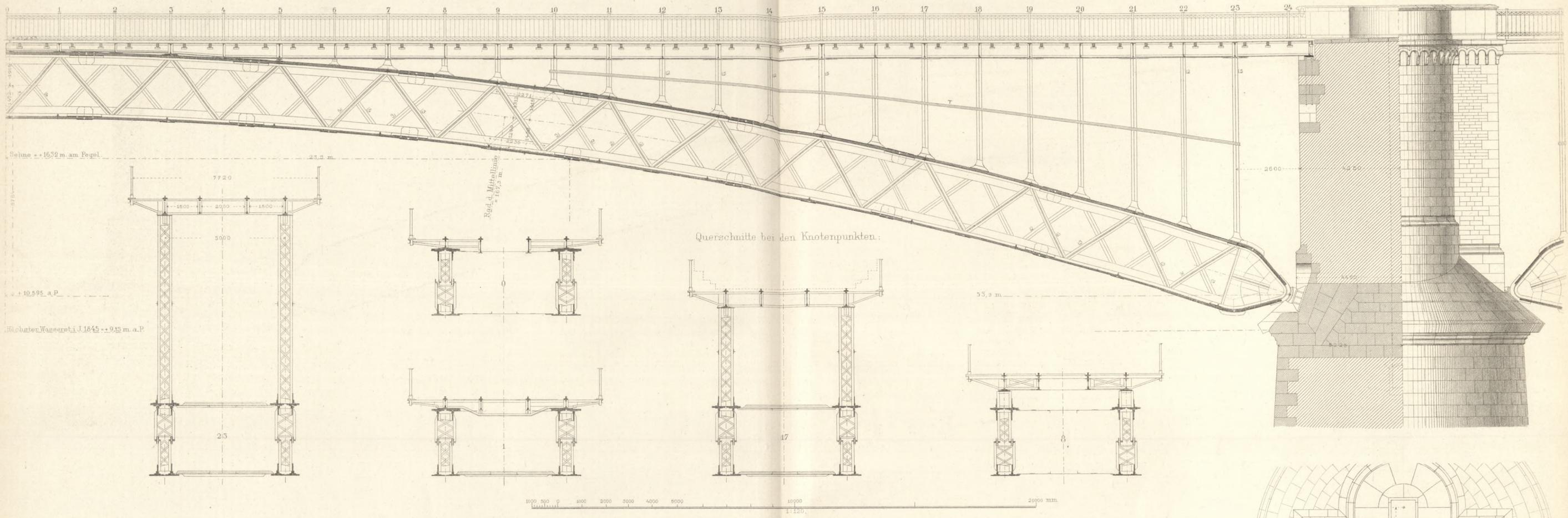
Obere Ansicht.



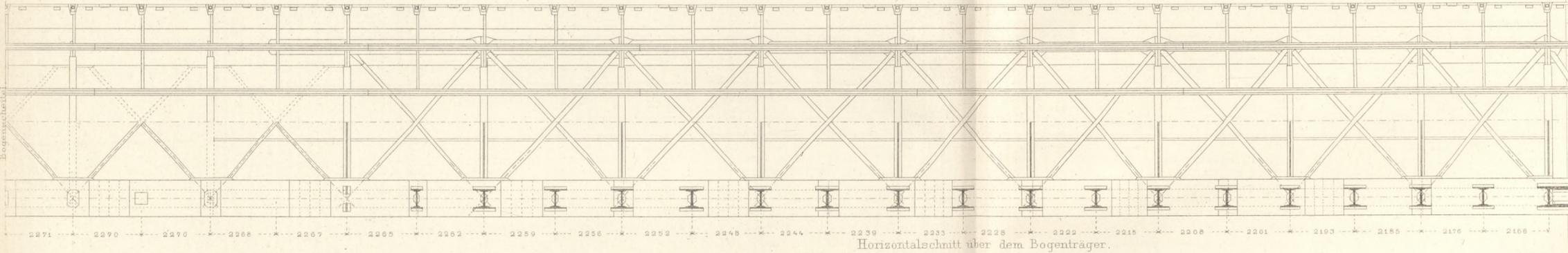
Arch. Gebr. Ritter u. Riegel.

Längenschnitt durch die Fahrbahn.

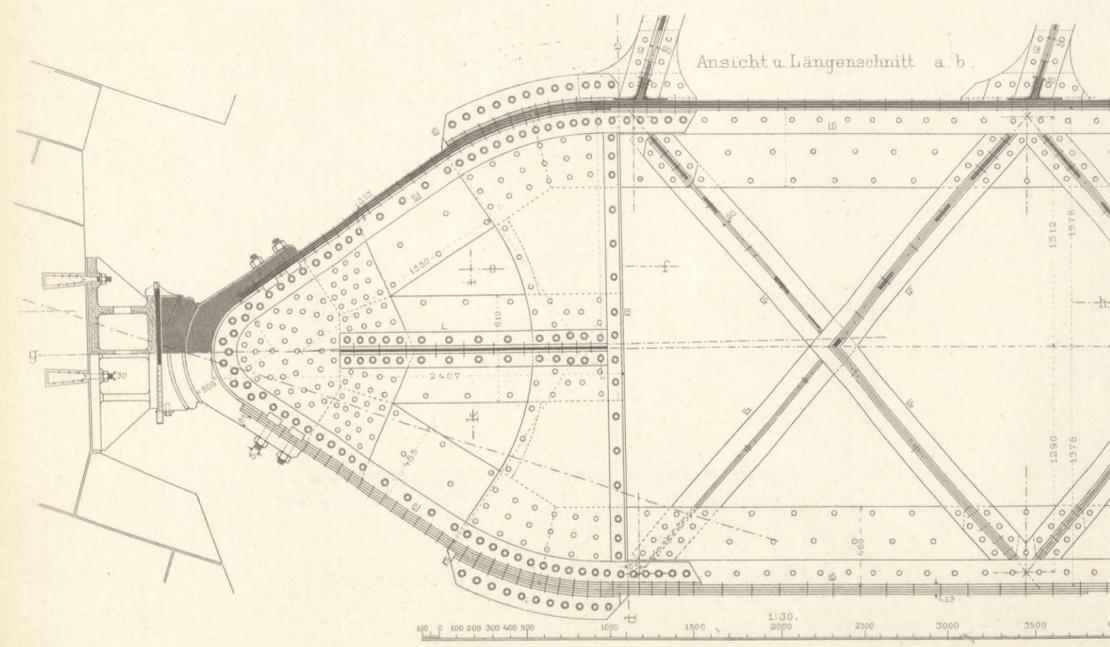
Ansicht.



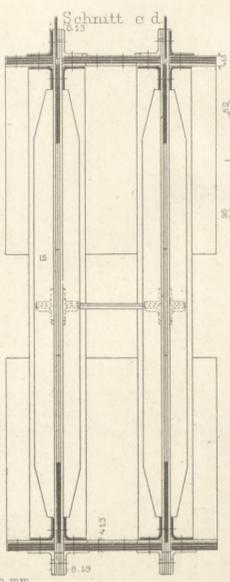
Obere Ansicht der Fahrbahn.



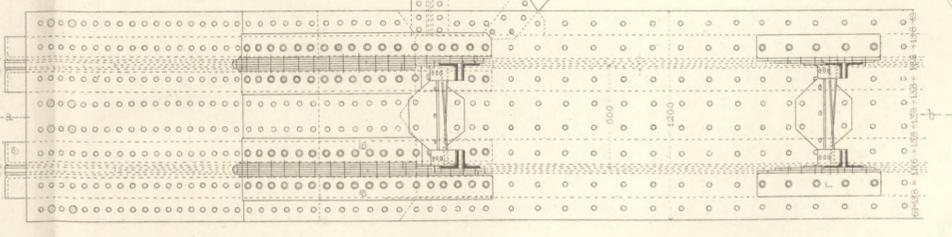
Horizontalschnitt über dem Bogenträger.



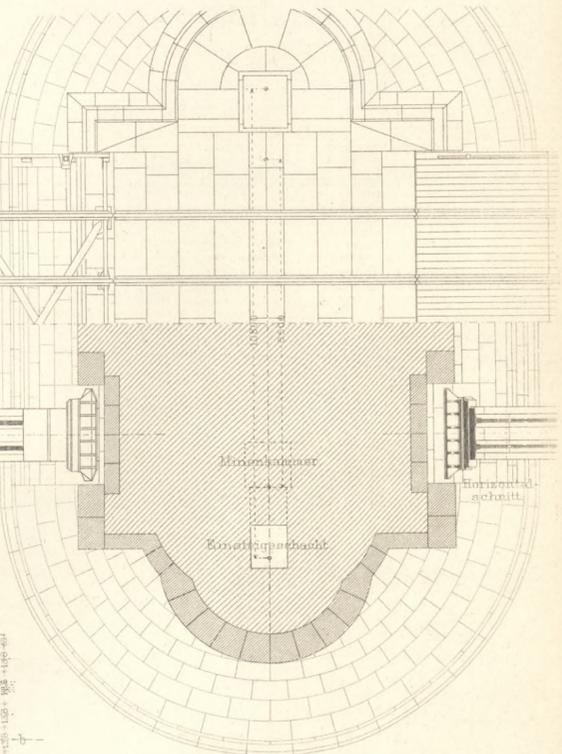
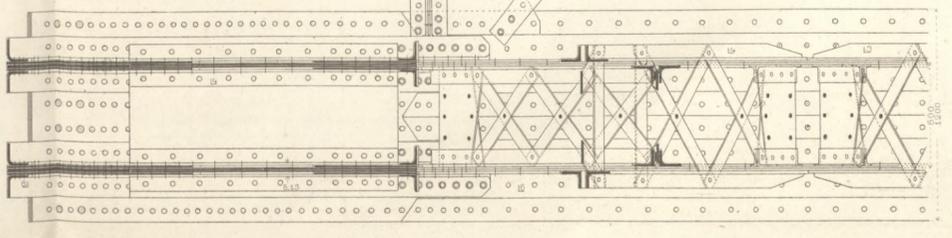
Bogenanfang.



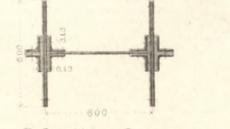
Obere Ansicht.



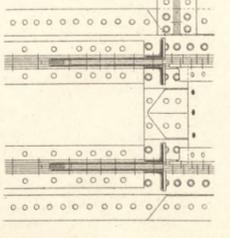
Schnitt g h.



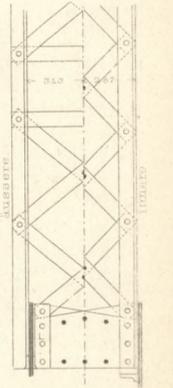
Schnitt i k.



Schnitt e f.

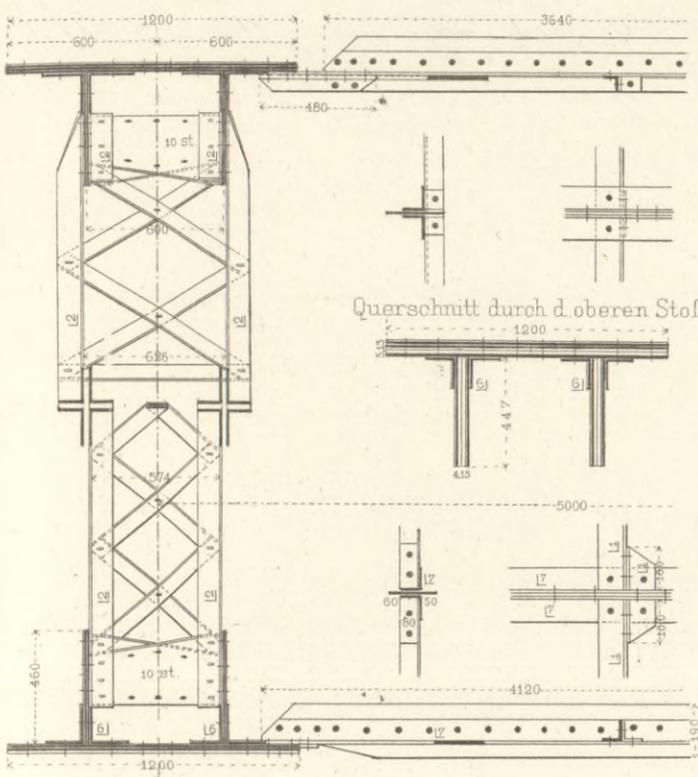


Diagonales des Bogenträgers.

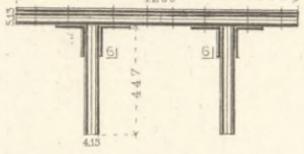


Bogenträger zwischen 13 u. 14.

Normaler Querschnitt a-b.

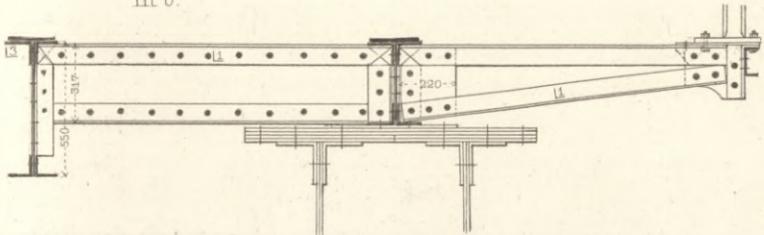


Querschnitt durch d. oberen Stofs.

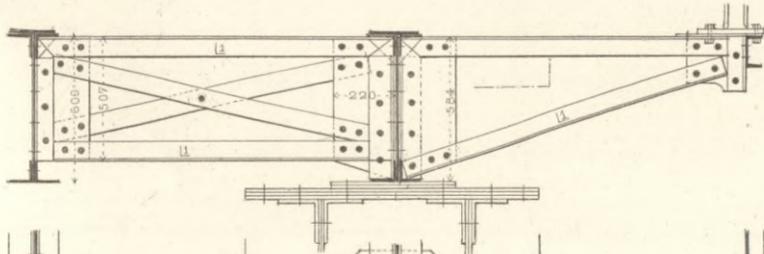


in 0.

Querverbindung.

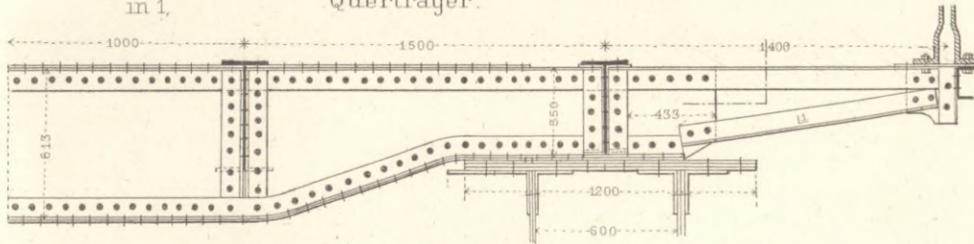


in 4.

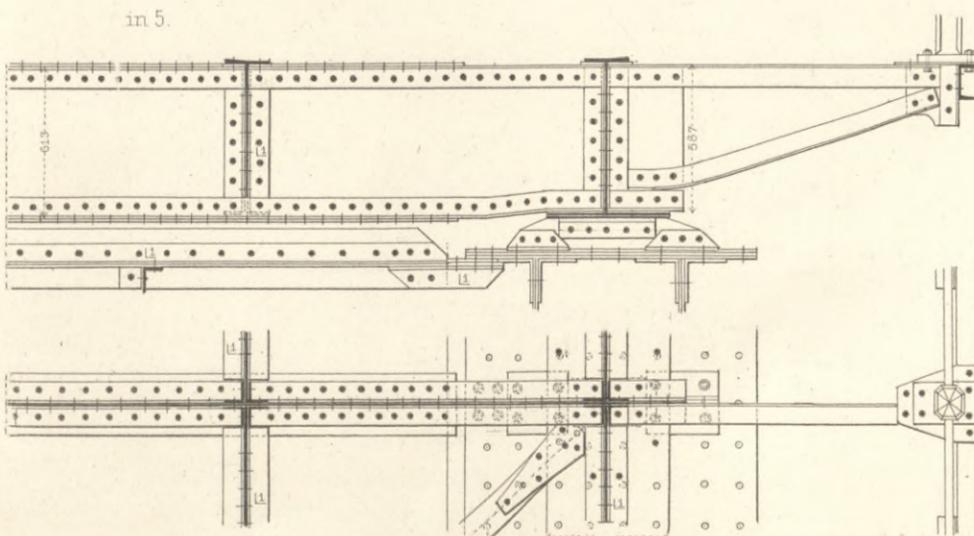


in 1.

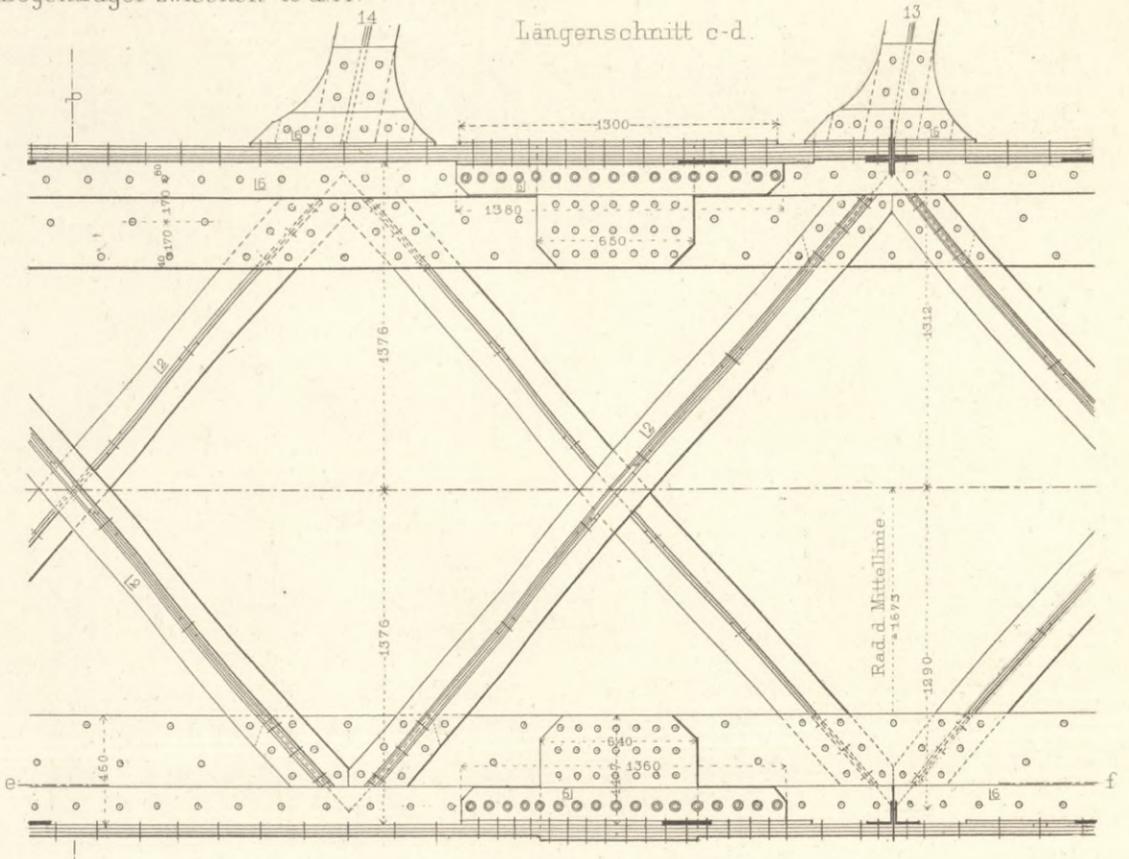
Querträger.



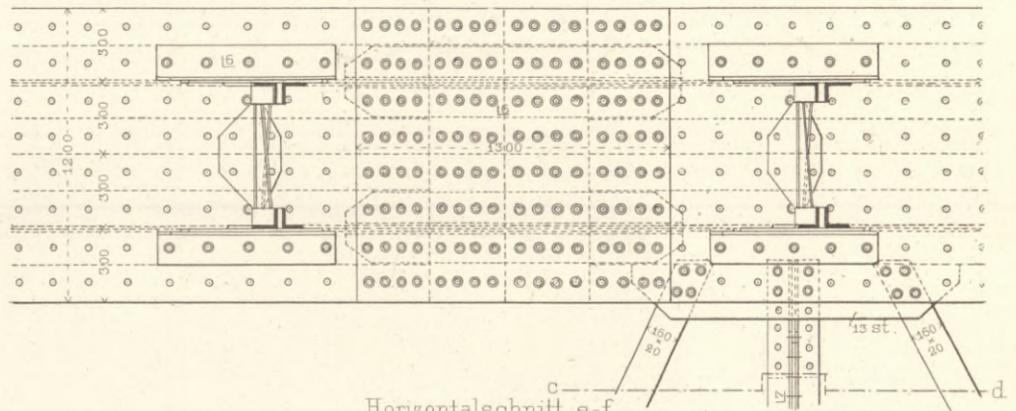
in 5.



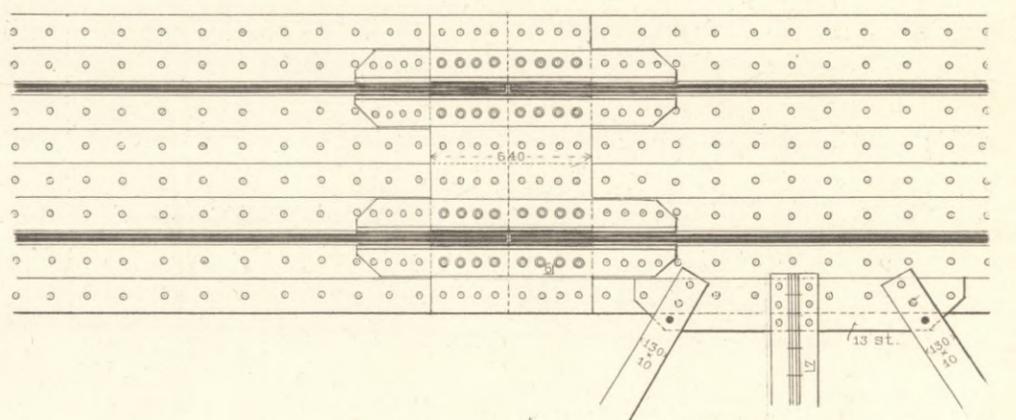
Längenschnitt c-d.



Grundriss der oberen Gurtung.

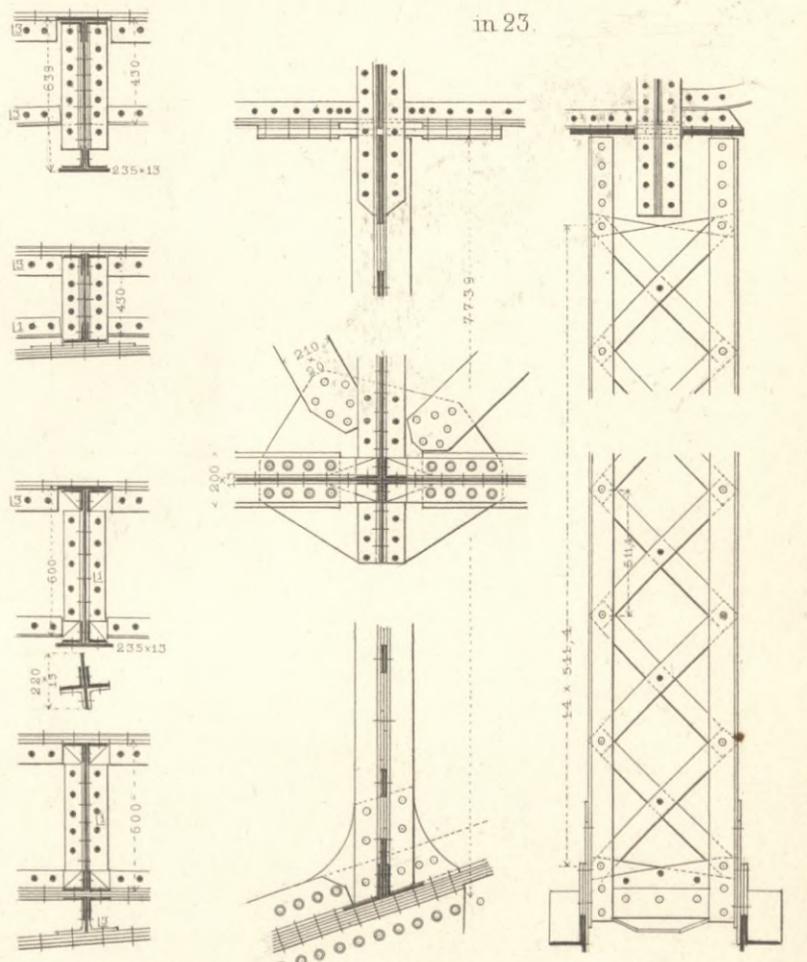


Horizontalschnitt e-f.



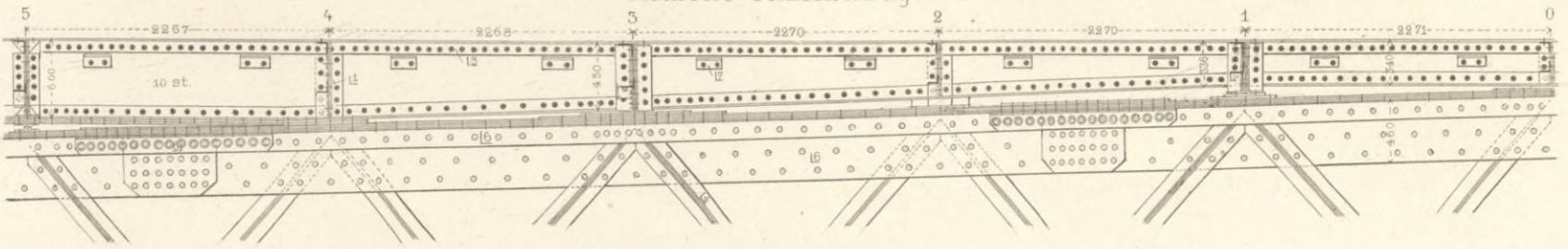
Fahrbahnstütze u. Anschlussplatten des Horizontalverbandes

in 23.

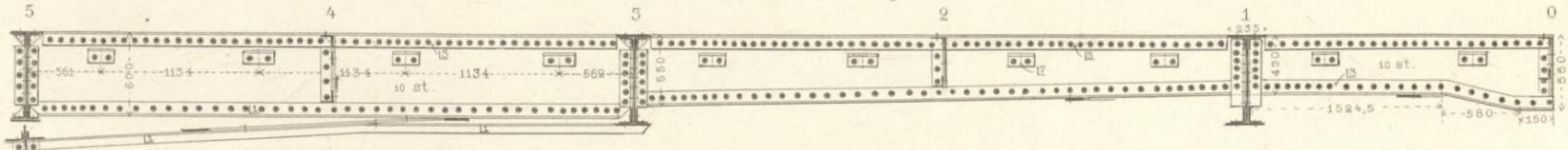


0 500 1000 1:30 2000 3000 mm.

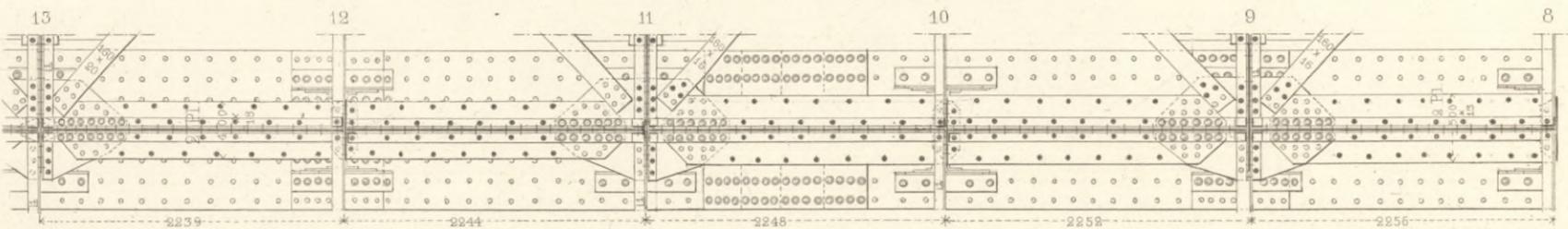
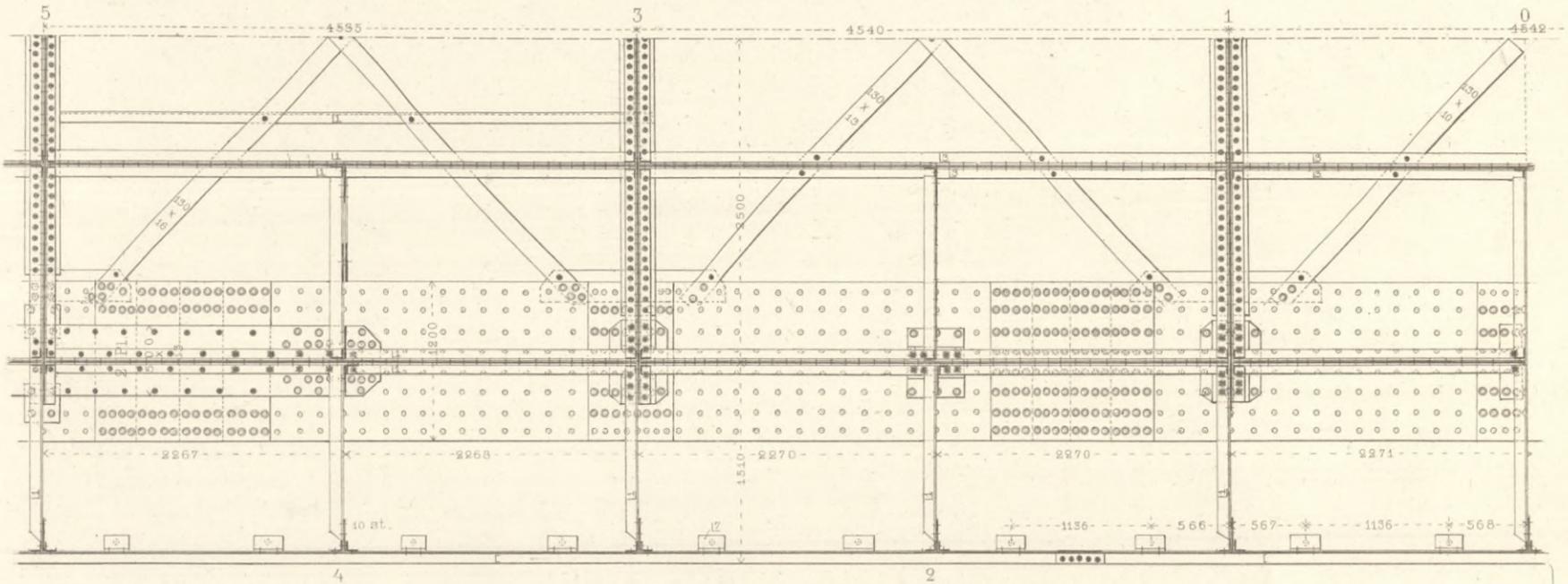
Aeussere Schienenträger.



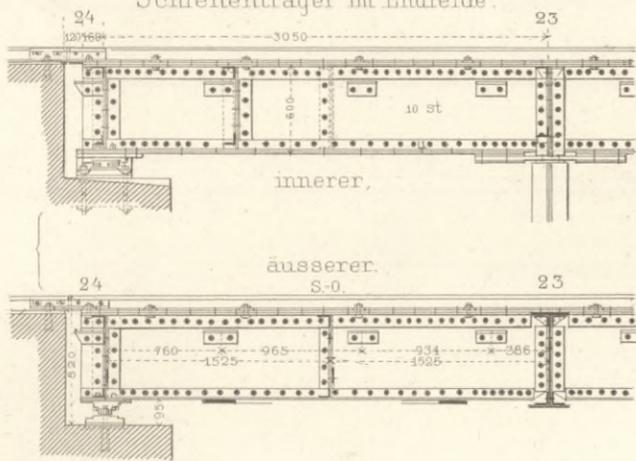
Innere Schienenträger.



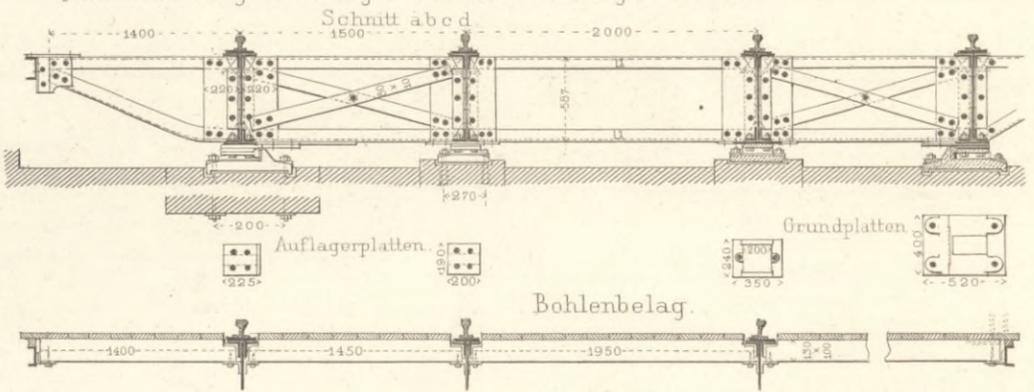
Horizontalschnitt durch die Fahrbahn.



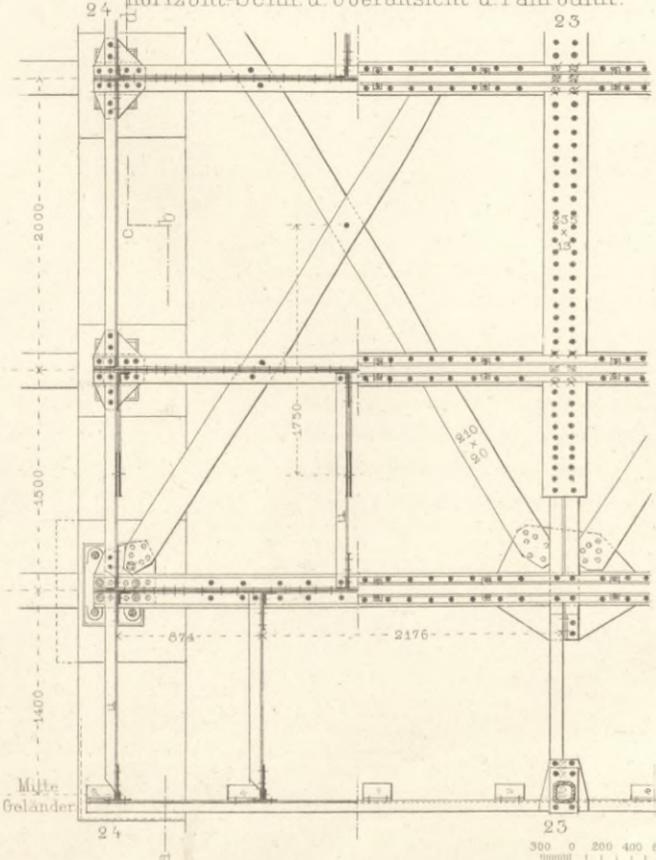
Schienenträger im Endfelde.



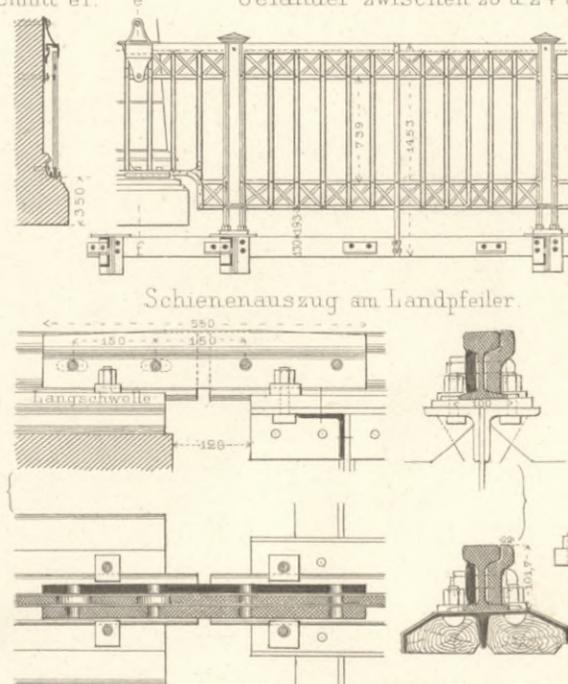
Querverbindung u. Auflager der Schienenträger in 24



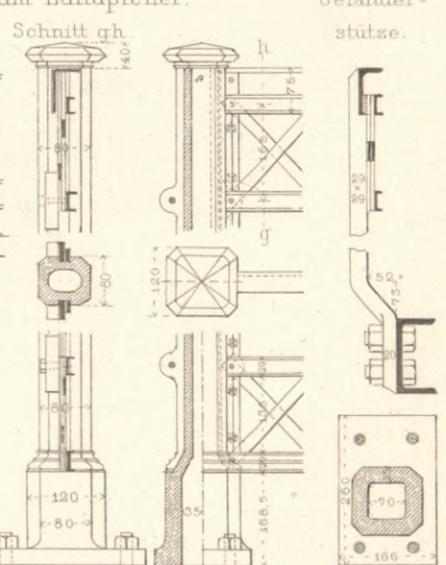
Horizont-Schn. u. Oberansicht d. Fahrbahn.



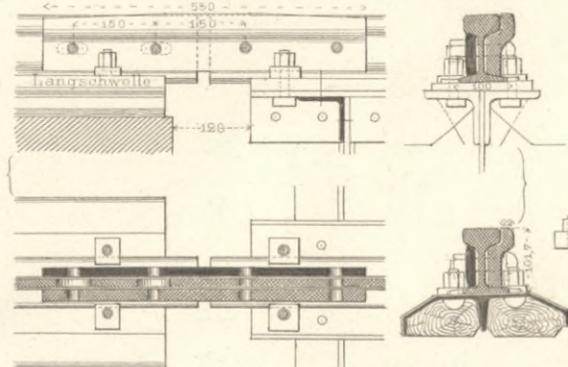
Schnitt ef.



Geländer zwischen 23 u. 24 am Landpfeiler.



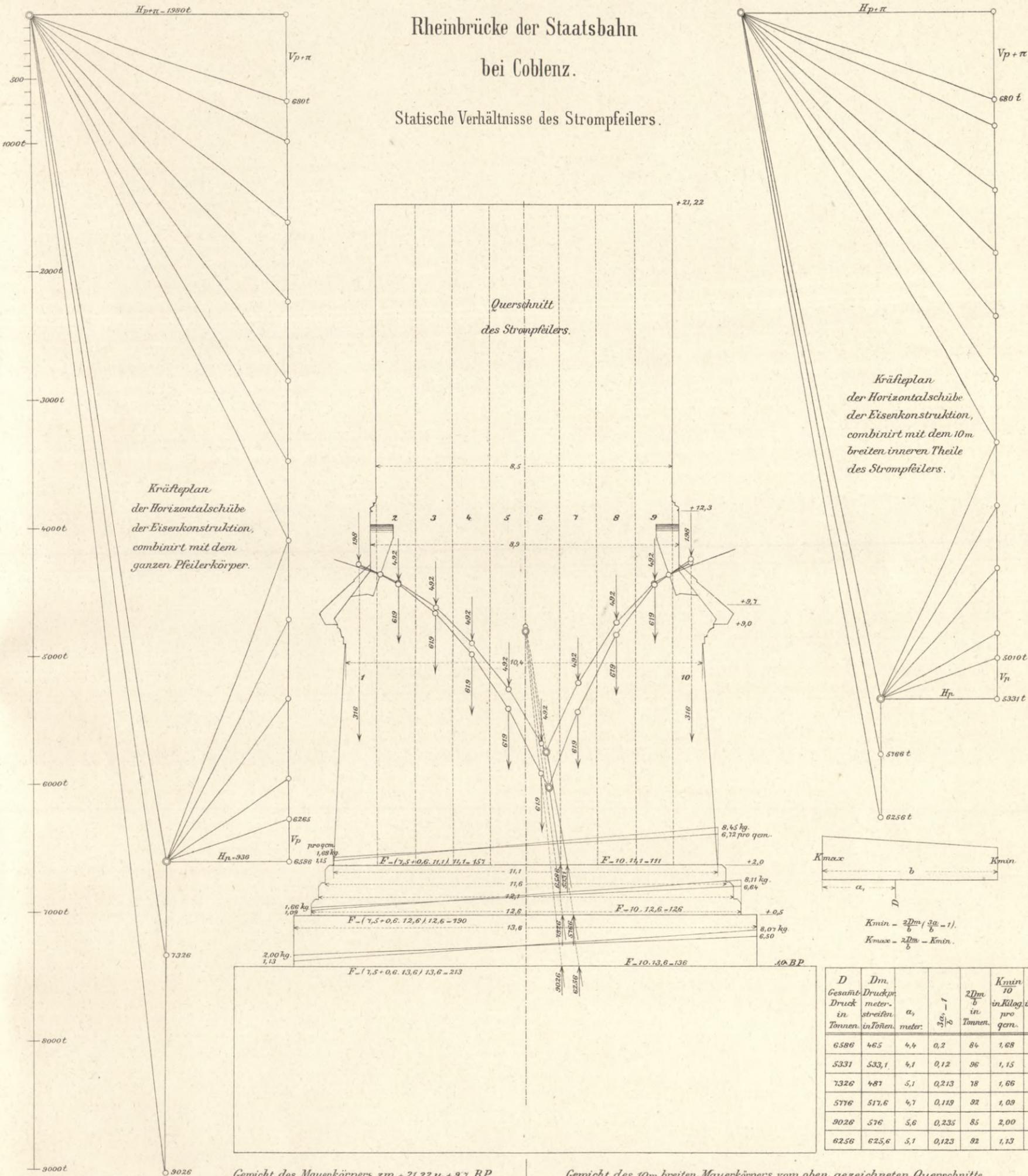
Schienenanzug am Landpfeiler.



- Niete von 20 mm. dtr.
 - Schmiedeeisen • klein } normal versenkt
 - groß } ganz d²
- Niete von 25 mm. dtr.
 - Gussstahl • klein } normal versenkt
 - groß } ganz d²
 - Gussstahl • klein } normal versenkt
 - groß } ganz d²
 - Mauerwerk • klein } normal versenkt
 - groß } ganz d²

Rheinbrücke der Staatsbahn bei Coblenz.

Statische Verhältnisse des Stropfweilers.



Gewicht des Mauerkörpers zw. +21,22 u. +9,7 B.P. abgerundet = 8,5. 10,4. 11,5. 2,4 = 2440 t. $\frac{2}{3}$ davon 305 t.

d⁹ zw. +9,7 u. +2 = (7,5. 10,7 + $\frac{10,7^2}{4}$) . 7,7. 2,4 = 3145 t. $\frac{2}{3}$ davon 314 t.

d⁸ zw. +2 u. +0,5 = (7,5. 12,1 + $\frac{12,1^2}{4}$) . 1,5. 2,4 = 740

Gewicht einer durch den ganzen Pfeiler reichenden Lamelle zw. +2 u. +21,22 = 619 t.

Gewicht des Körpers +0,5 u. -1,0. 13,6 (7,5 + 2. 13,6) 1,5. 2,4 = rot. 1700 t.

Gewicht des 10m breiten Mauerkörpers vom oben gezeichneten Querschnitt über +9,7 - 10. 8,5. 11,52. 2,4 = rot. 2350, $\frac{2}{3}$ davon 294.

d⁹ zw. +9,7 und +2.

10,7. 10. 7,7. 2,4 = rot. 1980, $\frac{2}{3}$ davon 198.

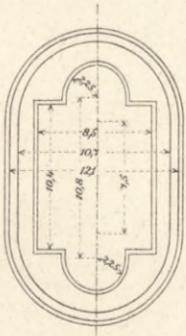
d⁸ zw. +2 und +0,5

12,1. 10. 1,5. 2,4 = 435.

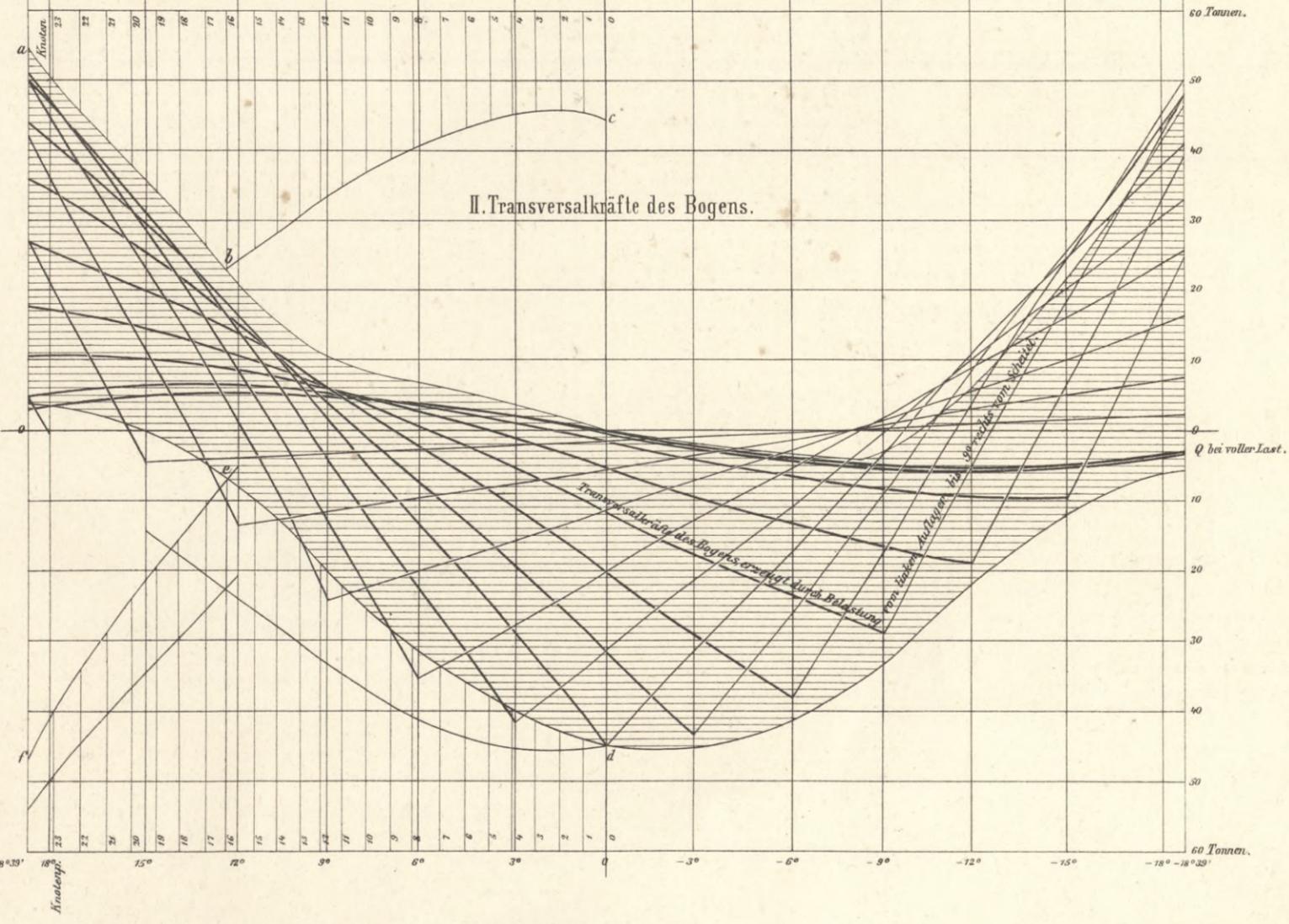
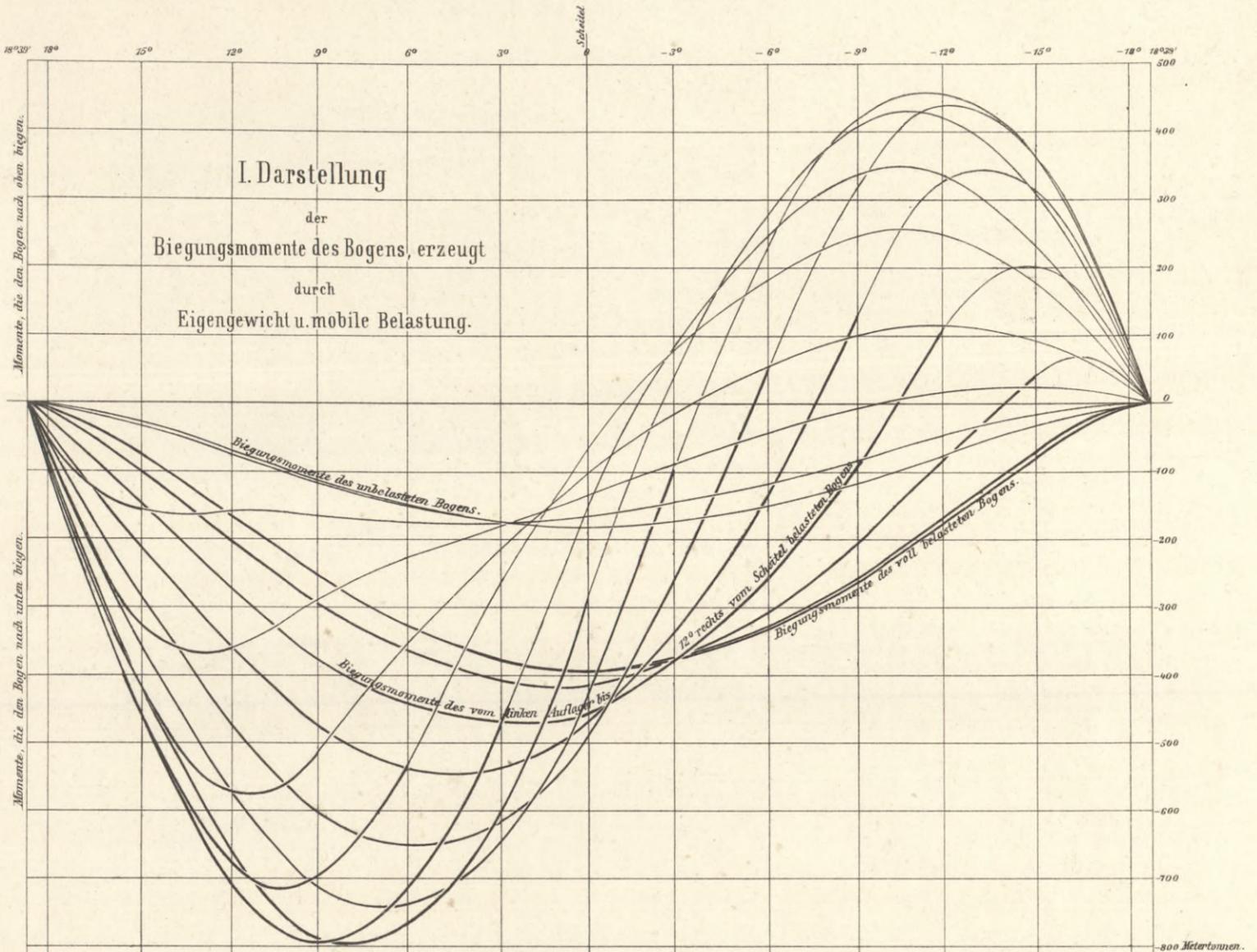
Gewicht einer durch den ganzen Pfeiler reichenden Lamelle zw. +2 und +21,22 = 492.

Gewicht des Mauerkörpers zw. +0,5 und -1,0.

13,6. 10. 1,5. 2,4 = rot. 490.



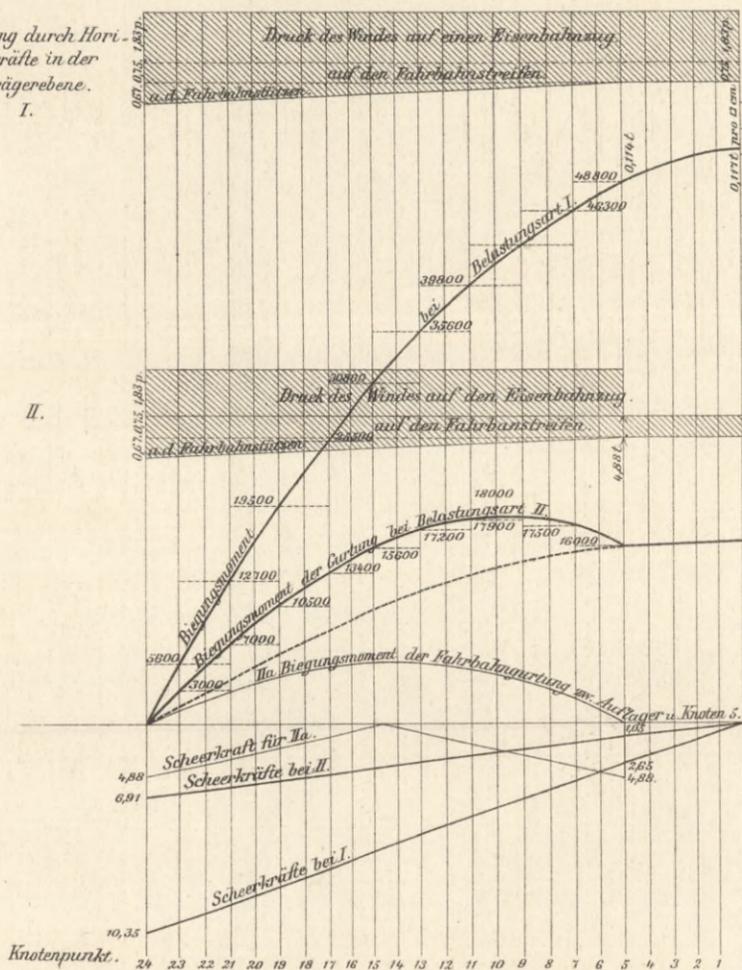
Rheinbrücke der Staatsbahn bei Coblenz.



Rheinbrücke der Staatsbahn bei Coblenz.

Anstrengung der 3 Horizontalverbände durch den Wind.

Belastung durch Horizontalkräfte in der Querträgerenebene.
I.



Belastungsart I (als ungünstigster Fall) beansprucht.

die obere Bogengurtung bei 856 cm br.	130	104	78	52	26
765 " netto	117	91	65	39	19,5
+ 0,131 mit + 0,790 t		+ 0,790	+ 0,785	+ 0,652	0
- 0,117 in 5		- 0,766 in 11	- 0,790 in 15	- 0,750 in 19	- 0,431 in 23

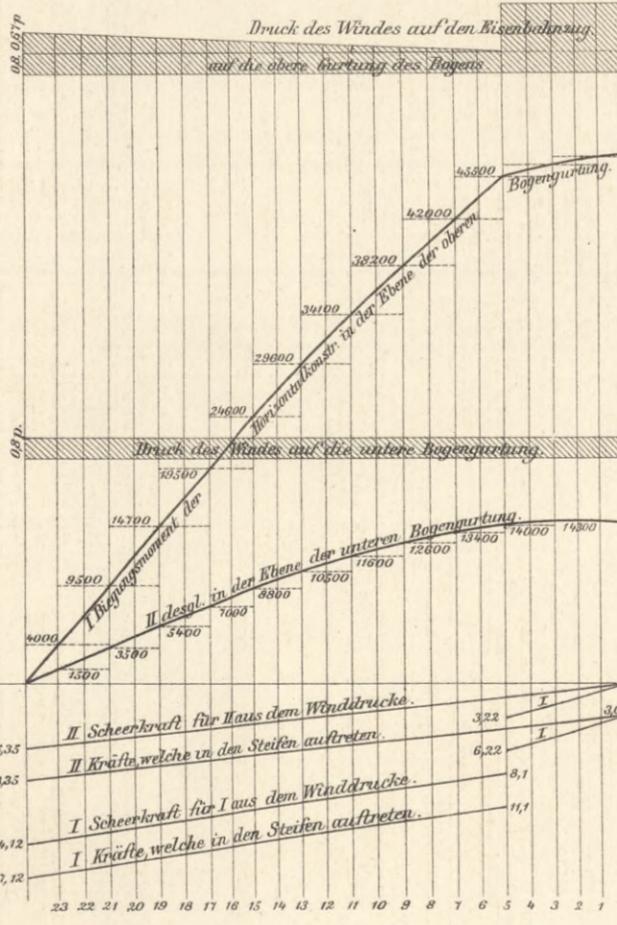
Belastungsart II (als wahrscheinlich eintretender Fall) beansprucht.

die obere Bogengurtung bei 856 cm br.	+ 0,043 mit - 0,038	+ 306 in 11 mit - 0,277 in 11	+ 0,378 in 11 mit - 0,344 in 11	+ 0,413 in 15 mit - 0,400 in 15	+ 0,359 in 19 mit - 0,404 in 19	+ 0 in 23 mit - 0,230 in 23
---------------------------------------	---------------------	-------------------------------	---------------------------------	---------------------------------	---------------------------------	-----------------------------

Ausgeführte Querschnitte der Windgurtung unter der Fahrbahn vom Auflager bis Knoten 5.

Knoten	5	7	9	11	13	15	17	19	21	23	24
Ausgeführte Querschnitte der Diagonalen des Horizontalverbandes unter der Fahrbahn.	17,6	22,4	27	30	33	37	42				
	20,8	25,6	32	35	38	42					

□ cm netto
□ cm brutto



Die verzeichnete Belastungsart strengt die obere Bogengurtung an im Knoten

1	3	5	7	9	11	13	15	17	19	21	23
mit											
+0,128	+0,122	+0,119	+0,110	+0,100	+0,089	+0,077	+0,064	+0,051	+0,038	+0,025	+0,010
-0,110	-0,110	-0,109	-0,106	-0,098	-0,089	-0,080	-0,069	-0,057	-0,046	-0,034	-0,022

pro cm

Bei Belastungsart III wird die untere Gurteung bei einem Brutto Querschnitt von 700 cm, netto Querschnitt von 635 mit

0,045	0,045	0,044	0,042	0,040	0,037	0,033	0,028	0,027	0,017	0,011	0,005
-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

angestregt.

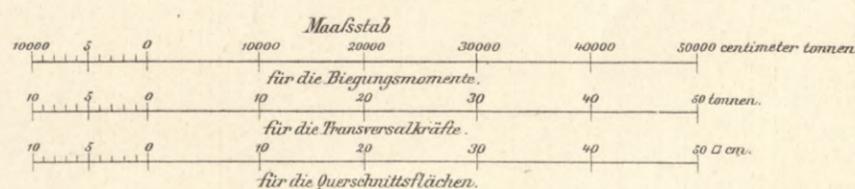
ausgeführt sind	11 cm netto	13 brutto	16,9 brutto
nötig sind	5,35	1,325	1,6

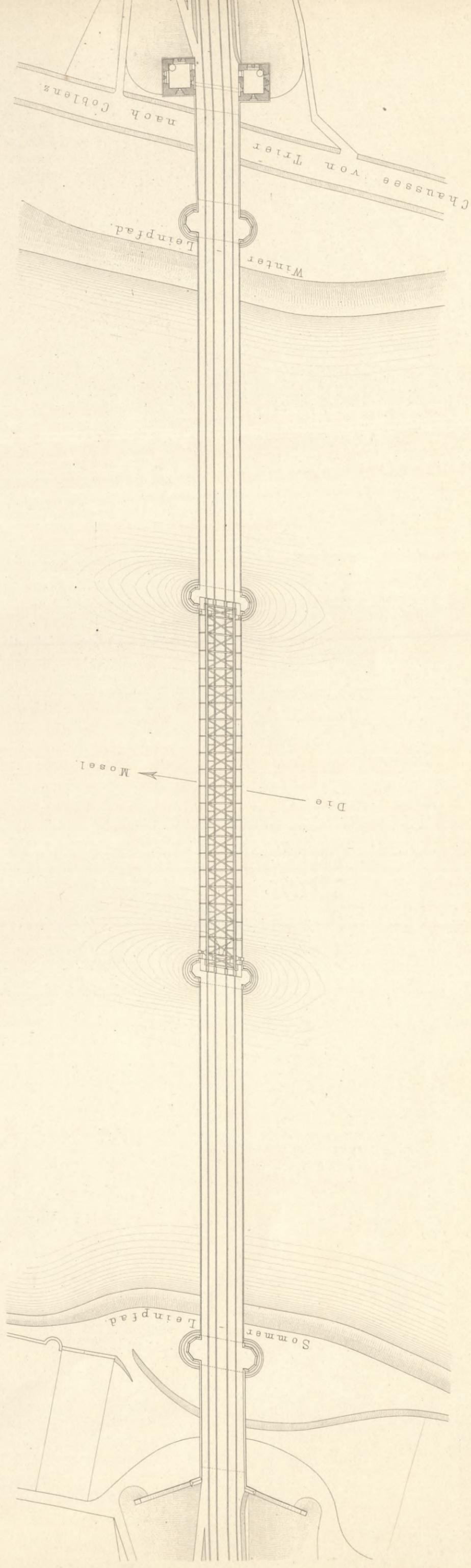
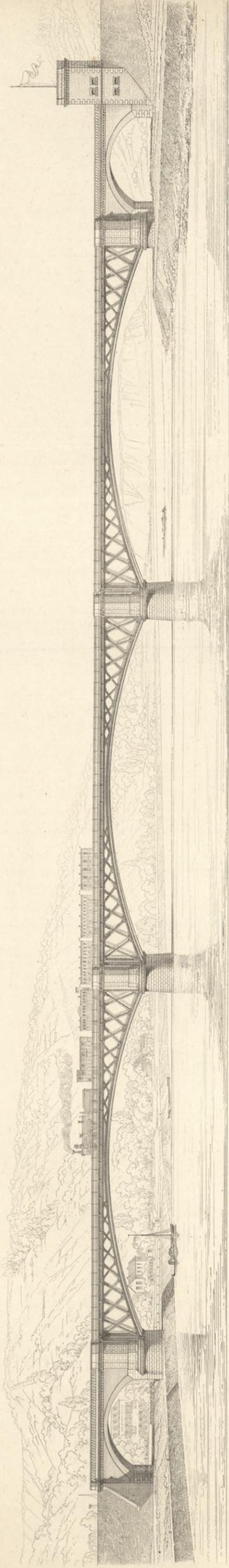
11,8 cm netto in 23

Ausgeführte Querschnitte der Diagonalen des Horizontalverbandes in der oberen Bogengurtung.

Knoten	5	7	9	11	13	15	17	19	21	23
ausgeführt sind	13,6	17,6	22,4	27	30	33	37	42		
nötig sind	16,9	20,8	25,6	32	35	38	42			

□ cm netto
□ cm brutto

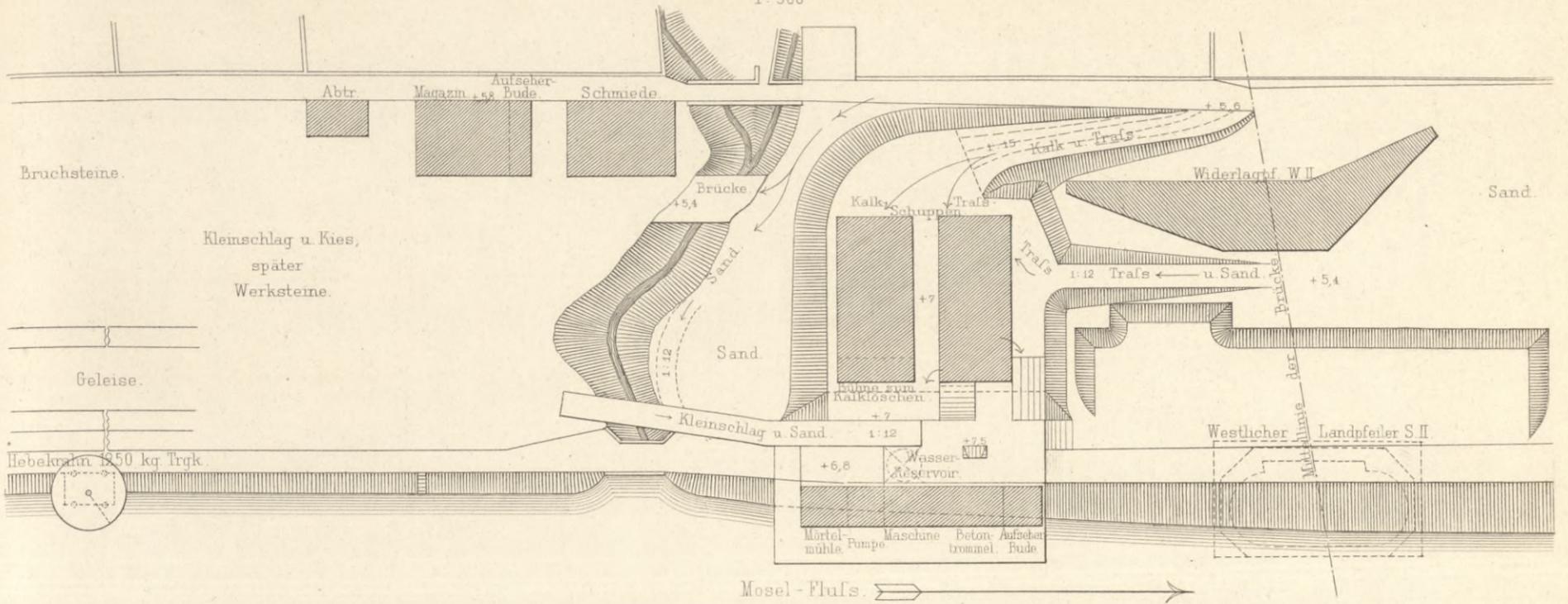




Arch. Gebr. Ritter u. Riegel.

Einrichtung des Werkplatzes für den Bau auf dem linken Moselufer.

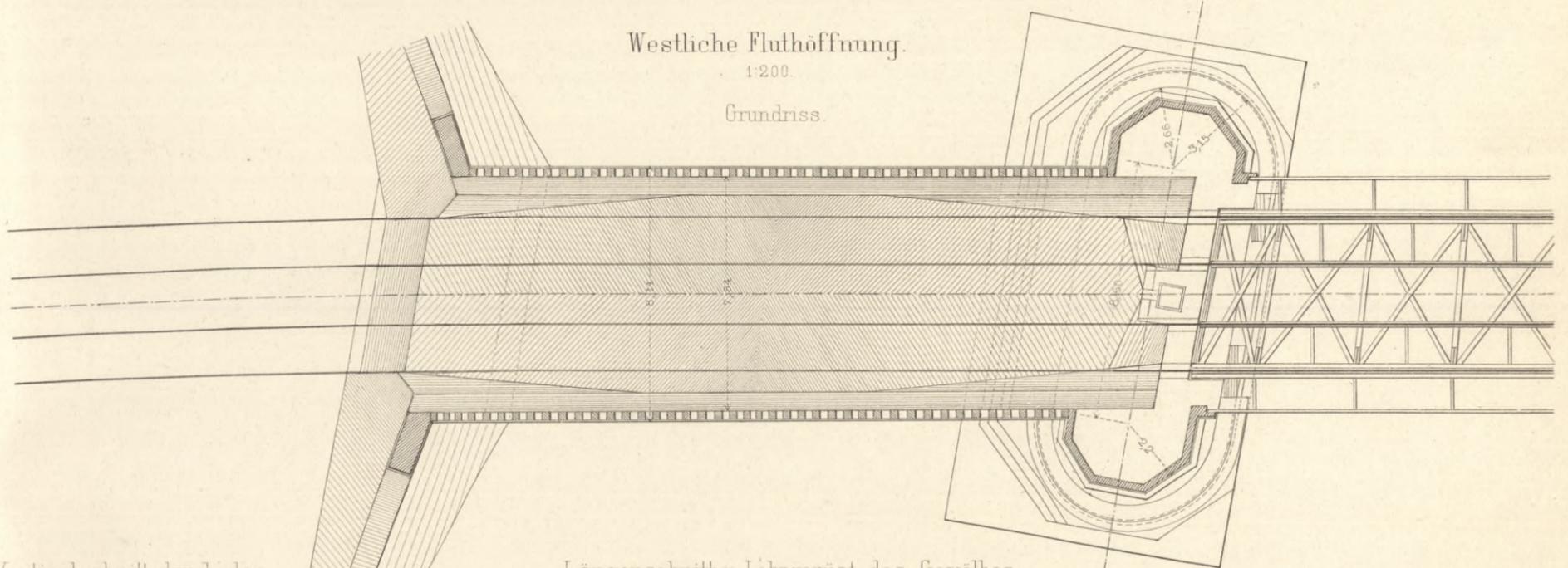
1:500



Westliche Fluthöffnung.

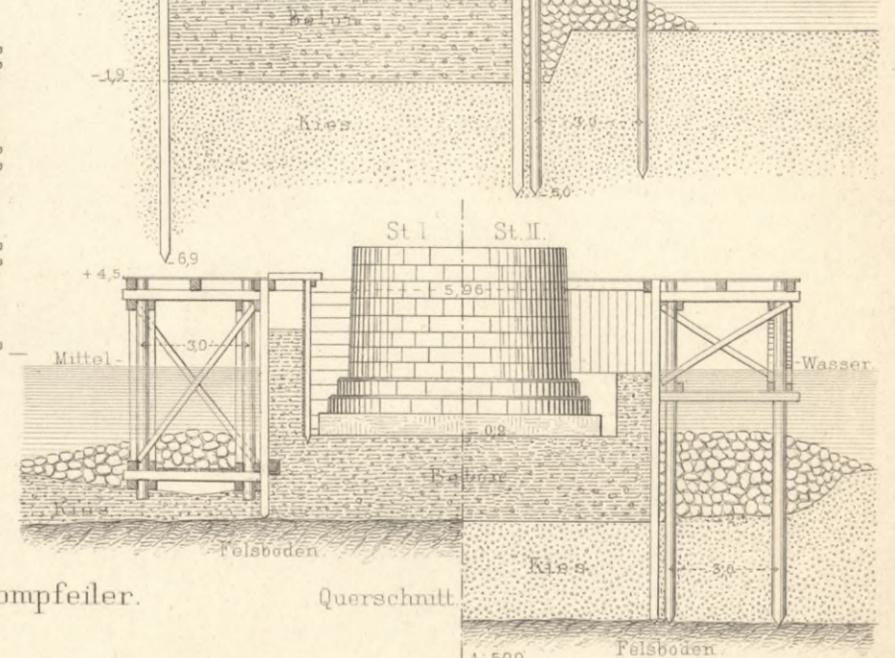
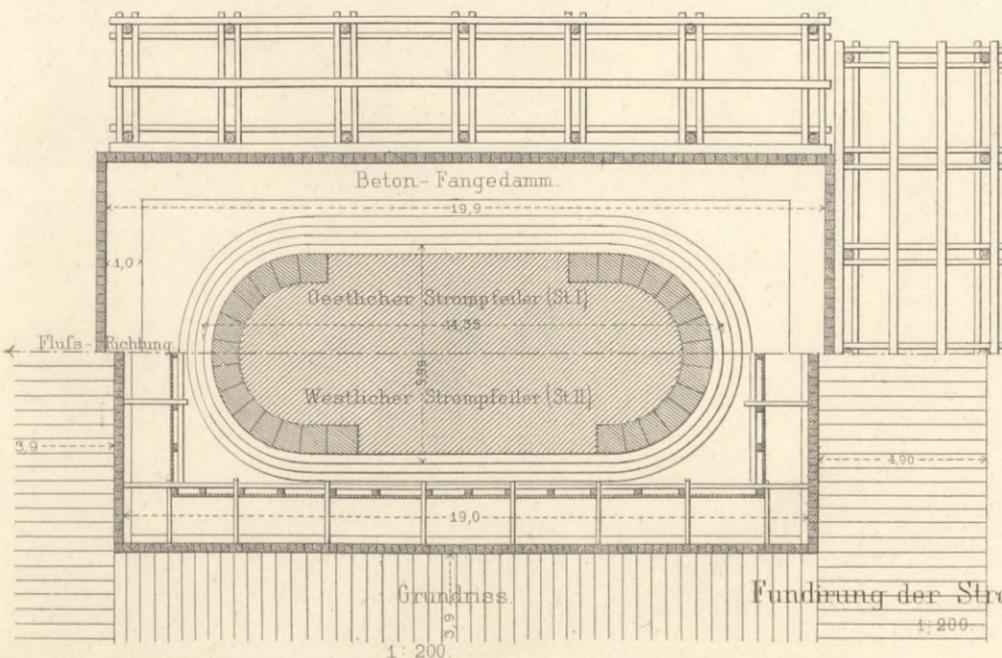
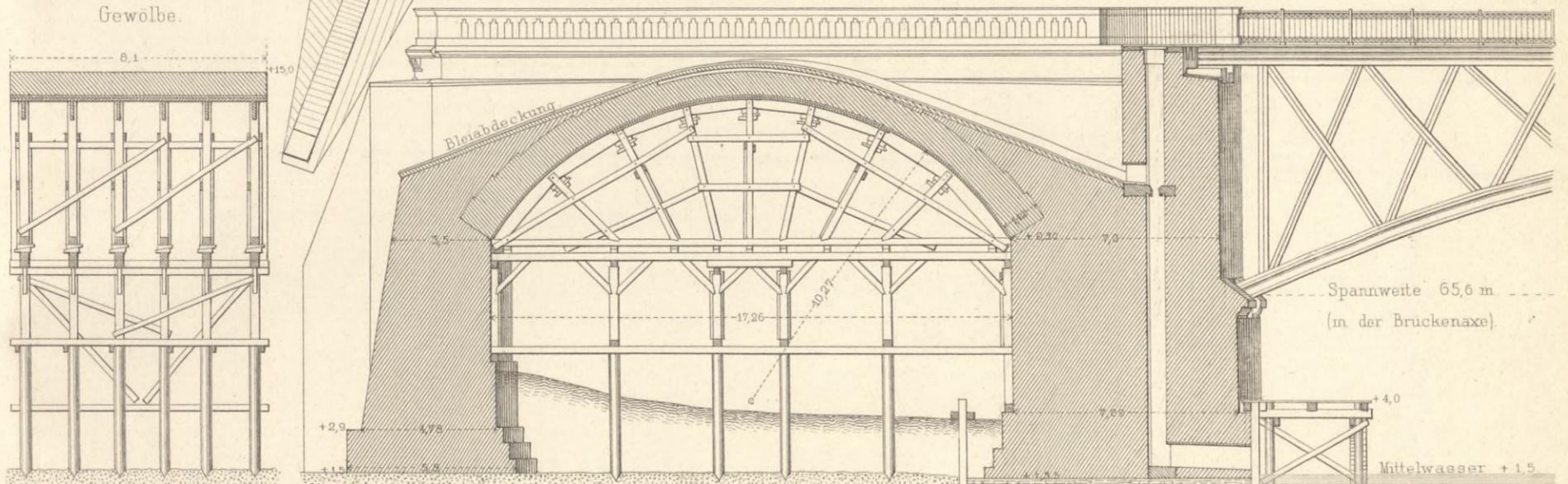
1:200

Grundriss.

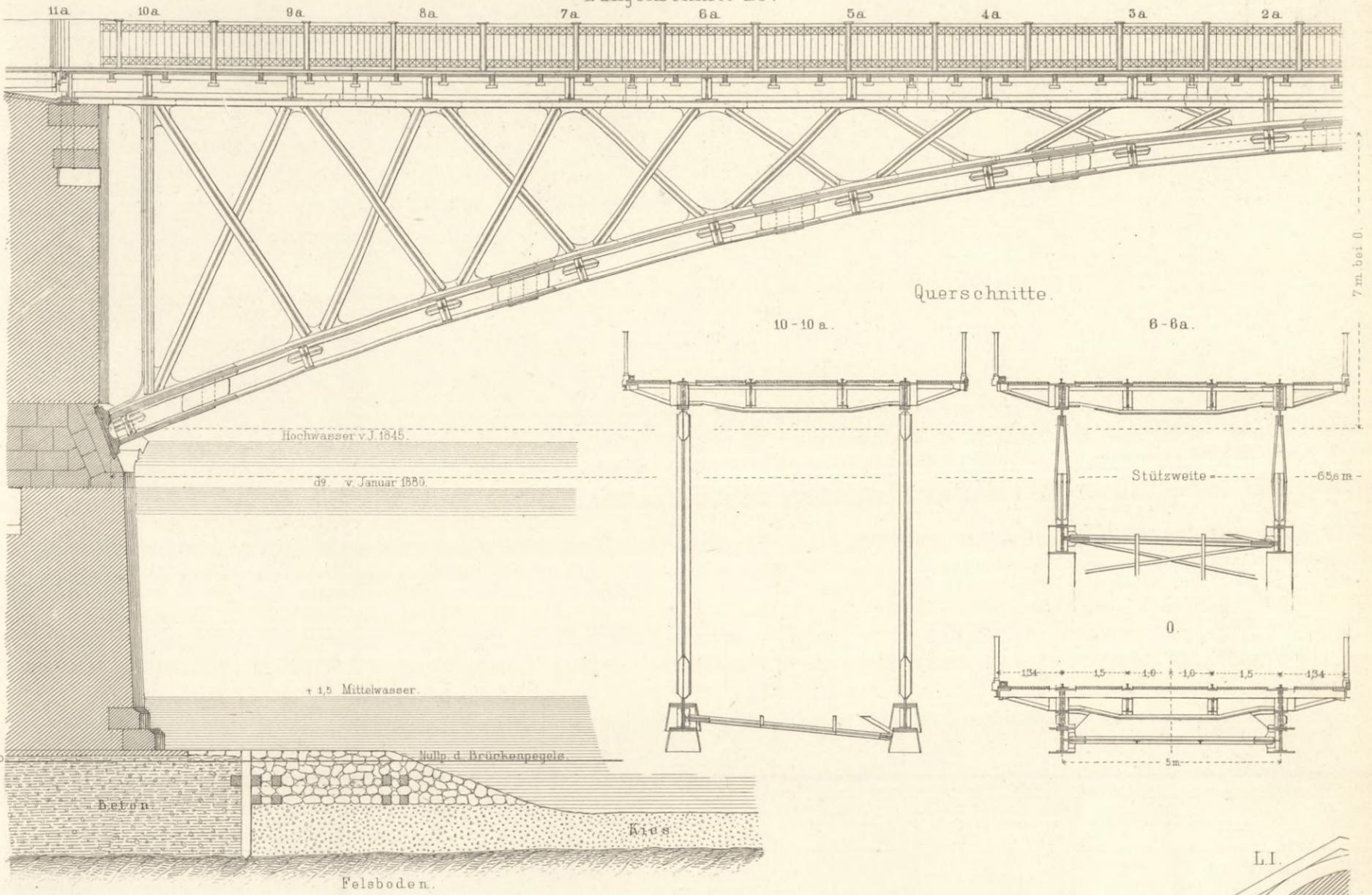


Verticalschnitt durch das Gewölbe.

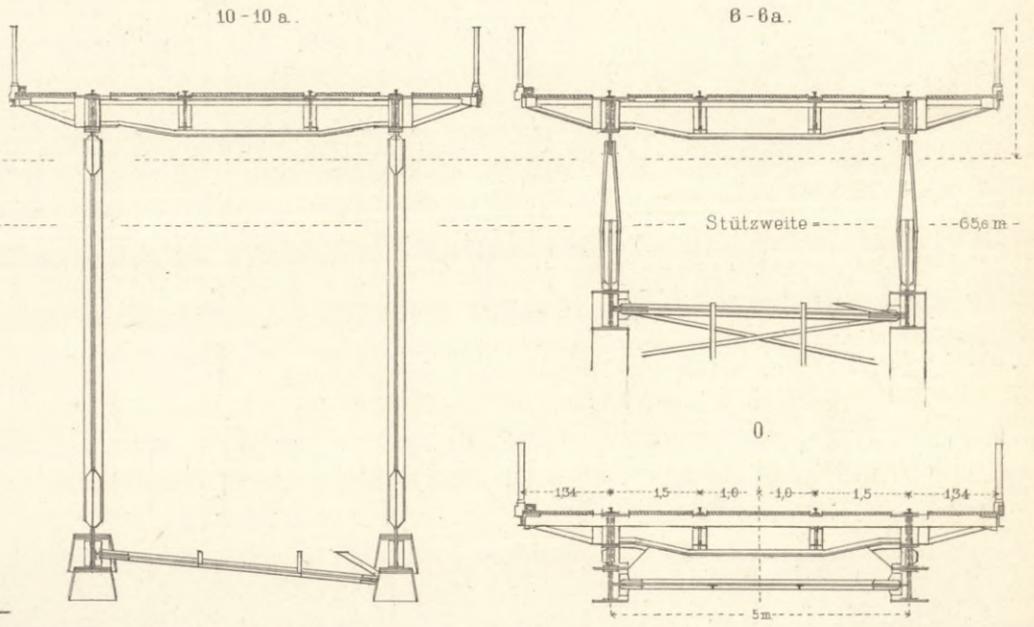
Längenschnitt u. Lehrgerüst des Gewölbes.



Längenschnitt ab.

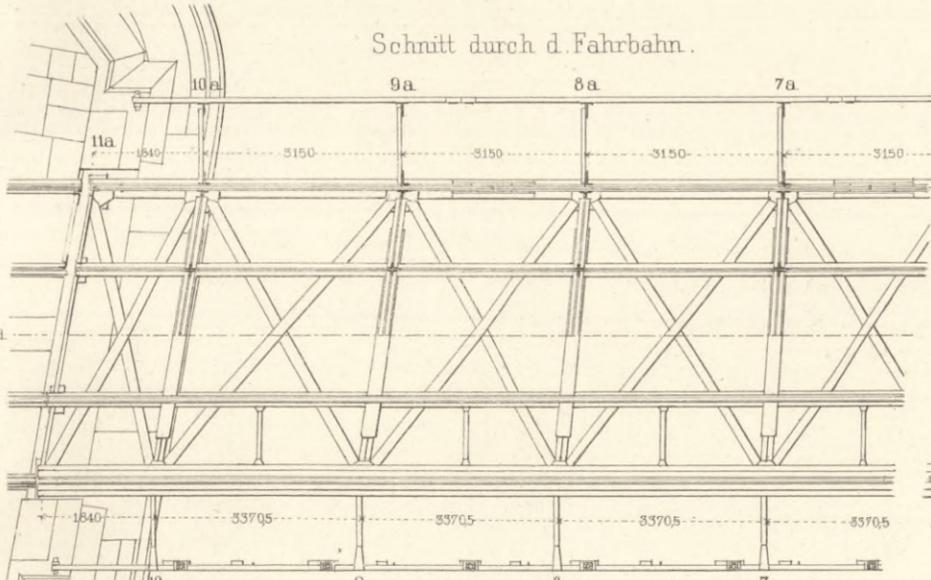


Querschnitte.



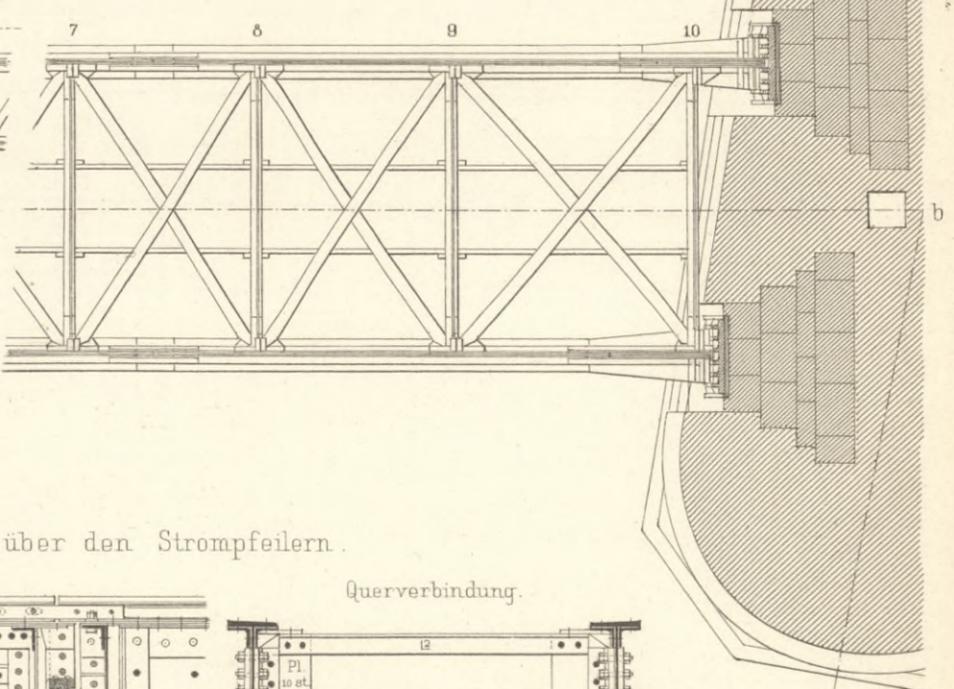
7 m. bei 0.

Schnitt durch d. Fahrbahn.

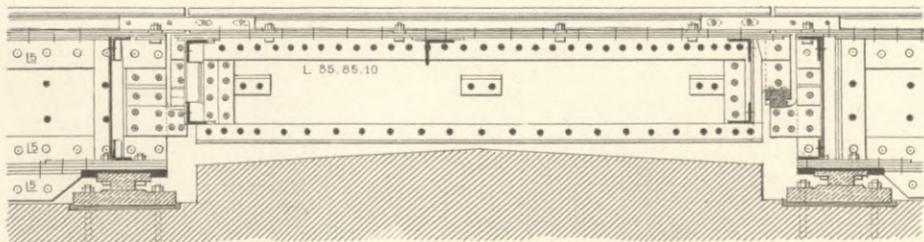


Obere Ansicht d. Fahrbahn.

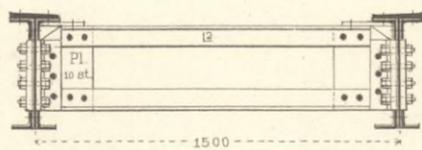
Schnitt durch d. Bogenträger.



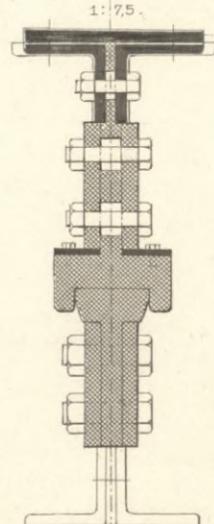
Schienträger über den Stropfteilern.
Ansicht.



Querverbindung.



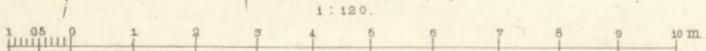
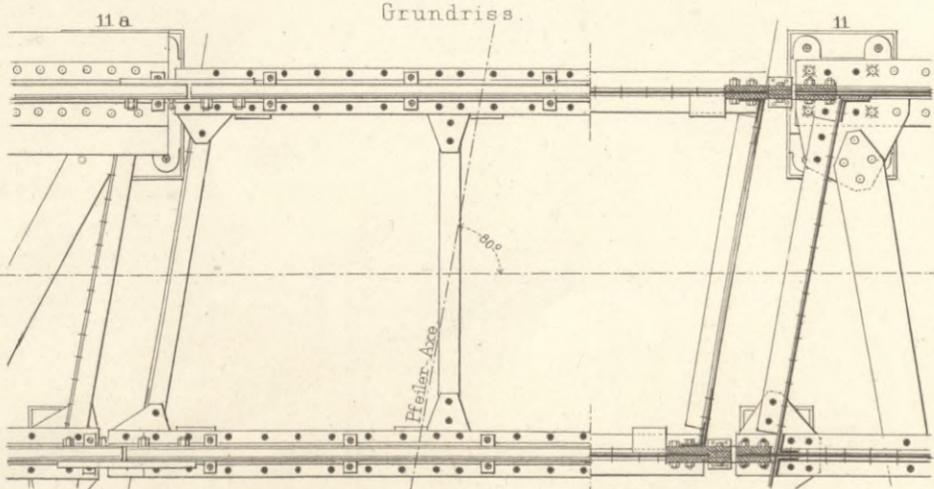
Lagerung des Schienträgers.



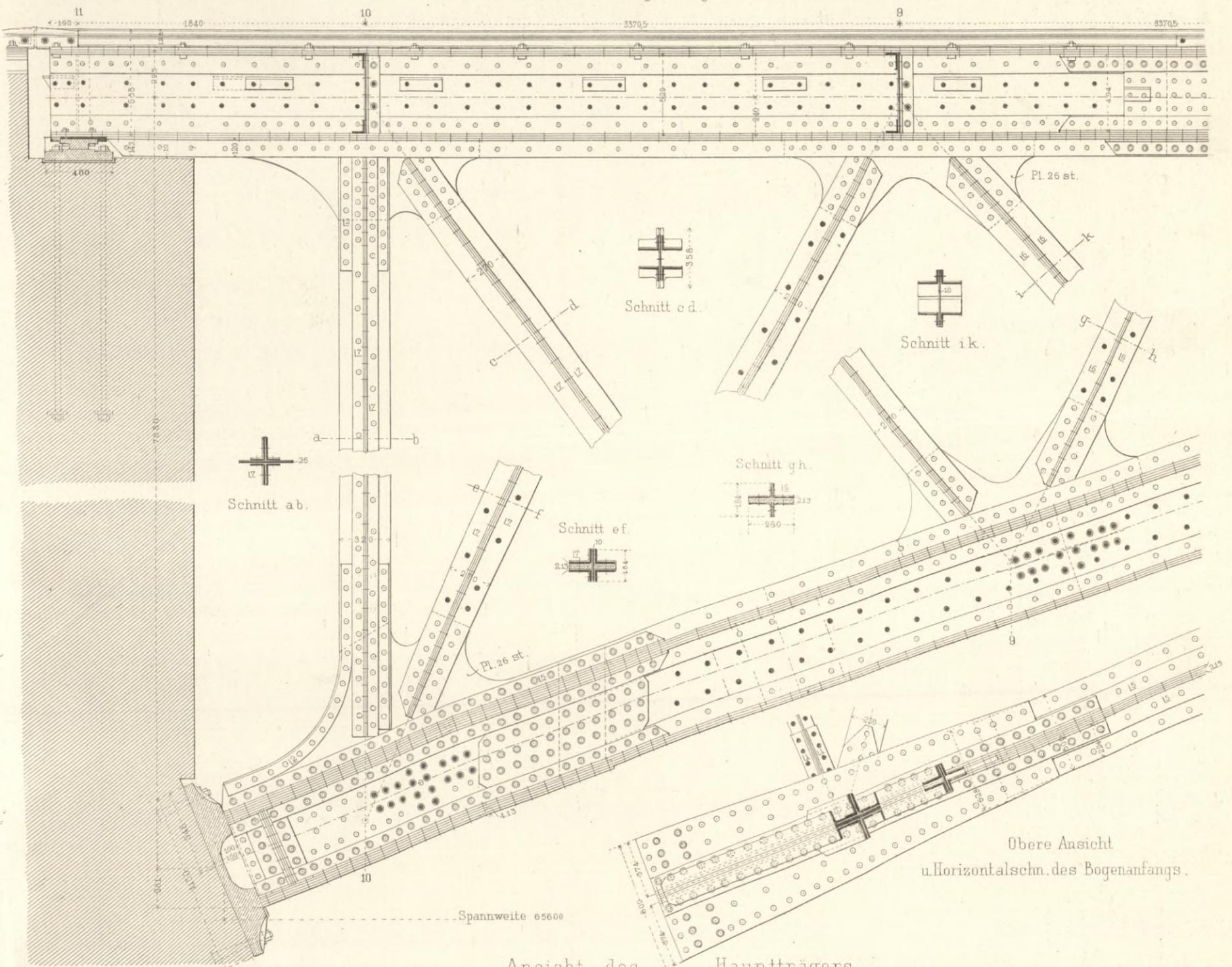
Bezeichnung d. Niete.

- 25 mm φ 20 mm φ
- ganz versenkt. □ ■
- groß normal versenkt. ○ ●
- klein normal versenkt. ○ ●

Grundriss.

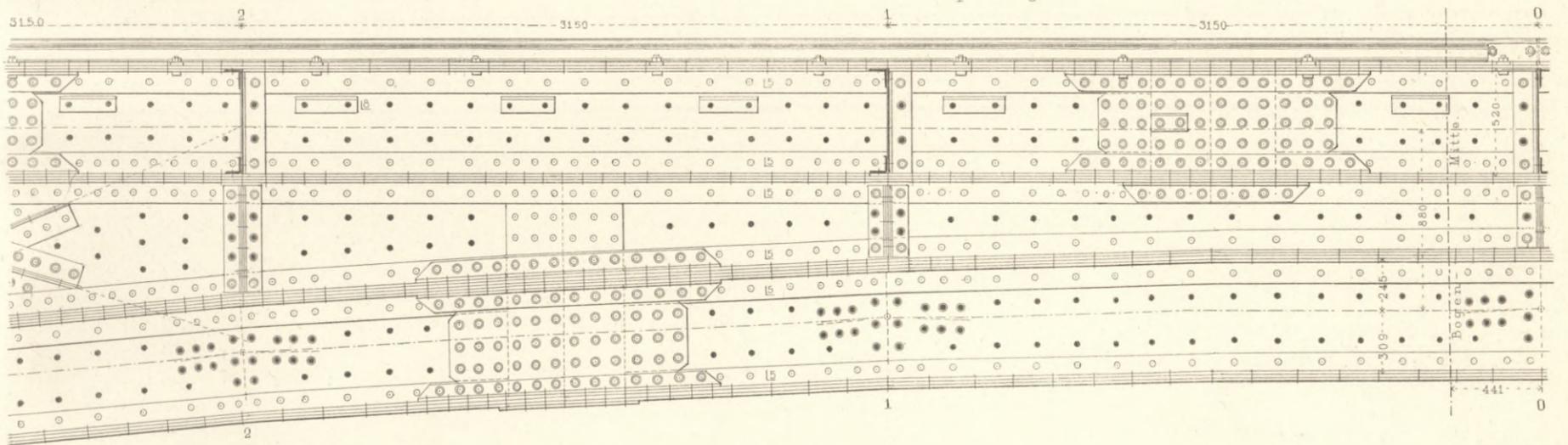


Ansicht des Hauptträgers.



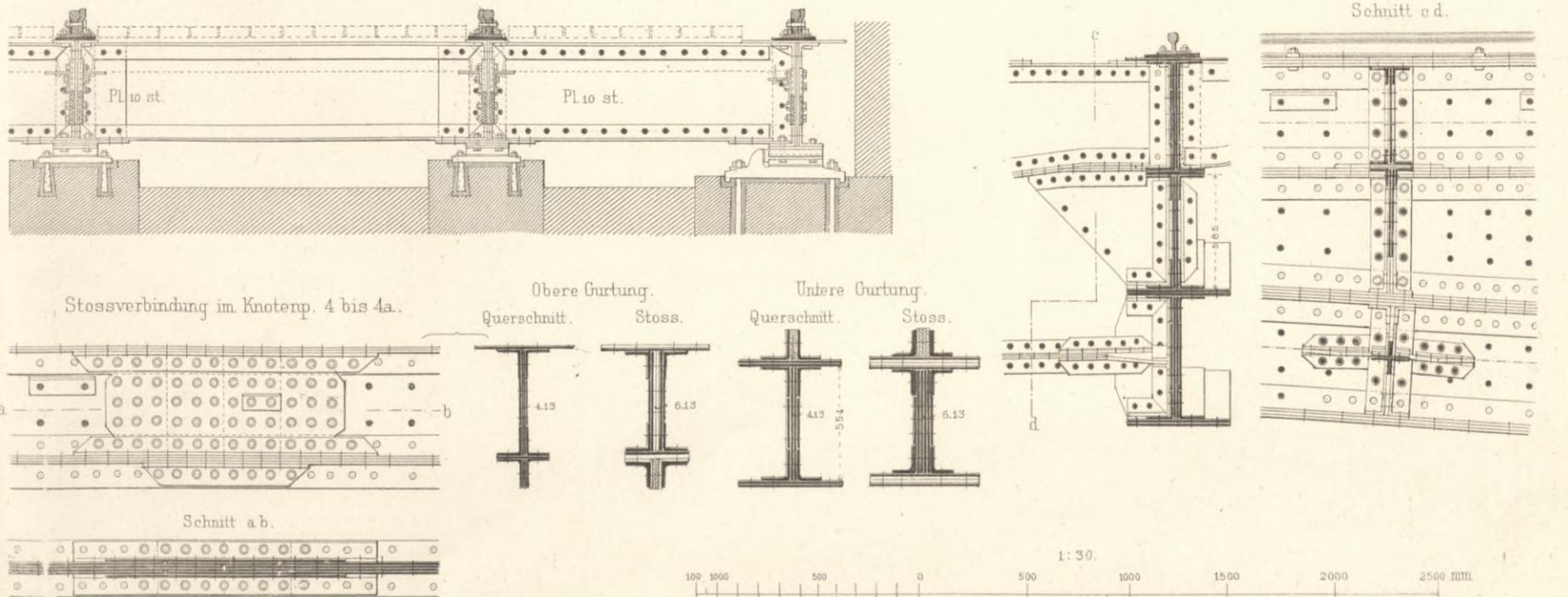
Obere Ansicht u. Horizontalschn. des Bogenanfangs.

Ansicht des Hauptträgers.

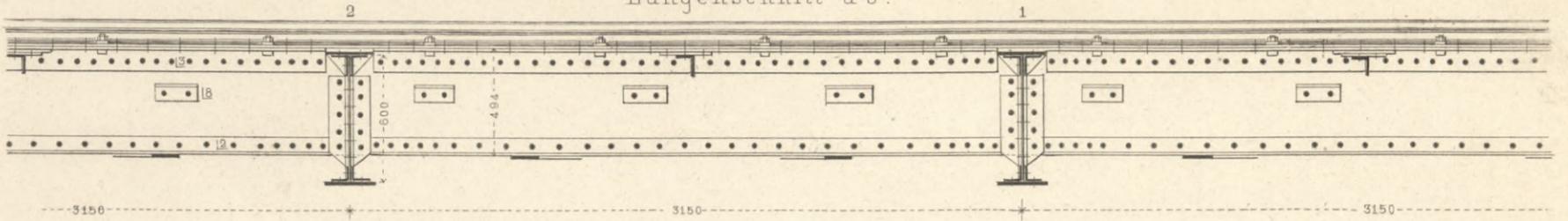


Querverbindung u. Auflager der Schienenträger in Knotenpunkt 11 u. 11a.

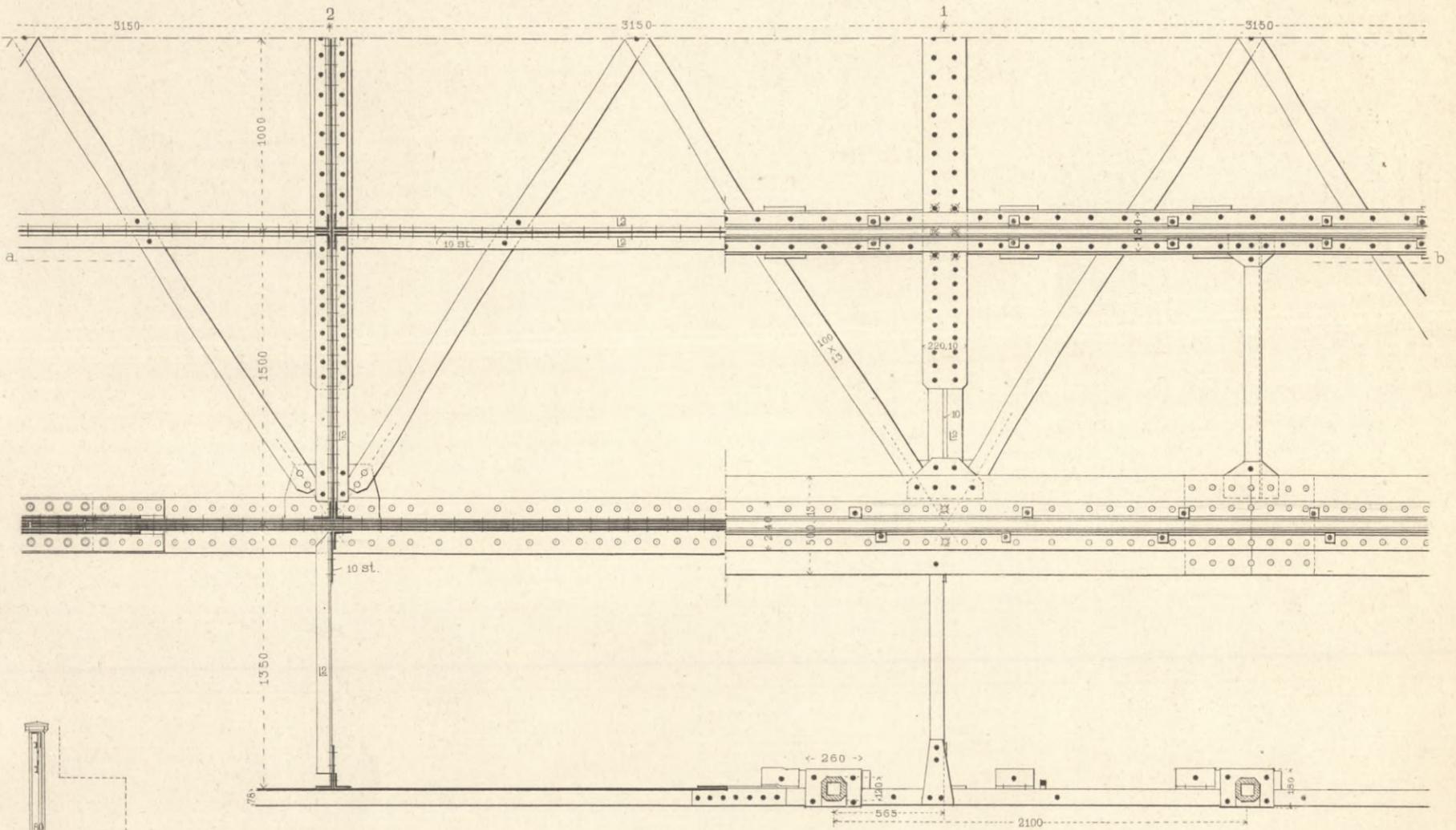
Knotenpunkt 2.



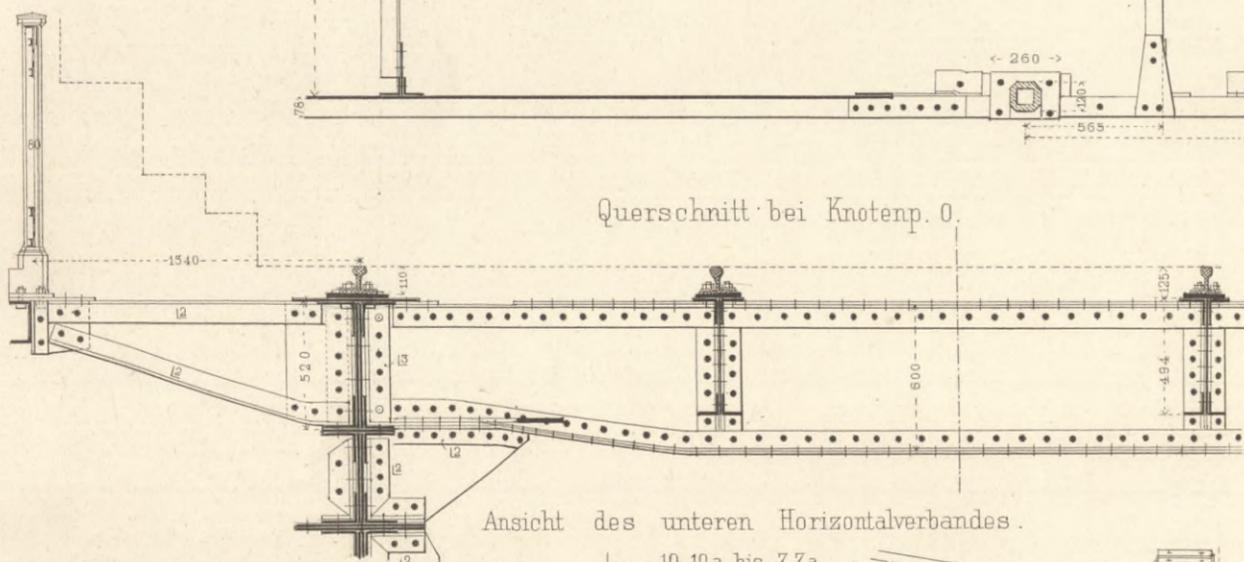
Längenschnitt a b.



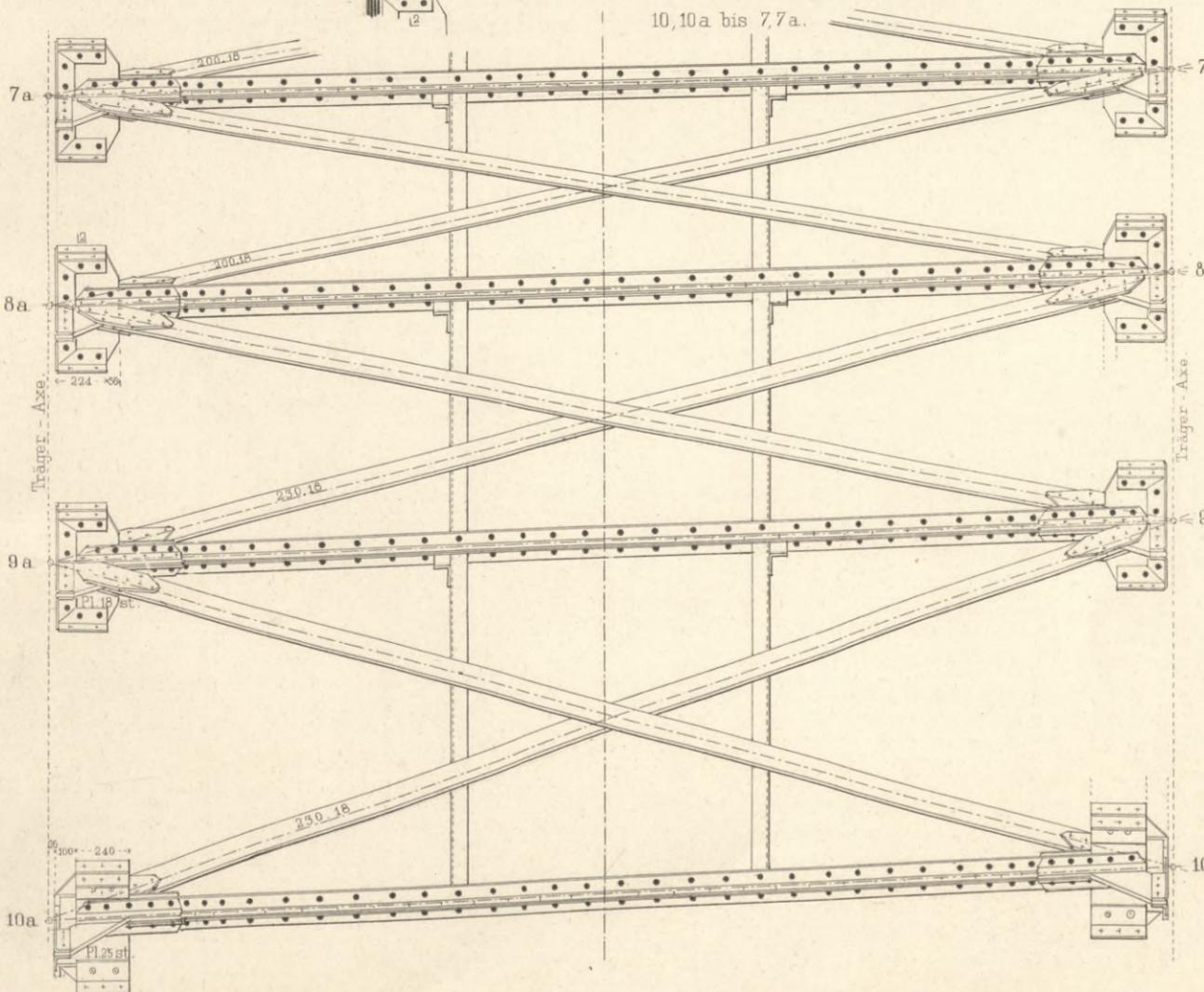
Horizontalschnitt u. obere Ansicht der Fahrbahn



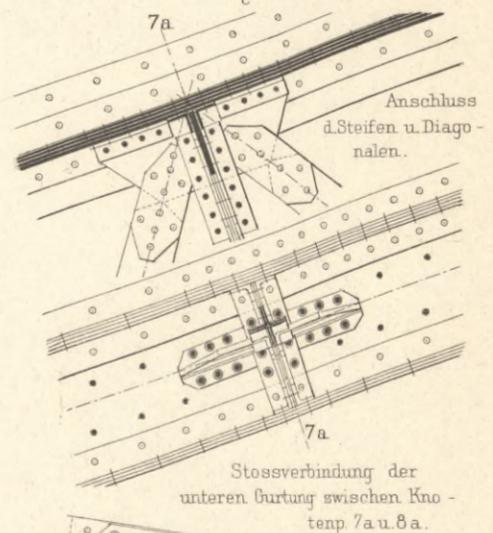
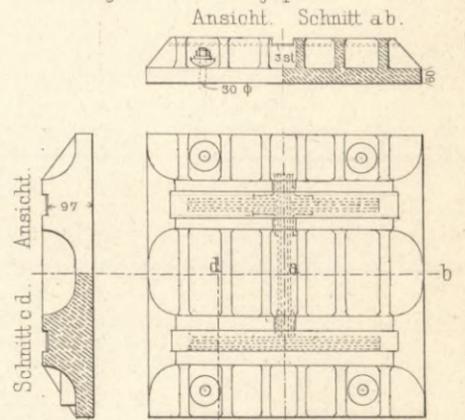
Querschnitt bei Knotenp. 0.



Ansicht des unteren Horizontalverbandes.
10, 10a bis 7, 7a.

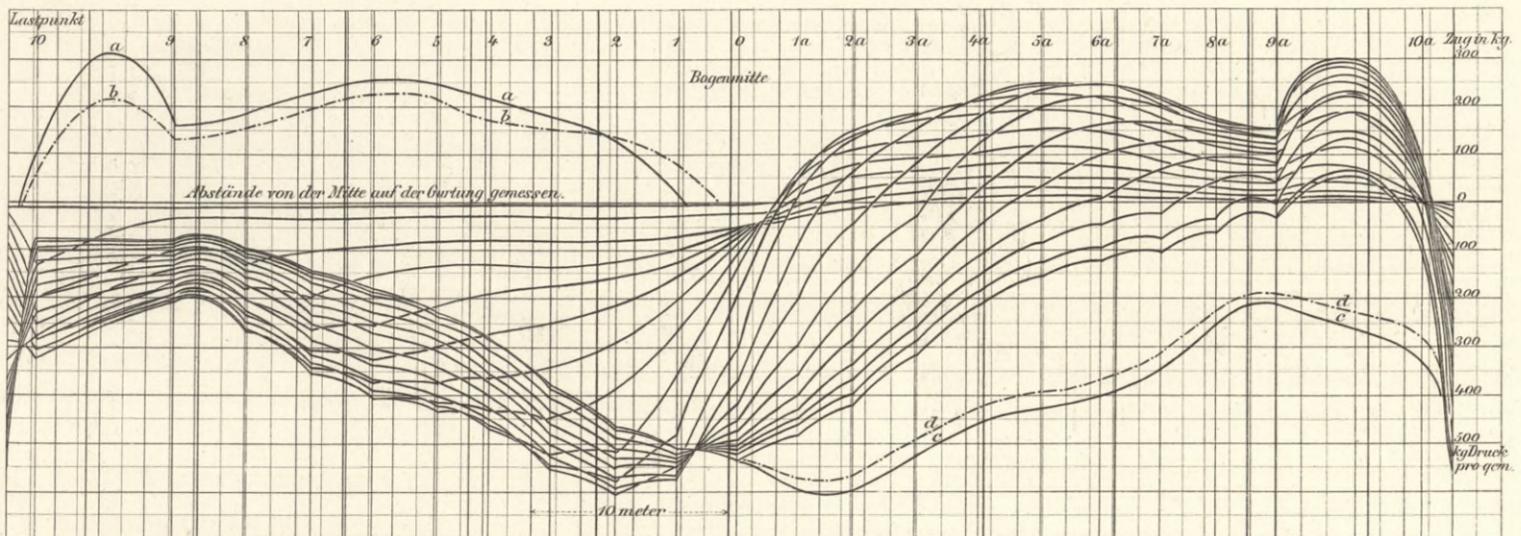


Bogen-Widerlagsplatte.



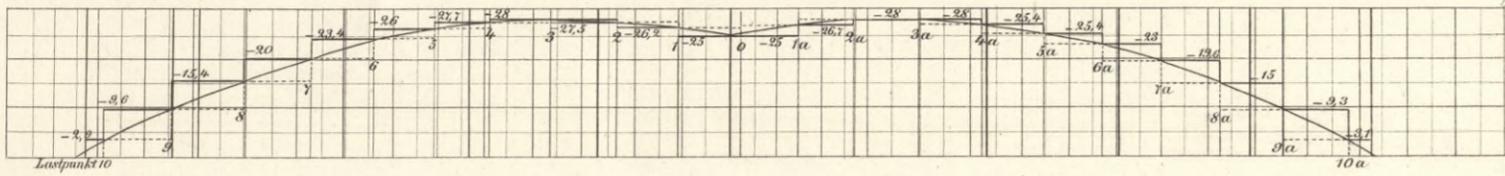
Moselbrücke der Staatsbahn bei Güls.

Spannungen der oberen Gurtung,
die mobile Last schreitet vor von links nach rechts.



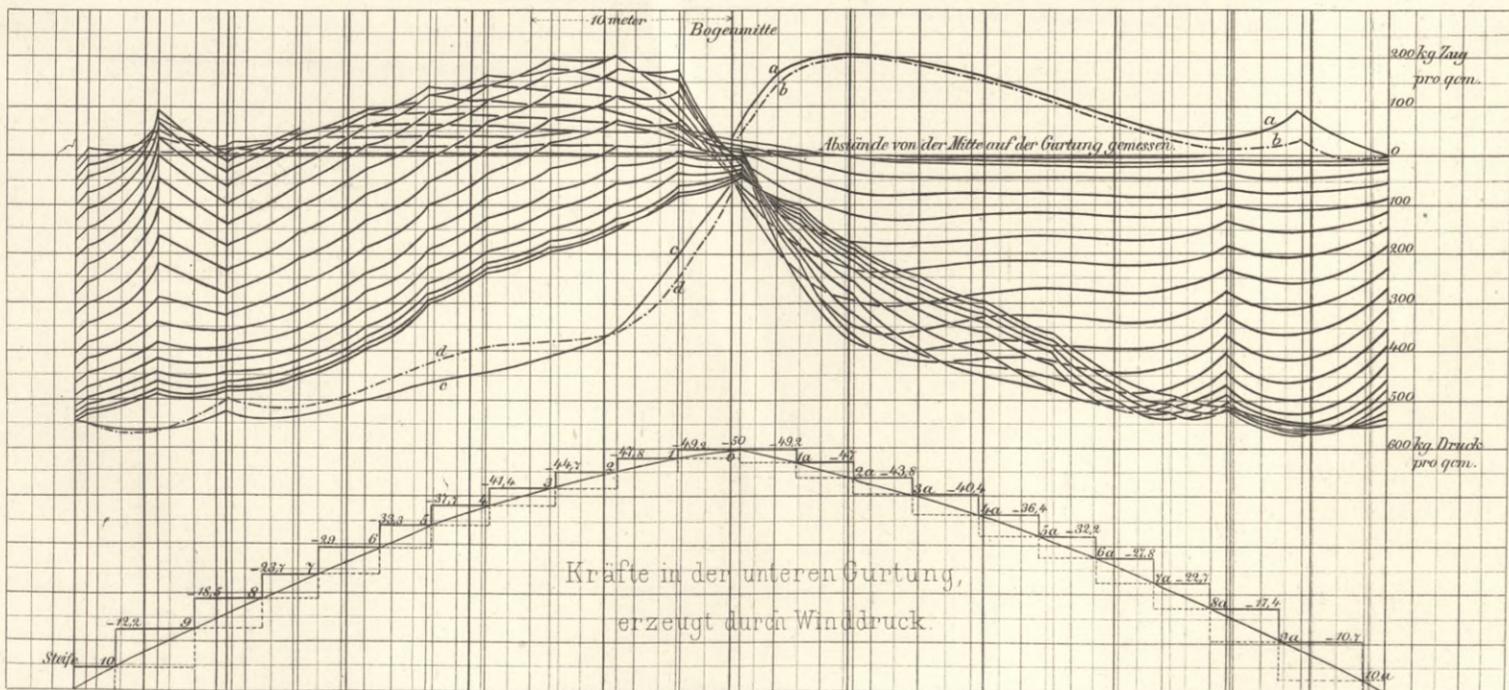
Umhüllungscurven: a. Maxima, rechte Seite, Zug von links nach rechts. c. Minima, linke Seite, Zug von links nach rechts.
b. " linke " " " rechts nach links. d. " rechte " " " rechts nach links.

Kräfte in der oberen Gurtung,
erzeugt durch Winddruck.



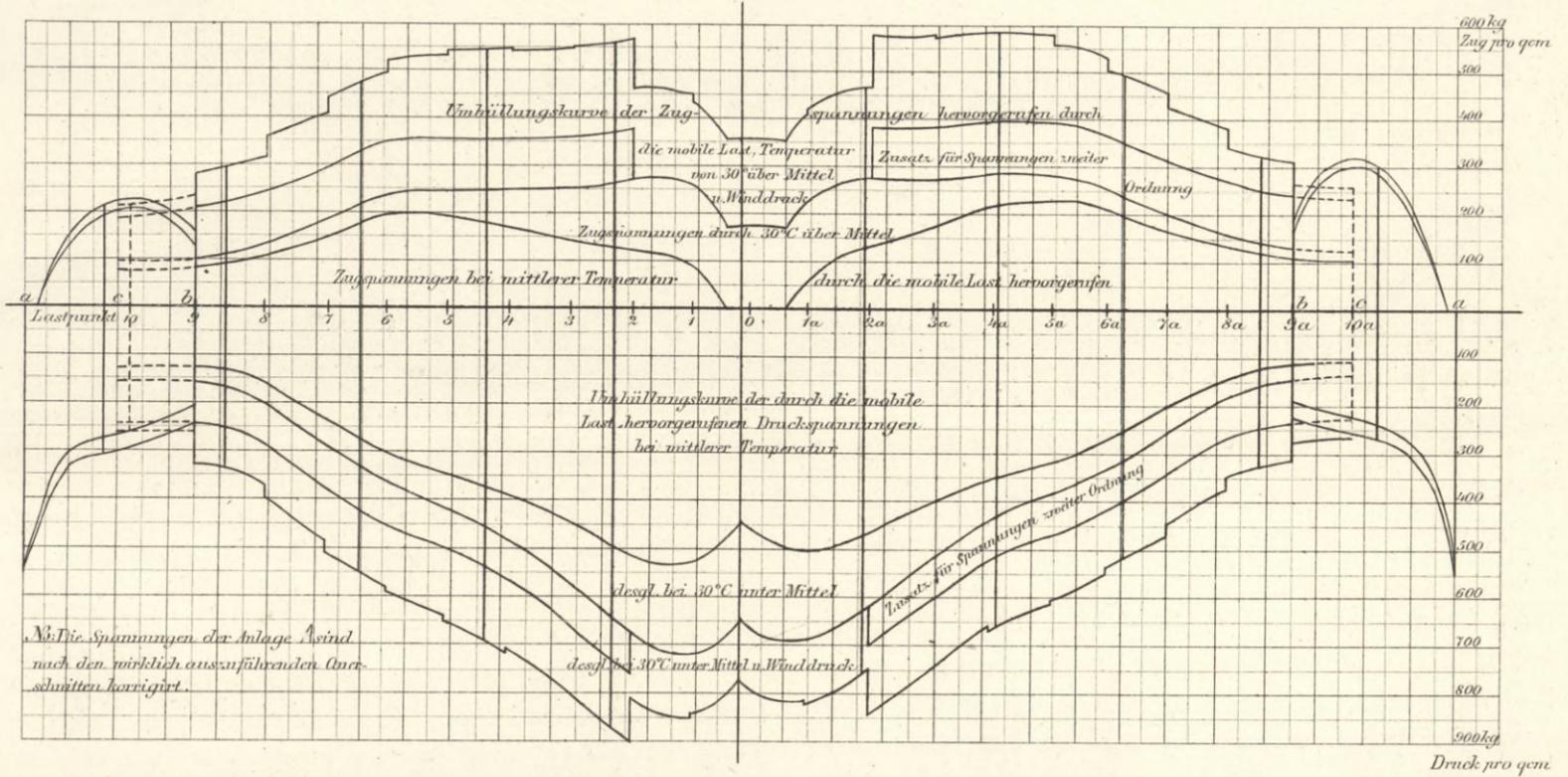
Spannungen der unteren Gurtung,
bei mobiler, von links nach rechts fortschreitender Last.

Umhüllungscurven: a. Maxima, linke Seite, Zug von links nach rechts. c. Minima, rechte Seite, Zug von links nach rechts.
b. " rechte " " " rechts nach links. d. " linke " " " rechts nach links.

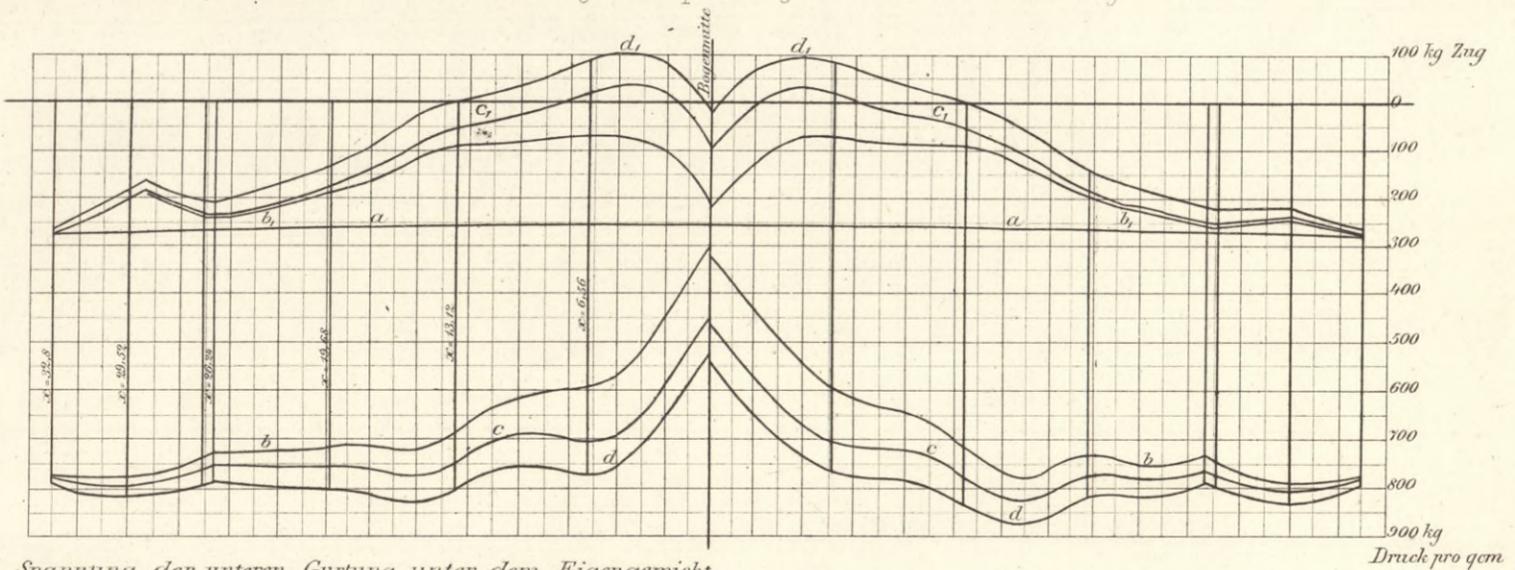


Kräfte in der unteren Gurtung,
erzeugt durch Winddruck.

Zusammenstellung der Spannungen der oberen Gurtung.

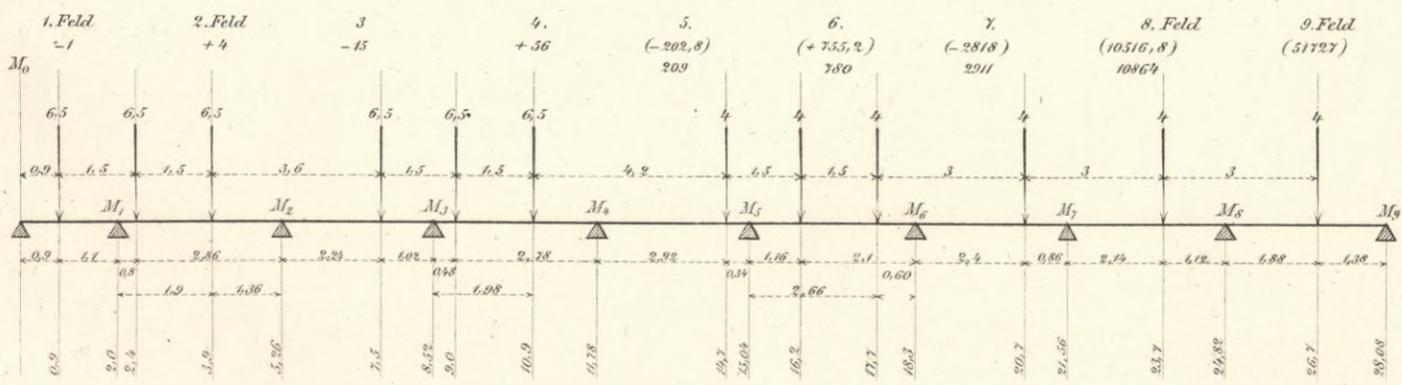


Zusammenstellung der Spannungen der unteren Gurtung.



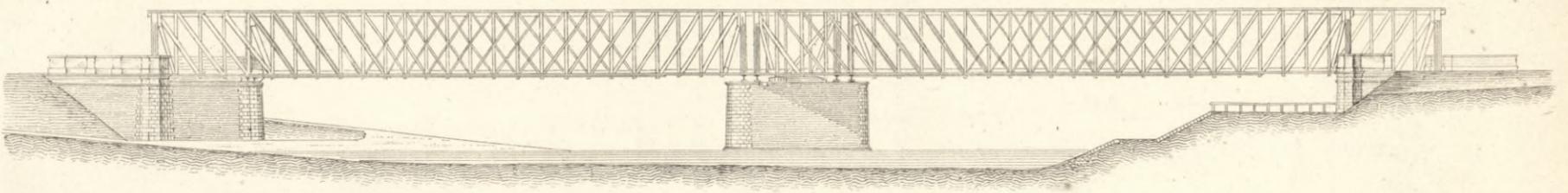
- a Spannung der unteren Gurtung unter dem Eigengewicht
- b Maximum b Minimum hervorgerufen durch Eigengewicht u. mobile Last bei mittlerer Temperatur
- c " " " " " " " " " " 30°C unter Mittel
- c " " " " " " " " " " 30°C über "
- d₁ " " " " " " " " " " 30°C unter " und Winddruck
- d " " " " " " " " " " 30°C über " " "

Belastungsschema bezügl. der Spannungen der oberen Gurtung, welche die darüber rollenden Radlasten eines Zuges in ihr hervorrufen.



oberhalb Niederlahnstein.

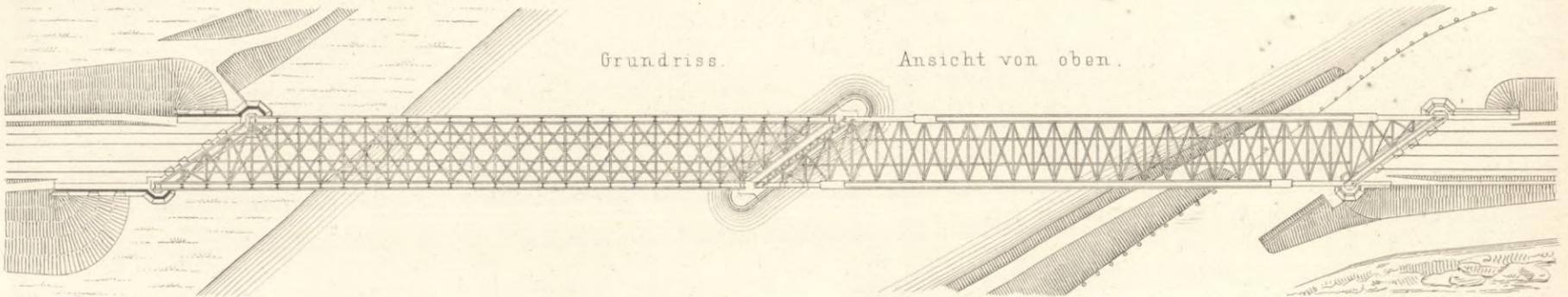
Ansicht.



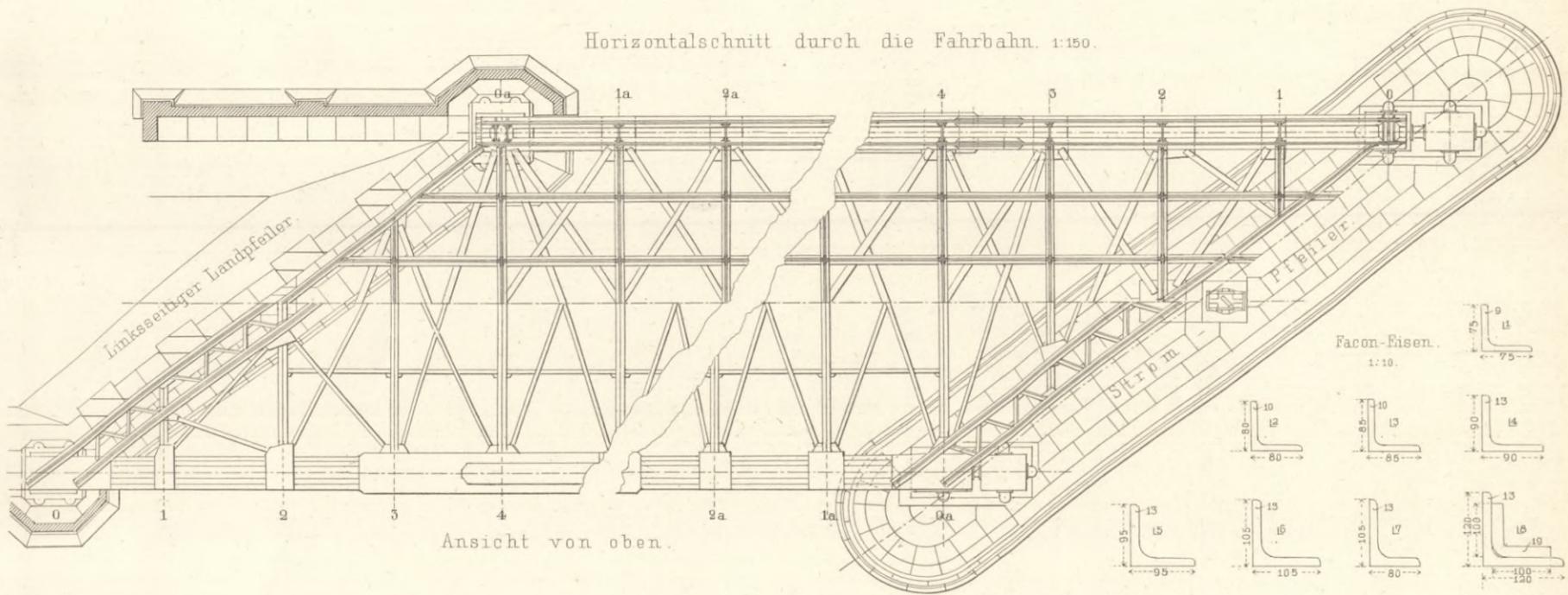
1 : 750.

Grundriss.

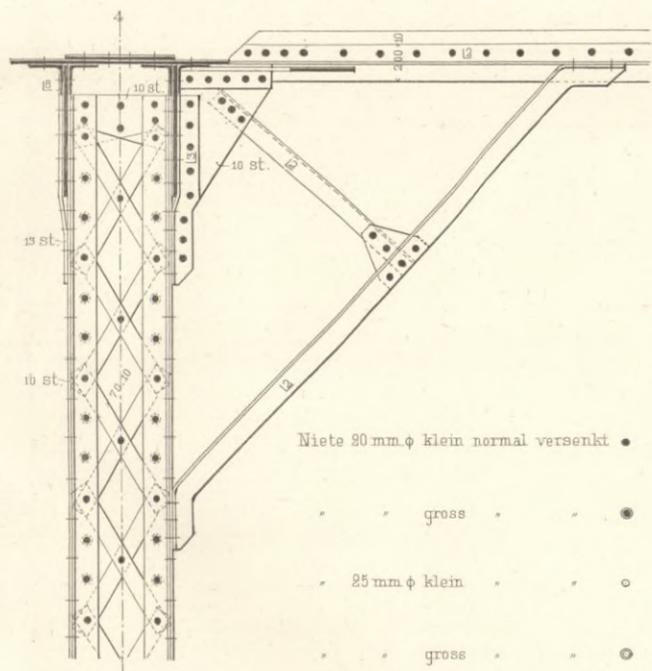
Ansicht von oben.



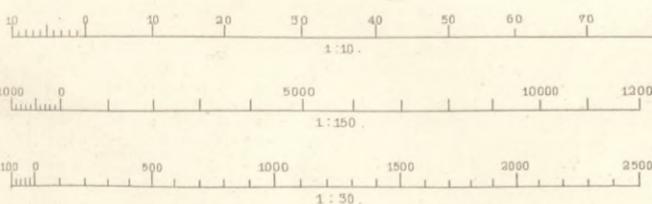
Horizontalschnitt durch die Fahrbahn. 1:150.



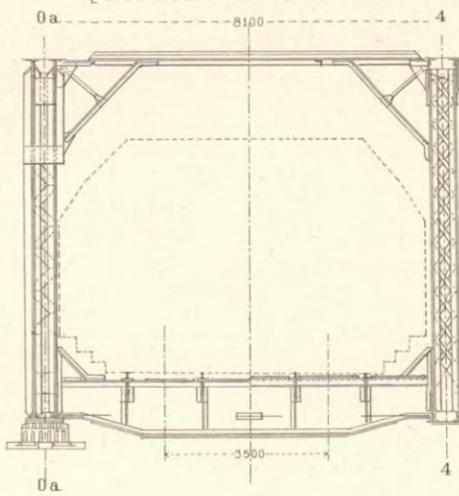
Normale Quersteife (Knotenp. 4). 1:30.



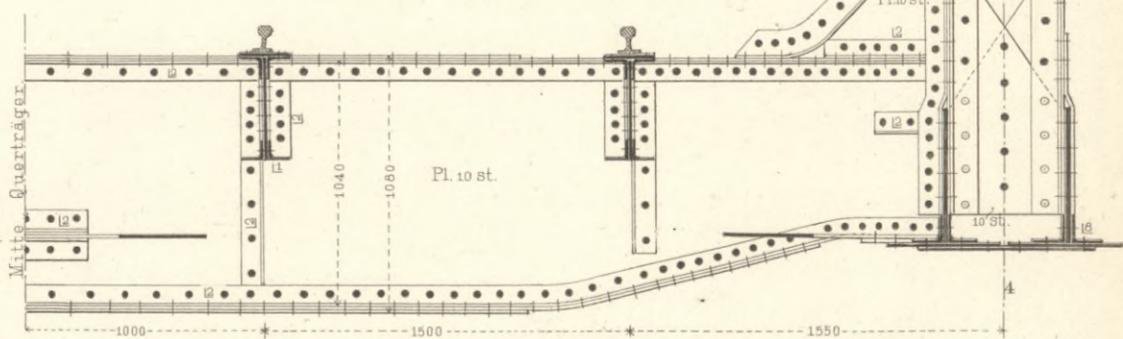
Niete 20 mm φ klein normal versenkt
gross
25 mm φ klein
gross



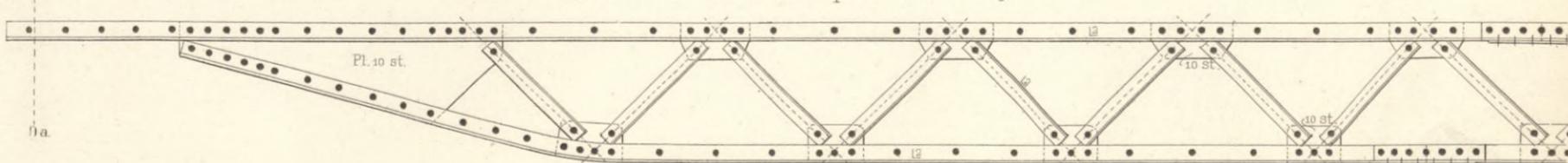
Querschnitt 0a-4. 1:150.



Normaler Querträger (Knotenp. 4). 1:30.



Ansicht der oberen Endquerverbindung. 1:30.





5. 2001



WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA

IV 35133
L. inw.

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

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000302909