



Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000302821

DIE EISERNEN HÄNG-BRÜCKEN.

Zum Gebrauche

bei dem Berechnen, Entwerfen und Veranschlagen von
eisernen Häng-Brücken

bearbeitet von

Dr. F. Heinzerling,

Kgl. Baurath und ordentl. Professor a. d. Kgl. Rhein.-westphäl. Technischen Hochschule zu Aachen.

— x —

19/8

Mit 6 lithographirten Tafeln in gross Doppel-Folio, 15 Bogen Text mit 1 Texttafel und 23 Holzschnitten.

Separatabdruck aus den „Brücken der Gegenwart“.

VII
15435
22
Königl. Hof-
Buchhandlung

Aachen,

Verlag von  J. A. Mayer,

Königl. Hof-  Buchhandlung.

1881.



DIE

EISERNE HÄNGBRÜCKEN.



IV 35189

bei dem Berechnen, Entwurfsen und Veranschlaggen von
eisernen Häng-Brücken

Dr. E. Heinsdorf

1840
1841
1842

Aachen

Verlag von J. A. Mayer



Vorwort.

Die Hängbrücken, mittelst deren sich zur Zeit noch die relativ grössten Spannweiten mit den vergleichsweise geringsten Kosten überspannen lassen, werden in der Gegenwart zur Ueberführung besonders von Strassen- und Fussverkehr über grosse, schiffbare Ströme und über weite, tiefeingeschnittene Thäler mit Vortheil angewandt. Die vorliegende Monographie der eisernen Hängbrücken enthält die Systeme der schlaffen, der versteiften und der mit Fachwerkträgern combinirten Hängbrücken, deren statische Berechnung auf analytischem, für die Charnier-Hängbrücken gleichzeitig auf graphischem Wege gezeigt, und deren Construction durch die Darstellungen einer möglichst grossen Zahl verschieden angeordneter, ausgeführter und durch die Detailzeichnungen der neuesten charakteristischen Hängbrücken erläutert ist.

Die vorangestellte technische Entwicklung soll, indem sie eine Uebersicht über die bis jetzt zur Ausführung gelangten Systeme der Hängbrücken gewährt und hierbei die Nachtheile der älteren, verlassenen und die Vorzüge der neueren, zur Zeit üblichen oder projectirten Systeme hervorhebt, die Auswahl der jedem besonderen Zweck entsprechenden vortheilhaftesten Construction erleichtern.

Die hierauf folgende statische Berechnung wurde für schlaffe und versteifte Hängbrücken, für letztere mit Berücksichtigung der ungünstigsten Stellung beliebig und beliebig vertheilter Lasten, analytisch durchgeführt, und — um die für die Sicherheit im Dimensioniren der Brückentheile empfehlenswerthe gleichzeitige Anwendung verschiedenartiger Berechnungsmethoden und die hierdurch erzielte Controle ihrer Ergebnisse zu zeigen — auf einer besonderen Texttafel die graphische Berechnung einer versteiften Charnier-Hängbrücke dargestellt. Bei der analytischen Behandlung ist durch die Anwendung der reducirten Angriffsmomente eine ebenso allgemeine, als einfache Theorie sowohl zur Ermittlung der ungünstigsten Laststellung als auch zur Berechnung der Spannungen des Hauptträgers mit drei Gelenken aufgestellt und deren Anwendung auf die oben erwähnte, graphisch berechnete Brücke gezeigt worden. Neben den versteiften Hängbrücken mit einfachen, also abwechselnd gezogenen und gedrückten Diagonalen sind nunmehr auch diejenigen mit gekreuzten, nur gezogenen Diagonalen berücksichtigt worden.

Der dritte, constructive Theil behandelt, unter stetem Hinweis auf die in den beigefügten lithographirten Tafeln dargestellten Brückenbauten, die oben genannten Systeme der Hängbrücken in ihrer Anwendung auf Fussgänger- und Strassenbrücken im Hinblick sowohl auf ihre Disposition im Allgemeinen, als auch auf die specielle Anordnung ihrer Theile, während zum Schlusse das für den Constructeur Wissenswerthe über das Constructionsmaterial, die Verbindungsmittel sowie über die festen und beweglichen Verbindungen der Hängbrücken beigefügt ist. Hierbei wurde zugleich die Möglichkeit der Durchführung des Windverbandes über das Scheitelcharnier und des Stabwerkes bis unter die Kämpfercharniere versteifter Charnier-Hängbrücken dargethan und — da beide Anordnungen unseres Wissens bis jetzt zur Ausführung nicht gelangt sind — deren Construction an einem bis in's Einzelne durchgearbeiteten Brückenprojecte gezeigt.

In dem vierten, die Beschreibung und statisch-numerische Berechnung einzelner Brücken enthaltenden Theile wurde mit Hülfe einer die wichtigsten Hängbrücken verschiedener Länder darstellenden Tafel eine getrennte Uebersicht über die neueren und neusten Constructions-Systeme schlaffer und versteifter Hängbrücken gegeben und hiernach auf besonderen Tafeln die specielle Darstellung und Beschreibung der beiden versteiften Charnier-Hängbrücken in Frankfurt a. M. und Gotha, letztere von ihrer statisch-numerischen Berechnung begleitet, hinzugefügt. Ausser dem bereits erwähnten Projecte einer versteiften Charnier-Hängbrücke für Strassenverkehr ist noch eine combinirte Fachwerk-Hängbrücke zur Darstellung gelangt und derselben eine auf die bekannte, zuerst von A. Ritter aufgestellte Theorie dieser Brücken gestützte statisch-numerische Berechnung hinzugefügt worden.

In dem letzten, fünften Abschnitte wurde die Methode einer approximativen und einer definitiven Kostenberechnung, letztere unter Beifügung der Gewichtsberechnung jener Charnier-Hängbrücke in Gotha, vorausgeschickt und das Nöthigste über die Art der Vergebung der erforderlichen Bauarbeiten angeschlossen. Um den vorliegenden Hefte im voraus zugemessenen Umfang nicht zu überschreiten, musste dagegen auf die beabsichtigte vollständigere Besprechung der technischen Ausführung, Prüfung und Unterhaltung von Hängbrücken verzichtet werden.

Schliesslich gereicht es mir zur angenehmen Pflicht, dem Director der Actiengesellschaft Weser in Bremen, Herrn Ingenieur Overbeck, dem Director des städtischen Wasserwerkes in Frankfurt a. M., Herrn Ingenieur Schmieck sowie dem Herrn Maschinenmeister Bork in Erfurt für die bereitwillige Mittheilung von Constructionsblättern und Berechnungen sowie für die Erlaubniss zu deren Bearbeitung und Veröffentlichung hiermit meinen verbindlichsten Dank auszusprechen. Besonderer Dank gebührt ferner der Verlagsbuchhandlung, welche unter Beihülfe bewährter Kräfte bemüht war, diesem Hefte eine ebenso gediegene, als geschmackvolle Ausstattung zu geben.

Möchte die vorliegende Monographie dem auch an der diesseitigen Technischen Hochschule seit Jahren empfundenen Bedürfnisse einer Anleitung zum Berechnen, Entwerfen und Veranschlagen von Hängbrücken die erwünschte Abhülfe schaffen und sich der wohlwollenden Nachsicht unserer Fachgenossen erfreuen.

Aachen, im April 1881.

Inhalt.

Eiserne Hängbrücken.

	Seite		Seite
I. Technische Entwicklung.		III. Construction.	
a. Die älteren Constructionen	1	1. Allgemeine Anordnung	24
b. Die neueren Constructionen	3	A. Situation und Grundriss	24
II. Statische Berechnung.		B. Querprofil und Querschnitt	25
1. Die Hängbrückenträger im Allgemeinen	6	2. Die Brückenbahn.	
A. Bestimmung der grössten Angriffsmomente.		A. Fussgänger-Hängbrücken	25
a. Ungleiche und ungleich vertheilte Einzellasten	7	B. Strassen-Hängbrücken	25
b. Gleiche und gleichförmig auf Knotenpunkte vertheilte Einzellasten	9	C. Eisenbahn-Hängbrücken	26
c. Gleichförmig und stetig vertheilte Lasten	9	3. Die Tragwände der Hängbrücken	26
B. Bestimmung der kleinsten Widerstandsmomente	9	4. Die Horizontalverbände der Hängbrücken	27
a. Träger mit durchbrochenem Querschnitt	9	5. Die Lager	28
b. Träger mit geschlossenem Querschnitt	9	6. Die Verankerungen	28
2. Die Hängbrücken im Besonderen.		7. Die Hängbrücken-Pfeiler	28
A. Die schlaffen Hängbrücken.		8. Das Constructionsmaterial der Hängbrücken	29
a. mit beliebiger Trägerform	9	9. Die Verbindungsmittel	29
b. mit parabolischer Polygonalform	10	a. Die Schrauben	29
c. mit parabolischer Form	10	b. Die Niete	30
B. Die Charnier-Hängbrücken.		c. Die Stelbolzen	30
a. Die Charnier-Hängbrücken mit unbestimmter Trägerform	12	10. Die Verbindungen der Hängbrücken.	
1. Die Spannungen d. Trägertheile im Allgemeinen	12	a. Bewegliche Verbindungen.	
2. Die Grenzspannungen in den Polygonstücken des Seitenträgers	12	α. Drehbare Verbindungen	30
3. Die Grenzspannungen in den Untergurtstücken des Seitenträgers	13	β. Verschiebliche Verbindungen	30
4. Die Grenzspannungen in den Diagonalen des Seitenträgers	13	b. Feste Verbindungen.	
5. Die Grenzspannungen in den Verticalen des Seitenträgers	14	α. Nietverbindungen	30
6. Die Grenzspannungen in den Polygonstücken des Mittelträgers	14	β. Schraubverbindungen	30
7. Die Grenzspannungen in den Untergurtstücken des Mittelträgers	15	c. Regulirbare Verbindungen.	
8. Die Grenzspannungen in den Diagonalen des Mittelträgers	15	α. Schraubenregulirungen	30
9. Die Grenzspannungen in den Verticalen des Mittelträgers	16	β. Keilregulirungen	30
b. Die Charnier-Hängbrücken mit parabolischem Obergurt	17	IV. Beschreibung und statisch-numerische Berechnung.	
1. Form und Abmessungen des parabolischen Seitenträgers	17	Taf. I. Hängbrücken verschiedener Länder.	
2. Grenzspannungen in dessen Obergurtstücken	17	A. Unversteifte Hängbrücken	30
3. Grenzspannungen in dessen Untergurtstücken	17	B. Versteifte Hängbrücken	31
4. Grenzspannungen in dessen Diagonalen	18	Taf. II. Eiserner Steg über den Main bei Frankfurt	31
5. Die Grenzspannungen in dessen Verticalen	18	Taf. III und Taf. IV links. Charnier-Hängbrücke für Fussverkehr über den Bahnhof Gotha.	
6. Form und Abmessungen des parabolischen Mittelträgers	19	1. Allgemeine Anordnung	32
7. Grenzspannungen in dessen Obergurtstücken	19	2. Statische Berechnung	32
8. Grenzspannungen in dessen Untergurtstücken	19	3. Construction	35
9. Grenzspannungen in dessen Diagonalen	20	Taf. IV und Taf. V rechts. Charnier-Hängbrücke für Strassenverkehr.	
10. Die Grenzspannungen in dessen Verticalen	20	1. Allgemeine Anordnung	37
c. Versteifte Charnier-Hängbrücken mit Zugdiagonalen	21	2. Die Tragwände	37
3. Die Belastungen.		3. Die Charniere	42
A. Belastung von Fussgängerbrücken.		4. Die Windverbände	42
a. Bewegte Belastung	21	5. Querschnitte der Gurten und Stäbe	43
b. Ruhende Belastung	22	6. Anschlüsse der Stäbe an die Gurten	44
B. Belastung von Strassenbrücken.		7. Die Verankerungen	44
a. Bewegte Belastung	22	8. Fahrbahn	45
b. Ruhende Belastung	22	9. Bankette	45
4. Materialwiderstände.		Taf. VI. Drahtkabelbrücke bei Bucaramanga in Neu-Granada.	
a. Zug- und Druckfestigkeit	22	1. Allgemeine Anordnung	45
b. Scheerfestigkeit	23	2. Statische Berechnung.	
c. Knickfestigkeit	23	a. Vortheilhaftes Höhenverhältniss	46
5. Die Verbindungen.		b. Temperaturspannungen	46
a. Die Nietverbindungen	23	c. Spannungen durch Eigengewicht	46
b. Die Schraubverbindungen	23	d. Spannungen durch unsymmetrisch vertheilte Verkehrslast	46
c. Die Bolzenverbindungen	23	e. Die grössten Spannungen in den Gurten des Fachwerkträgers	47
6. Die Charniere.		f. Die von der Verkehrslast erzeugte Scheerkraft	48
a. Die Scheitelcharniere	23	g. Die Maximalspannung in den Gitterstäben	48
b. Die Pfeilercharniere	24	h. Die Berechnung des Windverbandes	48
7. Die Lager- und Ankerplatten	24	i. Einfluss einer Dehnung der Spannketten	48
8. Das Verankerungsmauerwerk	24	k. Zusammenstellung der Rechnungsergebnisse	49
		V. Kostenberechnung, Vergebung und Ausführung.	
		1. Approximative Kostenberechnung	49
		2. Definitive Kostenberechnung	50
		3. Vergebung der Arbeiten	53
		4. Ausführung	53
		Literatur	53

Eiserne Hängbrücken.

I. Technische Entwicklung.

1. Die älteren Constructionen.

Die ersten Hängbrücken bei den Chinesen und Indiern waren Seilbrücken, welche entweder aus starken, über Flüsse oder Schluchten gespannten Seilen bestanden, längs welchen, in daran aufgehängten Körben, Reisende sammt Gepäck sich hinüberzogen oder eine aus Baumstämmen gebildete, auf Seilen ruhende Fahrbahn besaßen, welche von Fussgängern und selbst leichten Fuhrwerken benutzt werden konnte. Dem Systeme der letzteren gehörten u. a. die nach Kircherus*) bereits im 17. Jahrhundert im Gebrauch befindliche Brücke bei Kingtung, welche eine aus Brettern bestehende, von 20 Ketten getragene Bahn besaß und die i. J. 1741 erbaute Fussgänger-Brücke über den Fluss Tees bei Winch mit 18 m Spannweite an, deren Bahn direct auf Ketten lag, welche in die Felsen der beiden Ufer eingelassen waren. Sollten die Bahnen dieser Brücken keine zu grossen Steigungen an den Enden erhalten, so durften die Pfeilhöhen ihrer Träger nur sehr geringe sein, was eine bedeutende Stärke der letzteren bedingte**).

Um die Bahn bequemer und für den Verkehr von Fuhrwerken geeignet anlegen, gleichzeitig aber die Stärken der Träger relativ vermindern zu können, hing man nach Berghaus***) in Butan aus Brettern bestehende Bahnen mittelst Lianenseilen an je zweien, über hohe Uferpfeiler führenden Ketten auf, während Finlay i. J. 1796 bei einer Brücke über den Jakobs-Creek eine ebne Fahrbahn mittelst eiserner Tragstangen an Ketten aufhing und somit die erste Kettenbrücke mit ausgebildetem Constructionssystem ausführte. Die zahlreichen, nach diesem i. J. 1801 patentirten Systeme ausgeführten Hängbrücken erhielten c. $\frac{1}{8}$ Pfeilverhältniss, aus einem Stück bestehende Trag- und Rückhaltketten, welche über Tragpfeiler geführt und mit den Widerlagpfeilern verankert wurden, und eine aus Quer- und Längsbalken mit Bohlenbelag bestehende Brückenbahn, wobei sich die constante Hori-

zontalspannung der Ketten unter Annahme einer wag-rechten Brückenbahn wesentlich herabmindern liess*). Eine der grössten dieser Brücken war die i. J. 1809 von John Tempelmann bei Newbury-Port über den Merri-mac erbaute Hängbrücke mit 74,37 m Spannweite, welche zwei, je 4,57 m breite Brückenbahnen mittelst zehn Ketten — je drei zu deren Seiten und vier in deren Mitte — trägt. In England gaben die infolge der Continentalsperre von 1807 ab übermässig gestiegenen Preise des ausländischen Eisens und Holzes i. J. 1811 Veranlassung zur vermehrten Anwendung inländischen Eisens, so zum Ersatze der Ankertaue durch geschweisste Ankerketten und zur Verwendung dieser letzteren als Träger von Hängbrücken. Die i. J. 1814 von Samuel Brown an seiner Kettenschmiede Mill Wall zu London erbaute Hängbrücke erhielt eine Spannweite von 32 m und Ketten aus hochkantig gestellten Flacheisen.

An Stelle der bis dahin geraden Rückhaltketten erhielt die im J. 1815 über den Lehecgch bei Northampton erbaute Hängbrücke zur Erleichterung der Verankerung zwei ganze und zwei halbe Kettenbogen von 144,78 m Gesamtlänge, deren aus Quadrateisen gefertigte Ketten die Brückenbahn in zwei Fahrwege zunächst der Mitte und zwei Fusswege zu beiden Seiten scheiden. In demselben Jahre wurden, gestützt auf die Beobachtung, dass Eisen — zu Draht ausgezogen — eine beträchtlich grössere Zugfestigkeit annehme, zu den Trägern einer Hängbrücke über den Schuykill bei Philadelphia von 124,36 m Spannweite Drahtseile aus je 6 Drähten von je 1 cm Durchmesser statt der Ketten verwendet. An Stelle der Kettencurve wurde bei zwei i. J. 1817 ausgeführten Brücken über den Tweed das sogenannte Diagonalkettensystem angewandt, bei welchem die Brückenbahn mittelst schräger, aus Draht bestehender Spannseile an die Köpfe hoher, auf den Landpfeilern errichteter, gusseiserner Säulen aufgehängt war. Die eine derselben, welche wegen mangelnder Vertikal- und Horizontalversteifung nach sechsmonatlichem Bestand eingestürzt war — wodurch das Diagonalkettensystem in Misscredit gerieth — wurde nach dem „Systeme der Kettencurve“ wieder aufgebaut, welches Samuel Brown i. J. 1818 patentirt wurde und u. a. bereits im folgenden Jahre bei Erbauung der zur Verbindung von England und Schottland bestimmten Union-Brücke über den Tweed bei Norham-Ford mit einer Oeffnung von 136,85 m Spannweite, 9,14 m Pfeilhöhe und 5,18 m Breite Anwendung fand. Die Ketten dieser Brücke bestanden in je 4,57 m langen Gliedern aus 5 cm starken, an den Enden umgebogenen und zusammengeschweissten Rundeisen, welche durch kürzere, je 18,67 cm lange, aus 2,7 cm starkem Quadrateisen geschmiedete Glieder mittelst ovaler, je 6,25 bis 5 cm starker Bolzen verbunden waren. Zwischen diesen Kuppelbolzen, auf gusseisernen Sätteln, ruhten die aus 2,5 cm starkem Rundeisen gefertigten Tragstangen, deren untere gabelförmige Enden mittelst durchgesteckter Keile die je 7,5 cm hohen Langschienen der Brückenbahn

*) Vgl. dessen China illustrata. Edit. Amstelod. 1667. V. Cap. 1, S. 215.

**) So betrügt z. B. bei einer Endsteigung der Brückenbahn von $\frac{1}{10}$ die in ihren Trägern entwickelte Horizontalspannung schon das Fünffache ihrer Gesamtlast. Nimmt man nämlich eine gleichförmig auf die Projection vertheilte Gesamtlast g des m Brücke, eine Spannweite l und eine Pfeilhöhe f ihrer parabolischen Träger, also eine Gesamtlast gl der Brücke an, so ist bekanntlich die grösste Horizontalspannung $H = \frac{gl^2}{8f}$ und die auf den Scheitel bezogene Gleichung der Trägercurve $y = \frac{4f}{l^2} x^2$, woraus deren trigonometrische Tangente $\frac{dy}{dx} = \frac{8fx}{l^2}$. Sollen die Brückenenden, für welche $x = \frac{l}{2}$, also $\frac{dy}{dx} = \frac{4f}{l}$ wird, die Steigung $\frac{1}{10}$ erhalten, so wird $\frac{dy}{dx} = \frac{1}{10}$, also $f = \frac{l}{40}$, mithin nach Einführung dieses Werthes $H = 5gl$.

***) Vgl. Baudenkmal aller Völker der Erde. Brüssel 1869. Bd. I.

*) Im vorliegenden Fall ist nämlich $\frac{f}{l} = \frac{1}{8}$, also nach

Einführung dieses Werthes in obige Gleichung $H = gl$, d. h. die Horizontalspannung der Ketten betrügt nur noch das Einfache der gesammten Brückenlast.

trugen, worauf in Entfernungen von je 1,52 m die hölzernen Querträger sammt einem 7,5 cm starken Bohlenbelag ruhten. Die ungleich bedeutendste Hängbrücke dieser Zeit war die in den Jahren 1819/26 von Telford zwischen der Küste von Carnarvon und der Insel Anglesea erbaute Kettenbrücke über die Menaistrasse bei Bangor mit einer Oeffnung von 176,6 m Spannweite, 13,07 m Pfeilhöhe und 31 m über den höchsten Springfluthen hängender, 8,53 m breiter Brückenbahn. Zwei grosse, mit den Ufern durch Bogenstellungen verbundene, pyramidale Kettenpfeiler tragen mittelst Rollstählen die in vier Reihen nebeneinander hängenden und so vertheilten Hauptketten, dass sie einen 1,22 m breiten Fussweg in der Mitte und zwei je 3,66 m breite Fahrbahnen zu beiden Seiten begrenzen. Jede dieser Reihen enthält vier Kettenstränge, welche abwechselnd aus je 2,74 m langen Haupt- und je 26,87 cm langen Kuppelgliedern bestehen und durch Stellglieder regulirbar verbunden sind. Die zur Verminderung von Schwankungen mit den erwähnten Bogenstellungen festverbundenen Rückhaltketten sind in dem Felsengrund mittelst je 15 cm starker Riesenbolzen und starker, gegen die Wände der Kettenschächte durch eiserne Winkel abgesteifter, gusseiserner Wurzelplatten verankert. Fast gleiche Construction erhielt die zu gleicher Zeit und über dieselbe Meerenge von demselben Erbauer ausgeführte, 99,67 m weit gespannte Conwaybrücke.

Die ersten, nach dem Vorgange der Amerikaner in Frankreich ausgeführten Hängbrücken waren die von den Gebrüdern Seguin zu Ammonay im Jahre 1821 erbauten Drahthängbrücken für Fussgänger, welchen i. J. 1824 die auch für Fuhrwerk bestimmte Drahtbrücke über die Rhone zwischen Tournon und Tain mit zwei Oeffnungen von je 89 m lichter Weite und 8 m Pfeilhöhe folgte, deren Brückenbahn zu beiden Seiten von sechs je 27 mm dicken, 0,4 m übereinander, aber in verschiedenen, untereinander parallelen Ebenen hängenden Drahttauen und lothrechten Drahtseilen von derselben Stärke — welche letztere in Entfernungen von je 1,2 m abwechselnd an den 6 Tauern mittelst eiserner Ringe befestigt sind — getragen wird. Die beiden, i. J. 1823 von Brunel für die Insel Bourbon erbauten Hängbrücken waren die ersten Kettenbrücken auf französischem Boden, deren Bahn durch Ketten mit entgegengesetzter Krümmung, sogenannte Gegenketten, versteift war. Die in drei Reihen hängenden, zwei Fahrbahnen von je 2,95 m Breite begrenzenden Tragketten ruhen auf dem aus einem gemauerten Unterbau und aus einem durchbrochenen gusseisernen Aufsatz bestehenden Trappfeiler, sowie auf den über den Landpfeilern aufgestellten, gusseisernen Böcken in vertikalen, um einen Bolzen pendelartig sich drehenden Gliedern, um bei Temperaturwechsel nachtheilige Einwirkungen derselben auf die Pfeiler zu vermeiden.

Die erste Hängbrücke Oesterreichs war die i. J. 1824 von Schnireh über einen Marcharm bei Schloss Strassnitz in Mähren ausgeführte Kettenbrücke, welcher die i. J. 1825 in Wien aus Stahl erbaute, zur Verbindung der Vorstadt Landstrasse mit dem Prater dienende Sophienbrücke und der i. J. 1828 eröffnete Karlskettensteg über den Donaukanal in der Nähe des Schranzels in Wien folgte. Im J. 1824 erhielt auch Russland die ersten Hängbrücken: die Panteleimonsbrücke über die Fontanka und die unter dem Namen Postbrücke bekannte Fussgängerbrücke über die Moïka in Petersburg. Zu den Kettengliedern dieser Brücken verwandte man sibirisches Eisen, dessen qcm auf einer von dem Erbauer, General Betancourt, construirten hydraulischen Prüfungsmaschine 3750 kg bis zum Zerreißen aushielt und bei jedem Kettengliede auf 1875 kg geprüft wurde. Zum Schutze vor Oxydation wurden die im Mauerwerk liegenden Theile der Rückhaltketten mit einer Mischung von Oel und Ziegelmehl eingerieben, mit einem fettigen Firniss aus Seife, Wachs und Leinöl überzogen und in eine mit demselben Firniss getränkte Flanellage gewickelt, während man den zwischen Ketten und Mauerwerk verbliebenen Zwischenraum mit Wachs ausfüllte.

Von demselben Erbauer und an demselben Orte wurden in den Jahren 1825 und 1826 noch die sogenannte ägyptische Brücke über die Fontanka und die über den Katharinenkanal führende Vier-Löwen- und Vier-Greifen-Brücke ausgeführt.

Die erste deutsche Hängbrücke ist die i. J. 1827 in Schlesien erbaute Kettenbrücke an dem Eisenwerk Malapana, welcher i. J. 1829 die Kettenbrücke über die Regnitz in Bamberg mit 64,26 m Spannweite und 4,31 m Pfeilhöhe folgte, deren Rückhaltketten mittelst je 1,16 m langer Bolzen und gusseiserner Platten verankert sind, gegen welche sich einhüftige Gewölbe, deren Scheitel an den Ufermauern beginnen, stemmen. In demselben Jahre wurde von Clark die 1823 begonnene Hammersmithbrücke über die Themse in London, s. Taf. 1, Fig. 8 u. 9, mit einer Mittelöffnung von 121,8 m Weite und zwei Seitenöffnungen mit Halbbogen von je 44,34 m Weite vollendet, deren vier — aus je zwei, in einem Abstände von 0,3 m lothrecht übereinander hängenden Ketten bestehende — Tragketten die 9 m breite Brückenbahn in einen 6 m breiten Fahrweg und in zwei, je 1,5 m breite Seitenbahnen für Fussgänger theilen und durch Oeffnungen der Zwischenpfeiler gehen, worin sie auf zwei Sätzen gusseiserner, 27,5 cm starker Walzen ruhen. Die Tragketten der Seitenbahnen durchschneiden die Fahrbahn, von wo ab sie die letztere mittelst gusseiserner Pfosten unterstützen, und durchsetzen das 6,3 m hohe, 14 m lange, auf einem Pfahlrost ruhende, mit dessen Querschwellen verzahnte Verankerungsmauerwerk, auf dessen Rückseite sie an starke, gerippte, gusseiserne Platten mittelst elliptischer Bolzen befestigt sind.

Die zur Zeit längste Drahthängbrücke in Europa baute i. J. 1832 Chaley über das Saanethal zu Freiburg in der Schweiz, s. Taf. 1, Fig. 12—18, mit einem Abstände von 273 m der Mitten ihrer Kabelpfeiler. Die in 6,46 m Entfernung nebeneinander, behufs seitlicher Versteifung in geneigten Ebenen hängenden Kabel haben bei einer lichten Oeffnung von 265,2 m einen Pfeil von 19,28 m, tragen eine 246,26 m lange, 51 m über dem Wasserspiegel des Flusses liegende Brückenbahn und sind hinter den Kabelgliedern in 16 m tiefen, mit umgekehrten Quader-Gewölben ausgemauerten Schächten, s. Fig. 12 u. 16, verankert. Jedes Drahtkabel enthält 20 Stränge, und zwar 12 von 56 und 8 von 48 Drähten, zusammen 1056 Drähte von je 7,44 qmm Querschnittsfläche und 610 kg Zugfestigkeit. Die Vereinigung aller Drähte erfolgte durch Umwicklung ihrer je 10 cm übereinander greifenden Enden mit ausgeglühtem Draht. Die Tragkabel laufen, zu Bändern verbreitert, über dreifache, auf den Pilonen drehbar befestigte Rollen, s. Fig. 15, endigen in Schleifen und sind in der Nähe der Brückenbahn mit den gleichfalls in Schlingen endigenden Ankerkabeln durch je zwei halbcylindrische Bolzen mit zwischen dieselben eingeschalteten eisernen Keilen verbunden, welche durch die übereinander gehenden Endschnitten gesteckt und, behufs Anspannung der Tauen, angetrieben sind. Vor dem Eintritt in die verticalen Ankerschächte laufen die Ankertauen über ähnlich befestigte Rollen und sind am Boden jener in der durch Fig. 17 u. 18 dargestellten Weise verankert. Die in Fig. 13 u. 14 dargestellten Hängeisen bestehen aus schwachen, mittelst Oesen an die Sättel der Tragkabel sowie an die Bügel der Brückenquerbalken befestigten Drahtseilen, während die Construction der Brückenbahn sich aus Fig. 13 ergibt.

Drahtbrücken verschiedener Construction entstanden in den Jahren 1835—39 über die Seine in Paris, die Vilaine bei Roche Bernard, die Seine bei Conflans St. Honorine und über die Dordogne bei Cubzac, von welchen die letzteren drei bezw. in den Fig. 25, 11 und 26, 27 dargestellt sind und folgende Eigenthümlichkeiten zeigen. Die Trag- und Spannkabel der ersteren sind so vereinigt, dass sie ein zusammenhängendes Ganze bilden, wesshalb die Verankerungschächte eines jeden Ufers in der Tiefe von 14 m durch einen Stollen verbunden sind. Die Drahtkabel der Seinebrücke bestehen aus je 4 Tauern auf jeder Seite, wovon je zwei über- und je zwei nebeneinander

hängen und in Oesen endigen, welche in der durch Fig. 11 dargestellten Weise an dem Kopfe der Stützen mittelst Bolzen befestigt sind. Diese Stützen bestehen aus gusseisernen Säulen von etwa 8 m Höhe und 0,6 m Durchmesser auf steinernem Unterbau, welche sich um ihre untere, c. 0,75 m breite, stumpfe Schneide drehen, also wie umgekehrte Pendel sich bewegen. Die je vier Drahttaue an jeder Seite der Nebenöffnungen bilden je zwei Trag- und je zwei Spannkabel, welche in gemeinschaftlichen Schächten der Widerlagpfeiler verankert sind. Auch die zwei hohen steinernen Endpfeiler und die vier gusseisernen gekuppelten, unter der Brückenbahn durch doppelte Bogen verbundenen Zwischenpfeiler der über 5 Hauptöffnungen von je 109 m führenden Dordognebrücke sind über der Brückenbahn innerhalb jeder Öffnung durch je 24 Diagonalbänder aus je 102 Drähten von 4 mm Stärke versteift. Die horizontalen Bänder, welche sich mit den Diagonalen vereinigen und deren 8 für jeden Bogen vorhanden sind, bestehen aus je 146 Drähten. Die 7,5 m breite Brückenbahn wird von 12 Drahttauen getragen, welche über hohe gusseiserne — auf den obersten Kuppen der in Fig. 27 dargestellten, gusseisernen Stützpfiler ruhende — Rollensegmente geführt sind.

Eine von denjenigen der Ketten und Drahtseile abweichende Construction wendete Flachlat i. J. 1834 zu den Trägern eines Fusssteigs zu Abainville an, welche aus gewalzten und an den Enden umgekröpften, durch gusseiserne Klemmbüchsen zusammengehaltenen Bandeisens bestanden: eine Anordnung, welche bei der i. J. 1840 erbauten, in Fig. 32—35 dargestellten Strassenbrücke über die Seine in Surènes eine weitere Anwendung fand. Die aus einer 5 m breiten Fahrbahn und aus zwei zusammen 1,68 m breiten Fusswegen bestehende Brückenbahn wurde an beiden Seiten von Bandeisenträgern unterstützt, welche auf kleinen Rollen über die cylindrischen Köpfe der Pfeiler an deren Seitenwänden herabgeführt und im Pfeilermauerwerk, 1 m über Niederwasser, mittelst 8 cm starker gusseiserner Platten mit viereckigen Öffnungen — durch welche sie hindurchgesteckt und mittelst Keilen festgehalten wurden — verankert waren.

Die belgischen Hängbrücken wurden den englischen Kettenbrücken nachgebildet, so die ausser einer kleinen Kettenbrücke in Lüttich, i. J. 1842—43 von der Gesellschaft J. Cockerill erbaute, in Fig. 1—5 dargestellte Kettenbrücke über die Maas bei Seraing. Die vier Tragketten bestehen aus schlingenförmigen, überschobenen Gliedern, welche an vier Stellen durch Keile, s. Fig. 4, regulirbar sind. Auch die zur Vermeidung seitlicher Verbiegung mit Gelenken versehenen Hängstangen, s. Fig. 3, lassen sich, zur Herstellung einer richtigen Lage der Brückenbahn, durch kräftige, an ihren unteren Enden angebrachte Schrauben verlängern oder verkürzen. Die kegelförmigen, gusseisernen Kettenpfeiler bestehen aus durchbrochenen Trommeln sammt einem massiven, mit jenen verbundenen Kern und nehmen an ihrem oberen Ende starke schmiedeeiserne, 1,3 m hohe Pendel, s. Fig. 4 u. 5, auf, über welchen die beiden Tragketten ruhen und sich unabhängig voneinander bewegen können.

Unter den um diese Zeit in Oesterreich ausgeführten Hängbrücken besteht die von 1838—42 durch Schnirch ausgeführte, in Fig. 28—31 dargestellte Kettenbrücke über die Moldau in Prag aus zwei, mit gemeinschaftlicher Verankerung in der Mitte versehenen, Kettenbrücken, welche an dieser Stelle mit einem Ausgang auf die Schiessinsel versehen sind, während die v. J. 1830—45 von Clark ausgeführte, in Fig. 20—24 dargestellte, Kettenbrücke über die Donau zwischen Pest und Ofen — zur Versteifung der Brückenbahn — an beiden Seiten der Fahrbahn sowie der beiden Bankette mit den Brüstungen combinirte Fachwerke, s. Fig. 21, 22, erhalten hat. Die zu je zwei, aussen an den Verbindungsbolzen der Kettenglieder in Entfernungen von je 1,83 m hängenden Tragstangen umfassen mittelst Bügeln, an die sie zur Berichtigung ihrer Länge durch Schlösser und Schrauben befestigt sind, die 14,32 m langen gusseisernen Querträger der Brückenbahn, welche

oben deren tannenen Bohlenbelag sammt dem lärchenen Klotzplaster der Fahrbahn, unten die zur Seitenversteifung der Brückenbahn dienenden, mit gemeinschaftlichem Kreuzungsgliede versehenen Diagonalketten aufnehmen.

Die von Brunel für Fussgänger erbaute, i. J. 1845 vollendete Charing-Cross- oder Hungerford-Brücke über die Themse in London erhielt 3 ganze Kettenbogen von je 206,2 m Spannweite bei 15,2 m Pfeilhöhe in der Mitte und zwei halbe Kettenbogen von 103,48 m an den Enden, mit Oesen versehenen Kettenglieder aus Flacheisen, mittelst Balancier auf den beiden übereinander befindlichen Tragketten gleichmässig ruhenden Tragstangen und ein zur Vermeidung horizontaler Verschiebung mit den Köpfen der Rostpfähle verzahntes Verankerungsmauerwerk.

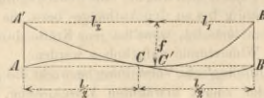
Unter die grössten Hängbrücken der Vereinigten Staaten gehört die im Anfange der 50er Jahre von Ellet bei Wheeling erbaute, in Fig. 6 u. 7 dargestellte Drahtbrücke über den Ohio mit 307,85 m Spannweite und 18,59 m Pfeilhöhe, also mit einem Pfeilverhältniss von nur c. $\frac{1}{165}$. Obwohl die parabolischen Tragkabel zur Herstellung der erforderlichen Seitenversteifung in geeigneten Ebenen aufgebunden und die Geländer zur Versteifung der Brückenbahn aus Fachwerk construirt waren, so reichte Beides doch nicht aus, um die i. J. 1865 erfolgte Zerstörung durch Sturmwind zu verhindern. Dieser Einsturz in Verbindung mit ähnlichen Vorgängen und Beschädigungen an Hängbrücken durch einseitige Belastungen und Stürme führten von jetzt ab auf eine sorgfältigere Versteifung derselben.

2. Die neueren Constructionen.

Einseitige Belastungen wirken auf eine Formveränderung der Brückenbahn und der Trägercurve, insbesondere auf eine Verschiebung des Trägerscheitels, welche sich für eine allmählig fortschreitende, gleichförmig und stetig vertheilte Last leicht bestimmen lässt*), während die Versteifung gegen Winddruck eine möglichst breite Brückenbahn und eine Durchführung des Windverbandes von Pfeiler zu Pfeiler erfordert. Die Versteifung der Hängbrücken bezweckt eine Verhinderung jener Formveränderung und kann sich daher nur auf eine Versteifung entweder der Träger oder der Brückenbahn oder beider zugleich erstrecken, wovon die letztere die wirksamere sein kann. Eine bei Erbauung einer Kettenbrücke über die Weser bei Hameln in den Jahren 1836—39 gemachte Erfahrung hatte Wendelstadt bei der in den Jahren 1842—45 erbauten Brücke über den Neckar bei Mannheim doppelte, durch

*) Bezeichnet g_1 und g_{11} bezw. die grösste (stärkster Verkehr und Eigengewicht) und die kleinste (Eigengewicht) Belastung dieser Art, so findet bekanntlich die grösste Ausweichung des Trägerscheitels, mithin die grösste Formveränderung der Trägercurve dann statt, wenn diejenigen Strecken l_1 und l_{11} , auf welche jene Lasten gleichförmig vertheilt sind, der Gleichung $\frac{l_1}{l_{11}} = \sqrt{\frac{g_{11}}{g_1}}$ entsprechen. So ergibt sich z. B. für $\frac{g_{11}}{g_1} = \frac{1}{2}$, $\frac{l_1}{l_{11}} = \frac{1}{1,414}$ und für die Spannweite $l = l_1 + l_{11} = 60\text{ m}$ $l_1 = 24,853$ und $l_{11} = 35,147$ m. Für $\frac{g_{11}}{g_1} = \frac{1}{4}$ ist $\frac{l_1}{l_{11}} = \frac{1}{2}$ und für die Spannweite von 6 m $l_1 = 20$ und $l_{11} = 40$ m. Die Formen der Zweige jener beiden parabolischen Trägercurven ergeben sich aus den Scheitel-Gleichungen $y = \frac{f}{l_1^2} \cdot x^2$ und $y_1 = \frac{f}{l_{11}^2} \cdot x_1^2$, worin unter übrigens gleichen Umständen für $x = x_1$, $y > y_1$, d. h. die Krümmung der Trägercurve für die Strecken l_1 und l_{11} bezw. stärker und schwächer wird. Dieser geringeren und grösseren Krümmung der Hängträger entspricht bezw. eine Hebung und eine Senkung der mit ihnen verbundenen Brückenbahn, wodurch dieselbe eine wellenförmige Gestalt erhält. (S. Fig. 1).

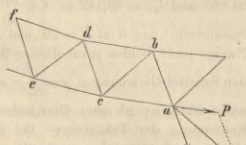
Fig. 1.



Dreiecksverband versteifte Tragketten*) anzuwenden veranlasst, welche infolge dessen nur geringe Vertikalschwankungen zeigten. Eine weitere und jedenfalls erste Anwendung auf den Eisenbahnbetrieb fand dieses System in der von Schnirch i. J. 1859—60 erbauten Brücke über den Donaucanal in Wien, s. Fig. 50—53, deren Träger aus flachen, mit Oesen versehenen Eisenschienen bestehen, die durch je 9,45 cm starke Bolzen verbunden sind, während die letzteren zu beiden Seiten der Hauptketten die diagonalen, in Form gleichseitiger Dreiecke angeordneten Zwischenschienen derselben und an den Enden die mittelst Schraubenschlüsseln regulirbaren Tragstangen, s. Fig. 52, 53, der gitterförmigen Querträger aufnehmen. Die zu je zwei übereinander hängenden Tragketten laufen durch die 4 Stützpfiler und ruhen daselbst auf einem gemeinschaftlichen, über zehn Stahlwalzen beweglichen Auflagerkasten, während die doppelten Spannketten nach einem Polygon über eiserne, an den Ecken des Polygons unterlegte Platten zu den Ankerplatten geführt und dort durch Bolzen festgehalten sind. Dasselbe Trägersystem fand bei der i. J. 1864 in Wien über die Wien erbauten Aspernbrücke Anwendung auch auf eine Strassenüberführung.

Schon i. J. 1844—45 hatte Ingenieur Röbling, der Besitzer einer Drahtseilfabrik, zur Herstellung des mit sieben Oeffnungen versehenen Aquäduces des Pennsylvaniakanals über den Alleghany bei Pittsburg, s. Fig. 37, 38, Drahtseile zum Aufhängen des hölzernen, durch Diagonalbreiter versteiften Canalbettes verwandt und später vier ähnliche Aquäducbriücken in der Linie des Delaware- und Hudsonkanals erbaut, als er i. J. 1853—55 die zur Verbindung der New-York-Centralbahn mit der Great-Western-Bahn von Canada dienende, über 250,34 m freitragende Brücke über den Niagara, s. Fig. 56—59, als eine an 4 Drahtseilen aufgehängene Fachwerkbrücke construirte, deren obere Gurten die Eisenbahn und deren untere Gurten eine Strassenfahrbahn aufnehmen. Während die aus Holz und Eisen bestehende Fachwerkbrücke, s. Fig. 57—59, mittelst Hängstangen getragen und im Querschnitt durch eiserne und hölzerne Winkelbänder ausgesteift ist, wird sie durch fächerartig angeordnete, von den Kabellagern nach den zwischen den beiden Enden und der Mitte befindlichen Theilen der Brückenbahn geführten Drahtseile gegen nachtheilige Vertikalschwankungen gesichert. Aehnliche, im Uferfelsen befestigte, schräge Zugseile sichern die Brücke gegen die Seitenschwankungen durch Windstoss. Die Drahtseile ruhen über steinernen Pilonen auf gusseisernen, mittelst Walzen verschiebbaren Sätteln und werden landwärts von im Uferfelsen verankerten Spannketten festgehalten. Eine ähnliche Construction erhielt die i. J. 1867 vollendete Strassenbrücke mit Pferdebahngleisen über den Ohio bei Cincinnati, s. Fig. 36, und die i. J. 1879 vollendete Strassenbrücke über den East River zwischen New-York und Brooklyn, deren Kabel durch schräge, an die Auflager der Brückenbahn befestigte Zugseile, s. Fig. 36, eine weitere Versteifung erhielten**). Bei beiden wurde die seitliche Versteifung durch ein Aufhängen der Kabel in geeigneten Tragwänden, s. Fig. 63,

Fig. 2.



*) Stellt abc , s. Fig. 2, ein solches Kettendreieck, R die aus der Horizontal- und Vertical-Spannung resultierende, im Knotenpunkte a wirkende, beliebig geneigte Kraft dar, so werden ihre Componenten P und Q bzw. durch die Kettenglieder ac und ab aufgenommen und nach den Knotenpunkten c und b der Kette übertragen. Aehnlich wird die im Knotenpunkte b wirkende Resultante durch die Kettenglieder bc und ba aufgenommen, also nach c und d übertragen: eine Uebertragung der Kräfte, welche sich allmählig bis zu den Aufhänge- bzw. bis zu den Verankerungspunkten fortsetzt, woselbst jene Kräfte durch die ihnen entsprechenden Widerstände aufgehoben werden.

**) Diese Röbling'sche Versteifung bezweckt die gleichzeitige Verhinderung der zuerst erwähnten Verschiebung der Kabel

erhöht und bei den letzteren die grösste, zur Zeit bekannte Stützweite von 518,16 m einer Brücke erreicht. Die 26 m breite Brückenbahn wird durch 6 Längenträger, wovon die vier äusseren je 2,4 m, die beiden inneren je 3,6 m Höhe haben, in 5 Zonen zerlegt, wovon die beiden äusseren, für Wagen- und Pferdebahnverkehr bestimmten je 5,6 m und die beiden inneren, für Eisenbahnverkehr bestimmten je 4 m breit sind, während die mittlere, zur Aufnahme des Fussverkehrs bestimmte, eine Breite von 4,5 m besitzt. Der Eisenbahnverkehr wird, um die Belastung durch Locomotive zu vermeiden, durch Seilbetrieb vermittelt, während auch der übrige Verkehr der Tragfähigkeit der Brücke entsprechend regulirt werden kann.

Als eine hinsichtlich der Versteifung vervollkommnete Drahtbrücke ist die von Barlow i. J. 1862 vollendete Lambeth-Hängbrücke in London, s. Fig. 39—49, welche die Themse in 3 gleich grossen Oeffnungen von je 85,34 m überspannte, und deren Verkehrsbahn von zwei — zwischen der Fahrbahn und den Banketten angebrachten, an je zwei, auf gemeinschaftlichen Sätteln ruhenden Drahttauen aufgehängenen — hohlen Blechbalken mit rechteckigem Querschnitt getragen wird. Das Eigenthümliche ihrer Construction besteht in der weiteren Versteifung der Brücke innerhalb des zwischen den Drahtkabeln und jenen Blechbalken enthaltenen, dreieckförmigen Bogenzwickels durch steife, aus je zwei T-Eisen und deren Verbindungsgitterwerk, s. Fig. 41 u. 42, bestehende Vertikalpfosten und durch aus Flacheisen gebildete Diagonalstäbe, wodurch eine Versteifung der Trägerwände bewirkt wird. Sowohl diese Vertikalpfosten als auch diese Diagonalstäbe sind an die inneren Wandungen jener hohlen Längsröhrenbalken genietet, während die Verticalen mittelst Nietten und die Diagonalen mittelst Keilen mit den Laschen der Kabelsättel verbunden sind. Die Auflagerconstruction, welche den Kabeln und den sich anschliessenden Diagonalen gleichzeitig zur Unterstützung dient, wird von unbeweglichen gusseisernen Sätteln, s. Fig. 48, gebildet und ruht auf zwei gegenüberstehenden, zellenartig zusammengesetzten Pfeileraufsätzen, welche in geeigneter Höhe durch schmiedeiserne Bogen verbunden und deren Unterlagplatten mit dem Mauerwerk der Widerlager und Pfeiler verankert sind. Obwohl die Brücke bis jetzt infolge ihrer Versteifungsconstruction und der festen Lagerung ihrer Träger nur geringe Schwankungen gezeigt hat, so ist doch anzunehmen, dass einzelne Theile der letzteren bei den durch einseitige Belastungen und Temperaturwechsel veranlassten unsymmetrischen Hebungen und Senkungen nachtheilige Spannungen erleiden.

Die auf Vermeidung der letzteren gerichteten theoretischen Untersuchungen hatten Köpke i. J. 1860*) und Schwedler i. J. 1861**) zu dem Vorschlage veranlasst, — zwei in sich steif construirte Brückenhälften nur

sowie der später erwähnten wellenförmigen Bewegung der Brückenbahn, indem z. B. der Punkt N des Kabels, s. Fig. 3, an den Fuss A des linken Pfeilers und z. B. ein Punkt M der Brückenbahn an den Kopf B' des rechten Pfeilers angehängt wird. Bei entgegengesetzter Belastung treten die an dem Fusse B des rechten Pfeilers und die an dem Pfeilerkopf A' des linken Pfeilers befestigten Zugseile in Wirksamkeit. Beide Versteifungen werden durch fachwerkartige Brüstungen unterstützt, welche einer wellenförmigen Verbiegung der Brückenbahn direct und somit einer Verschiebung der Kabel indirect entgegenwirken sollen.

Die Beanspruchung der aus verzinktem Stahldraht bestehenden Hauptkabel der East-River-Brücke, welche zu 3330 kg f. d. qcm angegeben wird, ist wegen der Unbestimmbarkeit des Einflusses jener Diagonalkabel und dieser Fachwerkträger selbst unter der Voraussetzung schwer zu bestimmen, dass sie infolge sorgfältigen Aufhängens gleichmässig zum Tragen kommen. Vgl. hierüber u. a. Schwedlers Reisebericht. Deutsche Bztg. 1876. S. 449.

*) Vgl. Ztschr. d. hann. Arch. u. Ing. Ver. Hannvr. 1860 und 1861.

**) Vgl. Ztschr. f. Bauw. Brln. 1861.

*) Vgl. Ztschr. f. Bauw. Brln. 1861.

**) Vgl. Ztschr. f. Bauw. Brln. 1861.

in einem Punkte mittelst eines Gelenkes zu verbinden, während sie an ihren Auflagern gleichfalls um Charniere drehbar, bezw. verschieblich sein sollten. Die erste, von Schmick nach diesem System erbaute Brücke war der i. J. 1869 vollendete eiserne Steg über den Main zwischen Frankfurt und Sachsenhausen, s. Taf. 1, Fig. 54 und 55 und Taf. 2, mit 79,69 m Spannweite der Mittelöffnung und je 39,56 m Spannweite der beiden Seitenöffnungen, dessen Tragwände in einem aus Flacheisen zusammengesetzten Obergurt und in einem mit rechteckigem, oben und unten offenen Querschnitt versehenen Untergurt bestehen, welche durch steife, im Querschnitt I-förmige Vertikal- und Diagonalstäbe verbunden sind. Der an den tiefsten und höchsten Stellen aus zwei Lagen hochkantig gestellter Flacheisen bestehende Obergurt nimmt daselbst je 16,59 cm starke schmiedeeiserne Gelenkbolzen auf und kann mittelst eines auf dem schmiedeeisernen Pfeileraufsatz befindlichen Rollstuhls sich zugleich wagrecht verschieben, wodurch sämtliche Spannungen bei Temperaturwechsel vermieden sind. Von ähnlicher Systemform, jedoch in den Einzelheiten abweichender Construction ist die auf Taf. 3 dargestellte Fussgängerbrücke über den Bahnhof in Gotha, deren Obergurt über den eisernen Pfeileraufsätzen mittelst umgekehrter Pendel drehbar beweglich ist. Der Obergurt besteht hier aus durchweg hochkantig gestellten Flacheisen, der Untergurt aus zwei [-eisen, während die zwischen beide eingeschalteten Verticalen aus einem]- und einem [-Eisen, die Diagonalen aus je zwei Flacheisen zusammengesetzt sind.

An den beiden letztgenannten Brücken ist weder das Fachwerk der Haupttragwände, wie es die vollkommene Versteifung des Systems erfordert, bis unter die Pfeilercharniere fortgesetzt, noch der Windverband, wie es die seitliche Versteifung erheischt, von Pfeiler zu Pfeiler ununterbrochen durchgeführt: Umstände, welche i. J. 1878 den Verfasser veranlassten, dieses System in der auf Taf. 4 ausführlich dargestellten, zur Zeit noch nicht veröffentlichten Weise zu verbessern. Hiernach sind die letzten Verticalstäbe der Haupttragwände in dem Hohlraume des eisernen Pfeileraufsatzes, unmittelbar unter dem Pfeilercharnier, angeordnet und vermöge eines T- bzw. U-förmigen Querschnittes durch Einschaltung einander möglichst nahe gebracht, während der Horizontalverband in den beiden mittleren Feldern aus der Ebne des Untergurtes nach dem mit einem durchgehenden Bolzen versehenen Scheitelcharnier geführt ist, wo er sich zwar in vertikalem Sinne drehen, aber nicht seitlich verschieben kann.

Eine etwas modificirte Anwendung des Rößling'schen Versteifungs-Systems zeigt das sog. System Ordish, nach welchem entweder — wie dies bei der bezw. in den Jahren 1868 und 1872 vollendeten Franz-Josefbrücke über die Moldau in Prag*) und Albertbrücke über die Themse bei Chelsea**) geschehen ist — die Hauptträger durch curvenförmige Ketten getragen und mittelst gerader geneigter, an den Spitzen der Pilonen aufgehängter Ketten ausgesteift werden, s. Textfig. 3 rechts, oder — wie dies bei dem i. J. 1869 vollendeten neuen Kettensteg über die Moldau in Prag***) geschehen ist — die Hauptträger durch curvenförmige Ketten, welche letztere durch gerade geneigte, an dem Fusse der Pfeileraufsätze befestigte Gegenketten ausgesteift sind, s. Textfig. 3 links, getragen werden. Zur Verhütung von nachtheiligen Spannungen bei einseitigen Belastungen und Temperaturwechsel sind die aus Blech bestehenden Hauptträger der 146,62 m weiten Mittelöffnung der Franz-Josef-Brücke an den 3 mittleren Aufhängepunkten mit gelenkartigen Verbindungen versehen. Die Ketten des mit zwei Oeffnungen von je 96,01 m Stützweite ausgeführten Kettenstegs in

*) Vgl. Ztschr. d. österr. Ing. Ver. Wien 1868. S. 115 u. 160.

**) Vgl. Engineering. London 1872. S. 200, auch Deutsche Bztg. 1872. S. 343.

***) Vgl. E. Schmitt, Der neue Kettensteg über die Moldau in Prag. Technische Blätter Jahrg. II, Hft. 1, auch Separatdruck, Prag, 1870.

Prag sind, der seitlichen Versteifung wegen, in schrägen Ebenen aufgehängt und nur mit einfachen Gegenketten versehen.

Unter den Systemen mit versteifter Kette und abgesteifter Brückenbahn ist noch dasjenige zu erwähnen, welches Hemberle bei der i. J. 1877 vollendeten Strassenbrücke über den Ohio (bei Pittsburgh*) mit einer Mittelöffnung von 243,8 m Stützweite und zwei Seitenöffnungen von je 44,2 m Lichtweite zur Anwendung gebracht hat und welches darin besteht, dass zwei halbe, durch Fachwerk ausgesteifte Kettenbogen, gegen welche die Brückenbahn durch lothrechte, steifconstruirte Stützen abgestützt ist, durch je ein Scheitelcharnier verbunden sind. Das aus der bogenförmigen Kette, einer sehnenförmigen Gurtung und hierauf normal gestellten Streben mit gekreuzten Diagonalen bestehende Fachwerksystem ist in den Ebenen der Ketten und jener Gurten mit je einem, aus wagrechten Transversalen und gekreuzten, über je zwei Felder fortreichenden Diagonalen gebildeten Windverbände versehen, welcher nur in den mittleren Feldern unterbrochen ist, während ein in den Ebenen jener normalen Streben angebrachter Diagonal-Querverband zur Vermehrung der seitlichen Versteifung der Brücke dient und die Wirkung eines nur eine Brückenbahnhälfte belastenden Verkehrs auf beide Ketten zu übertragen bestimmt ist.

Zur seitlichen Versteifung der Brückenbahn sind unter derselben zwei Systeme diagonalen Zugbänder sowie 4 horizontale Stahldrahtkabel angebracht, welche mit der Fahrbahn verbunden und mit dem Pfeilermauerwerk verankert sind. Die Montirung der Brücke wurde ohne Gerüst mit Hülfe der erwähnten, später zur Windversteifung benutzten Drahtkabel bewirkt, welche quer über den Fluss auf dessen Sohle gesenkt und hierauf an ihren Enden bis zu den Spitzen der sammt den verankerten Rückhaltketten vorher ausgeführten Pilonen aufgewunden wurden. Mittelst dieser, 1,52 m von einander entfernten und ebensoviel über der Gliederkette aufgehängten Drahtkabel und zweier auf denselben laufenden Fahrslitten wurde jene Kette von deren Scheitel aus gleichmässig nach beiden Seiten hin Glied für Glied zusammengesetzt. Erst nach Fertigstellung der Ketten und Befestigung ihrer Enden an den Pilonen wurden die von einer Schraubenkupplung getragenen Drahtkabel so lange gesenkt, bis sich die Ketten freitruhen. Zwischen letztere wurde nunmehr der Diagonalverband eingeschaltet, worauf der Anschluss der Hängeisen an die Bolzen und das Anhängen der Brückenbahn erfolgte. Den Schluss bildete die Montage der Kettenaussteifung, welche von einem auf den Ketten aufgeschlagenen Gerüste von den Pilonen nach dem Scheitel hin vorgenommen ward, sowie die Einschaltung der zwischen den Ketten und der Brückenbahn erforderlichen, steifen Verticalstützen.

Unter den mit Balkenträgern combinirten Hängebrücken, wovon die erwähnte Niagarabrücke von Rößling ein hervorragendes Beispiel darbot, sind noch diejenigen zu erwähnen, welche — wie eine i. J. 1870 für Bucaramanga in Neu-Granada erbaute Fachwerk-Hängebrücke**) — selbst unter verschiedenen Belastungszuständen und Temperaturverhältnissen eine möglichst gleichmässige Anspruchnahme ihrer Constructionstheile erfahren und so angeordnet sind, dass jedes der beiden Systeme in den genannten Zuständen die möglichst gleiche Einsenkung gestattet***). Da dieses gleichmässige Zusammenwirken

*) Vgl. Deutsche Bauzeitung, 1879. S. 157 ff.

**) Vgl. Ritter, Elementare Theorie und Berechnung der Dach- und Brücken-Constructionen. Hannover 1860.

***) Bezeichnet nämlich λ das durch die Belastung erzeugte grösste Verlängerungsverhältniss im Hängträger mit der Pfeilhöhe f , λ dasselbe für den Balkenträger mit der Höhe h und r das der grössten vorkommenden Temperaturerhöhung entsprechende Ausdehnungsverhältniss des Hängträgers, so lässt sich mit Ritter für flache Bogen, also für geringe Pfeilverhältnisse $\frac{f}{\lambda}$ das Verhältniss $\frac{h}{f} = \frac{10\lambda_1}{g(r+\lambda)}$ annähernd als das zweckmässigste ansehen.

ungleichartiger Systeme nie vollständig erreicht werden kann, so sind die homogenen Systeme, bei welchen alle Constructionstheile gleichmässig beansprucht sind, in statischer und ökonomischer Hinsicht entschieden vorzuziehen.

Als das neueste, zur Ausführung vorgeschlagene, jedoch noch nicht angewandte System combinirter Hängbrücken ist das der sog. Bogenkettenträger*) von Scharowsky anzuführen, welche aus einem concaven Zug- oder Kettenbogen oben und einem convexen Druckbogen unten, zwischen welche ein Fachwerk eingeschaltet wird, bestehen und von den Pfeilern aus ohne Anwendung von Gerüsten montirt werden können. Während nach Angabe des Erfinders und Patentinhabers das Eigengewicht jene beiden Gurte bezw. auf Zug und Druck beansprucht, bilden bei partieller Verkehrsbelastung Bogen und Kette die Gurten eines continuirlichen Trägers und erfahren in der Mitte der Bogen entgegengesetzte Anspruchnahmen, welche sich zwar addiren aber wegen der grossen Höhe der Träger oder des grossen, im Widerstandsmoment auftretenden Hebelsarms verhältnissmässig gering sind. Bei den Zwischenpfeilern heben sich die entgegengesetzten Horizontalkräfte der Kettenbogen und diejenigen der Druckbogen auf, während die in den Gurten der Endöffnungen auftretenden Zugkräfte oben und

Druckkräfte unten durch Theile von Parallelträgern vernichtet werden, welche oben und unten die entgegengesetzten Widerstände entwickeln. Als die zweckmässigsten Verhältnisse für Spannweiten von 150 bis 400 m werden angegeben: die Höhe der Verticalen über den Pfeilern $\frac{1}{4}$, die Pfeilhöhe eines jeden der beiden Bogen $\frac{1}{10}$, der lothrechte Abstand je zweier Bogenscheitel sowie die Höhe der Parallelträger $\frac{1}{20}$ der Stützweite jener mittleren Öffnung. Die Längsträger der Brückenbahn sollen frei auf den Querträgern und diese frei auf einem innerhalb der Verticalen der Hauptträger angebrachten Lager ruhen und beide, mit Vermeidung jeder Nietung, nur mittelst Schrauben befestigt werden. Um die bei continuirlichen Trägern empfindliche Höhenlage der Stützpunkte leicht reguliren zu können, sind Kipplager mit Keilstellungen in Verbindung mit hydraulischen Hebevorrichtungen vorgesehen, welche letztere in einer hinreichend grossen Zahl kleinerer, unter sich verbundener, durch eine Druckpumpe zu bedienender Presscylinder bestehen. Als Modificationen des beschriebenen Systemes unter besonderen Umständen, z. B. bei beschränkter Constructionshöhe oder behufs Erzielung einer freien Aussicht, werden noch solche mit unterem geraden oder oberem geraden Gurt in Vorschlag gebracht.

II. Statische Berechnung.

1. Die Hängbrücken-Träger im Allgemeinen.

Die statische Berechnung der unversteiften (schlaffen) Hängbrücken erfordert, ausser der Ermittlung der Stärken ihrer Brückenbahnteile und Tragstangen, hauptsächlich die Bestimmung der Axialspannungen in den einzelnen Theilen ihrer Träger mit Hilfe der denselben entsprechenden Angriffs- und Widerstandsmomente, um hieraus, mit Hilfe der zulässigen Materialspannung, ihre Querschnittsdimensionen ableiten zu können. Jene Axialspannungen gestalten sich verschieden, je nachdem die Belastungen der Brücke angenommen werden. Bei der statischen Berechnung der Verankerung ist zu unterscheiden, ob gerade Spannketten oder Halbbogenträger zur Anwendung kommen.

Die Hängbrücken-Träger mit versteifter Tragwand, bei welchen ein gerader, horizontaler, zur Unterstüzung der Brückenbahn dienender Untergurt mit einem polygonalen Obergurte durch ein aus geneigten oder aus lothrechten und geneigten Stäben bestehendes Dreieckssystem verbunden wird, erfordern wie die analog construirten Bogenträger**) eine Unterbrechung ihres Untergurtes und — zur Vermeidung nachtheiliger, durch Temperaturwechsel und einseitige Belastungen entstehender Spannungen — gelenkartige Verbindungen an ihren Stützpunkten und an ihrem Scheitel. Auch hier bezweckt die statische Berechnung die Ermittlung der Querschnitte der einzelnen Constructionstheile mit Hilfe der entsprechenden Angriffs- und Widerstands-Momente unter Berücksichtigung

der verschiedenen Belastungsweisen und zulässigen Anspruchnahmen des Materiales.

Die Hängbrücken mit versteifter Brückenbahn, bei welchen ein Fachwerkträger mit parallelen Gurten mit einer frei aufgehängenen Kette combinirt erscheint, erfordern zunächst die Ermittlung der zur Ausnutzung des Materials günstigsten Systemform und bei der statischen Berechnung der Querschnitte ihrer Constructionstheile die Berücksichtigung der Eigengewichts- und Verkehrsbelastungen sowie der durch Temperaturwechsel erzeugten Spannungen.

In allen Fällen hängt die statische Berechnung der Hängbrücken-Träger von den Kräften ab, welche sie auf Drehung und auf Verschiebung nach zwei zu einander senkrechten Richtungen beanspruchen.

Bezeichnet *M das Angriffsmoment und *M das Widerstandsmoment eines Hängträgers, so erfordert die Sicherheit seiner Construction, dass das grösste Angriffsmoment dem kleinsten Widerstandsmomente höchstens gleich, also

$$1) \dots \dots \dots ^*M_{\max} \leq ^*M_{\min},$$

dass ferner die grösste Axialkraft dem kleinsten Axialwiderstand eines Querschnittes höchstens gleich, also

$$2) \dots \dots \dots ^*T_{\max} \leq ^*T_{\min}$$

und dass endlich die grösste Scheerkraft dem kleinsten Scheerwiderstand jenes Querschnittes höchstens gleich oder dass

$$3) \dots \dots \dots ^*S_{\max} \leq ^*S_{\min}$$

sei. Die Werthe *M , *T und *S bestehen aus den Antheilen, welche Verkehrslast, Trägergewicht und Gewicht der Brückenbahn, bei den combinirten Trägern ausserdem noch die Temperaturdifferenzen liefern. Die Verkehrsbelastung besteht bei Eisenbahnbrücken und Strassenbrücken aus ungleichen, ungleich vertheilten Einzellasten, deren ungünstigste — in dem zu berechnenden Trägertheile die relativ-grösste Anspruchnahme hervorrufoende — Lastvertheilung zu ermitteln ist. Sie kann annäherungsweise als eine gleichförmig, entweder auf Knotenpunkte oder stetig vertheilte; das Eigengewicht der Träger meist als eine gleichförmig vertheilte; das Eigengewicht der Brückenbahn als eine entweder stetig oder auf Knotenpunkte vertheilte Belastung in die Rechnung eingeführt werden.

Wird z. B. $h = \frac{\lambda}{10}$ angenommen, so ergibt sich für das zweckmässigste Pfeilverhältniss des Hängträgers $\frac{f}{l} = \frac{g(\tau + \lambda)}{100 \lambda_1}$, worin bei einer grössten Temperaturdifferenz von 60° für Schmiedeeisen $\tau = \frac{1}{3000}$ und als grösste erlaubte Längenveränderung im Mittel $\lambda = \frac{1}{2000}$ und $\lambda_1 = \frac{1}{4000}$ zu setzen ist.

*) Vgl. Deutsche Bauzeitung 1879. S. 367 ff.

**) Die statische Begründung der Nothwendigkeit einer Unterbrechung des Obergurtes dieser Träger und der Anordnung von Gelenken an den Kämpfern und im Scheitel derselben s. Abth. I, Heft 4. S. 6 dieses Werkes.

A. Bestimmung der grössten Angriffsmomente.

a. Ungleiche und ungleich vertheilte Einzellasten.

Wird durch einen unversteiften (schaffen) Hängbrücken-Träger mit der Spannweite l und der Pfeilhöhe f ein beliebiger Schnitt $\alpha\beta$ geführt, so ist, unter Hinweis auf die Bezeichnungen der Fig. 4, mit Bezug auf den Polygonpunkt

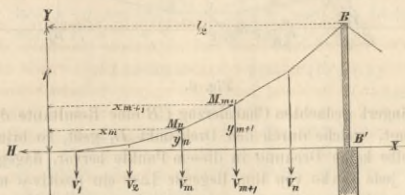


Fig. 4.

M^{m+1} als Drehpunkt das Angriffsmoment

$$4) \quad {}^aM_m = (V_1 + V_2 + \dots + V_m)(x_{m+1} - x),$$

worin der Abstand der Schwerlinie vom Scheitel

$$5) \quad \dots x = \frac{V_1x_1 + V_2x_2 + \dots + V_mx_m}{V_1 + V_2 + \dots + V_m}$$

zu setzen ist.

Für die gesammte Belastung des Trägers, wenn mit x der Abstand ihrer Schwerlinie vom Scheitel bezeichnet wird, erhält man mit Bezug auf den Aufhängepunkt B hieraus das Angriffsmoment

$$6) \quad {}^aM_n = (V_1 + V_2 + \dots + V_n) \left(\frac{l}{2} - x \right),$$

worin

$$7) \quad \dots x = \frac{V_1x_1 + V_2x_2 + \dots + V_nx_n}{V_1 + V_2 + \dots + V_n}$$

zu setzen ist.

Wird durch den Seitenträger einer versteiften Charnier-Hängbrücke mit der Spannweite l_1 und der Pfeilhöhe f ein beliebiger Schnitt $\alpha\beta$, s. Fig. 5, geführt, die

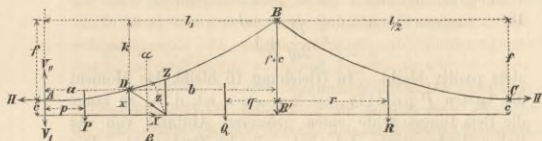


Fig. 5.

Last zwischen diesem Schnitt und dem Auflager A mit P , ihr Abstand von dem letzteren mit p , die Last zwischen jenem Schnitt und der Endverticale mit Q , ihr Abstand von der letzteren mit q , die Last zwischen der Endverticale BB_1 und dem Scheitel-Charnier der symmetrisch belasteten Mittelbrücke von der Spannweite l mit R , ihr Abstand von der ersteren mit r bezeichnet, so wirkt in dem Auflager A sowohl ein von dem Mittelträger herrührender, geneigter, von B nach A wirkender Druck, welcher in die wagrechte Componente H und in die lothrechte Componente V_1 zerlegt werden kann, als auch ein lothrecht aufwärts gerichteter, durch die Lasten P, Q des Seitenträgers erzeugter Gegendruck V_{11} , während in dem Scheitel der Mittelbrücke nur die Horizontalkraft H thätig ist. Nimmt man nun an, dass der für die statische Berechnung zweckmässigste Drehpunkt D in einem lothrechten Abstände k unter einer Wagrechten durch den Aufhängepunkt B und in einem wagrechten Abstand a und b bezw. von dem Auflager A und der Endverticale BB_1 liegt, so ergibt sich, unter Hinweis auf die Bezeichnungen der Fig. 5, das Angriffsmoment

$${}^aM = H(f - k) - V_1a + V_{11}a - P(a - p).$$

Für den Mittelträger ergibt sich, mit Bezug auf den Punkt B als Drehpunkt, die Momentengleichung $-Hf + Rr = 0$ und hieraus $H = R \frac{r}{f}$, ferner wegen $V_1 = \frac{f}{l_1}$, $V_{11} = R \frac{r}{l_1}$. Für den Seitenträger erhält man die Momentengleichung $V_{11}l_1 - P(l_1 - p) - Qq = 0$ und hier-

aus $V_{11} = \frac{P(l_1 - p) + Qq}{l_1}$. Wird der so erhaltene Werth von H, V_1 und V_{11} in die Gleichung für aM eingeführt und b für $l_1 - a$ gesetzt, so folgt das reducirte Angriffsmoment

$$8) \quad \dots {}^aM = Pp \frac{b}{l_1} + Qq \frac{a}{l_1} + Rr \left(\frac{b - k}{l_1 - f} \right)$$

Hierin sind zur Ermittlung der grössten positiven und der grössten negativen Angriffsmomente nur diejenigen Glieder beizubehalten, welche bezw. das positive und das negative Vorzeichen besitzen.

Verschiebt man, um die dem Maximum des Angriffsmomentes entsprechende ungünstigste Laststellung zu finden, die Lasten P, Q und R , welche ihren gegenseitigen Abstand nicht ändern, um dx nach rechts, so wächst p und r um dx , während q um dx abnimmt, mithin erhält man durch Differentiation der Gleichung 8

$$\frac{d^aM}{dx} = P \frac{b}{l_1} - Q \frac{a}{l_1} + R \left(\frac{b - k}{l_1 - f} \right)$$

Je nachdem dieser Ausdruck, in welchem die aus Gleichung 8 ausgeschiedenen Glieder gleichfalls wegzulassen sind, nach Einführung der Zahlenwerthe positiv oder negativ, also

$$9) \quad \dots P \frac{b}{l_1} - Q \frac{a}{l_1} + R \left(\frac{b - k}{l_1 - f} \right) \geq 0$$

wird, müssen die Lasten bezw. nach rechts oder nach links verschoben werden, um das Angriffsmoment bezw. zu vermehren oder zu vermindern. Die ungünstigste Laststellung wird alsdann durch den Fall bestimmt, worin Gleichung 9, nach Einführung aller Zahlenwerthe, aus dem positiven in einen negativen Werth oder umgekehrt übergeht.

Wird mit e der Abstand der Belastungsscheide $\gamma_1\delta_1$ von der Endverticale BB_1 bezeichnet, so ergibt sich aus Fig. 6

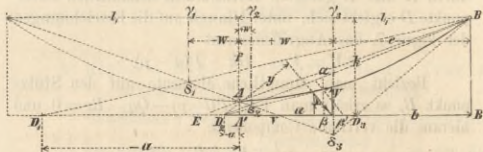


Fig. 6.

die geometrische Proportion $k \frac{e}{b} = f \frac{(2l_1 - e)}{l_1}$ und hieraus $\frac{k}{f} = \frac{b(2l_1 - e)}{el_1}$, mithin, wenn dieser Werth in obige Gleichung für aM eingeführt wird, das reducirte Angriffsmoment

$$10) \quad \dots {}^aM = Pp \frac{b}{l_1} + Qq \frac{a}{l_1} - Rr \frac{2bw}{el_1},$$

worin der Abstand der Belastungsscheide vom Scheitel

$$11) \quad \dots w = l_1 - e$$

negativ wird, wenn $e > l_1$, also die Belastungsscheide $\gamma_1\delta_1$ links von dem Auflager A fällt, während der Abstand der Belastungsscheide von der Endverticale BB_1

$$12) \quad \dots e = \frac{2}{kl_1 + 1} \cdot l_1$$

stets positiv bleibt. Wird, wie gewöhnlich, die Spannweite des Seitenträgers der halben Spannweite des Mittelträgers gleich angenommen, so ist in den Gleichungen 8, 9, 10, 11 und 12 $l_1/2$ statt l_1 zu setzen.

Auch in Gleichung 10 sind zur Ermittlung der grössten positiven und der grössten negativen Angriffsmomente nur diejenigen Glieder beizubehalten, welche bezw. das positive und das negative Vorzeichen besitzen. Das Moment der Lasten P bleibt positiv, weil b positiv bleibt, das Moment der Lasten Q bleibt positiv, so lange a positiv bleibt, d. h. so lange der Drehpunkt D zwischen den Scheitel A und die Endverticale BB_1 fällt, wird dagegen negativ, sobald a negativ wird, d. h. sobald der Drehpunkt D links von dem Scheitel A fällt. Das Moment der Lasten R bleibt negativ, so lange w positiv bleibt, also die Belastungsscheide $\gamma_1\delta_1$ zwischen den Scheitel A und die Endverticale BB_1 fällt und wird positiv, sobald die Belastungsscheide $\gamma_1\delta_1$ links von dem Scheitel A fällt, weil in diesem Falle w negativ wird.

Die ungünstigste Laststellung ergibt sich, nach dem früher Gesagten, analog aus der Gleichung

$$13) \dots \text{Pb} - \text{Qa} - \text{R} \frac{2hw}{e} < 0,$$

woraus sich durch Verschieben der Lasten nach rechts oder nach links derjenige Fall bestimmen lässt, worin Gleichung 13, nach Einführung aller Zahlenwerthe, aus dem positiven in einen negativen Werth oder umgekehrt übergeht.

Wird durch den Mittelträger jener versteiften Charnier-Hängbrücke mit der Spannweite l und der Pfeilhöhe f ein beliebiger Schnitt $\alpha\beta$, s. Fig. 7, geführt, die



Fig. 7.

Last zwischen der Endvertikale AA_1 und dem Schnitt $\alpha\beta$ mit P , ihr Abstand von der ersteren mit p , die Last zwischen jenem Schnitt und dem Scheitel C sowie zwischen dem Scheitel und der Endvertikale BB_1 mit bezw. Q und R , ihr Abstand von der letzteren mit bezw. q und r bezeichnet, so wirkt in dem Stützpunkt A eine geneigte Kraft, welche in die wagerechte Komponente H und in die vertikale Komponente V zerlegt werden kann. Mit Bezug auf den zweckmässigsten, im Abstand a und b von der bezw. linken und rechten Stütze und k von einer durch A und B gelegten Horizontalen befindlichen Drehpunkte D ergibt sich, unter Hinweis auf die Bezeichnungen der Figur 7, das Angriffsmoment

$$^aM = Va - Hk - P(a - p).$$

Bezieht man sämtliche Momente auf den Stützpunkt B , so erhält man $Vl - P(l - p) - Qq - Rr = 0$ und hieraus die vertikale Komponente

$$V = P \frac{l-p}{l} + Q \frac{q}{l} + R \frac{r}{l}.$$

Führt man nun einen Schnitt durch den Scheitel C und bezieht auf ihn die Momente aller auf die linke Trägerhälfte wirkenden äusseren Kräfte, so erhält man $-Hf + V \frac{l}{2} - P(\frac{l}{2} - p) - Q(q - \frac{l}{2}) = 0$ und hieraus die horizontale Komponente

$$H = \frac{1}{f} \left[V \frac{l}{2} - P(\frac{l}{2} - p) - Q(q - \frac{l}{2}) \right].$$

Werden die Werthe von V und H in die Gleichung für aM eingeführt und b statt $l - a$ gesetzt, so ergibt sich, nach gehöriger Vereinfachung, das reducirte Angriffsmoment

$$14) \ ^aM = \text{Pp} \left(\frac{b}{l} - \frac{k}{2f} \right) + \text{Q} \left(q \frac{a}{l} - (l - q) \frac{k}{2f} \right) + \text{Rr} \left(\frac{a}{l} - \frac{k}{2f} \right).$$

Hierin sind zur Ermittlung der grössten positiven und der grössten negativen Angriffsmomente nur diejenigen Glieder beizubehalten, welche bezw. ein positives und ein negatives Vorzeichen besitzen.

Verschiebt man, um die dem Maximum des Angriffsmomentes entsprechende ungünstigste Laststellung zu finden, die Lasten P , Q und R , welche ihren gegenseitigen Abstand nicht ändern, um dx nach rechts, so wächst p um dx , während q und r um dx abnehmen, mithin erhält man durch Differentiation der Gleichung 4

$$\frac{d^aM}{dx} = P \left(\frac{b}{l} - \frac{k}{2f} \right) - Q \left(\frac{a}{l} + \frac{k}{2f} \right) - R \left(\frac{a}{l} - \frac{k}{2f} \right)$$

Je nachdem dieser Ausdruck, in welchem die oben-erwähnten, bereits ausgeschiedenen Glieder wegzulassen sind, nach Einführung der Zahlenwerthe positiv oder negativ, also

$$15) \ P \left(\frac{b}{l} - \frac{k}{2f} \right) - Q \left(\frac{a}{l} + \frac{k}{2f} \right) - R \left(\frac{a}{l} - \frac{k}{2f} \right) > 0$$

wird, müssen die Lasten bezw. nach rechts oder nach links verschoben werden, um das Angriffsmoment bezw. zu vermehren oder zu vermindern. Die ungünstigste Laststellung wird alsdann durch den Fall bestimmt, worin

Gleichung 15, nach Einführung aller Zahlenwerthe, aus dem positiven in einen negativen Werth oder umgekehrt übergeht.

Nimmt man an, dass eine Einzellast in $\gamma_1\delta_1$, s. Fig. 8, also so liegt, dass sie mit dem von ihr erzeugten,

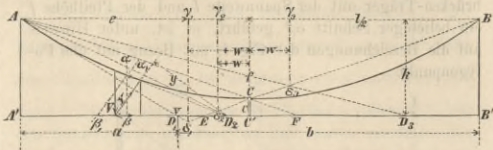


Fig. 8.

verlängert gedachten Charnierzug CB eine Resultante δ_1A erzeugt, welche durch den Drehpunkt D_1 geht, so bringt dieselbe keine Drehung in diesem Punkte hervor, dagegen wird jede links von ihm liegende Last ein positives und jede rechts von ihm liegende Last ein negatives Moment hervorbringen, da der aufwärts wirkende Zug δ_1A im ersteren Falle links, im letzteren Falle rechts an D vorbeigeht, also bezw. rechts und links herum dreht. Nennt man e den Abstand der, hierdurch gebildeten Belastungsscheide $\gamma_1\delta_1$ von der Endvertikale AA_1 , so ergibt sich, mit Bezug auf Fig. 8, die geometrische Proportion $k \frac{e}{a} = f \frac{l-e}{l/2}$, woraus der Werth $\frac{k}{2f} = \frac{a(l-e)}{le}$ erhalten wird. Führt man denselben in Gleichung 14 ein, so ergibt sich das reducirte Angriffsmoment

$$16) \ ^aM = \frac{\text{Pp}(e-a) + \text{Q} \left(q - \frac{1}{2} - w \right) - \text{Rr} \frac{2aw}{l}}{e},$$

worin der Abstand jener Belastungsscheide vom Scheitel

$$17) \dots \dots \dots w = l/2 - e$$

für alle rechts von dem Scheitel C fallende Drehpunkte negativ wird, während der Abstand jener Belastungsscheide von der Endvertikalen AA_1

$$18) \dots \dots \dots e = \frac{1}{\frac{kl}{2af} + 1} \cdot l$$

stets positiv bleibt. In Gleichung 16 bleibt das Moment der Lasten P positiv, so lang $e > a$ ist, d. h. so lange die Belastungsscheide einen grösseren Abstand von der linken Endvertikale AA_1 hat, als der Drehpunkt. Das Moment der Lasten Q bleibt positiv, so lang $q > l/2 + w$, d. h. so lange deren Resultante links von der zugehörigen Belastungsscheide liegt und wird negativ, wenn dieselbe auf die rechte Seite jener Belastungsscheide rückt. Das Moment der Lasten R behält für alle links von dem Scheitel C fallenden Belastungsscheiden $\gamma_2\delta_2$, bei welchen w positiv bleibt, einen negativen, für alle rechts von dem Scheitel C konstruirten Belastungsscheiden $\gamma_3\delta_3$, bei welchen w negativ wird, einen positiven Werth. Um aus Gleichung 17 für jeden einzelnen Constructionstheil des Hängträgers den grössten positiven oder den grössten negativen Werth des Angriffsmomentes zu erhalten, sind daher nur diejenigen Lasten beizubehalten, deren Momente bezw. das positive und das negative Vorzeichen annehmen, und dann diejenigen Abstände p , q und r aufzusuchen, welche jenen Momenten den relativ grössten numerischen Werth verschaffen.

Verschiebt man, um die ungünstigste Laststellung auch hier zu erhalten, die Lasten P , Q und R , welche ihren gegenseitigen Abstand nicht ändern, um dx nach rechts, so wächst wieder p um dx , während q und r um dx abnehmen. Die ungünstigste Laststellung ergibt sich also aus der Gleichung

$$19) \dots \dots \dots \frac{P}{a} - \frac{Q}{e-a} + \frac{R}{l/2} \cdot \frac{w}{e-a} > 0,$$

woraus sich durch Verschieben der Lasten nach rechts oder nach links derjenige Fall bestimmen lässt, worin Gleichung 19, nach Einführung aller Zahlenwerthe, aus dem positiven in einen negativen Werth oder umgekehrt übergeht.

b. Gleiche und gleichförmig auf Knotenpunkte vertheilte Einzellasten.

Erhält der Träger einer schlaffen Hängebrücke eine ungerade Anzahl $2n-1$ gleicher Felder mit der Weite λ , also $2n-2$ freischwebende Knotenpunkte und hat in jedem der letzteren die aus der Eigengewichtsbelastung p und aus der grössten Verkehrslast q bestehende Gesamtlast $p+q$ zu tragen, so erhält man aus Gleichung 4, worin $V_1 + V_2 + \dots + V_m = m(p+q)$ und

$$x = \frac{\lambda}{2} \frac{(1+3+5+\dots+(2m-1))(p+q)}{m(p+q)} = \frac{m\lambda}{2},$$

also $x_{m+1} - x = \lambda \left(m + \frac{1}{2} \right) - \lambda \frac{m}{2} = \frac{m+1}{2} \lambda$

zu setzen ist, das Angriffsmoment für den beliebigen $(m+1)$ ten Knotenpunkt

20) $\dots \dots \dots {}^a M_m = \frac{m(m+1)}{2} (p+q)\lambda,$

daher für den Aufhängepunkt B aus Gleichung 20, wenn darin $m = n-1$ gesetzt wird, das Angriffsmoment

21) $\dots \dots \dots {}^a M_n = \frac{n(n-1)}{2} (p+q)\lambda.$

Für eine gerade Anzahl $2n$ von Feldern und mit derselben Last $p+q$ beschwerte Knotenpunkte ergibt sich aus Gleichung 4, worin die Lastensumme $V_1 + V_2 + \dots + V_m = \left(m - \frac{1}{2} \right) (p+q)$, ferner

$$x = \frac{\lambda(1+2+\dots+(m-1))(p+q)}{\left(m - \frac{1}{2} \right) (p+q)} = \frac{m(m-1)}{2m-1} \lambda,$$

also $x_{m+1} - x = m\lambda - \frac{m(m-1)}{2m-1} \lambda = \frac{m^2\lambda}{2m-1}$ zu setzen ist, für den m ten Knotenpunkt das Angriffsmoment

22) $\dots \dots \dots {}^a M_m = \frac{m^2}{2} (p+q)\lambda,$

für den Aufhängepunkt B daher aus Gleichung 22, wenn darin $m = n$ gesetzt wird, das Angriffsmoment

23) $\dots \dots \dots {}^a M_n = \frac{n^2}{2} (p+q)\lambda.$

Werden bei dem halben Charnier-Hängträger n gleiche Felder mit der Weite λ , also $n-1$ freischwebende Knotenpunkte mit der Belastung $p+q$ angenommen, so ist für den beliebigen m ten Knotenpunkt $P = (p+q)m$, $Q = (p+q)(n-1-m)$, $R = (p+q)(n-1)$, $p = \frac{(m+1)\lambda}{2}$, $q = n\lambda + \frac{n-m}{2}\lambda$ und $r = \frac{n}{2}\lambda$ zu setzen.

c. Gleichförmig und stetig vertheilte Lasten.

Erhält der Träger einer schlaffen Hängebrücke mit sehr nahe liegenden Tragstangen auf die Längeneinheit die Belastung p^1 und q^1 bezw. durch Eigen- und Verkehrslast, so ergibt sich für die beliebige Strecke x wegen $V_1 + V_2 + \dots + V_m = gx$ und, wegen des Abstandes $\frac{x}{2}$ ihres Schwerpunktes von dem Scheitel, aus Figur 9 das Angriffsmoment

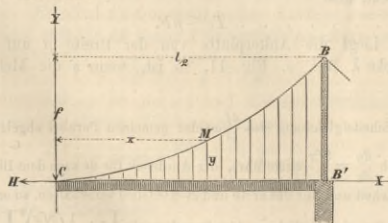


Fig. 9.

24) $\dots \dots \dots {}^a M_x = (p^1 + q^1) \frac{x^2}{2},$

daher mit Bezug auf den Aufhängepunkt B , wegen $x = l_x/2$, aus Gleichung 24 das gesammte Angriffsmoment

25) $\dots \dots \dots {}^a M_{l_x} = (p^1 + q^1) \frac{l_x^2}{8}.$

Bezeichnet man für den halben Charnierbogen-träger von der Spannweite l die grösste auf die Längeneinheit desselben gleichförmig vertheilte Belastung mit $p^1 + q^1$, so wird für den Abstand x des Schnittes vom linken Auflager A des Seiten- oder Mittelträgers $P = 2p(p^1 + q^1)$, $Q = 2q(p^1 + q^1)$, $R = l_x(p^1 + q^1)$, ferner $p = \frac{x}{2}$, $q = \frac{1}{2} \left(\frac{3}{2} l - x \right)$ und $r = l_x/4$, welche in die unter b erhaltenen Gleichungen einzuführen sind.

B. Bestimmung der kleinsten Widerstandsmomente.

Die Hauptträger der Hängbrücken erhalten durchbrochene, die Quer- und Längsträger derselben meist geschlossene Querschnitte, wonach die Widerstandsmomente verschiedene Formen annehmen.

a. Kleinste Widerstandsmomente der Träger mit durchbrochenem Querschnitt.

Bezeichnet S die Spannung eines beliebigen Constructionstheiles des Hauptträgers und c deren auf den zweckmässigsten Drehpunkt bezogenen Hebelsarm, so ist das Widerstandsmoment

26) $\dots \dots \dots {}^w M = S c.$

Hierin ist, wenn f die Querschnittsfläche, $\left. \begin{matrix} s \\ p \end{matrix} \right\}$ die zulässige Anspruchnahme auf $\left\{ \begin{matrix} \text{Zug} \\ \text{Druck} \end{matrix} \right\}$ im ganzen Querschnitte bedeutet,

27) $\dots \dots \dots {}^w M = \left\{ \begin{matrix} \text{entweder } f s \\ \text{oder } f p. \end{matrix} \right.$

b. Kleinste Widerstandsmomente der Träger mit geschlossenem Querschnitt.

Bezeichnet t das Trägheitsmoment des Querschnittes, $\left. \begin{matrix} s \\ p \end{matrix} \right\}$ die grösste zulässige $\left\{ \begin{matrix} \text{Zugspannung} \\ \text{Druckspannung} \end{matrix} \right\}$ in der äussersten Faser, $\left. \begin{matrix} a_s \\ a_p \end{matrix} \right\}$ den Abstand der letzteren von der neutralen Axe, so ist

28) $\dots \dots \dots {}^w M_{\min} = \left\{ \begin{matrix} \text{entweder } \frac{s}{a_s} \cdot t \\ \text{oder } \frac{p}{a_p} \cdot t. \end{matrix} \right.$

worin das mit dem kleineren Quotienten $\frac{s}{a_s}$ oder $\frac{p}{a_p}$ behaftete Product zu wählen ist.

2. Die Hängbrücken im Besonderen.

A. Die schlaffen Hängebrücken.

a. die Hängbrücken mit beliebiger Trägerform.

Wird durch ein beliebiges Feld einer schlaffen, durch ungleiche und ungleich vertheilte Einzellasten beschwerten Hängebrücke mit der Spannweite l und Pfeilhöhe f , s. Fig. 4, ein Schnitt gelegt, so ergibt sich die Spannung in dem durchschnittenen Trägertheile

29) $\dots \dots \dots T = \sqrt{H^2 + V^2},$

worin H und V bezw. die horizontale und vertikale Componente von T bezeichnet. Mit Bezug auf den Aufhängepunkt als Drehpunkt erhält man die Momentengleichung

30) $\dots \dots \dots H f = {}^a M_n.$

und, wenn aus Gleichung 5 der Werth von ${}^a M_n$ für volle Belastung eingeführt wird, die Horizontalspannung

31) $\dots \dots H = \frac{1}{f} (V_1 + V_2 + \dots + V_n) \left(\frac{l}{2} - x \right),$

worin der Abstand x der Schwerlinie vom Scheitel den zu Gleichung 5 angegebenen Werth besitzt. Für das beliebige m te Trägerglied ist die grösste Verticalspannung

32) $\dots \dots \dots V = V_1 + V_2 + \dots + V_m,$

welche im letzten, n ten Trägerglied ihr Maximum

33) $\dots \dots \dots V_{\max} = V_1 + V_2 + \dots + V_n$

erreicht. Werden aus Gleichung 31 und 33 die Werthe H und V_{max} in Gleichung 29 eingeführt, so erhält man die grösste Spannung

34) $T_{max} = \sqrt{H^2 + V_{max}^2}$.

b. Die Hängträger mit parabolischer Polygonalform.

Für Träger mit gleichen und gleichförmig auf Knotenpunkte vertheilten Lasten und $2n - 1$ Feldern von der gleichen Weite λ ergibt sich aus Gleichung 30 und 21

35) $H = \frac{n(n-1)}{2}(p+q) \frac{\lambda}{f}$.

Für das beliebige m te Trägerfeld ist die grösste Verticalspannung

36) $V = m(p+q)$,
welche im letzten, m ten Trägerglied ihr Maximum

erreicht, daher aus Gleichung 29, nach gehöriger Reduction, die grösste Spannung am Aufhängepunkt

37) $V_{max} = n(p+q)$

Besitzt der Träger $2n$ gleiche Felder und ist in seinen $2n - 1$ Knotenpunkten mit den gleichen Lasten $p+q$ beschwert, so ergibt sich aus Gleichung 30 und 23

38) $H_{max} = \frac{n^2}{2}(p+q) \frac{\lambda}{f}$.

Für das beliebige m te Trägerfeld ist die grösste Verticalspannung

39) $V = \frac{(2m-1)}{2}(p+q)$,
welche in dem letzten, m ten Trägerglied ihr Maximum

erreicht, daher aus Gleichung 29 nach gehöriger Reduction

40) $T_{max} = \frac{(p+q)}{2} \sqrt{\left(\frac{n\lambda}{f}\right)^2 + (2n-1)^2}$

c. Die Hängträger mit parabolischer Form.

Ist jeder Träger über seine ganze Spannweite l mit der gleichförmig und stetig auf die Längeneinheit vertheilten Last p^1+q^1 beschwert, s. Fig. 9, so ist aus Gleichung 30 und 35

41) $H_{max} = (p^1+q^1) \frac{l^2}{8f}$.

Für die beliebige Abscisse x ist die grösste Verticalspannung

42) $V = (p^1+q^1)x$,
welche am Aufhängepunkt ihr Maximum

erreicht, daher aus Gleichung 29, nach gehöriger Reduction,

43) $T_{max} = (p^1+q^1) \frac{l}{2} \sqrt{\left(\frac{l}{4f}\right)^2 + 1}$

oder, wenn die Wurzelgrösse nach dem Binom entwickelt und nur das erste und zweite Glied der erhaltenen Reihe beibehalten wird,

44) $T_{max} = (p^1+q^1)l \left(\frac{l}{8f} + \frac{f}{l}\right)$.

Das auf einen Träger entfallende Gewicht $(p^1+q^1)l$ der halben Brücke setzt sich zusammen aus den Gewichten der Träger und der durch Eigengewicht und Verkehr belasteten Brückenbahn. Bezeichnet Q den Querschnitt der Träger am Aufhängepunkt, L deren Länge, γ das Gewicht ihrer kubischen Einheit, $F = bl$ den Flächeninhalt der Brückenbahn, p_1+q_1 die Belastung ihrer Quadrateinheit, so ist

45) $(p^1+q^1)l = Q\gamma L + \frac{bl}{2}(p_1+q_1)$,

worin mit hinreichender Genauigkeit

46) $L = l \left(1 + \frac{8fx}{3l^2}\right)^*$

*) Wird nämlich in die allgemeine Gleichung für die Länge des unendlich kleinen Bogenstückes $ds = dx \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2}$ der aus

gesetzt werden kann. Bezeichnet s die zulässige Annahme des Trägermaterials, so muss

47) $Q \cdot s = T_{max}$,
mithin, wenn die in Gleichung 47, 48 und 49 enthaltenen Werthe eingeführt werden, der grösste Trägerquerschnitt

48) $Q = \frac{bl}{2}(p_1+q_1) \frac{8sf}{l^2+8f^2} - \gamma l \left(1 + \frac{8fx}{3l^2}\right)$

sein, oder es ist, wenn es sich um Prüfung einer ausgeführten oder projectirten Hängbrücke handelt, die Annahme der Quadratinheit des Trägerquerschnittes

49) $s = \left(\frac{l}{8f} + \frac{f}{l}\right) \left[\gamma l \left(1 + \frac{8fx}{3l^2}\right) + \frac{bl}{2Q}(p_1+q_1)\right]$

Werden die Träger mit Spannketten verbunden und so gelagert, dass sie sich, z. B. mittelst eines Rollstuhls, s. Fig. 10, horizontal verschieben können, so gleichen sich

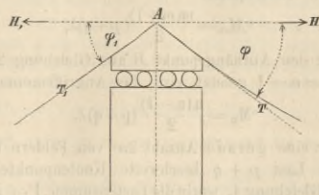


Fig. 10.

die Horizontalspannungen derselben aus, d. h. es ist, wenn H^1 und H die Horizontalspannung bzw. der Spannkette und Tragkette bezeichnet, $H^1 = H$, mithin, unter Hinweis auf die Bezeichnungen der Figur,

50) $T_1 = T \frac{\cos\phi}{\cos\phi^1}$.

Dieselbe Beziehung findet auch bei Anwendung einer einhäufigen Tragkette anstelle der Spannkette statt, in welchem Falle T_1 die Tangentialspannung der ersteren am Aufhängepunkte darstellt. Der nutzbare Querschnitt der Spannkette folgt dann aus

51) $Q_1 = \frac{T_1}{s}$.

An der Verankerungsstelle muss die Spannung T_1 sowohl durch das Verankerungsmauerwerk, als auch durch die Ankerplatte und den Ankerbolzen aufgenommen werden. Zunächst ist, wenn G das Gewicht des Verankerungsmauerwerkes bezeichnet,

52) $T_1 \leq \sqrt{H^2 + G^2}$,

worin für den Reibungscoefficienten μ von Mauerwerk und Untergrund der erforderliche Widerstand gegen Verschiebung durch den Horizontalsatz $H = \mu G$ beträgt. Hieraus ergibt sich, wenn mit I der kubische Inhalt des Verankerungsmauerwerkes und mit g das Gewicht seiner kubischen Einheit bezeichnet wird,

53) $T_1 \leq G \sqrt{\mu^2 + 1} = gI \sqrt{\mu^2 + 1}$.

Ferner muss die nutzbare Fläche F der Verankerungsplatte so gross sein, dass der von ihr veranlasste Druck die zulässige Festigkeit p des Mauerwerkes nicht erreicht, also

54) $T_1 \leq pF$.

Liegt die Ankerplatte von der Breite β auf die Strecke λ frei, s. Fig. 11, so ist, wenn s die kleinste

der Scheitelgleichung $y = \frac{4f}{l^2} x^2$ der gemeinen Parabel abgeleitete Werth $\frac{dy}{dx} = \frac{8fx}{l^2}$ eingeführt, der Ausdruck für ds nach dem Binom entwickelt und nur das erste und zweite Glied beibehalten, so erhält man für eine beliebige Abscisse $ds = dx \left[1 + \frac{1}{2} \left(\frac{8fx}{l^2}\right)^2\right]$, mithin durch Integration die Bogenlänge $s = x \left[1 + \frac{1}{6} \left(\frac{8fx}{l^2}\right)^2\right]$, welche für $x = \frac{l}{2}$ die halbe Länge $\frac{L}{2}$ des Trägers ergibt.

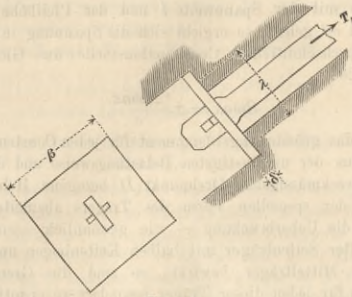


Fig. 11.

zulässige Festigkeit des Plattenmaterials bezeichnet, $T_1 \frac{\lambda}{2} = \frac{\beta \delta^2}{6}$, woraus sich die Stärke der Platte

$$58) \dots \delta = \sqrt{\frac{3\lambda \cdot T_1}{\beta s}}$$

ergibt. Damit sowohl die Spannkette an der Splintöffnung, als auch der Ankersplint keine Abscheerung erfährt, welche bei beiden in zwei Schnittflächen von dem Inhalte k erfolgen würde und für die Quadratheinheit mit v bezeichnet werden soll, muss $2kv \leq T_1$, also

$$59) \dots k \leq \frac{T_1}{2v}$$

sein, woraus, bei Annahme einer Dimension des Querschnittes k , die andre berechnet werden kann.

Beispiel. Eine Fussgängerbrücke, s. Fig. 12 u. 13,

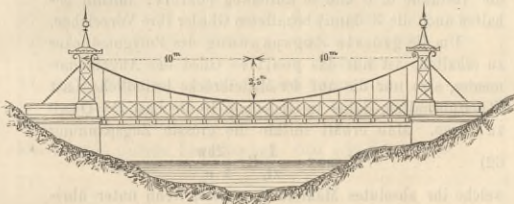


Fig. 12.



Fig. 13.

von $l = 20$ m Stützweite, $f = 2,5$ m Pfeilhöhe und $a = 5$ m Abstand der Bahnbrüstungen, welche eine aus Bohlen bestehende, auf hölzernen Querschwellen ruhende, an Drahtkabeln aufgehängte Brückenbahn erhalten soll, ist für eine grösste Belastung $q = 350$ kg des qm zu berechnen, wenn die grösste zulässige Anpruchnahme des qcm der Drahtkabel zu 930, der schmiedeisernen Pfeiler zu 650, der gusseisernen Theile zu 400, der Holztheile zu 75 und des Mauerwerks zu 10 kg angenommen wird.

1. Berechnung der Brückenbahn. a. Bohlenbelag. Erhalten die Querträger einen Abstand $\lambda = 1$ m, so ergibt sich für die Breite 1 das grösste Angriffsmoment

$$^*Mmax = \frac{q\lambda^2}{8} = \frac{350}{8}$$

für die Stärke δ der Bohlen und die Druckfestigkeit p derselben das kleinste Widerstandsmoment

$$^*Mmin = \frac{p\delta^2}{6} = \frac{75}{6} \cdot \delta^2$$

und, durch Gleichsetzung beider Werthe, die geringste Stärke des Bohlenbelages

$$\delta = \sqrt{\frac{6}{8} \cdot \frac{350}{75}} = 1,87 \text{ cm,}$$

wofür — wegen Abnutzung durch Verkehr und Schwächung des Holzes durch die Atmosphärien — rund 4 cm angenommen wird.

b. Querträger. Bei dem Abstände von je 1 m ist der m Querträger belastet durch

a) Verkehr mit	350 kg.
β) Bohlenbelag mit 0,04 · 1000	40 "
γ) Eigengewicht mit 0,2 · 0,25 · 5 · 1000	50 "

zusammen 440 kg.
Hieraus ergibt sich das grösste Angriffsmoment in cm

$$^*Mmax = \frac{qa^2}{8} = \frac{440 \cdot 5^2}{8}$$

und für die Höhe h und die Breite $b = 5/7 h$ des Querträgers dessen kleinste Widerstandsmoment

$$^*Mmin = p \cdot \frac{bh^2}{6} = 75 \cdot \frac{5}{7,6} \cdot h^2,$$

mithin durch Gleichsetzung von *Mmax und *Mmin die Höhe

$$h = \sqrt{\frac{440 \cdot 5^2 \cdot 6 \cdot 7}{8 \cdot 5 \cdot 75}} = \text{rund } 25 \text{ cm}$$

und die nutzbare Breite der Querträger

$$b = 5/7 \cdot 25 = \text{rund } 18 \text{ cm,}$$

welche, wegen Verschwächung durch die 2 cm weiten Bohlenlöcher, zu 20 cm anzunehmen ist.

2. Berechnung der Hängstangen. Erhält die Brückenbahn zwei Saumschwellen von 15/15 cm und drei Unterzüge von 15/20 cm Stärke und wird jeder Querträger an zwei Hängstangen aufgehängt, so beträgt die Belastung einer jeden durch

a) Verkehr 2,5 · 350 =	875,0 kg.
β) Bohlenbelag 2,5 · 40 =	100,0 "
γ) das Eigengewicht eines halben Querträgers	

nach dem Früheren $\frac{50}{2} = 25,0$ "

δ) desgl. der Saumschwellen und Unterzüge

$$0,15(0,15 + \frac{3}{2} \cdot 0,20) 1000 = 67,5$$

zusammen 1067,5 kg.

Rundet man diese Belastung auf 1100 kg ab, so

findet man aus $s \cdot \frac{\pi d^2}{4} = 1100$ den Durchmesser der Hängstangen

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot 1100}{3,14 \cdot 670}} = 1,41 \text{ cm,}$$

wofür rund 1,5 cm angenommen wird.

3. Berechnung der Tragkabel.

a. Gewicht der Brückenbahn.

1. Holzwerk. Bohlenbelag 20 · 5 · 0,04	= 4,0 cbm.
20 Querträger 5 · 0,2 · 0,25	= 5,0 "
2 Saumschwellen 20 · 0,15 · 0,15	= 0,9 "
3 Unterzüge 20 · 0,15 · 0,20	= 1,2 "

zusammen 11,1 cbm.

zu je 1000 kg giebt 11100 kg.

2. Eisenwerk. Horizontalverband aus 20 Diagonalen von 1,5 cm starkem Rundeseisen und je 950 cbcm Inhalt $20 \cdot 2 \cdot 950 = 38000$ cbcm zu 7,8 gr. rund

300 "

zusammen 11400 kg,

also für jede Tragwand $\frac{11400}{2} = 5700$ kg und für den m

$$\text{Tragwand } \frac{5700}{20} = 285 \text{ kg.}$$

β. Gewicht der Tragwand.

1. Gewicht des m Kabel

30 "

2. Durchschnitts-Gewicht einer Hängstange

4 "

3. Gewicht des m Geländer incl. Befestigungsmittel

25 "

zusammen 344 kg.

Das durchschnittliche Eigengewicht des qm Brücke

beträgt mithin $\frac{344}{2,5} = 138$ kg.

γ. Berechnung des Tragkabel-Querschnittes.

Wird die Gewichtseinheit Eisen $\gamma = 7800$ kg für den cbm gesetzt, so ist — wegen $f = 2,5$ m, $l = 20$ m, $b = 5$ m, $s = 930$ kg für den qcm und $p_1 = 138$, $q_1 = 350$ kg für den qm — aus Gleichung 51 der Querschnitt des Kabels

$$Q = \frac{2,5 \cdot 20}{2} (138 + 350) = 30,2 \text{ qem,}$$

$$= \frac{8 \cdot 930 \cdot 2,5 \cdot 20}{20^2 + 8 \cdot 2,5^2} - 0,78 \cdot 20 \left(1 + \frac{8 \cdot 2,5^2}{3 \cdot 20^2}\right)$$

mithin aus $\frac{\pi d^2}{4} = 30,2$ dessen Durchmesser

$$d = 2 \sqrt{\frac{30,2}{3,14}} = 6,2 \text{ cm.}$$

4. Berechnung der Rückhaltkabel.

a. Spannung der Tragkabel. Nach Gleichung 47 erhält man wegen $p^2 + q^2 = 2,5(p_1 + q_1)$

$$T_{max} = 2,5 \cdot 20 (138 + 350) \left(\frac{20}{8 \cdot 2,5} + \frac{2,5}{20}\right) = 27450 \text{ kg.}$$

β. Aufhängewinkel der Tragkabel. Die Tangente des Aufhängewinkels ist

$$\tan \varphi = 4 \frac{f}{l} = 4 \cdot \frac{1}{8} = 0,5,$$

welcher ein Winkel von $26^\circ 33'$ und der Werth $\cos 26^\circ 33' = 0,894$ entspricht.

γ. Spannung und Querschnitt des Rückhaltkabels. Nimmt man an, dass das Rückhaltkabel unter einem Winkel $\varphi = 45^\circ$ zur Horizontalebene geneigt ist, in welchem Falle $\cos \varphi_1 = 0,707$ wird, so folgt, nach Einführung der numerischen Werthe aus Gleichung 53, die Spannung des Rückhaltkabels

$$T_1 = 27450 \cdot \frac{0,894}{0,707} = 34710 \text{ kg.}$$

Lässt man dieselbe Anspruchnahme wie bei dem Tragkabel zu, so ergibt sich aus Gleichung 54 der nutzbare Querschnitt des Rückhaltkabels

$$Q_1 = \frac{34710}{930} = 37,3 \text{ qem,}$$

mithin aus $\frac{\pi d^2}{4} = 37,2$ dessen Durchmesser $d = 2 \sqrt{\frac{37,2}{3,14}} = 6,88 \text{ cm.}$

5. Berechnung der Verankerung.

a. Gewicht des Verankerungsmauerwerks. Nimmt man den Reibungscoefficienten des Mauerwerks auf dem Baugrunde $\mu = 0,57$ an, so ergibt sich aus Gleichung 56 jenes Gewicht

$$G = \frac{T_1}{\sqrt{\mu^2 + 1}} = \frac{34710}{\sqrt{0,57^2 + 1}} = \text{rund } 30156 \text{ kg,}$$

woraus dessen Abmessungen zu ermitteln sind.

b. Grösse und Stärke der Ankerplatte.

Bezeichnet man mit p die Widerstandsfähigkeit des Verankerungsmauerwerkes, welche 10.10000 für den qm beträgt, so ist aus Gleichung 57 der dem letzteren anliegende Flächentheil der Ankerplatte

$$F_1 = \frac{T_1}{p} = \frac{34710}{100000} = \text{rot. } 0,347 \text{ qm,}$$

welchem noch die dem Querschnitte des Verankerungsschachtes entsprechende Fläche F_{11} hinzuzufügen ist. Nimmt man an, dass die letztere die Breite $\beta = 0,12 \text{ m}$ und die Länge $\lambda = 0,10 \text{ m}$ hat, so ist $F_{11} = \beta \cdot \lambda = 0,012 \text{ qm}$, mithin

$$F = F_1 + F_{11} = 0,347 + 0,012 = 0,359 \text{ qm.}$$

Lässt man λ als freiliegende Weite der Platte gelten, so ist aus Gleichung 58, worin $s = 400 \text{ kg}$ die grösste zulässige Anspruchnahme des qem Gusseisen auf Zug bezeichnet, deren Stärke

$$d = \sqrt{\frac{3 \cdot 10}{12 \cdot 400} \cdot 34710} = 14,7 \text{ cm.}$$

c. Stärke des Ankerbolzens. Wird ein Ankerbolzen aus Schmiedeeisen mit der Abscherungsfestigkeit des qem $v = 600 \text{ kg}$ angewandt, so ergibt sich aus Gleichung 59 dessen nutzbare Querschnittsfläche

$$k = \frac{34710}{2 \cdot 600} = 28,92 \text{ qem,}$$

mithin dessen Querschnittsabmessungen z. B. rund $5 \times 6 \text{ cm}$.

B. Die Charnier-Hängbrücken.

a. die Charnier-Hängbrücken mit unbestimmter Trägerform.

1. Die Spannungen der Trägertheile im Allgemeinen.

Wird durch ein beliebiges Feld eines Charnier-Häng-

trägers mit der Spannweite l und der Pfeilhöhe f ein Schnitt $\alpha\beta$ gelegt, so ergibt sich die Spannung in einem der durchschnittenen Constructionstheile aus Gleichung 1 und 26

$$60) \dots \dots \dots S_{max} = \pm \frac{M_{max}}{c},$$

worin das grösste Angriffsmoment für jeden Constructionstheil aus der ungünstigsten Belastungsweise und der auf den zweckmässigsten Drehpunkt D bezogene Hebelsarm c aus der speciellen Form des Trägers abzuleiten ist. Wird die Ueberbrückung — wie gewöhnlich — mittelst versteifter Seitenträger mit halben Kettenbogen und versteifter Mittelträger bewirkt, so sind die Grenzspannungen für jeden dieser Träger besonders zu ermitteln.

2. Die Grenzspannungen in den Polygonstücken des Seitenträgers.

a) Bestimmung der Grenzspannungen durch die Verkehrsbelastung.

Bezeichnet Z_v die von der Verkehrslast erzeugte Spannung in einem beliebigen Polygonstücke, z deren Hebelsarm in Bezug auf den zweckmässigsten Drehpunkt D , um welchen sie rechts dreht, so ergibt sich, unter Hinweis auf Fig. 5, aus der Momentengleichung $Z_v z + M = 0$, worin M den durch Gleichung 10 in der allgemeinsten Form dargestellten Werth besitzt, die Spannung

$$61) \dots \dots \dots Z_v = \frac{1}{z l_1} \left[-P p b - Q q a + R r \cdot \frac{2 b w}{e} \right].$$

Hierin bleiben, da die zweckmässigsten Drehpunkte D sämtlich zwischen die Stützpunkte A und B fallen, die Abstände a , b und w durchweg positiv, mithin behalten auch die 3 damit behafteten Glieder ihre Vorzeichen.

Um die grösste Zugspannung des Polygonstückes zu erhalten, ist nur das positive Glied des Angriffsmomentes, also nur die auf der Mittelbrücke befindliche Last R beizubehalten, daher in Gleichung 10 die Last $P = Q = 0$ zu setzen. Man erhält mithin die grösste Zugspannung

$$62) \dots \dots \dots Z_{v, \max} = \frac{1}{z l_1} R r \cdot \frac{2 b w}{e},$$

welche ihr absolutes Maximum erreicht, wenn unter übrigen gleichen Umständen R ein Maximum wird, d. h. wenn die grössten Lasten R der Mittelbrücke in deren Scheitel stehn oder sich demselben möglichst nähern.

Um die grösste Druckspannung des Polygonstückes zu erhalten, sind nach dem Früheren nur die auf der Seitenbrücke befindlichen Lasten P und Q beizubehalten, also ist in Gleichung 10 die Last $R = 0$ zu setzen. Man erhält mithin die grösste Druckspannung

$$63) \dots \dots \dots Z_{v, \min} = - \frac{1}{z l_1} [P p b + Q q a],$$

welche ihr absolutes Maximum erreicht, wenn unter übrigen gleichen Umständen P und Q sowie deren Abstände p und q möglichst gross werden, d. h. wenn sich diese Lasten P und Q dem Schnitt $\alpha\beta$ möglichst nähern. Die ungünstigste Laststellung erhält man mit Hilfe der Gleichung 13, worin $R = 0$ zu setzen ist, also wenn

$$64) \dots \dots \dots P b - Q a \leq 0.$$

Die absolut grösste Druckspannung wird erhalten, wenn

$$65) \dots \dots \dots \frac{P}{Q} = \frac{a}{b},$$

d. h. wenn die Lasten auf den zu beiden Seiten des Schnittes befindlichen Strecken des Seitenträgers diesen letzteren proportional werden.

β) Bestimmung der Spannungen durch das Eigengewicht.

Da hierbei die in Gleichung 10 vorkommenden Lasten P , Q und R sämtlich wirken, so ergibt sich aus Gleichung 1 und 10 die Spannung eines beliebigen Bogenstückes durch Eigengewicht

$$66) \dots \dots \dots Z_e = - \frac{1}{z l_1} [P p b + Q q a - R r \cdot 2 b w],$$

wobei P , Q und R entweder als Einzellasten oder als stetig vertheilte Lasten in Rechnung gezogen werden können, woraus alsdann die Abstände p , q und r ihrer Resultanten leicht zu bestimmen sind.

Die grössten Gesamtspannungen des untersuchten Bogenstücks ergeben sich dann aus

67) $Z_{\max} = Z_{\max} + Z_0$ und $Z_{\min} = Z_{\min} + Z_0$.

3. Die Grenzspannungen in den Untergurtstücken des Seitenträgers.

a) Bestimmung der Grenzspannungen durch die Verkehrsbelastung.

Bezeichnet X_v die von der Verkehrsbelastung erzeugte Spannung in einem beliebigen Untergurtstück, x deren Hebelsarm in Bezug auf den zweckmässigsten Drehpunkt D , um welchen sie links dreht, so ergibt sich, unter Hinweis auf Textfig. 5, aus der Momentengleichung $-X_v x + {}^a M = 0$, worin ${}^a M$ den durch Gleichung 10 allgemein ausgedrückten Werth besitzt, die Spannung

68)
$$X_v = \frac{1}{x_1} \left(Ppb + Qqa - Rr \cdot \frac{2bw}{e} \right)$$

Hierin bleiben, da die zweckmässigsten Drehpunkte D auch hier sämmtlich zwischen die Stützpunkte fallen, die Abstände a , b und w durchweg positiv, mithin behalten die 3 mit ihnen behafteten Glieder ihre Vorzeichen.

Um die grösste Zugspannung des Untergurtstücks zu erhalten, sind daher nur die positiven Glieder des Angriffsmomentes, also die auf dem Seitenträger selbst befindlichen Lasten P und Q beizubehalten, also in Gleichung 68 $R = 0$ zu setzen. Man erhält mithin die grösste Zugspannung

69)
$$X_{v, \max} = \frac{1}{x_1} (Ppb + Qqa),$$

welche ihr absolutes Maximum erreicht, wenn unter übrigens gleichen Umständen P und Q sowie ihre Abstände p und q möglichst gross sind, d. h. wenn sich jene Lasten P und Q dem Schnitt $\alpha\beta$ möglichst nähern. Die ungünstigste Laststellung erhält man wieder aus Gleichung 13, worin $R = 0$ zu setzen ist, also wenn

70)
$$Pb - Qa \geq 0.$$

Die absolut grösste Zugspannung wird erhalten, wenn

71)
$$\frac{P}{Q} = \frac{a}{b},$$

d. h. wenn die Lasten auf den zu beiden Seiten des Schnittes befindlichen Strecken des Seitenträgers diesen letzteren proportional sind. Die grösste Druckspannung des Untergurtstücks erhält man durch Beibehaltung des negativen Gliedes jenes Angriffsmomentes oder der Lasten R der Mittelbrücke. Setzt man daher in Gleichung 10 $P = Q = 0$, so erhält man aus Gleichung 68 die grösste Druckspannung

72)
$$X_{v, \min} = -\frac{1}{x_1} Rr \cdot \frac{2bw}{e},$$

welche ihr absolutes Maximum erreicht, wenn die grössten Lasten R der Mittelbrücke in deren Scheitel stehn oder sich demselben möglichst nähern.

β) Bestimmung der Spannungen durch das Eigengewicht.

Da hierbei die in Gleichung 10 vorkommenden Lasten P , Q und R sämmtlich wirken, so ergibt sich aus Gleichung 10 und 60 die Spannung eines beliebigen Untergurtstücks

73)
$$X_0 = \frac{1}{x_1} \left(Ppb + Qqa - Rr \cdot \frac{2bw}{e} \right)$$

wobei P , Q und R Einzellasten oder stetig vertheilte Lasten darstellen, für welche die Abstände p , q und r ihrer Resultanten leicht zu bestimmen sind.

Die grössten Gesamtspannungen des untersuchten Untergurtstücks ergeben sich dann aus

74) $X_{\max} = X_{\max} + X_0$ und $X_{\min} = X_{\min} + X_0$.

4. Die Grenzspannungen in den Diagonalen des Seitenträgers.

a) Bestimmung der Grenzspannungen durch die Verkehrsbelastung.

Bezeichnet Y_v die von der Verkehrsbelastung in einer beliebigen Diagonale erzeugte Spannung, y deren Hebelsarm in Bezug auf den Durchschnittspunkt D der beiden

mitdurchschnittenen Gurtstücke als zweckmässigsten Drehpunkt, um welchen sie rechts dreht, so ergibt sich, unter Hinweis auf Fig. 6, aus der Momentengleichung $Y_v y + {}^a M = 0$, worin ${}^a M$ den durch Gleichung 10 ausgedrückten allgemeinen Werth besitzt, die Spannung jener Diagonale

75)
$$Y_v = \frac{1}{y_1} \left(-Ppb - Qqa + Rr \cdot \frac{2bw}{e} \right).$$

Die zweckmässigsten Drehpunkte fallen für die der Endverticale BB_1 näher liegenden Felder zwischen die Stützpunkte A und B_1 , für die übrigen Felder um so weiter links von dem Scheitel A , je näher diese demselben rücken. Liegen jene Drehpunkte links von dem Durchschnittspunkt E des Untergurtes und der Bogensehne BA , so werden in Gleichung 75 a und w negativ, liegen sie zwischen E und A_1 , so wird a negativ, während w positiv bleibt und liegen sie rechts von A_1 , so bleiben a und w positiv. Hiernach sind drei Fälle zu unterscheiden, welche verschiedene Werthe von Y_v bedingen.

Erster Fall. Der Drehpunkt D liegt links von E . Da in diesem Falle die Abstände a und w negativ werden, so ist die Spannung

76)
$$Y_v = \frac{1}{y_1} \left(-Ppb + Qqa - Rr \cdot \frac{2bw}{e} \right),$$

woraus folgt, dass in diesem Falle die links von dem Schnitte sammt den auf den Mittelträger wirkenden Lasten Druck und die zwischen Schnitt und Mittelträger wirkenden Lasten Zug in den betrachteten Diagonalen erzeugen.

Die relativ grösste Zugspannung ergibt sich hiernach aus der Gleichung

77)
$$Y_{v, \max} = \frac{1}{y_1} Qqa,$$

welche ihr absolutes Maximum erreicht, wenn unter übrigens gleichen Umständen die Last Q und deren Abstand q von der Endverticale BB_1 möglichst gross ist, d. h. wenn diese Last dem Schnitte sich möglichst nähert.

Die relativ grösste Druckspannung ergibt sich alsdann aus der Gleichung

78)
$$Y_{v, \min} = -\frac{1}{y_1} \left(Ppb + Rr \cdot \frac{2bw}{e} \right).$$

Die ungünstigste Laststellung erhält man aus Gleichung 13, worin $Q = 0$ zu setzen ist, wenn

79)
$$Pe - 2Rw > 0,$$

woraus sich die absolut grösste Spannung der Diagonale ergibt, wenn

80)
$$\frac{P}{R} = \frac{2w}{e}.$$

Zweiter Fall. Der Drehpunkt D liegt zwischen E und A_1 . Da in diesem Fall a negativ wird, während w positiv bleibt, so ist aus Gleichung 75 die Spannung

81)
$$Y_v = \frac{1}{y_1} \left(-Ppb + Qqa + Rr \cdot \frac{2bw}{e} \right),$$

woraus folgt, dass in diesem Falle die links von dem Schnitte wirkenden Lasten Druck, die zwischen Schnitt und Mittelträger sowie die auf diesen letzteren wirkenden Lasten Zug in der Diagonale erzeugen.

Die relativ grösste Zugspannung ergibt sich daher aus der Gleichung

82)
$$Y_{v, \max} = \frac{1}{y_1} \left(Qqa + Rr \cdot \frac{2bw}{e} \right).$$

Die absolut grösste Anspruchnahme erhält man unter übrigens gleichen Umständen, wenn sowohl die Lasten Q und R als auch deren Abstände q und r von der rechten Endverticale BB_1 ihr Maximum erreichen und wenn zugleich die aus Gleichung 13, worin ebenfalls $-a$ statt a zu setzen ist, abgeleitete Bedingung

$$Qa - R \cdot \frac{2bw}{e} \leq 0$$

der ungünstigsten Laststellung erfüllt wird.

Die relativ grösste Druckspannung folgt nunmehr aus Gleichung

83)
$$Y_{v, \min} = -\frac{1}{y_1} Ppb,$$

welche unter übrigens gleichen Umständen ihr absolutes

Maximum erreicht, wenn die Last P und deren Abstand p von der linken Endverticale AA_1 ihren grössten Werth erreicht, d. h. wenn jene Last sich dem Schnitt $\alpha\beta$ möglichst nähert.

Dritter Fall. Der Drehpunkt D liegt rechts von A_1 . Da in diesem Falle die Abstände a und w positiv bleiben, also die Vorzeichen in der Gleichung 75 ihre Gültigkeit behalten, so erhält man die relativ grösste Zugspannung

$$84) \dots Y_{\max} = \frac{1}{y_1} Rr \cdot \frac{2bw}{e},$$

welche unter übrigens gleichen Umständen für den grössten Werth von R und r ihr absolutes Maximum erreicht, und die relativ grösste Druckspannung

$$85) \dots Y_{\min} = -\frac{1}{y_1} (Ppb + Qqa),$$

welche ihren absolut grössten Werth unter den zu Gleichung 69 entwickelten Bedingungen erreicht.

β) Bestimmung der Spannungen durch das Eigengewicht.

Da hierbei die Lasten P , Q und R gleichzeitig wirken, so erhält man aus Gleichung 75 allgemein die Spannung

$$86) \dots Y_e = \frac{1}{y_1} (-Ppb - Qqa + Rr \cdot \frac{2bw}{e}),$$

mithin für den ersten Fall, wobei a und w negativ werden,

$$87) \dots Y_e = \frac{1}{y_1} (-Ppb + Qqa - Rr \cdot \frac{2bw}{e}),$$

für den zweiten Fall, wo a negativ wird, während w positiv bleibt,

$$88) \dots Y_e = \frac{1}{y_1} (-Ppb + Qqa + Rr \cdot \frac{2bw}{e})$$

und für den dritten Fall, wo a und w positiv bleiben, die Spannung direct aus Gleichung 86. Die grösste untersuchte Grenzspannung der Diagonale ergibt sich dann aus Gleichung

$$Y_{\max} = Y_{\max} + Y_e \text{ und } Y_{\min} = Y_{\max} + Y_e.$$

5. Die Grenzspannungen in den Verticalen des Seitenträgers.

α) Bestimmung der Grenzspannungen durch die Verkehrsbelastung.

Bezeichnet V_v die von der Verkehrsbelastung erzeugte Spannung einer beliebigen Verticale, v deren Hebelarm in Bezug auf den Durchschnittpunkt D der beiden mitdurchschnittenen Gurtstücke als zweckmässigsten Drehpunkt, um welchen sie links dreht, so ergibt sich, unter Hinweis auf Fig. 6, aus der Momentengleichung $-V_v v + M = 0$, worin M den durch Gleichung 10 allgemein dargestellten Werth besitzt, die Spannung der Verticale

$$89) \dots V_v = \frac{1}{v_1} (Ppb + Qqa - Rr \cdot \frac{2bw}{e})$$

Da jene zweckmässigsten Drehpunkte D der Verticalen wie man sich in Fig. 6 leicht überzeugt, dieselbe Lage haben, wie diejenigen der mit ihrem Fusse zusammenstreichenden Diagonalen, so sind hier dieselben, unter 4 näher bezeichneten, drei Fälle zu unterscheiden, wobei die Abstände a und b des Drehpunktes sowie e und w der Belastungsscheide die analogen Werthe behalten.

Erster Fall. Der Drehpunkt liegt links von E . Da in diesem Falle die Abstände a und w negativ werden, so ist die Spannung der Verticale

$$90) \dots V_v = \frac{1}{v_1} (Ppb - Qqa + Rr \cdot \frac{2bw}{e})$$

woraus folgt, dass in diesem Falle die links von dem Schnitt und die auf den Mittelträger wirkenden Lasten Zug und die zwischen Schnitt und Mittelträger wirkenden Lasten Druck erzeugen.

Die grösste Zugspannung

$$91) \dots V_{\max} = \frac{1}{v_1} (Ppb + Rr \cdot \frac{2bw}{e})$$

ergibt sich also unter den zu Gleichung 78, die grösste Druckspannung

$$92) \dots V_{\min} = -\frac{1}{v_1} \cdot Qqa$$

unter den zu Gleichung 77 aufgestellten Bedingungen.

Zweiter Fall. Der Drehpunkt liegt zwischen E und A_1 . Da in diesem Fall a negativ wird, während w positiv bleibt, so ist aus Gleichung 89 die Spannung

$$93) \dots V_v = \frac{1}{v_1} (Ppb - Qqa - Rr \cdot \frac{2bw}{e})$$

woraus folgt, dass in diesem Falle die links vom Schnitte wirkenden Lasten P Zug und sämtliche, rechts von demselben wirkenden Lasten Q , R Druck erzeugen. Die grösste Zugspannung

$$94) \dots V_{\max} = \frac{1}{v_1} \cdot Ppb$$

ergibt sich also unter den zu Gleichung 83, die grösste Druckspannung

$$95) \dots V_{\min} = -\frac{1}{v_1} (Qqa + Rr \cdot \frac{2bw}{e})$$

unter den zu Gleichung 82 entwickelten Bedingungen.

Dritter Fall. Der Drehpunkt D liegt rechts von A_1 . Da in diesem Falle die Abstände a und w positiv bleiben, also die Gleichung 89 ihre Gültigkeit behält, so erhält man aus ihr direct die grösste Zugspannung

$$96) \dots V_{\max} = \frac{1}{v_1} (Ppb + Qqa)$$

unter den zu Gleichung 85, die grösste Druckspannung

$$97) \dots V_{\min} = -\frac{1}{v_1} Rr \cdot \frac{2bw}{e}$$

unter den zu Gleichung 84 angegebenen Bedingungen.

β) Bestimmung der Spannungen durch das Eigengewicht.

Da hier die Lasten P , Q und R wieder gemeinschaftlich wirken, so ergibt sich aus Gleichung 89

$$98) \dots V_e = \frac{1}{v_1} (Ppb + Qqa - Rr \cdot \frac{2bw}{e})$$

mithin für den ersten Fall, wobei a und w negativ werden,

$$99) \dots V_e = \frac{1}{v_1} (Ppb - Qqa + Rr \cdot \frac{2bw}{e}),$$

für den zweiten Fall, wobei a negativ wird und w positiv bleibt,

$$100) \dots V_e = \frac{1}{v_1} (Ppb - Qqa - Rr \cdot \frac{2bw}{e}),$$

für den dritten Fall, worin a und w positiv bleiben, die Spannung direct aus Gleichung 98. Die grössten Grenzspannungen der Verticale erhält man dann aus den Gleichungen

$$101) V_{\max} = V_{\max} + V_e \text{ und } V_{\min} = V_{\min} + V_e.$$

6. Die Grenzspannungen in den Polygonstücken des Mittelträgers.

α) Bestimmung der Grenzspannungen durch die Verkehrsbelastung.

Bezeichnet Z_v die von der Verkehrslast in einem beliebigen Polygonstück erzeugte Spannung, z deren Hebelarm in Bezug auf den zweckmässigsten Drehpunkt D , um welchen sie rechts dreht, so ergibt sich, unter Hinweis auf Fig. 7, aus der Momentengleichung $Z_v z + M = 0$, worin M den durch Gleichung 10 dargestellten allgemeinen, ferner w und e den bzw. durch Gleichung 17 und 18 bestimmten Werth besitzt, die Spannung

$$102) Z_v = \frac{1}{z} [-Pp(e-w) - Qa(q-l_2-w) + Rr \cdot \frac{2aw}{l}].$$

Hierin bleibt, da die zweckmässigsten Drehpunkte D sämtlich zwischen den Stützpunkt A und den Scheitel C fallen, der Abstand w stets positiv, mithin erfährt das betrachtete Polygonstück durch die links von dem Schnitte befindlichen Lasten P einen Druck, da hier stets $e > a$ ist, durch die zwischen Schnitt und Scheitel befindlichen Lasten Q einen Druck, so lange $q > l_2 + w$ ist, d. h. so lange sie zwischen Schnitt und Belastungsscheide wirken, dagegen einen Zug, sobald $q < l_2 + w$ wird, d. h. sobald sie zwischen Belastungsscheide und Scheitel wirken

und endlich durch die auf der rechten Trägerhälfte befindlichen Lasten R einen Zug.

Um die grösste Zugspannung des Polygonstückes zu erhalten, sind daher die beiden letzteren Belastungen beizubehalten und es ergibt sich, wenn man den rechts von der Belastungsscheide wirkenden Theil von Q mit Q_r und den Abstand seiner Resultante von der rechten Endverticale BB_1 mit q_r bezeichnet, die Spannung

$$103) \quad Z, \max = \frac{1}{ze} \left[Q_r a (l/2 + w - q_r) + Rr \cdot \frac{2aw}{l} \right],$$

welche ihren grössten Werth erreicht, wenn Q_r , R und r möglichst gross und q_r möglichst klein wird, d. h. je mehr sich, unter übrigens gleichen Umständen, jene Lasten dem Scheitel nähern. Hierzu kommt, mit Bezug auf Gleichung 19, worin $P=0$ und Q_r statt Q zu setzen ist, die weitere Bedingung

$$Q_r l/2 - R w \geq 0,$$

wonach diese Lasten den Strecken, worauf sie sich befinden, möglichst proportional sein müssen und bei gleichförmig vertheilter Belastung der Proportion entsprechen

$$\frac{Q_r}{R} = \frac{w}{l/2}$$

Die grösste Druckspannung des Polygonstückes, bei welcher jene beiden ersteren Belastungen beizubehalten sind, ergibt sich, wenn man den links von der Belastungsscheide liegenden Theil von Q mit Q_l und den Abstand seiner Resultante vom rechten Stützpunkte B mit q_l bezeichnet,

$$104) \quad Z, \min = -\frac{1}{ze} \left[Pp(e-a) + Q_l a (q_l - l/2 - w) \right],$$

welche ihren grössten negativen Werth erreicht, wenn P , Q_l , p und q_l möglichst gross sind und, mit Bezug auf Gleichung 19, worin $P=0$ und Q_l statt Q zu setzen ist, die weitere Bedingung

$$105) \quad \dots \dots P(e-a) - Q_l a \geq 0$$

oder in besondern Fällen, z. B. bei gleichförmig vertheilter Belastung, die Proportion

$$106) \quad \dots \dots \frac{P}{Q_l} = \frac{a}{e-a}$$

stattfindet, wonach diese Lasten den Strecken, worauf sie sich befinden, proportional sein müssen.

β) Bestimmung der Spannungen durch das Eigengewicht.

Da hierbei die vorkommenden Lasten P , Q und R gleichzeitig wirken, so ergibt sich aus Gleichung 102 die Eigengewichtsspannung eines beliebigen Polygonstückes

$$107) \quad Z_e = \frac{1}{ze} \left[-Pp(e-a) - Qa(q-l/2-w) + Rr \cdot \frac{2aw}{l} \right],$$

worin P , Q und R meist als gleichförmig vertheilte Lasten in Rechnung zu ziehen und demgemäss die zugehörigen Abstände p , q und r ihrer Resultanten leicht zu bestimmen sind.

Die grössten Gesamtspannungen des untersuchten Polygonstückes ergeben sich dann aus

$$108) \quad Z_{\max} = Z, \max + Z_e \quad \text{und} \quad Z_{\min} = Z, \min + Z_e.$$

7. Die Grenzspannungen in den Untergurtstücken des Mittelträgers.

a) Bestimmung der Grenzspannungen durch die Verkehrsbelastung.

Bezeichnet X , die von der Verkehrslast in einem beliebigen Untergurtstück erzeugte Spannung, x deren Hebelsarm in Bezug auf den zweckmässigsten Drehpunkt D , um welchen sie links dreht, so ergibt sich, unter Hinweis auf Fig. 7, aus der Momentengleichung $-X, x + {}^a M = 0$, worin ${}^a M$ den durch Gleichung 16 dargestellten allgemeinen Werth besitzt,

$$109) \quad X_x = \frac{1}{xe} \left[Pp(e-a) + Qa(q-l/2-w) - Rr \cdot \frac{2aw}{l} \right].$$

Hierin bleibt, da die zweckmässigsten Drehpunkte D sämtlich zwischen den Stützpunkten A und den Scheitel C fallen, der Abstand w der Belastungsscheide vom Scheitel stets positiv, mithin erfährt das durchschnittene Untergurtstück durch die links von dem Schnitte wirkenden Lasten

P einen Zug, weil stets $e > a$ ist, durch die zwischen Schnitt und Scheitel wirkenden Lasten Q ebenfalls einen Zug, so lange $q > l/2 + w$, d. h. so lange sie zwischen Schnitt und Belastungsscheide liegen, dagegen einen Druck, sobald $q < l/2 + w$ wird, d. h. sobald sie zwischen Belastungsscheide und Scheitel wirken und endlich durch die auf die rechte Trägerhälfte wirkenden Lasten R einen Druck.

Um die grösste Zugspannung eines Untergurtstückes zu erhalten, sind daher die beiden ersteren Belastungen beizubehalten und es ergibt sich, wenn man den links von der Belastungsscheide wirkenden Theil von Q mit Q_l und den Abstand seiner Resultante vom dem rechten Stützpunkte B mit q_l bezeichnet, die grösste Zugspannung

$$110) \quad X, \max = \frac{1}{xe} \left[Pp(e-a) + Q_l a (q_l - \frac{l}{2} - w) \right],$$

welche unter den zu Gleichung 104 entwickelten Bedingungen ihren höchsten Werth erreicht.

Die grösste Druckspannung des Untergurtstückes, bei welcher jene beiden letzteren Belastungen beizubehalten sind, ergibt sich, wenn man den rechts von der Belastungsscheide wirkenden Theil von Q mit Q_r und den Abstand seiner Resultante vom dem rechten Stützpunkte B mit q_r bezeichnet, die grösste Druckspannung

$$111) \quad X, \min = -\frac{1}{xe} \left[Q_r a \left(\frac{l}{2} + w - q_r \right) + Rr \cdot \frac{2aw}{l} \right],$$

welche ihren grössten negativen Werth erreicht, wenn die zu Gleichung 103 aufgestellten Bedingungen erfüllt werden.

β) Bestimmung der Spannungen durch das Eigengewicht.

Da hierbei alle Lasten P , Q und R gleichzeitig wirken, so ergibt sich aus Gleichung 109 die Eigengewichtsspannung eines beliebigen Untergurtstückes

$$112) \quad X_e = \frac{1}{xe} \left[Pp(e-a) + Qa \left(q - \frac{l}{2} - w \right) - Rr \cdot \frac{2aw}{l} \right],$$

worin P , Q und R meist als gleichförmig vertheilte Lasten in Rechnung zu ziehen und demgemäss die zugehörigen Abstände p , q und r ihrer Resultanten leicht zu bestimmen sind.

Die grössten Gesamtspannungen des untersuchten Untergurtstückes ergeben sich dann aus

$$113) \quad X_{\max} = X, \max + X_e \quad \text{und} \quad X_{\min} = X, \min + X_e.$$

8. Die Grenzspannungen in den Diagonalen des Mittelträgers.

a) Bestimmung der Grenzspannungen durch die Verkehrsbelastung.

Bezeichnet Y , die von der Verkehrsbelastung in einer beliebigen Diagonale erzeugte Spannung, y deren Hebelsarm in Bezug auf den Durchschnittspunkt D der beiden mitdurchschnittenen Gurtstücke als zweckmässigsten Drehpunkt, um welchen sie rechts dreht, so ergibt sich, unter Hinweis auf Fig. 8, aus der Momentengleichung $Y, y + {}^a M = 0$, worin ${}^a M$ den durch Gleichung 16 ausgedrückten allgemeinen Werth besitzt, die Spannung der Diagonale

$$114) \quad Y_y = \frac{1}{ye} \left[-Pp(e-a) - Qa(q-l/2-w) + Rr \cdot \frac{2aw}{l} \right].$$

Die zweckmässigsten Drehpunkte fallen für die der Endverticale AA_1 nahe liegenden Felder zwischen den Stützpunkten A und den Scheitel C , für die übrigen Felder um so weiter rechts von dem Scheitel C , je näher sie demselben rücken. Liegen diese Drehpunkte links von dem Durchschnittspunkt E des Untergurtes und der Bogensehne BC , so ist in vorstehender Gleichung $e > a$, in welchem Falle das erste Glied negativ bleibt also die Lasten P in der betrachteten Diagonale einen Druck erzeugen, und der Abstand w der Belastungsscheide positiv, in welchem Falle die Lasten R darin einen Zug hervorbringen. Liegen jene Drehpunkte zwischen den Durchschnittspunkten E und F des Untergurtes und der Bogensehnen BC und AC , so wird in vorstehender Gleichung $e < a$, während w positiv bleibt, in welchem Falle die Lasten P und R beide darin einen Zug erzeugen, liegen sie endlich rechts von dem Durchschnittspunkt F des Untergurtes und der Bogensehne AC ,

so bleibt $e < a$, während w negativ wird, in welchem Falle die Lasten P einen Zug und die Lasten R einen Druck hervorbringen. In den beiden ersten Fällen erzeugen die Lasten Q einen Druck, so lange $q > l/2 + w$, d. h. so lange sie zwischen Belastungsscheide und Scheitel wirken, im letzten Falle, für welchen w negativ, und $q > l/2 - w$ wird, erzeugen sämtliche Lasten Q einen Druck in der betrachteten Diagonale.

Hiernach sind drei Fälle zu unterscheiden, welche verschiedene Werthe für Y_v bedingen.

Erster Fall. Der Drehpunkt D liegt links von E . Da in diesem Fall $e > a$ ist und w positiv bleibt, so ist, wenn der rechts von der Belastungsscheide gelegene Theil von Q mit dem Abstände q_r seiner Schwerlinie vom Stützpunkte B mit Q_r bezeichnet wird, die grösste Zugspannung der Diagonale

$$115) \cdot Y_{v,\max} = \frac{1}{ye} \left[Q_r a \left(\frac{1}{2} + w - q_r \right) + Rr \cdot \frac{2aw}{l} \right],$$

welche unter den zu Gleichung 111 entwickelten Bedingungen ihren grössten Werth erreicht.

Die grösste Druckspannung der Diagonale ergibt sich, wenn der links von der Belastungsscheide gelegene Theil von Q mit dem Abstände q_l seiner Schwerlinie vom Stützpunkte B mit Q_l bezeichnet wird, aus

$$116) Y_{v,\min} = -\frac{1}{ye} \left[Pp(e-a) + Q_l a \left(q_l - \frac{1}{2} - w \right) \right],$$

welche ihren grössten negativen Werth unter den zu Gleichung 113 angegebenen Bedingungen erreicht.

Zweiter Fall. Der Drehpunkt D liegt zwischen E und F . Da in diesem Fall $e < a$ wird und w positiv bleibt, so ist, wenn Q_l und q_l die frühere Bedeutung haben, die grösste Zugspannung der Diagonale

$$117) Y_{v,\max} = \frac{1}{ye} \left[Pp(a-e) + Q_r a \left(\frac{1}{2} + w - q_r \right) + Rr \cdot \frac{2aw}{l} \right]$$

welche ihr absolutes Maximum erreicht, wenn P , Q , R , p und r seinen grössten, q_r seinen kleinsten Werth annimmt, d. h. wenn die grösste Last P sich dem Schnitt, die grösste Last Q_r und R sich dem Scheitel möglichst nähert, wozu nach Gleichung 19 die Bedingung kommt

$$P(a-e) + Q_r a - R \cdot \frac{2aw}{l} > 0.$$

Die grösste Druckspannung der Diagonalen ergibt sich, wenn Q_l und q_l ihre frühere Bedeutung behalten, aus

$$118) \cdot \cdot Y_{v,\min} = -\frac{1}{ye} Q_l a \left(q_l - \frac{1}{2} - w \right),$$

welche ihren grössten negativen Werth unter sonst gleichen Bedingungen erreicht, wenn Q_l und q_l ihre grössten Werthe annehmen, d. h. wenn die grösste Last Q_l dem Schnitte sich möglichst nähert.

Dritter Fall. Der Drehpunkt D liegt rechts von F . Da in diesem Fall $e < a$ und w negativ wird, so ist aus Gleichung 114 die relativ grösste Zugspannung

$$119) \cdot \cdot \cdot Y_{v,\max} = \frac{1}{ye} Pp(a-e),$$

welche ihren höchsten Werth unter übrigens gleichen Umständen dann annimmt, wenn die Last P ihr Maximum erreicht und sich dem Schnitte möglichst genähert hat.

Die relativ grösste Druckspannung der Diagonale ergibt sich alsdann wegen $q > l/2 - w$ aus

$$120) Y_{v,\min} = -\frac{1}{ye} \left[Qa \left(q - \frac{1}{2} + w \right) + Rr \cdot \frac{2aw}{l} \right],$$

welche für die grössten Werthe von Q , R , q und r ihren höchsten negativen Werth erreicht, also wenn sich die grösste Last Q und R bezw. dem Schnitt und dem Scheitel möglichst nähert.

β) Bestimmung der Spannungen durch die Eigengewichtsbelastung.

Da hierbei alle Lasten P , Q und R gleichzeitig wirken, so ergibt sich aus Gleichung 116 die Eigengewichtsspannung einer Diagonale

$$121) Y_e = \frac{1}{ye} \left[-Pp(e-a) - Qa(q-l/2-w) - Rr \cdot \frac{2aw}{l} \right],$$

worin die Werthe e , a und w nach Massgabe obiger drei Fälle einzuführen, P , Q und R meist als gleichförmig vertheilte Lasten in Rechnung zu ziehen und demgemäss die zugehörigen Abstände p , q und r ihrer Resultanten leicht zu bestimmen sind. Nur im dritten Fall ist $-w$ statt w zu setzen.

Hiernach erhält man, unter Beibehaltung der früheren Bezeichnungen, die Eigengewichtsspannungen der Diagonalen im ersten Fall

$$122) Y_e = \frac{1}{ye} \left[-Pp(e-a) - Qa(q-l/2-w) + Rr \cdot \frac{2aw}{l} \right]$$

im zweiten Fall

$$123) Y_e = \frac{1}{ye} \left[Pp(a-e) - Qa(q-l/2-w) + Rr \cdot \frac{2aw}{l} \right]$$

und im dritten Fall

$$124) Y_e = \frac{1}{ye} \left[Pp(a-e) - Qa(q-l/2+w) - Rr \cdot \frac{2aw}{l} \right].$$

Die grössten Gesamtspannungen der untersuchten Diagonale ergeben sich dann aus

$$125) \cdot Y_{\max} = Y_{v,\max} + Y_e \text{ und } Y_{\min} = Y_{v,\min} + Y_e.$$

9. Die Grenzspannungen in den Vertikalen des Mittelträgers.

a) Bestimmung der Grenzspannungen durch die Verkehrsbelastung.

Bezeichnet V_v die von der Verkehrsbelastung in einer beliebigen Verticalen erzeugte Spannung, v deren Hebelsarm in Bezug auf den Durchschnittspunkt D der beiden mitdurchschnitteten Gurtstücke als zweckmässigsten Drehpunkt, um welchen sie links dreht, so ergibt sich, unter Hinweis auf Fig. 8, aus der Momentengleichung $-V_v v + {}^*M = 0$, worin *M den durch Gleichung 18 dargestellten allgemeinen Werth besitzt, die Spannung der Vertikale

$$126) V_v = \frac{1}{ve} \left[Pp(e-a) + Qa \left(q - \frac{l}{2} - w \right) - Rr \cdot \frac{2aw}{l} \right].$$

Da die zweckmässigsten Drehpunkte der Verticalen, wie man sich leicht überzeugt, dieselbe Lage haben, wie diejenigen der mit ihrem Fusse zusammentreffenden, in dem nächstfolgenden Felde befindlichen Diagonalen, so sind hier dieselben, unter 8 näher bezeichneten, drei Fälle zu unterscheiden, welche verschiedene Werthe für V_v bedingen und in welchen die unter 18 betrachteten Belastungen Zug statt Druck und Druck statt Zug erzeugen.

Erster Fall. Der Drehpunkt D liegt links von E . Behält man die früheren Bezeichnungen bei, so ergibt sich aus Gleichung 126 die relativ grösste Zugspannung

$$127) V_{v,\max} = \frac{1}{ve} \left[Pp(e-a) + Q_l a \left(q_l - \frac{1}{2} - w \right) \right],$$

welche ihren höchsten Werth unter den zu Gleichung 116 angegebenen Bedingungen erreicht. Analog ergibt sich die grösste Druckspannung der untersuchten Vertikale

$$128) V_{v,\min} = -\frac{1}{ve} \left[Q_r a \left(\frac{1}{2} + w - q_r \right) + Rr \cdot \frac{2aw}{l} \right],$$

welche unter den zu Gleichung 115 angegebenen Bedingungen ihren grössten negativen Werth annimmt.

Zweiter Fall. Der Drehpunkt D liegt zwischen E und F . Behält man die früheren Bezeichnungen bei, so ergibt sich aus Gleichung 126 die relativ grösste Zugspannung

$$129) \cdot \cdot \cdot V_{v,\max} = \frac{1}{ve} Q_l a \left(q_l - \frac{1}{2} - w \right),$$

welche ihren grössten Werth unter sonst gleichen Umständen für die grössten Werthe von Q_l und q_l , d. h. wenn die grösste Last Q_l sich dem Schnitte möglichst nähert, erreicht. Die grösste Druckspannung der Vertikale erhält man analog

$$130) V_{v,\min} = -\frac{1}{ve} \left[Pp(a-e) + Q_r a \left(\frac{1}{2} + w - q_r \right) + Rr \cdot \frac{2aw}{l} \right],$$

welche unter den zu Gleichung 117 aufgestellten Bedingungen ihren grössten Werth annimmt.

Dritter Fall. Der Drehpunkt D liegt rechts von F . Aus Gleichung 126 erhält man die grösste Zugspannung der Verticale

$$131) \quad V_{\max} = \frac{1}{ve} \left[Qa \left(q - \frac{1}{2} + w \right) + Rr \cdot \frac{2aw}{l} \right],$$

welche mit den grössten Werthen von Q , R , q und r , d. h. wenn die grössten Lasten Q und R sich bezw. dem Schnitt und dem Scheitel möglichst nähern, ihren höchsten Werth erreicht. Die relativ grösste Druckspannung der Verticale ist

$$132) \quad V_{\min} = -\frac{1}{ve} Pp(a-e),$$

welche ihren grössten negativen Werth unter übrigens gleichen Umständen dann annimmt, wenn die Last P ihren höchsten Werth erreicht und sich dem Schnitte möglichst genähert hat.

β) Bestimmung der Spannungen durch das Eigengewicht.

Da hierbei alle Lasten P , Q und R gleichzeitig wirken, so ergibt sich aus Gleichung 126 die Eigengewichtsspannung einer Verticale

$$133) \quad V_e = \frac{1}{ve} \left[Pp(e-a) + Qa \left(q - \frac{l}{2} - w \right) - Rr \cdot \frac{2aw}{l} \right],$$

worin die Werthe e , a und w nach Massgabe der obigen drei Fälle einzuführen, P , Q und R meist als gleichförmig vertheilte Lasten in Rechnung zu ziehen und demgemäss die Abstände p , q und r ihrer Resultanten leicht zu bestimmen sind. Im dritten Fall ist wieder $-w$ statt w zu setzen.

Hiernach erhält man, unter Beibehaltung der früheren Bezeichnungen, die Eigengewichtsspannung der Verticale im ersten Falle

$$134) \quad V_e = \frac{1}{ve} \left[Pp(e-a) + Qa(q-l/2-w) - Rr \cdot \frac{2aw}{l} \right]$$

im zweiten Falle

$$135) \quad V_e = \frac{1}{ve} \left[-Pq(a-e) + Qa(q-l/2-w) - Rr \cdot \frac{2aw}{l} \right]$$

und im dritten Falle

$$136) \quad V_e = \frac{1}{ve} \left[-Pp(a-e) + Qa(q-l/2+w) + Rr \cdot \frac{2aw}{l} \right]$$

Die grössten Gesamtspannungen der Verticalen ergeben sich alsdann aus

$$137) \quad V_{\max} = V_{\max} + V_e \quad \text{und} \quad V_{\min} = V_{\min} + V_e.$$

In allen, unter 2 bis 9 entwickelten Gleichungen sind die den einzelnen Fällen entsprechenden Vorzeichen berücksichtigt, daher die Werthe e , a , b , w , q , g und q_e nur ihrem numerischen Werthe nach einzusetzen.

b) Die Charnier-Hängträger mit parabolischem Obergurt.

Nimmt der Obergurt des Seiten- und Mittelträgers die Form eines einer gemeinen Parabel eingeschriebenen Polygons mit bezw. n und $2n$ gleichen Feldern von der Weite λ , der Untergurt eine wagrechte Lage mit der Gesamthöhe $h = h_n + c$ an, während beide in ihren Theilpunkten durch Verticale und durch einfache, theils rechts-, theils linkssteigende Diagonale verbunden sind, so sind die Ordinaten der Obergurte des Seiten- und des Mittelträgers und hieraus die Höhen ihrer Verticalständer zu ermitteln.

Wird ferner der Hängbrückenträger in jedem Knotenpunkte mit dem Eigengewichte p und dem Verkehrsgewichte q belastet, so erfahren die Verticalen die Spannung p , wenn er entlastet und die Spannung $p+q$, wenn er vollbelastet ist. In beiden Fällen erleiden der Untergurt sowie die Diagonalen keine Spannung, während der polygonale Obergurt allein diese Belastungen auf die Stützpunkte A und B überträgt. Bei einseitiger Belastung dagegen nehmen diese Theile eine Spannung an, welche bei deren ungünstigster Vertheilung ihr Maximum erreicht.

1. Die Form und die Abmessungen des parabolischen Seitenträgers.

Nimmt man den Ursprung der Coordinaten in dem Scheitel A des Seitenträgers mit der Pfeilhöhe h_n an, so ist die Ordinate des beliebigen mten Polygonpunktes

$$138) \quad y_m = \frac{m^2}{n^2} \cdot h_n,$$

worin für y_{m-1} und y_{m+1} bezw. $m-1$ und $m+1$ statt m zu setzen ist, mithin die Höhe des mten Verticalständers

$$139) \quad t_m = c + \frac{m^2}{n^2} \cdot h_n,$$

die Länge des mten Polygonstückes

$$140) \quad b_m = \sqrt{\lambda^2 + \left(\frac{(2m-1)h_n}{n} \right)^2}$$

und die Länge der mten Diagonale

$$141) \quad d_m = \sqrt{\lambda^2 + \left(c + \frac{(m-1)^2}{n^2} h_n \right)^2}.$$

2. Die Grenzspannungen in den Obergurtstücken des parabolischen Seitenträgers.

a. Die Spannungen durch Eigengewicht und volle Verkehrsbelastung.

Bezeichnet Z_m^p die Eigengewichts-Spannung und Z_m^{p+q} die Spannung durch volle Belastung im mten unteren Gurtstück von der Länge b_m , so ist

$$142) \quad Z_m^p = \frac{n^2}{2} \cdot p \cdot \frac{b_m}{h_n}$$

und

$$143) \quad Z_m^{p+q} = \frac{n^2}{2} (p+q) \frac{b_m}{h_n},$$

worin b_m durch Gleichung 140 bestimmt ist.

b. Die Grenzspannungen durch die Verkehrslast.

α) Lage der Belastungsscheiden.

Da in der allgemeinen Gleichung 12 $b = (n-m)\lambda$, $k = f+c = h$, $f = h_n$ und $l_1 = n\lambda$ wird, so erhält man die Entfernung der Lastscheide von der rechten Endverticale

$$144) \quad e = \frac{2n(n-m)h_n}{nh + (n-m)h_n} \cdot \lambda$$

und von dem Scheitel

$$145) \quad w = n\lambda - e.$$

β) Die grössten Zugspannungen durch Verkehr.

Werden für das beliebige mte Feld die Werthe Rr , w , e ermittelt, $b = (n-m)\lambda$, $l_1 = n\lambda$ und $k = h$ gesetzt, so ergibt sich aus Gleichung 62, worin unter Benutzung der Gleichungen 139 und 140

$$146) \quad \varepsilon = t_m \frac{\lambda}{b_m}$$

zu nehmen ist, die grösste Zugspannung Z_{\max} .

γ) Die grössten Druckspannungen durch Verkehr.

Werden die Werthe Pp und Qq ermittelt und $b = (n-m)\lambda$, $a = m\lambda$, $l_1 = n\lambda$ gesetzt, so erhält man unter Benutzung des Werthes ε in der Gleichung 146 aus Gleichung 63 die grösste Druckspannung Z_{\min} .

c. Die grössten Gesamtspannungen.

Werden die aus Gleichung 62 und 142 zu entnehmenden Werthe zusammengestellt, so ergibt sich die grösste Gesamtspannung für Zug

$$147) \quad Z_{\max} = Z_{\max} + Z_m^p,$$

werden dagegen die aus Gleichung 63 und 142 zu entnehmenden Werthe zusammengestellt, so ergibt sich die grösste Gesamtspannung für Druck

$$148) \quad Z_{\min} = Z_{\min} + Z_m^p.$$

3. Die Grenzspannungen in den Untergurtstücken des parabolischen Seitenträgers.

a) Die Spannungen durch Eigengewicht und volle Verkehrslast.

Ist das Eigengewicht und die volle Verkehrslast als eine gleichförmig vertheilte Last anzunehmen, so wird dieselbe durch den Obergurt des parabolischen Hängträgers allein übertragen und bleibt mithin ohne Einfluss auf die Spannung des Untergurtes.

β) Die Grenzspannungen durch die Verkehrslast.

α) Lage der Belastungsscheiden.

Da in der allgemeinen Gleichung 12 für das beliebige mte Feld $b = (n-m+1)\lambda$, $k = \left(1 - \frac{(m-1)^2}{n^2} \right) h_n$, $l_1 = n\lambda$ und $f = h_n$ zu setzen ist, so erhält man nach gehöriger Reduction den Abstand der Belastungsscheide von der rechten Endverticale

$$149) \quad e = \frac{2n}{2n-1+m} \cdot \lambda$$

und vom Scheitel

$$150) \dots \dots \dots w = n\lambda - c.$$

β . Die grössten Zugspannungen.

Werden die Werthe P_p und Q_q , ferner e und w bezw. aus Gleichung 149 und 150 ermittelt, $a = (m-1)\lambda$, $b = (n+1-m)\lambda$ und $l_1 = n\lambda$ gesetzt, so ergibt Gleichung 69, worin unter Benutzung der Gleichung 139 der Hebelsarm

$$151) \dots \dots \dots x = l_{m-1} = c + \frac{(m-1)^2}{n^2} \cdot h_n$$

zu setzen ist, die grösste Zugspannung X_{max} .

γ . Die grössten Druckspannungen.

Werden die Werthe R_r , w und e wie vorher ermittelt, für a , b , l_1 und x_m dieselben Werthe gesetzt, so ergibt Gleichung 72 die grösste Druckspannung X_{min} .

Da die gleichförmig vertheilte Totalbelastung durch Verkehr in der unteren Gurtung die Spannung 0 erzeugt, so erhält man die Gleichung

$$152) \dots \dots \dots X_{min} = -X_{max},$$

wonach eine dieser beiden Spannungen auch aus der anderen berechnet werden kann.

δ . Die grössten Gesamtspannungen.

Da Eigengewichtsspannungen in den unteren Gurtstücken nicht vorkommen, so ergeben sich deren grösste Gesamtspannungen auf Zug und Druck bezw. aus den Gleichungen 69 oder 152 und 72 oder 152.

4. Die Grenzspannungen in den Diagonalen des parabolischen Seitenträgers.

α) Lage der Belastungsscheiden.

Wird in dem Nenner der allgemeinen Gleichung 12 $b = \frac{(c+y_m)\lambda}{y_m - y_{m-1}} + (n-m)\lambda$, woraus sich mit Bezug auf Gleichung 138, nach gehöriger Reduction, der Abstand des Drehpunktes von der Endverticalen BB_1

$$153) \dots \dots \dots b = \frac{n \left(\frac{c}{h_n} + 2m - 1 \right) - m(m-1)}{2m-1} \cdot \lambda$$

ergibt, ferner $l_1 = n\lambda$, $f = h_n$ und $k = h$ gesetzt, so erhält man den Abstand der Belastungsscheide von der Endverticale BB_1

$$154) e = \frac{2n \left(n \left(\frac{c}{h_n} + 2m - 1 \right) - m(m-1) \right) h_n}{n(2m-1)h + \left(n \left(\frac{c}{h_n} + 2m - 1 \right) - m(m-1) \right) h_n} \cdot n\lambda$$

und vom Scheitel

$$155) \dots \dots \dots w = n\lambda - c.$$

β) Bestimmung der Grenzspannungen durch die Verkehrsbelastung.

Da die Diagonalen der parabolischen Charnierhängebrücke bei voller gleichförmig vertheilter Verkehrsbelastung ohne Spannung sind, so folgt, dass zwei Belastungen, welche sich zur vollen Belastung ergänzen, successive zwei Spannungen hervorrufen, welche quantitativ gleich und nur verschiedenen Vorzeichens sind. Hiernach genügt es, nur eine Grenzspannung zu ermitteln, wozu man die durch die einfachste Gleichung dargestellte wählt und erhält wegen $Y_{max} + Y_{min} = 0$, wenn Y_{min} berechnet ist,

$$156) \dots \dots \dots Y_{max} = -Y_{min}$$

und, wenn Y_{max} berechnet ist,

$$157) \dots \dots \dots Y_{min} = -Y_{max}.$$

Die in den Gleichungen für diese Spannungen vorkommenden Hebelsarme ergeben sich für die beliebige mte Diagonale aus der Proportion $\frac{y_m}{b - (n-m)\lambda} = \frac{c + y_{m-1}}{d_m}$,

worin b den unter α entwickelten Werth besitzt. Wenn mit Hilfe der Gleichung 138 der Werth y_{m-1} ermittelt und eingeführt wird, so ergibt sich hieraus

$$158) \dots \dots \dots y = \frac{\left(\frac{c}{h_n} + m^2 \right) \left(\frac{c}{h_n} + (m-1)^2 \right) h_n}{n^2(2m-1)d_m} \cdot \lambda,$$

worin d_m den durch Gleichung 141 dargestellten Werth annimmt.

Bei Ermittlung der Diagonal-Spannungen sind je nach der Lage der Drehpunktes die früher angeführten, in Fig. 6 dargestellten, drei Fälle zu unterscheiden.

Erster Fall. Der Drehpunkt liegt links von E . Unter den beiden, zur Bestimmung der Grenzspannungen dienenden Gleichungen 86 und 87 ist die erstere die einfachere. Ermittelt man den Werth Q_q und y , setzt $l_1 = n\lambda$, $a = b - n\lambda$ und führt diese Werthe ein, so ergibt sich aus Gleichung 77 die grösste Zugspannung Y_{max} und aus Gleichung 157 die grösste Druckspannung Y_{min} .

Zweiter Fall. Der Drehpunkt liegt zwischen E und A_1 . Unter den beiden, zur Bestimmung der Grenzspannungen dienenden Gleichungen 82 und 83 ist die letztere die einfachere. Ermittelt man das Moment P_p , ferner die Werthe y und b aus Gleichung 158 und 153 und setzt $l_1 = n\lambda$, so ergibt sich nach deren Einführung in Gleichung 83 die grösste Druckspannung Y_{min} und aus Gleichung 156 die grösste Zugspannung Y_{max} .

Dritter Fall. Der Drehpunkt liegt rechts von A_1 . Wählt man von den beiden, zur Bestimmung der Grenzspannungen dienenden Gleichungen 84 und 85 die erstere als die einfachere, ermittelt die Werthe von R_r , y , b w , c und setzt $l_1 = n\lambda$, so ergibt sich, nach deren Einführung in Gleichung 84, die grösste Zugspannung Y_{max} und aus Gleichung 157 die grösste Druckspannung Y_{min} .

γ) Die grössten Gesamtspannungen.

Wird das Eigengewicht als gleichförmig vertheilt angenommen, so erzeugt dasselbe in den Diagonalen keine Spannung, mithin bilden die durch die Verkehrslast erzeugten Grenzspannungen Y_{max} und Y_{min} zugleich die grössten Gesamtspannungen durch Zug und Druck.

5. Die Grenzspannungen der Verticalen des parabolischen Seitenträgers.

α) Lage der Belastungsscheiden.

Da der schräge Schnitt durch die beliebige mte Verticale dasselbe obere Gurtstück trifft, welches von dem lothrechten Schnitte durch die Diagonale desselben Feldes getroffen wird, so nehmen die zweckmässigsten Drehpunkte der Verticalen dieselbe Lage an, wie diejenigen der zugehörigen Diagonalen und behalten e und w die bezw. durch Gleichung 154 und 155 dargestellten Werthe.

β) Bestimmung der Grenzspannungen durch die Verkehrsbelastung.

Erfährt die Verticale bei der vollen Verkehrsbelastung eine Spannung q , so folgt, dass zwei Belastungen, welche sich zur vollen Belastung ergänzen, zwei Spannungen hervorrufen, welche sich zu der Spannung q ergänzen. Hiernach genügt es, eine solche Grenzspannung zu ermitteln, wozu man vortheilhaft die durch die einfachste Gleichung dargestellte wählt und erhält, wegen $V_{max} + V_{min} = q$, wenn V_{min} berechnet ist,

$$159) \dots \dots \dots V_{max} = q - V_{min}$$

und, wenn V_{max} berechnet ist,

$$160) \dots \dots \dots V_{min} = q - V_{max}.$$

Die in den Gleichungen dieser Spannungen vorkommenden Hebelsarme v ergeben sich für die beliebige mte Verticale aus der Proportion $\frac{v}{\lambda} = \frac{c + y_m}{y_m - y_{m-1}}$ und erhält man hieraus, nach Einführung der Werthe von y_m und y_{m-1} aus Gleichung 138, jenen Abstand der mten Verticale vom Drehpunkt

$$161) \dots \dots \dots v = \frac{n^2 \frac{c}{h_n} + m^2}{2m-1} \cdot \lambda$$

Bei Berechnung der Vertical-Spannungen sind je nach der Lage des Drehpunktes die früher angeführten, in Fig. 6 dargestellten drei Fälle zu unterscheiden.

Erster Fall. Der Drehpunkt liegt links von E . Unter den zur Bestimmung der Grenzspannungen dienenden Gleichungen 91 und 92 ist die letztere die ein-

fachere. Ermittelt man den Werth Qq , dann aus Gleichung 161 und 153 bezw. v und $a = b - n\lambda$, setzt $l_1 = n\lambda$ und führt diese Werthe ein, so ergibt sich aus Gleichung 92 die grösste Druckspannung V_{min} und aus Gleichung 159 die grösste Zugspannung V_{max} .

Zweiter Fall. Der Drehpunkt liegt zwischen E und A_1 . Unter den beiden, zur Ermittlung der Grenzspannungen dienenden Gleichungen 94 und 96 ist die letztere die einfachere. Bestimmt man den Werth Pp , entnimmt aus Gleichung 161 und 153 bezw. den Werth von v und b , setzt $l_1 = n\lambda$ und führt diese Werthe in Gleichung 94 ein, so ergibt sich hieraus die grösste Druckspannung V_{min} und aus Gleichung 160 die grösste Druckspannung V_{min} .

Dritter Fall. Der Drehpunkt liegt rechts von A_1 . Unter den beiden, zur Bestimmung der Grenzspannungen dienenden Gleichungen 96 und 97 ist die letztere die einfachere. Ermittelt man den Werth Rr , berechnet aus Gleichung 161, 153, 155 und 154 bezw. die Werthe von v , b , w und e , setzt $l_1 = n\lambda$ und führt diese Werthe in Gleichung 97 ein, so ergibt sich hieraus die grösste Druckspannung V_{min} und aus Gleichung 159 die grösste Zugspannung V_{max} .

γ) Die grössten Gesamtspannungen.

Wird das Eigengewicht jedes Knotenpunktes mit p bezeichnet, von welchem man einen Theil $\frac{p}{u}$ an dem unteren, den übrigen Theil $\frac{(u-1)p}{u}$ an dem oberen Ende der Vertikale wirkend denken kann, so ist die durch die erstere Belastung erzeugte Zugspannung jeder Grenzspannung dieses Stabes hinzuzufügen und es ergeben sich mit Bezug auf die in Gleichung 159 und 160 enthaltenen Werthe die grössten Gesamtspannungen einer beliebigen mten Verticale

162) $V_{max} = V_{max} + \frac{p}{u}$
 und
 163) $V_{min} = V_{min} + \frac{p}{u}$

6. Die Form und die Abmessungen des parabolischen Mittelträgers.

Nimmt man den Ursprung der Coordinaten in dem linken Aufhängepunkt A des Mittelträgers mit $2n$ Feldern und der Pfeilhöhe h_n an, so ist die Ordinate des beliebigen mten Polygonpunktes

164) $h_m = \frac{m(2n-m)}{n^2} \cdot h_n$,

woraus die Ordinate h_{m-1} und h_{m+1} des $(m-1)$ ten und $(m+1)$ ten Knotenpunktes erhalten wird, wenn bezw. $m-1$ und $m+1$ statt m gesetzt wird. Die Höhe der mten Verticalen ist dann

165) $t_m = c + h_n - h_m = c + h_n \frac{(n-m)^2}{n^2}$,

die Länge des beliebigen mten Polygonstückes

166) $b_m = \sqrt{\lambda^2 + \left(\frac{2n+1-2m}{n^2} h_n\right)^2}$

und die Länge der beliebigen mten Diagonale

167) $d_m = \sqrt{\lambda^2 + \left(c + h_n \frac{(n-m)^2}{n^2}\right)^2}$.

7. Die Grenzspannungen in den Obergurtstücken des parabolischen Mittelträgers.

a. Die Spannungen durch Eigengewicht und volle Verkehrsbelastung.

Bezeichnet Z_m^e die Eigengewichtsspannung und Z_m^{p+q} die Spannung durch volle Belastung im mten Polygonstücke von der Länge b_m , so ist

168) $Z_m^e = \frac{n^2}{2} \cdot p \cdot h_n$
 und

169) $Z_m^{p+q} = \frac{n^2}{2} (p+q) \frac{b_m}{h_n}$.

worin b_m den durch Gleichung 166 gegebenen Werth besitzt.

b. Die Grenzspannungen durch die Verkehrslast.

α) Lage der Belastungsscheide.

Da in der allgemeinen Gleichung 18 $a = (m-1)\lambda$ und $l = 2m\lambda$ wird, so erhält man die Entfernung der Lastscheide von der linken Endverticalen

170) $e = \frac{2}{h} \frac{1}{(m-1)h_n + \frac{1}{n}} \cdot \lambda$

und vom Scheitel

171) $w = n\lambda - e$.

β) Die grössten Zugspannungen.

Wird die rechts von der Belastungsscheide wirkende Last Q_r nebst dem Abstände q_r ihrer Resultante von der rechten Endverticalen BD_1 , das Moment Rr der auf der rechten Trägerhälfte ruhenden Lasten, ferner aus Gleichung 170 und 171 bezw. der Abstand w und e ermittelt und $a = (m-1)\lambda$ gesetzt, so ergibt sich aus Gleichung 103, worin der Hebelsarm

172) $\varepsilon = \frac{\lambda}{b_m} \cdot t_{m-1} = \frac{\lambda}{b_m} \left(c + \frac{(n+1-m)^2}{n^2} \cdot h_n \right)$

zu setzen ist, die grösste Zugspannung Z_{max} .

γ) Die grössten Druckspannungen.

Wird das Moment Pp der links von dem Schnitt wirkenden Last sowie die zwischen Schnitt und Belastungsscheide wirkenden Last Q_l nebst dem Abstände q_l ihrer Resultante vom linken Stützpunkte, ferner der Abstand e und w ermittelt, so ergibt sich aus Gleichung 104, worin a und z denselben Werth behalten, die grösste Druckspannung Z_{min} .

c. Die grössten Gesamtspannungen.

Werden die aus Gleichung 103 und 168 zu entnehmenden Werthe zusammengestellt, so ergibt sich die grösste Gesamtspannung für Zug

173) $Z_{max} = Z_{max} + Z_m^e$.

Summirt man die durch Gleichung 104 und 168 dargestellten Werthe, so erhält man die grösste Gesamtspannung für Druck

174) $Z_{min} = Z_{min} + Z_m^e$.

8. Die Grenzspannungen in den Untergurtstücken des parabolischen Mittelträgers.

a. Die Spannung durch Eigengewicht und volle Verkehrsbelastung.

Sind Eigengewicht und volle Verkehrslast als gleichförmig vertheilt anzunehmen, so wird dieselbe durch den parabolischen Obergurt allein übertragen und bleibt mithin ohne Einfluss auf die Spannung des Untergurtes.

b. Grenzspannungen durch die Verkehrslast.

α) Lage der Belastungsscheiden.

Wird für das mte Feld in der allgemeinen Gleichung 18 $a = m\lambda$, $l = 2n\lambda$ und $k = \frac{m(2n-m)}{n^2} \cdot h_n$ gesetzt, so

ergibt sich die Entfernung der Lastscheide vom linken Stützpunkt

175) $e = \frac{2}{n^2} \frac{1}{2n-m} \cdot \lambda$

und diejenige vom Scheitel

176) $w = n\lambda - e$.

β) Die grössten Zug- und Druckspannungen.

Da die Untergurtstücke bei der Entlastung und vollen Belastung des Mittelträgers eine Spannung nicht erleiden, so folgt, dass sie durch einseitige Verkehrsbelastungen, welche sich zur vollen Verkehrslast ergänzen, Spannungen erfahren, die sich gegenseitig aufheben, also numerisch gleich, nur hinsichtlich ihres Vorzeichens verschieden, d. h. Zug- und Druckspannungen sind. In Bezug auf die Grösse der Spannung ist es daher gleichgültig, ob die grösste Zug- oder die grösste Druckspannung bestimmt wird. Behält man die links von dem Schnitt und die zwi-

schen Schnitt und Belastungsscheide wirkenden Lasten P und Q bei, so erhält man aus Gleichung 120 die grösste Zugspannung $X_{,max}$, worin e , a , w die obigen Werthe annehmen und mit Bezug auf Gleichung 165

177) $x = t_m$
zu setzen ist. Nach dem Obigen ergibt sich hieraus die grösste Druckspannung

178) $X_{,min} = - X_{,max}$.

Beide Spannungen stellen zugleich die grössten Gesamtspannungen dar.

9. Die Grenzspannungen in den Diagonalen des parabolischen Mittelträgers.

a) Lage der Belastungsscheiden.

Wird in dem Ausdrucke für den Abstand des Drehpunktes von der linken Endverticalen AA^1 $a = m\lambda + \frac{h-h_m}{h_m-h_{m-1}} \cdot \lambda$, $k = h$ und für h_m, h_{m-1} aus Gleichung 164 der Werth gesetzt, so ergibt sich

179) $a = \frac{n^2 h - m(m-1)h_m}{(2n+1-2m)h_m} \cdot \lambda$,

mithin, nach Einführung dieses Werthes in Gleichung 18, der Abstand der Belastungsscheide vom linken Stützpunkt

180) $e = \frac{2}{(2n+1-2m)h} + \frac{1}{n} \cdot \lambda$

und vom Scheitel

181) $w = n\lambda - e$.

β) Bestimmung der Grenzspannungen durch die Verkehrsbelastung.

Da hier die Diagonalen bei Entlastung und Vollbelastung spannungslos sind, so folgt, dass sie eine Spannung durch Eigengewicht überhaupt nicht und durch partielle Verkehrsbelastungen, welche sich zur vollen Verkehrsbelastung ergänzen, Spannungen erfahren, welche sich gegenseitig aufheben, also numerisch gleich, nur dem Zeichen nach verschieden, d. h. Zug- und Druckspannungen sind. Hiernach genügt es, nur eine Grenzspannung zu ermitteln, wozu man am zweckmässigsten die durch die einfachste Gleichung dargestellte wählt und erhält, wegen $Y_{,max} + Y_{,min} = 0$, wenn $Y_{,min}$ berechnet ist,

182) $Y_{,max} = - Y_{,min}$

und, wenn $Y_{,max}$ berechnet ist,

183) $Y_{,min} = - Y_{,max}$.

Die in den Gleichungen für diese Spannungen vorkommenden Hebelsarme ergeben sich für die beliebige mte Diagonale aus der Gleichung

184) $y = (a - m\lambda) \frac{h - h_m}{d_m}$,

worin a den in Gleichung 179 enthaltenen Werth hat, h_m aus Gleichung 164 zu ermitteln und die Länge der mten Diagonalen aus Gleichung 167 zu entnehmen ist.

Bei Ermittlung der Diagonalspannungen sind je nach der Lage des Drehpunktes die früher angeführten, in Fig. 8 dargestellten, drei Fälle zu unterscheiden.

Erster Fall. Der Drehpunkt D liegt links von E . Unter den zur Ermittlung der Grenzspannungen dienenden Gleichungen 115 und 116 ist die letztere die einfachere. Ermittelt man die Werthe P_p, Q_1, q_1 , bestimmt y, e, a und w bezw. aus den Gleichungen 184, 180, 179 und 181, so erhält man aus Gleichung 116 die grösste Druckspannung $Y_{,min}$ und aus Gleichung 182 die grösste Zugspannung $Y_{,max}$.

Zweiter Fall. Der Drehpunkt liegt zwischen E und F . Unter den zur Bestimmung der Grenzspannungen dienenden Gleichungen 117 und 118 ist die letztere die einfachere. Ermittelt man Q_1 und q_1 und bestimmt y, e und w bezw. aus Gleichung 184, 180 und 181 so ergibt Gleichung 118 die grösste Druckspannung $Y_{,min}$ und Gleichung 182 die grösste Zugspannung $Y_{,max}$.

Dritter Fall. Der Drehpunkt liegt rechts von F . Unter den zur Berechnung der Grenzspannungen dienenden Gleichungen 119 und 120 ist die erstere die einfachere. Ermittelt man das Moment P_p und bestimmt y, e und

a bzw. aus den Gleichungen 184, 180 und 179, so ergibt Gleichung 119 die grösste Zugspannung $Y_{,max}$ und Gleichung 183 die grösste Druckspannung $Y_{,min}$.

10. Die Grenzspannungen in den Verticalen des parabolischen Mittelträgers.

a) Die Lage der Belastungsscheiden.

Wird in dem Ausdrucke für den Abstand des Drehpunktes von dem linken Stützpunkt $a = m\lambda + \left(\frac{k-h_m}{h_{m+1}-h_m}\right)\lambda$, der Abstand $k = h$ und für h_m, h_{m+1} aus Gleichung 164 der Werth gesetzt, so erhält man

185) $a = \frac{n^2 h - m(m+1)h_m}{(2n-1-2m)h_m} \cdot \lambda$,

mithin nach Einführung dieses Werthes in Gleichung 18 den Abstand der Belastungsscheide vom linken Stützpunkt

186) $e = \frac{2}{(2n-1-2m)h} + \frac{1}{n} \cdot \lambda$

und vom Scheitel

187) $w = n\lambda - e$.

β) Die Grenzspannungen durch die Verkehrsbelast.

Erfahren die Verticalen bei der vollen Verkehrsbelastung eine Spannung q , so folgt, dass zwei Belastungen, welche sich zur vollen Verkehrsbelastung ergänzen, zwei Spannungen hervorrufen, welche sich zu der Spannung q summieren. Hiernach genügt es, eine dieser Grenzspannungen zu berechnen, wozu man vortheilhaft die einfachste Gleichung wählt, und erhält, wegen $V_{,max} + V_{,min} = q$, wenn $V_{,min}$ berechnet ist,

188) $V_{,max} = q - V_{,min}$

und, wenn $V_{,max}$ berechnet ist,

189) $V_{,min} = q - V_{,max}$.

Die in den Gleichungen dieser Spannungen vorkommenden Hebelsarme ergeben sich für die beliebige mte Verticale aus der Proportion $\frac{v}{\lambda} = \frac{h-h_m}{h_{m+1}-h_m}$, mithin, nach Einführung der Werthe h_m und h_{m+1} aus Gleichung 164, die Abstände der Verticalen vom Drehpunkt

190) $v = \frac{hm^2 - m(2n-m)h_m}{(2n-1-2m)h_m} \cdot \lambda$.

Bei Berechnung der Verticalspannungen sind je nach der Lage des Drehpunktes wieder die früher angeführten drei Fälle zu unterscheiden.

Erster Fall. Der Drehpunkt liegt links von E . Unter den zur Ermittlung der Grenzspannungen dienenden Gleichungen 127 und 128 ist die erstere die einfachere. Bestimmt man die Werthe P_p, Q_1 und q_1 und berechnet die Werthe a, e, w und v bezw. aus Gleichung 185, 186, 187 und 190, so ergibt sich aus Gleichung 127 die grösste Zugspannung $V_{,max}$ und aus Gleichung 128 die grösste Druckspannung $V_{,min}$.

Zweiter Fall. Der Drehpunkt liegt zwischen E und F . Unter den zur Bestimmung der Grenzspannungen dienenden Gleichungen 129 und 130 ist die erstere die einfachere. Ermittelt man Q_1 und q_1 , berechnet e, w und v bezw. aus Gleichung 186, 187 und 190, so erhält man aus Gleichung 129 die grösste Zugspannung $V_{,max}$ und aus Gleichung 130 die grösste Druckspannung $V_{,min}$.

Dritter Fall. Der Drehpunkt liegt rechts von F . Unter den zur Bestimmung der Grenzspannungen dienenden Gleichungen 131 und 132 ist die letztere einfacher. Bestimmt man P_p und berechnet a, e und v bezw. aus den Gleichungen 185, 186 und 187, so ergibt sich aus Gleichung 132 die grösste Druckspannung $V_{,min}$ und aus Gleichung 131 die grösste Zugspannung $V_{,max}$.

γ) Die grössten Gesamtspannungen.

Wird das Eigengewicht jedes Knotenpunktes mit p bezeichnet, von welchem man einen Theil $\frac{p}{u}$ an dem unteren, den übrigen Theil $\left(\frac{u-1}{u}\right)p$ an dem oberen Ende

wenn das Gewicht eines Mannes zu 70 kg angenommen wird, 350—420 kg beträgt. Bei Stegen für Privat-Verkehr kann sie, je nach der Benutzung, halb so gross und z. B. bei Hängbrücken in Privatparks selbst noch geringer angenommen werden. In den Vereinigten Staaten von Nordamerika*) rechnet man die Belastung des qm durch Menschengedränge zu 376—610, i. M. zu rd. 500 kg. Bei Berechnung der Brückenbahntheile empfiehlt sich als Ersatz für concentrirte Lasten die Annahme der letzteren, etwas grösseren Last, während zur Berechnung der Träger jene geringere genügend erscheint.

b. Ruhende Belastung.

Bedeutet p das Eigengewicht der Brückenträger und Brückenbahn für den qm in kg, l die Stützweite in m, c und f constante Erfahrungscoefficienten, so ist für den qm Hängbrückenbahn annähernd

195) $p = cl + f$.
Bezeichnet man ferner mit b die Breite und mit λ die Feldweite in m, mit k die Knotenlast und mit $p = \frac{2k}{b\lambda}$ die Belastung des qm eines Trägers in kg, so ergibt sich z. B. bei den Charnierhängbrücken für Fussverkehr in Frankfurt a. M. und Gotha, welche beide einen Bohlenbelag auf Langschwelen und eiserne Querträger besitzen, folgende Zusammenstellung.

Bezeichnung der Baustelle.	l	b	λ	k	p
Frankfurt a. M.	79	4,6	2,85	1704	260
Bahnhof-Gotha	48	2,9	2,40	756	218

Setzt man die hierin enthaltenen Werthe von λ und l in Gleichung 195 ein, so erhält man zwei Gleichungen mit den beiden Unbekannten f und c , daher, wenn man dieselben eliminiert und in Gleichung 194 einführt, annähernd das Eigengewicht

$$p = 1,36 l^m + 153,$$

woraus sich annähernd die Knotenlast $k = p \cdot \frac{b\lambda}{2}$ oder das Eigengewicht des Längenmeter $k_1 = \frac{k}{\lambda} = p \cdot \frac{b}{2}$ von Trägern mit verschiedener Feldweite und Brückenbreite berechnen lässt.

Beispiel. Bei einer Hängbrücke für Fussverkehr von 50 m Spannweite, 3,5 m Breite und 2,5 m Feldweite ist $p = 1,36 \cdot 50 + 153 = 221$ kg für den qm, daher $k = 221 \cdot \frac{3,5}{2} \cdot 2,5 = 966,875$ kg und $k_1 = \frac{966,875}{2,5} = 386,75$ kg.

B. Belastung von Strassenbrücken.

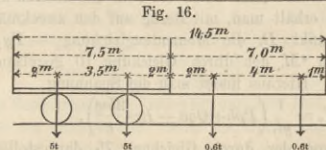
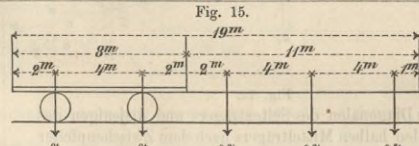
a. Bewegte Belastung.

a) Einzellasten und Lastvertheilung der schwersten Strassenfahrwerke in tn und m.

Bezeichnung der Fahrwerke.	Gew. in tn.
1. Schwerstes Frachtfuhrwerk	18
Bespannung mit 6 Pferden	1,8
2. Schweres Landfuhrwerk	10
Bespannung mit 4 Pferden	1,2

Radstände und Lastvertheilung auf die Axen und Hufe.

Bei voller Belastung.



Druck pro Axe und Pferdepaar in tn.

β) Gleichförmig vertheilte Belastung.

Das Gewicht eines Menschengedränges auf den Banketten einer Strassenbrücke kann wie unter A, angenommen werden. Nimmt man die Breite der zuvor angeführten Strassenfahrwerke zu bezw. 2,5 und 2 m an, so ergibt sich die Belastung des qm in tn wie folgt:

Bezeichnung des Fahrwerkes.	Gewicht in tn	Länge in m	Breite in m	Gewicht des qm in tn
Schwerstes Frachtfuhrwerk	18	8,0	2,5	0,90
Schweres Landfuhrwerk	10	7,5	2,0	0,66

Wird die Bespannung mit in Rechnung gezogen, so vermindert sich die Belastung des qm wie folgt:

Bezeichnung des Fahrwerkes.	Gewicht in tn	Länge in m	Breite in m	Gewicht des qm in tn
Schwerstes Frachtfuhrwerk	19,8	19,0	2,5	0,42
Schweres Landfuhrwerk	11,2	14,5	2,0	0,39

welche erstere mit der grössten Belastung durch Menschengedränge ohngefähr übereinstimmt.

b. Ruhende Belastung.

Behält man die unter A, b angenommenen Bezeichnungen bei und versteht unter b die Breite der Brücke einschliesslich der Bankette, so erhält man für 2 verschiedene, durchgeführte Projecte von Charnierhängbrücken,

*) Vgl. Gleim, der amerikanische Brückenbau der Neuzeit, Notizbl. d. Arch. und Ing. Ver. f. Niederrhein und Westfalen. Cöln u. Leipz. 1876, S. 76.

welche beide einen gepflasterten Fahrweg nebst zwei — auf Consolen ausgekragten, je 1,25 m breiten, mit Bohlen belegten — Banketten besitzen, folgende Zusammenstellung.

Bezeichnung des Projectes.	l	b	λ	k	p
Erstes Project	80	10	4	12200	610
Zweites Project	60	8,6	4	8200	480

Führt man die hierin enthaltenen Werthe von p und l in Gleichung 195 ein, so erhält man wieder 2 Gleichungen mit den beiden Unbekannten f und c . Eliminiert man dieselben und führt sie dann in Gleichung 195 ein, so erhält man annähernd für den qm Brücke in kg das Eigengewicht eines Trägers

$$p = 6,5 \cdot l^m + 90,$$

woraus man annähernd das Eigengewicht eines Knotenpunktes $k = p \cdot \frac{b\lambda}{2}$ oder des Längenmeter $k_1 = \frac{k}{\lambda} = p \cdot \frac{b}{2}$ von Trägern mit ähnlicher Construction, jedoch mit verschiedenen Brückenbreiten und Feldweiten, bestimmen kann.

4. Materialwiderstände.

a. Zug und Druckfestigkeit.

Bedeutet für einen Stab von 1 qcm Querschnitt s die Zugspannung, p die Druckspannung, welcher er unter den nachstehend angegebenen Umständen höchstens ausgesetzt werden darf, und E den Elasticitätsmodul, so ergibt sich, bei Verwendung der Materialien — unter grösstentheils constanter Krafterwirkung und unter dem gewöhnlichen Einfluss der Atmosphärlinien — nachstehende

Tabelle der Festigkeit der beim Hängbrückenbau angewendeten Baumetalle gegen Zug und Druck für qcm in kg.

Arten der Metalle.	Möglichst lange Dauer.					
	Geringe Erschütterungen.			Bedeutende Erschütterungen.		
	s	p	E	s	p	E
Schmiedeeisen . . .	1340	1340	1940000	670	670	1860000
Eisenblech . . .	1210	—	1700000	605	—	1600000
Eisendraht . . .	5150	—	2100000	1070	—	2020000
Stahl . . .	1250	1250	2000000	—	—	—
Gussstahl . . .	4500	4500	2000000	—	—	—
Stahldraht . . .	3330	—	—	2000	—	—
Gusseisen . . .	400	1600	—	250	—	—

Der in Niet- oder Bolzenlöchern auftretende Lochdruck kann für den qcm erfahrungsmässig zu 750 bis höchstens 1000 kg angenommen werden. Für die bei Hängbrücken vorkommenden Holztheile beträgt die zulässige Festigkeit gegen Zug und Druck des qcm bei Nadelholz $s = 110$, $p = 80$ und $E = 117000$ kg.

Die zulässige Anspruchnahme des vielfach wiederholten Schwingungen ausgesetzten Eisens oder dessen Schwingungsfestigkeit lässt sich nach Launhardt in kg und cm für

195) . . . Schmiedeeisen $s = 800 \left(1 + \frac{S_{min}}{S_{max}}\right)$

196) . . . Stahl $s = 1200 \left(1 + \frac{3 S_{min}}{4 S_{max}}\right)$

setzen, worin S_{max} die grösste, S_{min} die kleinste Gesamtspannung eines entweder nur auf Zug oder nur auf Druck beanspruchten Constructionstheils bezeichnet. Findet eine abwechselnde Beanspruchung auf Zug und Druck statt und wird die grössere derselben mit S_{min} bezeichnet, so lässt sich mit Weyrauch die zulässige Anspruchnahme des qcm in kg für

197) . . . Schmiedeeisen $s = 700 \left(1 - \frac{S_{min}}{2 S_{max}}\right)$

198) . . . Stahl $s = 1100 \left(1 - \frac{5 S_{min}}{11 S_{max}}\right)$

setzen, wobei die quantitativ kleinste und grösste Spannung, gleichviel ob Zug oder Druck, ohne Berücksichtigung eines Vorzeichens, also nur dem Zahlenwerthe nach, einzusetzen ist.

b. Scherfestigkeit.

Die zulässige Anspruchnahme v auf Scheerung für den qcm beträgt bei:

Schmiedeeisen, weich	500 kg
„ hart	700 „
bestem Nieteisen	800 „
Gusseisen, im Mittel	200 „
Stahl, ungehärtet	930 „
„ gehärtet	1870 „
Gussstahl, ungehärtet	3330 „
„ gehärtet	5000 „

während sie bei Nadel- und Eichenholz parallel zu seiner Faserrichtung bezw. zu 4 und 7 kg für den qcm angenommen werden kann.

c. Knickfestigkeit.

Auf Knicken sind vorzugsweise die längeren gedrückten oder abwechselnd gedrückten und gezogenen Stäbe der Träger sowie die eisernen Aufsätze der Zwischenpfeiler beansprucht und lassen sich auf die in diesem Werke*) mitgetheilte Weise berechnen.

5. Die Verbindungen.

a. Die Nietverbindungen.

Die Nietverbindungen der Bleche sowie der gedrückten und gezogenen Stäbe werden nach denselben Grundsätzen bewirkt, welche u. a. bei den Bogenbrücken bereits entwickelt sind**).

b. Die Schraubenverbindungen.

Der Durchmesser d des Schraubenbolzens muss zu

*) S. Heft 5 dieser Abtheilung, S. 24. Vgl. auch Heizerling, Die angr. u. widerst. Kraft etc. Berl. 1876, S. 430 ff.

**) A. a. O. S. 25—27.

der Dicke δ der zu verbindenden Platten in einem solchen Verhältnisse stehen, dass der Druck weder die Lochwand auseinander drückt, noch die Oberfläche des Bolzenschaftes eindrückt. Nach Versuchen von Gerber lässt sich das

Verhältniss der Scheerfläche $\frac{\pi d^2}{4}$ des Bolzens zu der Projection $d\delta$ der Lochwand wie 10:4 setzen, woraus sich für eine Blechdicke δ der Bolzendurchmesser

199) $d = 3,2 \cdot \delta$

ergibt, während nach Schwedlers Annahme eines Drucks von 1000 kg auf den qcm Bolzenloch für eine Scherfestigkeit des qcm Bolzenquerschnitt von 600 kg sich die

Gleichung $1000 d\delta = 600 \cdot \frac{\pi d^2}{4}$ ergibt, mithin

200) $d = 2,1\delta$.

c. Die Bolzenverbindungen.

Werden zum drehbaren Anschlusse der Stäbe an die Gurten Bolzen gewählt, Dicke, nutzbarer und voller Querschnitt der ersteren mit bezw. δ , F und F_1 bezeichnet, während s , p und v ihre frühere Bedeutung behalten, so beträgt der Bolzendurchmesser bei

a) gezogenen Stäben

201) $d = 2\sqrt{\frac{s \cdot F_1}{v \cdot \pi}}$,

β) gedrückten Stäben

202) $d = 2\sqrt{\frac{p \cdot F_1}{v \cdot \pi}}$,

worin $\frac{s}{v} = \frac{p}{v} = 1$ gesetzt werden kann.

Bezeichnet K die Zug- oder Druckspannung des ganzen Stabes, so ist

$$K = v \cdot \frac{\pi d^2}{4}$$

und, wenn p_1 den Druck auf die Flächeneinheit des Bolzens und die Laibung des Bolzenloches darstellt, auch

$$K = p_1 d \delta,$$

daher für $v = \frac{2}{3} p_1$, wenn die beiden letzten Relationen gleichgesetzt werden,

203) $p_1 = \frac{2\pi}{7} \cdot p \cdot \frac{d}{\delta} = 0,9 p \frac{d}{\delta}$.

Da dieser Werth, wegen $d > 2\delta$, den Druck p übersteigt, so empfiehlt sich zur Vermehrung dieser Festigkeit die Anwendung eines härteren Materiales, also der Gebrauch von Stahlbolzen und eine Verstählung der Stabenden.

6. Die Charniere.

a. Die Scheitelcharniere.

Greifen $2n - 1$ Platten der beiden Enden des Obergurtes von dem nutzbaren Querschnitt F eines Gurtendes und der grössten Zugspannung s übereinander und werden durch einen Scheitelbolzen von der Scherfestigkeit v verbunden, s. Textfig. 15, so ist der Bolzendurchmesser gegen

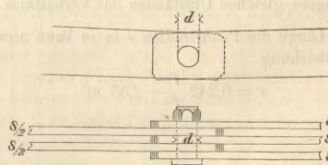


Fig. 15.

Abschereen gesichert, wenn $(2n - 2) \frac{\pi d^2}{4} \cdot v = Fs$, also

$$d = \sqrt{\frac{2s}{\pi(n-1)v} \cdot F},$$

welcher Werth daher desto kleiner wird, je fester man das Bolzenmaterial wählt. Andererseits erfordert der Widerstand p_1 des qcm im Bolzenloch eines Gurtendes von der Gesamtdicke δ_1 , dass $p_1 \cdot d\delta = Fs$, woraus als zweiter Werth für die Bolzen dicke

$$d = \frac{Fs}{p_1 \delta}$$

erhalten wird, unter welchen Werthen selbstverständlich der grössere zu wählen ist.

b. Die Pfeilercharniere.

Bezeichnen T und T_1 die Tangentialspannungen der Obergurten bzw. im Mittel- und Seitenträger, während A den Gegendruck des Pfeilers darstellt, so ist die Resultante von T_1 und A , wenn F den nutzbaren Querschnitt des Obergurtendes am Mittelträger, s dessen grösste Einheitsspannung bezeichnet, $T = Fs$, woraus sich die Stärke d der Charnierbolzen in der unter 6. a gezeigten Weise ermitteln lässt. Nimmt man an, dass der Charnierbolzen durch ein Pendellager von der in Textfig. 16 dargestellten

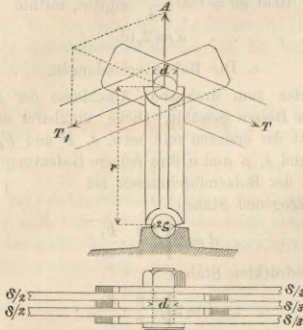


Fig. 16.

Anordnung unterstützt wird, so hat dasselbe dem Gesamtdruck A zu widerstehen, mithin ergibt sich für den grössten zulässigen Einheitsdruck des Pendelmateriales dessen nutzbarer Gesamtquerschnitt mit der nutzbaren Breite d und Dicke δ ,

$$F_1 = \frac{A}{p} = \delta d.$$

Auch der Druck A wirkt auf eine Abscherung von 2 Querschnitten des Bolzens und erfordert, dass $2 \cdot \frac{\pi d^2}{4} \cdot v = p \delta d$ sei, woraus, wenn d aus dem Obigen bestimmt ist,

$$\delta = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{v}{p} \cdot d.$$

Zerlegt man die Tangentialspannungen T und T_1 in je zwei zu dem Druck A parallele und normale Componenten A_1, A_{11} und N_1, N_{11} , so ist $A_1 + A_{11} = A$, während $N_1 - N_{11}$ die an dem Pendelarme von der Länge r wirkende und um den Drehzapfen mit dem Radius ρ drehende Tangentialkraft darstellt. Bezeichnet q die Coefficienten der Zapfenreibung, so ist $(N_1 - N_{11})r = q \rho A$, woraus folgt, dass die Kraft

$$N_1 - N_{11} = q \frac{\rho}{r} A$$

um so weniger Widerstand gegen Drehung findet, je kleiner unter übrigen gleichen Umständen das Verhältniss $\frac{\rho}{r}$ ist.

Die Länge des Pendelradius r in m kann annähernd aus der Gleichung

$$r = 0,242 \frac{l}{f} - 2,33 \text{ m}$$

ermittelt werden, worin $\frac{l}{f}$ das Verhältniss der Stützweite zur Pfeilhöhe bedeutet, während der Halbmesser des durchweg unterstützten Drehzapfens von der Länge k aus der Gleichung

$$e = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{A}{p \cdot k}$$

bestimmt werden kann, worin für den gem. Drehzapfen aus Gusseisen $p = 20$ bis 24 kg
Gussstahl $p = 30$ bis 36 kg
zu setzen ist.

7. Die Lager- und Ankerplatten.

Die Lagerplatten, welche auf dem Mauerwerke ruhen und den Ketten oder Kabeln direct oder indirect zur Unterstützung dienen und den Normaldruck N aufzunehmen haben, müssen so gross sein, dass die zulässige Anspruchnahme p des Mauerwerks nicht überschritten wird. Man erhält daher, wenn mit β deren Breite bezeichnet wird, deren Länge

$$l \geq \frac{N}{\beta p},$$

worin, je nach der Qualität des Mauerwerks, $p = 5$ bis 20 kg gesetzt werden kann. Wird mit Q_1 die Querschnittsfläche der Spannkette, mit s deren grösste zulässige Anspruchnahme bezeichnet, so muss deren grösste Spannung $T_1 = Q_1 s$ und, mit Bezug auf Gleichung 57, der nutzbare Flächeninhalt der Ankerplatte

$$F \geq \frac{Q_1 s}{p}$$

sein. Wird dieselbe als Rechteck mit den Seiten a und b angeordnet, worin sich die zur Durchführung der Ankerkette nöthige, meist rechteckige Oeffnung des Mauerwerks mit den Seiten a_1, b_1 befindet, so erhält man, wenn b angenommen wird, die Seite

$$a = \frac{F + a_1 b_1}{b},$$

während sich die Stärke der Ankerplatte sowie des erforderlichen Ankersplintes bzw. aus Gleichung 58 und 59 ergibt.

8. Das Verankerungsmauerwerk.

Wird nach dem Früheren F_1 bestimmt, so erhält man aus Gleichung 56 den erforderlichen kleinsten Kubikinhalte des Verankerungsmauerwerks

$$J \geq \frac{T_1}{g \sqrt{\mu^2 + 1}},$$

worin $\mu = 0,3$ bis $0,7$, also im Mittel $\mu = 0,5$ und nach der Dichte des cbm Mauerwerk $g = 1500$ bis 2500 kg gesetzt werden kann. Gewöhnlich wird unter Berücksichtigung der Breite der Brücke und der Tiefe des festen Baugrundes die Breite b und Höhe h des Verankerungsmauerwerkes angenommen und hieraus dessen geringste Länge

$$i = \frac{J}{bh} = \frac{T_1}{bhg \sqrt{\mu^2 + 1}}$$

bestimmt, welche um so kleiner wird, je mehr man unter übrigen gleichen Umständen den Reibungscoefficienten durch künstliche Mittel — Verzahnung, Verpfählung, Steigung der Mauerbasis nach der Oeffnung hin — erhöht.

III. Construction.

1. Allgemeine Anordnung.

A. Situation und Grundriss. Ist der Schnittpunkt der Brückenaxe mit der Axe der zu unterführenden Wasser-, Thal-, Weg- oder Eisenbahn-Linie bestimmt, welche der die Hängebrücke erfordernden Verkehrslinie sowie die zur Gründung und Verankerung geeignetste Stelle des Stromes oder Thales erheischen, so ist der Schnittwinkel beider Axen, wenn möglich als rechter und — wo ein spitzer Schnittwinkel aus örtlichen Rücksichten, z. B. bei Ueberführung von Wegen und Strassen über schiefe, nicht oder

schwer verlegbare städtische Strassen nicht zu umgehen ist — besonders bei versteiften Hängebrücken, nicht zu spitz zu wählen, damit die Anschlusswinkel der Querträger an die Hauptträger nicht zu klein und die Verbindungen der einzelnen Theile nicht zu unbequem werden. Ebenso empfiehlt sich schon aus statischen und ökonomischen Gründen die Annahme einer durchweg geraden Brückenaxe, während in besonderen Fällen die Anordnung einer polygonalen Axe, deren gerade Polygonseiten den einzelnen Brücken-Oeffnungen entsprechen, gerade nicht ausgeschlossen bleibt.

Die Zahl und Weite der Öffnungen*) und Anordnung der Pfeiler hängt ausser von der zu unterführenden Wassermenge, der Lage des Fahrwassers und der Beschaffenheit der Sohle von der grösstmöglichen Spannweite ab. Für die äusserste Grenze der Spannweite einer schlaffen Hängebrücke muss im Nenner der Gleichung 51 $\frac{8fsl}{l^2 + 8f^2} > \gamma \left(1 + \frac{8f^2}{3l^2}\right)$ oder

$$l < \frac{8fsl}{\gamma(l^2 + 8f^2) \left(1 + \frac{8f^2}{3l^2}\right)} < \frac{s}{\gamma} C$$

sein, wenn der Kürze halber $\frac{8fsl}{(l^2 + 8f^2) \left(1 + \frac{8f^2}{3l^2}\right)} = C$ gesetzt wird. Die äusserste Grenze von l wird folglich erhalten, wenn $l_{max} = \frac{s}{\gamma} C$. Nimmt man an, dass die Pfeilverhältnisse der Hängebrücken in den Grenzen $\frac{f}{l} = \frac{1}{12}$ bis $\frac{f}{l} = \frac{1}{18}$, die zulässigen Spannungen s des qcm in den Grenzen von 700 bis 1600 kg sich bewegen, so erhält man bei einem Gewichte des ebn Eisen $\gamma = 7790$ kg für l_{max} folgende Tabelle:

$\frac{l}{f}$	C.	Grösste Spannweite in m	
		für $s = 700$ kg.	für $s = 1600$ kg.
12	0,617	550	1267
13	0,577	518	1185
14	0,540	485	1109
15	0,508	456	1043
16	0,479	430	984
17	0,453	407	930
18	0,430	386	883

Die grösste, zur Zeit ausgeführte Spannweite einer Hängebrücke ist die der Drahtseilbrücke zwischen New-York und Brooklyn von 518,16 m. Wo nur eine Öffnung zulässig ist, empfiehlt sich die auf Taf. I, Fig. 1, 6, 12 dargestellte Anordnung der Pfeiler und Verankerungen, während bei zwei Öffnungen zwei einhöftige Hängeträger mit hohen Zwischen- und niedrigen Landpfeilern, bei drei und mehr Öffnungen einhöftige Hängeträger über den End- und volle Hängeträger über den Zwischenöffnungen, s. Taf. I, Fig. 8, 11, 19, 36, 56 und 60, wegen der compendiöseren Verankerung im Allgemeinen den Vorzug verdienen.

B. Querprofil und Querschnitt. Der Brückenquerschnitt hängt von dem Querprofil der zu überführenden Brückenbahn ab, welche entweder einem Fuss- oder Strassen-Verkehr oder dem Eisenbahnverkehr dient. Fussgängerbrücken erhalten je nach der zu erwartenden Frequenz eine Bahn von 1,5 bis 5 m Breite, welche von lothrechten, s. Taf. I, Fig. 55, oder geneigten Tragwänden begrenzt wird. Strassenbrücken erfordern gewöhnlich eine ein- oder zweispurige Fahrbahn von 2,5 bis 5,5 m und zwei aussenliegende Bankette von je 1 bis 2, im Mittel je 1,5 m Breite und werden entweder an den Aussenkanten der Bankette mittelst senkrechter, s. Taf. I, Fig. 1 und 3, oder geneigter Tragwände, s. Taf. I, Fig. 7, oder zwischen den Banketten und der Fahrbahn mittelst lothrechter, einfacher oder doppelter Tragwände, s. Taf. I, Fig. 20 u. 21, oder auf beide Arten, also durch je 4 Tragwände, wie bei der auf Taf. I dargestellten Hammersmithbrücke, unterstützt. Dass 4 Tragwände zwei aussenliegende Fahrbahnen und ein, zwischen dieselben eingeschaltetes, Bankett tragen, wie bei der Kettenbrücke bei Bangor, ist ungewöhnlich. Einleisige oder zweigleisige Eisenbahnbrücken erfordern, dass bezw. das ganze, oder ausserhalb jeder Gleisaxe das halbe Normalquerprofil, s. Taf. I, Fig. 52, zwischen den Tragwänden und Brüstungen Platz finde. Combinirte Eisenbahn- und Strassenbrücken erhalten entweder über-, s. Taf. I, Fig. 56, 57, oder nebeneinander liegende Brückenbahnen mit verschiedener, den speciellen Bedürfnissen angepasster Vertheilung der Gleise, Fahrbahnen und

*) Vgl. u. a. Heinzerling, Die Brücken im Allgemeinen im Handb. d. Ingenieurwissenschaften, Bd. II, Abth. I, Cap. 1, S. 16.

Bankette mit den angegebenen Abmessungen. Canalbrücken erhalten ein Canalbett von der Breite je eines Schiffes, vermehrt um einen Spielraum von 0,4 bis 0,6 m, bei einer Tiefe von 1 bis 2 m und je 1,3 bis 2 m breite Ziehwege, wobei die Tragwände hinreichend vertieft zwischen dem Canalbett und den Ziehwegen liegen, s. Taf. I, Fig. 37, 38. Alle Brückenbahntheile, welche nach aussen nicht durch Tragwände begrenzt sind, erhalten Brüstungen, s. Taf. I, Fig. 42, während dieselben, insbesondere bei weit entfernten Tragstangen oder Drahtseilen, ausser jener Begrenzung durch Tragwände besondere Brüstungen erhalten, s. Taf. I, Fig. 21, 31, 38. Ausserdem sind behufs Ableitung des Wassers Neigungen, s. Taf. I, Fig. 21, 57, oder Wölbungen, s. Taf. I, Fig. 13, der Fahrbahn und der Bankette anzuordnen, welche ein Gefälle von $\frac{1}{20}$ bis $\frac{1}{40}$ besitzen.

2. Die Brückenbahn.

A. Fussgänger-Hängbrücken. Die gewöhnlichste Anordnung besteht aus einem 3 bis 7, im Mittel 5 cm starken Bohlenbelag, welcher auf 50 bis 100 cm entfernten Langschwellen von durchschnittlich $\frac{15}{20}$ cm Stärke ruht, die wieder von hölzernen, s. Textfig. 13, oder von je 2 bis 3 m entfernten eisernen Querträgern unterstützt werden, s. Taf. II, III u. IV. Die Querbohlen werden am besten etwas convex gebogen und so mittelst hölzerner Futterstücke auf die Langschwelle genagelt, während die letzteren an die hölzernen oder eisernen Querträger angeschraubt werden. Die Brüstungen werden am besten aus Stabeisen hergestellt, wobei die Pfosten an die äussersten Langschwellen oder an die Querträger geschraubt und oben durch Handschienen verbunden werden, s. Taf. II u. III. Eine Beschotterung, Asphaltirung oder Pflasterung solcher Brücken ist zwar nicht ausgeschlossen, vermehrt aber deren Eigengewicht und daher deren Kosten beträchtlich.

B. Strassen-Hängbrücken. Bei Strassenbrücken besteht die Brückenbahn am einfachsten aus einem doppelten Bohlenbelag, in manchen Fällen aus einer Beschotterung oder Pflasterung, welche entweder durch einen starken Bohlenbelag oder besser durch verzinkte Eisenwellenbleche, durch Buckelplatten oder durch Belageisen unterstützt werden.

a) Doppelter Bohlenbelag. Dem hierzu gewöhnlich benutzten Tannen-, Kiefern- oder Eichenholz ist nach den beim Betriebe der Strassenbrücke über den Rhein in Cöln angestellten Versuchen*) Buchenholz vorzuziehen. Der Belag ist doppelt und besteht entweder aus Längs- und Querbohlen, wovon die ersteren auf den Querträgern ruhen, s. Taf. I, Fig. 3, 13 u. 31, oder aus zwei Lagen Längsbohlen mit versetzten Fugen. Die Stärke des unteren Bohlenbelags ist nach dem grössten Raddruck zu bestimmen, während der einer starken Abnutzung durch das Fuhrwerk ausgesetzte, obere Belag zugegeben wird. Die Bankette werden hierbei entweder aus geneigten Querbohlen, welche auf Langschwellen genagelt werden, s. Taf. I, Fig. 3, oder besser aus einfachen Längsbohlen hergestellt, welche auf Sattelhölzern genagelt werden, die auf die Querschwellen oder auf besondere Langschwellen geschraubt sind.

b) Bohlenbelag mit Beschotterung. Bei durchschnittlich 15 cm hoher Beschotterung und bei einer Breite und freiliegenden Weite der Bohlen von bezw. 20 und 60 cm können dieselben eine Stärke von 12 bis 15 cm erhalten, wobei auf die durch die Faulniss des Belags allmählig eintretende Verschwächung desselben schon etwas Rücksicht genommen ist. Die Beschotterung wird am einfachsten durch hölzerne Saumschwellen begrenzt, welche zugleich als Langschwellen für die, übrigens wie im vorhergehenden Falle zu konstruirenden, Bankette dienen können.

c) Buckelplatten mit Beschotterung oder Pflasterung. Die zu Strassenbrücken verwendbaren Buckelplatten, s. Taf. IV, Fig. 18 und 24—27, können bei Längen und Breiten von 1 bis 1,5 m Pfeilhöhen von 10 bis 15 cm erhalten und werden von der Dillinger Hütte

*) Vgl. Zeitschr. f. Bauwesen. Berlin 1857 u. 1863.

in Stärken von 6 bis 10 mm geliefert*). Sie erhalten am besten eine concave Lage, werden dann mit einer zum Abfluss des Wassers dienenden Oeffnung versehen und entwickeln die grösste Tragfähigkeit, wenn sie an allen Rändern vernietet werden. In diesem Falle müssen die Buckelplatten ausser durch die Querträger noch durch Längsträger unterstützt werden, welche mit jenen durch Winkellappen und Niete zu verbinden sind.

Zum Schutze gegen Rosten werden die Buckelplatten am besten in galvanisirtem Zustande angewandt. Die Bankette können entweder auf den Querträgern angebracht oder auf Consolen ausgekragt, s. Taf. IV, Fig. 27, und in beiden Fällen durch hölzerne oder eiserne Langschwollen unterstützt werden, welche deren Bohlenbelag durch Vermittelung von kurzen Querschwellen, s. Fig. 27, aufnehmen.

d) Beschotterung oder Pflasterung auf Wellenblech oder Belageisen. Zur Unterstützung einer Chaussierung oder Pflasterung lassen sich auch Wellenbleche oder Belageisen anwenden, welche entweder der Länge nach direct auf die Querträger oder, besser, quer auf besondere, auf oder zwischen die Querträger zu befestigende Längsträger — erstere mit Ueberdeckungen von je einer halben Welle — verlegt werden können. Die hierzu brauchbaren Wellenbleche haben Wellen von c. 23 cm Breite bei 27 cm Höhe, Dicken von 3 bis 6 mm und werden von der Dillinger Hütte**) bis zu 0,92 m Breite und 3 m Länge geliefert. Bei einer mittleren Höhe der Beschotterung von 15 cm und bei Blechstärken von 5 bis 6 mm können dieselben auf 1 m frei tragen. Sind die Abstände ihrer Träger grösser, so empfiehlt sich die Anwendung von Trägerwellenblechen***), bei welchen für Raddrücke von 2500 bis 3000 kg bei 1,5 m freiliegender Weite Profile von 80 mm Höhe, 50 mm Breite und 14 mm Stärke vollkommen ausreichen. Auch die Wellenbleche werden am besten galvanisirt angewandt und in diesem Zustande von mehreren Verzinkereien†) hergestellt. Die zu obigem Zwecke geeigneten und ähnlich zu verlegenden Belageisen werden u. a. von den Eisenwerken Phönix, Hörde u. Lothringen in Höhen von 60 bis 90 cm geliefert. Unter den schwerer belasteten Fahrbahnen müssen sie meist dichter, als unter den minder belasteten Fussbahnen, in beiden Fällen jedoch mit Zwischenräumen verlegt werden, welche einen Abzug des Wassers gestatten. Diese Zwischenräume lassen sich durch dicht nebeneinander verlegte gebrannte Steine überdecken, welche die Beschotterung oder die Sandunterlage des Pflasters aufnehmen. Die Bankette können die vorher angegebene Anordnung erhalten oder — durch Buckelplatten, Wellenbleche oder Belageisen unterstützt — aus einem Plattenbelage, aus einem leichten Diagonalpflaster auf Sandunterlage oder aus einer Sandlage mit darüber ausgebreiteter Betonschicht und Asphaltlage bestehen.

e) Holzpflaster und Plattenbelag. Um das Gewicht der Brückenbahn zu vermindern, lässt sich, wie dies u. a. an der auf Taf. I, Fig. 39—49 dargestellten Lambethbrücke in London geschehen ist, statt des Steinpflasters Holzpflaster verwenden, welches dort in Cement versetzt und von der durch I-förmige Träger unterstützten Blechplatte durch einen 1,25 cm starken Asphaltbelag getrennt ist, während die durch Längswinkelisen versteifte Blechdeckplatte der Bankett-Consolen als Unterlage für den in Portland-Cement versetzten Sandsteinbelag der Trottoirs dient. Die Geländer der letzteren bestehen aus leichtem Gitterwerk, dessen Handschienen zugleich als Laufschienen für die Rollen eines, mit herabhängenden Leitern versehenen, Laufgerüsts zum Anstreichen und Besichtigen der nicht unmittelbar zugänglichen Brückentheile dienen.

C. Eisenbahnhängbrücken. Der Oberbau der bis jetzt wenig zur Ausführung gelangten Brücken dieser Gattung besteht aus hölzernen Langschwollen, welche die Fahr-

schienen unterstützen und entweder, wie Taf. I, Fig. 57 auf hölzernen Querschwellen oder, wie Taf. I, Fig. 52, auf eisernen Querträgern ruhen. Der ausserhalb und innerhalb der Gleise erforderliche, einfache Bohlenbelag wird im ersten Falle auf die Querschwellen, im letzteren Falle an kurze Sattelstücke genagelt, welche mit den Querträgern verschraubt sind.

3. Die Tragwände.

a) Systeme. Die unversteiften Hängbrücken, s. Taf. I, A, bestehen aus mehrfachen, an Pilonen aufgehängten Ketten oder Kabeln, welche mittelst lothrechter Tragstangen die durch Geländer mehr oder minder versteifte Brückenbahn und entweder mittelst Spannketten, s. Taf. I, Fig. 1, oder Spannkabeln, s. Taf. I, Fig. 6, 12, 25 u. 26, oder mittelst einhäufiger Tragketten, s. Taf. I, Fig. 8, 19, 20 u. 28, oder Tragkabeln, s. Taf. I, Fig. 11, bis zur Verankerungsstelle fortgeführt sind. Die Anwendung unversteifter Hängträger, welche mehr oder minder bedeutenden, oft ihrem Bestande nachtheilig gewordenen Schwankungen unterworfen sind, ist bei grösseren Spannweiten und wichtigeren Brücken derjenigen der mehr oder minder versteiften Hängträger gewichen und wird nur noch auf kleine Spannweiten und minder wichtige Brücken beschränkt.

Die versteiften Hängbrücken, s. Taf. I, B, arbeiten mittelst Ketten, Kabeln oder Fachwerkconstruktionen und sind nach Massgabe der unter J, 2 erörterten Versteifungsweisen solche mit versteiften Tragketten, s. Taf. I, Fig. 50 bis 58; solche mit versteiften Kabeln und Brückenbahnen, s. Taf. I, Fig. 36 und 60 bis 63; solche mit Fachwerk ohne und mit Scheitelgelenken, s. Taf. I, Fig. 39 bis 49 und 54, 55; solche mit Combinationen von balkenartigen, an Kabeln aufgehängenen Trägern, s. Taf. I, Fig. 37, 38 und 56 bis 59, und solche mit balkenartig versteiften, durch Charniere verbundenen Tragkettenhälften, gegen welche die Brückenbahn mittelst abgesteifter Verticalen abgestützt ist*). Als die rationellsten — weil statisch scharf berechenbaren — Constructionssysteme sind hierunter diejenigen zu bezeichnen, welche Fachwerkconstruktionen mit zwei durch Scheitel-Gelenke verbundene Trägerhälften besitzen und an möglichst grossen Hebelsarmen arbeiten.

b) Kettenbrücken. Die früher gebräuchlichen Ketten bestehen mit wenigen Ausnahmen entweder aus schlingenförmigen, s. Taf. I, Fig. 1 bis 5, oder aus in Oesen endigenden, s. Taf. I, Fig. 25—31, oder aus eben solchen Schienen, welche durch kurze, doppelte Laschen verbunden sind. In die Bolzen, welche zur Vereinigung der beiden ersten dienen, werden zugleich die oben mit Oesen versehenen Tragstangen gehängt, während die letzteren im dritten Falle an besonderen, in der Mitte jener Laschen angebrachten Bolzen aufgehängt werden. Um eine centrische Wirkung zu haben, wird in den genannten Fällen eine gerade Zahl von Schienen angewandt, damit die entweder aus Schlingen gebildeten, oder oben mit Oesen versehenen Tragstangen in deren Mitte angehängt werden können. Eine Längenregulirung der Ketten wird meist in der Nähe der Aufhängestellen, bei den schlingenförmigen Gliedern durch Ueberschiebung ihrer Enden und Einschaltung von passenden Keilen, s. Taf. I, Fig. 4; bei den mit Oesen versehenen Gliedern durch rechteckige Schlitzlöcher und passende Keile bewirkt, welche bei jenen durch Laschen verbundenen Kettengliedern in deren Laschen angebracht werden. Die Ketten einer Tragwand werden mit steigender Anspruchnahme entweder doppelt, theils neben- theils übereinander, s. Taf. I, Fig. 1 u. 4, oder einfach, theils zu zwei neben-, s. Taf. I, Fig. 28—31, theils übereinander, wie bei der Hängbrücke bei Bangor angebracht. Bei übereinanderliegenden Ketten müssen deren Knoten und Tragstangen abwechseln, s. Taf. I, Fig. 1, damit die an der oberen Kette hängenden Tragstangen die untere durchsetzen können. Die Hängstangen tragen die Querbalken oder die Querträger, indem sie diese durchsetzen und unten mit Unterlagplatten und Muttern versehen sind, s. Taf. I, Fig. 3 und 31; indem sie dieselben

*) Die zugehörige Eisentabelle s. Heinzerling, Die angr. und widerst. Kräfte etc. 2. Aufl. Berlin 1876. S. 200 u. 201.

**) Die zugehörige Eisentabelle, s. a. a. O. S. 198 u. 199.

***) U. a. von Hein, Lehmann u. Cie. in Berlin geliefert.

†) Von Jakob Hilgers zu Rheinbrohl und der Germania zu Neuwied.

*) Vgl. die versteifte Gliederkettenbrücke über den Monongahela bei Pittsburg. Deutsche Bauzeitg. 1879.

umschliessen, s. Taf. I, Fig. 21, oder indem sie unten mit Oesen, Splinten und Unterlagschienen versehen sind. Um Verbiegungen der Hängstangen durch Seitenschwankungen der Brücke zu vermeiden, werden dieselben vortheilhaft mit Gelenken, s. Taf. I, Fig. 3, und, um eine Regulirung derselben möglich zu machen, unten mit Muttern oder zwischen den Enden mit Schraubenschlössern versehen.

c. Drahtseilbrücken. Die Drahtkabel bestehen entweder aus Paralleldrähten, welche, wie bei dem Freiburger Drahtsteg, s. Taf. I, Fig. 12—18, in passenden Abständen von in glühendem Zustande unwickelten Drähten zusammengepresst oder aus Spiraldrähten, welche über eine Seele spiralförmig gedreht sind, wie bei der Londoner Lambethbrücke, s. Taf. I, Fig. 39—49. Der Vorzug der ersteren besteht in der Parallelität der Drähte zu der Zugrichtung, wodurch die Zugkräfte längst des kürzeren Weges auf die Stützpunkte übertragen werden; der Vorzug der letzteren in einem durchweg festeren Zusammenschluss der Drähte, welcher eine gleichmässige Anspruchnahme der einzelnen Drähte bewirkt, als dies im ersten Falle möglich ist. Das ökonomisch vortheilhafteste Material ist Stahldraht*), welcher bei 4facher Sicherheit einen Zug des qcm von 3000 kg zulässt, mithin unter übrigens gleichen Umständen die dreifache Festigkeit wie Eisendraht entwickelt. Die aus Stabeisen oder Drahtseilen bestehenden Bahnträger werden entweder mittelst Haken oder Schlingen an jene Umwicklungsdrähte oder, wo beide Tragwände je 2 Kabel enthalten an kurze Kabelreiter, s. Taf. I, Fig. 13, oder auch an zweitheilige, mittelst Schrauben anzuziehende Klemmbüchsen, s. Taf. I, Fig. 41—43 und Taf. VI, Fig. 25—30, gehängt. Tragstangen aus Stabeisen erhalten oben geeignete Haken oder Oesen, unten zur Unterstützung der Querträger ähnliche Vorrichtungen, wie bei den Kettenbrücken, s. Taf. VI, Fig. 11, 19, 27, 28, 31 u. 32; solche aus Drahtseilen an den Enden meist Schlingen, welche oben in die Umwicklungsdrähte oder über die Kabelreiter gehängt werden und unten geschmiedete, mit Haken versehene Hängeseile aufnehmen, s. Taf. I, Fig. 13, 14, wodurch zugleich den bei Seitenschwankungen leicht eintretenden Verbiegungen vorgebeugt ist. Die beim Aufhängen der Kabel nöthige Regulirung ihrer Länge wird entweder durch überschobene Endschlingen der Tragkabel und Ankerkabel, zwischen welche 2 halbcylindrische Bolzen und mehrere Keile eingeschaltet werden, oder durch doppelte Keile bewirkt, welche man zwischen die Endschlingen der Kabel und die Wurzelplatten steckt und genügend anzieht.

d) Hängbrücken mit versteiften Tragketten. Die beiden übereinanderhängenden, durch Dreiecksverband versteiften Ketten, s. Taf. I, Fig. 50—53, bestehen aus abwechselnd n und $n-1$, je 2 bis 3 m langen, an den Enden mit Oesen versehenen Schienen, welche mittelst abgedrehter schmiedeiserner Bolzen aneinander gereiht sind. Diese Bolzen nehmen zu beiden Seiten jener Ketten die diagonalen, in Form gleichseitiger Dreiecke angeordneten, an den Enden gleichfalls mit Oesen versehenen Versteifungsschienen und an ihren beiden äussersten Enden die lothrechten Tragstangen auf, welche hier in ausgedrehten Nuthen durch Spannringe festgehalten werden, durch Schraubenschlösser ihre genaue Länge erhalten und unten durch Charniere, s. Fig. 52, gegen seitliche Verbiegungen geschützt sind. Ueber dem Stützpfiler lässt man die beiden Kettenstränge auf gemeinschaftlichen, über Walzen verschieblichen Auflagerungsstühlen ruhen, von wo ab sie sich als Spannkette, s. Fig. 50, oder als einhüftige Tragkette bis zu den Verankerungskammern fortsetzen. Die doppelten Tragstangen nehmen mittelst der erwähnten Charnierverbindungen die Querträger der Brückenbahn auf, deren gegenseitige Lage durch einen innerhalb der beiden Tragstangen-Ebenen zwischen sie eingeschalteten, verticalen Kreuzverband, s. Taf. I, Fig. 53, gesichert wird.

e) Fachwerkhängbrücken. Die aus je zwei Gurten und zwischen dieselben eingeschalteten Stäben bestehenden

Tragwände dieser Brücken sind im Allgemeinen nach den Grundsätzen der durch Fachwerk ausgesteiften Balkenbrücken zu konstruiren, weichen jedoch von den letzteren dadurch ab, dass deren ausschliesslich auf Zug beanspruchte Obergurte am Aufhänge- und Scheitelpunkte durch starke Charnierbolzen zu verbinden sind. Hierdurch wird ein, wenigstens an den genannten Punkten, wesentlich aus Verticalplatten zusammengesetzter Obergurt bedingt, welche, wie Taf. II zeigt, oben unverbunden bleiben oder, wie Taf. III zeigt, oben durch Horizontalplatten zu einem Π förmigen Querschnitt vereinigt werden können. Hierbei spielen jedoch nicht diese, sondern jene Verticalplatten die Hauptrolle, da sie den Stäben zugleich einen direkten oder einen durch Knotenbleche vermittelten Anschluss gestatten. Die Umsetzung eines Obergurt-Querschnittes, in welchem Horizontalplatten vorherrschen, in einen solchen, worin die zur Aufnahme der Charnierbolzen nöthigen Verticalplatten überwiegen, s. Taf. II, ersichert die Ausführung, ohne entsprechende Vortheile zu gewähren und erscheint daher im Allgemeinen minder empfehlenswerth. Soll der durch Zug und Druck beanspruchte Untergurt ähnliche Anschlüsse gestatten, so bedarf derselbe ebenfalls verticaler Platten, welche jedoch durch obere und untere Horizontalschenkel, wovon die letzteren an den Enden zugleich als Auflager dienen, seitlich abzusteuern sind. Für den Untergurt empfiehlt sich hiernach ein aus zwei [eisen zusammengesetzter Querschnitt, s. Taf. II u. III, welcher sich auch zum Anschluss der Querträger wohl eignet, während für die Stäbe je nach ihrer Länge, Art und Grösse der Anspruchnahme Flacheisen (für ungezogene Stäbe), Winkelleisen, \perp eisen, [eisen, Teisen, oder aus den genannten combinirte Querschnitte sich empfehlen. Die Verbindung der Stäbe mit den Gurten wird entweder durch Nietung, s. Taf. II, oder — was nach den bei der statischen Berechnung gemachten Voraussetzungen rationeller erscheint — durch Bolzen, s. Taf. III, bewirkt. Die Anschlüsse der Obergurte über den Pfeilern und in den Scheiteln mittelst der Charnierbolzen erfordern eine Verschränkung der Gurtplatten, s. Taf. III, Fig. 37, welche an einem Gurte durch direkten Anschluss, an dem anderen durch doppelte Laschen bewirkt wird. Die Bolzen der Pfeilercharnieren liegen entweder auf Lagerstühlen, welche über Walzen verschieblich sind, s. Taf. II, Fig. 14—17, oder auf Pendeln, s. Taf. III, Fig. 42, welche oben mittelst Pfannen die Charnierbolzen aufnehmen und unten sich auf Lagerbolzen drehen, die in gusseisernen Lagern ruhen.

4. Die Horizontalverbände.

Diese, zur seitlichen Versteifung der Brücken gegen Windstoss erforderlichen Konstruktionen werden meist unter und in unmittelbarer Verbindung mit der Brückenbahn dertart angebracht, dass zwischen deren Querträger wagrechte Diagonalverbände, s. Taf. I, Fig. 51, 55, Taf. II, III und VI, eingeschaltet werden, wobei die Untergurte der Tragwände als die Gurte, jene Querträger als die Transversalen eines horizontalen Fachwerkes fungiren. Die Hängbrücken erfordern die Durchführung der Horizontalverbände von Pfeilern zu Pfeilern jeder Oeffnung, welche bei den unversteiften Hängbrücken keiner Schwierigkeit begegnet, bei den versteiften, mit Charnieren versehenen Brücken durch die Einschaltung zweier geneigter Diagonalverbände in die zu beiden Seiten des Scheitelcharniers befindlichen Felder nebst einem drehbaren Anschluss an das Scheitelcharnier, s. Taf. II, bewirkt werden kann. Der Horizontalverband wird entweder nur unter, s. Taf. III, Fig. 24, 54, 55 und Taf. IV, Fig. 24, 25, oder theils unter, theils über den Querträgern, s. Taf. II, Fig. 2, 10 u. Taf. VI, Fig. 19, 20, angebracht, mittels an die Untergurten oder an die Querträger oder an beide zugleich genieteter Anschlussbleche angeschlossen und erhält, je nach der Breite der Brücke, aus Flach- oder Rundeisen, s. Taf. III, Fig. 54 u. 55, oder aus Winkelleisen, s. Taf. II, Fig. 10, bestehende Diagonale, welche entweder mit Spannung eingesetzt oder mit regulirbaren Verbindungen, s. Fig. 53, versehen werden. Die Anordnung des erwähnten, über die Scheitelcharniere durchgeführten Windverbandes ersieht sich aus den Figuren 20,

*) U. a. für die Eastriverbrücke bei New-York geliefert von Felten u. Guillaume in Köln.

23, 24 u. 25 der Taf. IV, wozu bei Beschreibung dieser Brücke unter Abth. IV die nöthige Erläuterung gegeben wird. Die Uebertragung der Windspannungen auf die Pfeiler erfordert, dass die Lager der Untergurten mit seitlichen Ansätzen, s. Taf. II, Fig. 27 u. 28, versehen werden, in welche jene Gurten möglichst schliessend, jedoch so eingepasst werden, dass ihre Längsverschiebung bei Temperatur- und Belastungswechsel ohne allzu grosse Reibung stattfinden kann.

5. Die Lager.

Die Ketten, Obergurte und Kabel von Hängbrücken bedürfen über den Zwischenpfeilern und an allen den Stellen der Ankerpfeiler, wo sie ihre Richtung plötzlich ändern, um in die Ankerschachte zu gelangen, solcher Unterstützungen, dass sie sich auf denselben mit möglichst geringer Reibung soviel bewegen können, als es Temperatur- und Belastungswechsel erfordert.

Die Lager auf den Zwischenpfeilern sind entweder Schiebeplatten, worauf die Ketten oder Kabel gleiten, s. Taf. I, Fig. 44—46; Unterlagplatten mit Walzen, Rollen oder Stelzen, worauf die Ketten oder Kabel direkt ruhen und welche eine Bewegung der letzteren mittelst rollender Bewegung gestatten, s. Taf. I, Fig. 15 u. 24; Lagerplatten mit Pendeln, welche den Ketten oder Kabeln eine Verschiebung mittelst drehen der Bewegung gestatten, s. Taf. I, Fig. 4 und Taf. III, Fig. 12, 42, und Lagerplatten mit vollständigen, aus Walzen und Ueberlagplatten bestehenden Rollstühlen, s. Taf. II, Fig. 1, 14 u. 15. Wegen der unter übrigens gleichen Umständen geringeren Reibungswiderstände und sanfteren Bewegungen sind die Lagerkonstruktionen mit umgekehrten Pendeln denjenigen mit rollenden Unterlagen und namentlich den Schiebeplatten vorzuziehen. Sie gewähren überdies den Trägern und Pfeilern den, insbesondere bei hohen Zwischenpfeilern, grossen Vortheil eines unverschieblichen Stützpunktes, welcher auch bei Anwendung von Rollstühlen verloren geht. Wie aus der statischen Berechnung der Pendel, S. 24, folgt, ist deren Höhe möglichst gross und deren Drehzapfen möglichst dünn anzunehmen, während — wenigstens für Ketten und Gurte — oben Bolzenlager, die zugleich eine charnierartige Drehung zulassen, erforderlich sind.

Die Lager auf den Endpfeilern sind, sofern sie nicht ganz umgangen werden, s. Taf. I, Fig. 9, 29 u. Taf. VI, Fig. 1, 12, entweder Schiebeplatten, worauf die Ketten, Kabel oder Gurte gleiten, s. Taf. I, Fig. 1, 27 u. 28; feste oder sich wälzende Rollen, worauf jene Träger direkt ruhen, s. Taf. I, Fig. 12, oder Pendel, worauf dieselben unten eine drehende und oben eine charnierartige Bewegung ausführen können, s. Taf. III, Fig. 28—32. Da für niedrige, massive Endpfeiler die Reibungswiderstände jener Träger und etwaige, hierdurch veranlasste Erschütterungen weniger nachtheilig sind, als bei den höheren, weniger massiven Zwischenpfeilern, so erscheinen hier auch die in ihrer Konstruktion weit einfacheren Schiebeplatten vortheilhaft, zumal bei versteiften Hängbrücken auch die für ihre Untergurten erforderlichen Lager, s. Taf. II, Fig. 1, 27 u. 28, Taf. III, Fig. 43 u. Taf. VI, Fig. 11, ebenfalls Gleitlager sind. Während die ersteren, je nach der Krümmung der Rückhalter, ebene oder segmentförmige Schiebeplatten, s. Taf. II, Fig. 1, 27 u. 28, erfordern, bestehen die letzteren aus einer ebenen, gusseisernen, auf einem Absatze des Pfeilermauerwerks ruhenden gusseisernen, — auf einer c. 1 cm starken Cementschicht oder einer 2 bis 3 mm starken Bleiplatte versetzten — Unterlagplatte, s. Taf. III, Fig. 43.

6. Die Verankerungen.

Die Befestigung der Rückhalt-Ketten und -Kabel wird meist in zwei, gewöhnlich durch einen Querstollen verbundenen Kammern, s. Taf. V, Fig. 4—7, mittelst je zweier kräftiger Ankerplatten (Wurzelpfannen) und Splinte (Riesenbolzen), seltener durch eine Verbindung der Kabel innerhalb gebrochener Schächte und Stollen, wie bei den Drahtbrücken über die Vilaine bei Roche Bernard, s. Taf. I, Fig. 25, deren Kabel durch zwei senkrechte Schächte geführt

und in deren wagrechttem Verbindungsstollen vereinigt sind, und über den Scorfif bei Lorient bewirkt, deren Kabel in einem, im Grundriss polygonförmigen Stollen vereinigt sind. Die Rückhaltketten bleiben im ersteren Falle geneigt, s. Taf. I, Fig. 9, 23, 29, oder werden, insbesondere bei beschränktem Verankerungsterrain, gebrochen und schliesslich senkrecht, s. Taf. I, Fig. 16, Taf. II, Fig. 1 und Taf. III, Fig. 43, oder nahezu senkrecht, s. Taf. I, Fig. 49 und Taf. IV, Fig. 2, in meist offenen, besteigbaren, seltener, s. Taf. I, Fig. 16, in unzugänglichen Ankerschächten hinabgeführt. Die Verankerungskonstruktion selbst ist verschieden, je nachdem die Rückhalter Ketten, Gurte oder Kabel sind. In den beiden ersteren Fällen durchsetzen die letzten Kettenglieder oder die Gurtenden meist grosse, gusseiserne, mit Verstärkungsrippen versehene, an das Verankerungsmauerwerk angepasste Platten, an welchen sie mittelst durchgesteckter, doppelter, regulirbarer Keile festgehalten werden, s. Taf. I, Fig. 9, 23, 29, Taf. II, Fig. 23—26, Taf. III, Fig. 50, 51 und Taf. IV, Fig. 30—35. In dem letzteren Falle werden die Drahtkabel entweder mittelst besonderer Büchsen, s. Taf. VI, Fig. 22—24, mit konischen Erweiterungen, entsprechenden Kernen und Muttergewinden mit starken Rundseilen verbunden, welche dann an den Enden mittelst Oesen und Keilen an Ankerplatten festgehalten werden, oder ihre Litzen werden in ähnlichen konischen Hülsen mittelst konischer Kerne ausgespreizt und dadurch festgehalten, dass jene Litzen an die Innenwände jener mit dem Ankermauerwerk verbundenen Hülsen gepresst werden. Um bei hinreichender Berührungsfäche der Ankerplatten und des Mauerwerks erstere nicht zu gross machen zu müssen, können die Ankerschächte in deren Nähe etwas verengt, s. Taf. IV, Fig. 33, 35, und, um die Berührungsfäche der Gurtöffnungen und Keile möglichst zu vergrössern, die Gurtenden durch Laschen mittelst Nietens oder Schrauben entsprechend verstärkt werden, s. Taf. III, Fig. 51—53 und Taf. IV, Fig. 33, 35.

7. Die Pfeiler.

welche theils Zwischenpfeiler (Pilonen), theils Endpfeiler (Ankerpfeiler) sind, werden im ersteren Falle aus Stein, aus Holz, aus Gusseisen oder aus Schmiedeeisen auf mehr oder minder hohen steinernen Sockeln, im letzteren Falle stets aus Mauerwerk hergestellt.

Die Zwischenpfeiler aus Mauerwerk, s. Taf. I, Fig. 12, 20, 25, 28, 32, 36, 39, 60 und 61 werden nach Massgabe der Baustelle und des Baugrundes in bekannter Weise fundirt, unter der Brückenbahn zusammenhängend, über derselben in zwei oder drei getrennten Pfeileraufsätzen, s. Taf. I, Fig. 51 u. 62, aufgeführt, welche letztere oben die zumeist bedeckten Hohlräume für die Lager enthalten und theils unverbunden bleiben, theils — insbesondere bei nach innen geneigten Tragwänden zur Aufhebung des hierdurch erzeugten Seitendruckes — meist durch Gewölbe, s. Taf. I, Fig. 62, seltener durch andere Mittel, wie starke Eisenstangen, s. Taf. I, Fig. 56, verbunden werden. Das Mauerwerk ist meist Mischmauerwerk mit Quaderverblendung, wenigstens an den Sockel- und Pfeilerkanten, und entweder in wagrechten Schichten gemauert oder — wegen der in denselben auftretenden Horizontalkräfte — wenigstens im Inneren der Pfeileraufsätze mit Verticalbindern*) (sog. Anker gemäuer) ausgeführt. Unter den übrigen Arten der Zwischenpfeiler sind hölzerne nur als interimistische und die gusseisernen, s. Taf. I, Fig. 1, 2, 4, 26 u. 27, bei welchen man meist eiserne Trommeln in Verbindung mit eisernen Kernen**) angewandt findet, als fast verlassene Konstruktionen zu bezeichnen, während dafür — wegen des zäheren, gegen Erschütterungen widerstandsfähigeren Materiales — schmiedeeiserne Pfeileraufsätze, bisweilen mit decorativen gusseisernen Umkleidungen, s. Taf. I, Fig. 54, 55, Taf. II, Fig. 1, 3—7, in Aufnahme kommen. Dieselben werden dann prismatisch, ohne oder mit Verstrebungen angeordnet und deren Wandungen aus Fachwerk

*) Vgl. z. B. die Pfeiler der Kettenbrücke über die Donau bei Pesth u. a. in Bauernfeind, Vorleghl. für Brückenbaukunde.

**) Vgl. u. a. Heinzerling, Die Brücken in Eisen, Leipz. 1860. S. 384 ff.

oder aus Blechen und Façoneisen zusammengesetzt, oben mit einer gusseisernen Kopfplatte für die Lager der Träger geschlossen und unten in eine mit erhöhten Rändern versehene, mit dem Mauerwerk verankerte, gusseiserne Fussplatte eingesetzt und an jenen Rändern festgeschraubt, s. Taf. II, Fig. 3—7. Zur Querverbindung dieser Aufsätze dienen einfache oder doppelte schmiedeiserne Querbalken mit I-förmigem Querschnitt, welche neben oder zwischen denselben mittelst Winkellappen angeschlossen und bei grösseren Brückenbreiten noch durch Winkelbleche ausgesteift werden, s. Taf. II, Fig. 3 u. 4.

Die Ankerpfeiler, welche zur Befestigung der Rückhalter und zur Bewältigung des von diesen ausgeübten Zuges dienen, sind im Inneren mit den für die jeweilige Verankerung erforderlichen Schächten und Kammern auszustatten und müssen hierbei ein Gewicht erhalten, welches einer verticalen Hebung und einer horizontalen Verschiebung des Mauerwerkes zugleich vorbeugt. Jene Anlage der geraden oder gebrochenen, senkrechten, geneigten oder theils senkrechten, theils geneigten Ankerschächte und der Verankerungskammern ergibt sich aus den Darstellungen der Tafel V und der zugehörigen, unter IV enthaltenen Beschreibung, wozu noch allgemein zu bemerken bleibt, dass die beiden Verankerungskammern meist durch einen Stollen verbunden werden, s. Taf. V, Fig. 4 u. 6, und einen gemeinschaftlichen Einsteigeschacht, s. Taf. V, Fig. 10 u. 12, erhalten. Die geneigten Ankerschächte werden theils überwölbt, theils mit Deckplatten abgedeckt, während die grösseren Ankerkammern mit Gewölben überspannt werden. Um die wagrechte Verschiebung des Verankerungsmauerwerkes bei nicht ausreichender Reibung desselben an dem Baugrunde durch künstliche Mittel zu verhindern, lässt man entweder bei Anwendung von Pfahlrosten die Rostschwellen vorspringen und einmauern, s. Taf. I, Fig. 9, oder die Köpfe der Rostpfähle in das Mauerwerk eingreifen oder den Endpfeiler nach der Endöffnung hin mit einer starken Spundwand versehen, s. Taf. I, Fig. 23, oder die Pfeilerbasis nach der Öffnung hin mehr oder minder stark ansteigen, s. Taf. I, Fig. 23, oder man erzeugt durch einhäufige Gewölbe, s. Taf. V, Fig. 6 u. 31, einen Gegendruck auf das Ankermauerwerk.

8. Das Constructionsmaterial.

Die Herstellung der Hängbrücken erfordert, je nachdem sie Ketten-, Draht- oder Fachwerkbrücken sind — von dem nöthigen Stein- und Holzmaterial abgesehen — zunächst theils gewalztes, theils gezogenes Eisen- oder Stahlfabrikat für die Tragwände, Gusseisen für Lager- und Wurzelplatten sowie für einzelne Theile eiserner Zwischenpfeiler und verzinktes, entweder gewalztes oder gepresstes Eisen für Herstellung der Fahrbahtafel.

a. Eisen und Stahl.

α) Stabeisen und Stabstahl. Flacheisen werden in Stärken von 1 bis über 2 cm, in Breiten von 5 bis 60 cm, und in Längen von 5 bis über 10 m; Rund- und Quadratischeisen in Durchmessern und Dicken von 1 bis über 2 cm bei gleichen Längen angewandt und von den meisten deutschen Walzwerken in diesen Abmessungen für den Handel geliefert*).

β) Eisen- und Stahl-Bleche werden in Stärken von 1 bis über 2 cm, in Breiten von 1 bis 1,5 m, in Längen von 1 bis 6 m angewandt und von den Blechwalzwerken auch in diesen Maassen für den Handel geliefert**).

γ) Façoneisen und Façonstahl. Winkelleisen werden in Stärken von $5 \times 5 \times 0,5$ bis über $15 \times 15 \times 1,5$ cm mit Längen von bezw. 12 bis 5 m, T-Eisen in Stärken von $6 \times 6 \times 0,6$ bis über $10 \times 10 \times 1$ cm, C-, Z- und I-Eisen in Stärken von $7,5 \times 5 \times 0,5$ bis $20 \times 10 \times 1$ cm mit ähnlichen Längen verwendet und von den meisten Walzwerken auch in diesen Maassen für den Handel geliefert***).

*) Vgl. u. a. Deutsches Bauhandbuch, Bd. I. S. 91 ff. u. Heinzerling, Die angr. u. widerst. Kräfte etc., Zweite Aufl. S. 168—171.

**) A. a. O. Bd. I, S. 94 bezw. S. 196 u. 197.

***) A. a. O. Bd. I, S. 92—94 bezw. S. 172—195.

δ) Drahtseile aus Eisen und Stahl werden mit Durchmessern von 1 bis über 20 cm Durchmesser angewandt und werden bis zu Stärken von 7,5 cm für den Handel geliefert*).

ε) Belageisen (Zoreisen) werden in Höhen von 5 bis über 100 cm und in Breiten von 10 bis 20 cm bei Stärken von 3 bis 10 mm verwandt und werden z. B. von den Walzwerken Phönix und Hörde sowie von den Lothringer Eisenwerken für den Handel geliefert**).

ζ) Trägerwellenbleche werden in Wellenhöhen von 5 bis über 10 cm, Wellenbreiten von 9 bis 10 cm, Stärken von 1 bis 5 mm, bei Breiten von 0,5 bis 1 m, bei Längen von 1 bis 2 m verwandt und von verschiedenen Blechwalzwerken in solchen Maassen für den Handel geliefert***).

η) Buckelplatten können in Breiten und Längen von 50 bis 150 cm, Höhen von 2,5 bis 13 cm, Stärken von 6 bis 10 mm verwendet und innerhalb dieser Grenzen u. a. von der Dillinger Hütte und dem Eisenwerk Styrum in Oberhausen bezogen werden†).

b. Gusseisen.

Die zu Fundamentplatten, Lagerplatten u. s. w. dienenden Gussstücke sind wegen der damit verbundenen Möglichkeit eines exacteren Gusses und einer leichteren Bearbeitung aus grauem Gusseisen in der Regel mittelst Kasten-, seltener mittelst Heerdguss herzustellen und erfordern die dem jeweiligen Zweck entsprechenden Formen und Stärken, welche letztere jedoch, z. B. bei Lagerplatten, nicht unter 2 bis 2,5 cm anzunehmen sind. Die einzelnen Theile zusammengesetzter Gussstücke sind in annähernd gleicher Stärke zu halten, damit ein möglichst gleichmässiges Zusammenziehen des Gusseisens beim Erkalten stattfinden kann.

9. Die Verbindungsmittel.

a. Die Schrauben, welche bei den Hängbrücken Verwendung finden, sind Kopf-, konische und Steinschrauben.

α) Die Kopfschrauben, welche zur beweglichen Verbindung von Kettengliedern oder zur festen Verbindung von mehreren Eisenlagen dienen, erhalten je nach deren Anspruchnahme Bolzendurchmesser d von 1 bis über 5 cm. Quadratischen Schraubenköpfen giebt man bei Befestigungsschrauben meist die Seitenlänge $0,4+1,5 d$ und die Höhe von $0,7 d$, während 6-eckige Schraubenköpfe und Schraubenmutter den Durchmesser D des dem Sechseck umschriebenen Kreises von $0,5+1,7 d$ und bezw. die Höhe von $0,7 d$ und d erhalten. Der Schraubenmutter giebt man eine Unterlagscheibe von $\frac{1}{2} D$ Durchmesser und $\frac{1}{10} D$ Dicke. Bei Gelenkschrauben, deren Bolzen meist nur auf Abscheeren beansprucht werden, können Kopf und Mutter schwächer gehalten werden.

β) Die konischen Schrauben, welche theils als Befestigungs-, theils als Gelenkschrauben, s. Taf. III, Fig. 38, 39, dienen, werden ohne Kopf, nur mit einer Verjüngung des Schaftes von $\frac{1}{20}$ hergestellt und erhalten Muttern von den unter α angegebenen Dimensionen, wobei d für Befestigungsschrauben den kleinsten Durchmesser bezeichnet. Neue Bolzen werden abgedreht und die Bolzenlöcher mit Reibahlen ausgerieben, um einen dichten Anschluss zu erreichen. Vor dem Einziehen dieser Schrauben werden unter die Muttern Vorlagscheiben gelegt.

γ) Die Steinschrauben, welche zur Befestigung der Lagerplatten an die Unterlagquader dienen, erhalten 2 bis 4 cm Spindeldurchmesser, bezw. 3 bis 5 cm grösste Seitenlänge des unteren vierseitigen, pyramidenförmig ge-

*) A. a. O. Bd. I, S. 96 bezw. S. 202 u. 203.

**) Für die Construction empfiehlt sich die Anwendung von Façoneisen (γ) und Belageisen (ε) nach den deutschen Normalprofilen, vgl. deren Abmessungen in Heinzerling u. Intze, Deutsche Normalprofile für Walzeisen. Berlin. 1880.

***) U. a. von Hein, Lehmann & Cie. in Berlin, Hilgers in Rheinbrohl und Buderus in Neuwied.

†) Vgl. Deutsches Bauhandbuch, Bd. I, S. 95 und Heinzerling, Die angr. u. widerst. Kräfte. 2. Aufl. S. 200 u. 261.

stauchten, in eine nach unten erweiterte Öffnung des Quaders versenkten, am besten mit Blei vergossenen Theiles, oben quadratische oder sechseckige Muttern von den unter α erwähnten Abmessungen und je nach dem Grade der Befestigung und der Härte des Steins 15 bis 20 cm Länge des versenkten Schaftes.

d) Die Steinanker, welche den gleichen Zweck haben, erhalten bei ähnlichen Spindeldurchmessern am oberen Ende Muttern, unten Öffnungen für Splinte und starke Vorlagplatten, s. Taf. II, Fig. 4 u. 5.

b. Die Niete, welche besonders bei den Fachwerk-Hängbrücken, theils bei deren Trägerwänden, theils bei deren Querträgern Anwendung finden, s. Taf. II bis VI, erhalten Bolzendurchmesser d von 1,6 bis höchstens 2,6 cm, welche bei einem und demselben Bauwerke nicht allzusehr differiren können. Die Bolzenschäfte dürfen, um einer schädlichen Verschwächung beim Erkalten nicht ausgesetzt zu werden, eine Länge von $2\frac{1}{2}d$ bis höchstens $4d$ und müssen eine zweckmäßige Ausladung der zur Bildung des Schliesskopfs dienenden konischen Versenkung von im Mittel $\frac{1}{3}$ des Bolzendurchmessers erhalten.

c. Die Stehbolzen, welche zur Verbindung nicht dicht aufeinander liegender Platten, Flacheisen, s. Taf. III, Fig. 21, dienen, erhalten die angegebenen Abmessungen der Niete und werden zwischen den zu verbindenden Theilen mit cylinderförmigen, aus Röhrenabschnitten oder Blechrollen hergestellten Nieten umgeben.

10. Die Verbindungen.

Die Verbindungen der Träger und Brückenbahntheile unter sich sind theils bewegliche, wie bei den schlaffen, theils feste, wie bei den Fachwerk-Hängbrücken, theils regulirbare, wie bei diesen beiden Brückengattungen.

a. Bewegliche Verbindungen. Dieselben bezwecken entweder drehbare oder Verbindungen, welche eine Verschiebung zulassen.

α) Drehbare Verbindungen, welche an der Vereinigungstelle von Kettengliedern und Tragstangen, sowie an den letzteren (vgl. Nr. 3 dieses Abschn.) vorkommen, werden meist mittelst Oehren und Bolzen, s. z. B. Taf. I, Fig. 8, 52 u. 53, welche charnierartig arbeiten, selten mehr mittelst Oehren oder Schlingen, s. z. B. Taf. I, Fig. 13 und 14, in welche Haken eingreifen, bewirkt. Die ersteren sind solche mit cylindrischem, s. z. B. Taf. I, Fig. 52, oder mit konischem Schaft, s. z. B. Taf. III, Fig. 21, 38 u. 39, und erhalten dann die unter 9 erwähnte Anordnung. Die Herstellung der Oehren, welche die Qualität des Eisens verschlechtert, erfordert eine Verbreiterung der Kettenglieder oder Tragstangen an ihren Enden, welche für die Breite b der Eisenschienen und die Dicke d der Verbindungsbolzen je $\frac{1}{2}b + \frac{1}{3}d$ zu beiden Seiten und $\frac{1}{2}b + 2\frac{1}{3}d$ an dem Ende derselben erfordert.

β) Verschiebliche Verbindungen, wie sie bei Geländerholmen, Dilatationsvorrichtungen von Fahrstegen und Längsträgern vorkommen, werden meist durch Bolzen und doppelte, einerseits festgenietete, andererseits mit ovalen Bolzenlöchern versehene Laschen, seltener durch Bolzen und ein gerades Blatt mit einerseits festschliessenden, andererseits ovalen Bolzenlöchern bewirkt.

b) Feste Verbindungen, welche bei Trägern und Brückenbahntheilen vorkommen, werden bei Walzeisentheilen durch Niete oder Schrauben, bei Walz- und Guss-

eisentheilen durch Schrauben, bei Holztheilen durch Schrauben und Nägel bewirkt.

α) Die Nietverbindungen*) erfordern Niete von den unter 9 angegebenen Abmessungen und Niettheilungen vom 3- bis höchstens 4-fachen des Nietschaftdurchmessers bei einfacher Nietung. Die Niete von Gurtplatten werden theils gegenüber gestellt, theils gegeneinander versetzt, s. Taf. II, Fig. 28—30, in beiden Fällen aber, wenn Stehbleche mittelst Winkeleisen anzuschliessen sind, die zu deren Verbindung dienenden Niete — um nachtheilige Verschwächungen der Querschnitte zu vermeiden — zwischen die ersteren eingeschaltet, s. a. a. O. Stösse verticaler Gurtplatten werden zur Erzielung einer centrischen Zugwirkung durch zweiseitige Laschen, s. Taf. III, Fig. 20, gedeckt, welche den nutzbaren Querschnitt der gestossenen Platte mindestens ersetzen müssen. Bei U-förmigen Gurten werden in der Regel die Stösse der einzelnen Theile möglichst versetzt, diejenigen der Horizontalplatten durch einseitige, der Stehbleche durch zweiseitige Laschen, der Winkeleisen durch Deckwinkel gedeckt, wobei in allen Fällen der nutzbare Querschnitt zu erhalten, auch auf beiden Seiten der Fuge durch so viele Niete anzuschliessen ist, dass deren Gesamtquerschnitt demselben nutzbaren Querschnitt entspricht. Die Nietungen der Untergurte, Querträger und Stäbe sowie die Nietanschlüsse der letzteren an die Gurten und der Windverbände an die Untergurten erfolgen nach den bereits bei den Balkenbrücken entwickelten Grundsätzen**) und sind aus den verschiedenen, auf Taf. II bis III enthaltenen, Anordnungen zu ersehen.

β) Die Schraubenverbindungen erfordern Befestigungsschrauben von den unter 9 angegebenen Abmessungen und Formen und dienen zur Verbindung von mehreren Lagen Eisenplatten, deren Dicke die zulässige Bolzenlänge der Niete übersteigt, s. Taf. II, Fig. 14, 15 und 18—20, oder zur Verbindung von Walz- mit Gusseisentheilen, z. B. der schmiedeeisernen Pfeileraufsätze mit den gusseisernen Unterlagplatten, s. Taf. II, Fig. 3. Werden dieselben in einfachen oder doppelten Reihen, im letzteren Falle meist versetzt angewendet, so können sie ähnliche gegenseitige Abstände erhalten wie die Niete, s. unter b, α .

c. Regulirbare Verbindungen, welche meist zur Herstellung der erforderlichen Längen von Tragstangen und Diagonalstangen dienen, werden zumeist mittelst Schrauben, ausnahmsweise mittelst Keilen, hergestellt.

α) Schraubenregulirungen werden entweder nur durch einfache, z. B. an den Enden der Tragstangen angebrachte Schraubenmuttern s. Taf. I, Fig. 3, oder durch Stangenschlösser bewirkt, welche bei Tragstangen rechteckig, s. Taf. I, Fig. 52 u. 53, bei Diagonalstangen von Windverbänden ringförmig, s. Taf. III, Fig. 4, 53, sein können.

β) Keilregulirungen, wie sie bei der Regulirung von Tragketten oder Tragkabeln Verwendung finden, erhalten entweder überschobene Kettenglieder oder Kabelschlingen, zwischen welche ausser zwei halbcylindrischen Backenstücken doppelte oder dreifache Keile eingeschaltet sind, oder, wie z. B. bei der Kettenbrücke über die Meerenge bei Bangor, besondere Verbindungslaschen, welche einerseits durch Bolzen festgehalten, andererseits durch dreifache Keile mit den Kettengliedern verbunden sind.

*) Vgl. Abschn. II, Nr. 5, a dieses Heftes.

**) Vgl. Abschn. III des 3. Heftes dieser Abtheilung.

IV. Beschreibung und statisch-numerische Berechnung.

Taf. I. Hängbrücken verschiedener Länder.

a. Unversteifte Hängbrücken.

a. Kettenbrücken.

Bezügl. der hierher gehörigen Hammersmithbrücke über die Themse in London, Fig. 9, 10, Brücke über die Maas bei Seraing, Fig. 1—5, Kaiser-Franz-Kettenbrücke über die Moldau in Prag, Fig. 28—31, und

Brücke über die Donau zwischen Pest und Ofen, Fig. 20—24, vgl. Abschn. I, S. 2—3.

b. Drahtbrücken.

Den Text zu den hierher gehörigen Brücken über das Senanethal zu Freiburg i. d. Schweiz, Fig. 15—18, über die Vilaine bei Roche Bernard, Fig. 25, über die Seine bei Conflans St. Honorine, über die Dor-

dogne bei Cubzac, Fig. 26, 27 und über den Ohio bei Wheeling, Fig. 6—7, s. Abschn. I, S. 2—3.

c. Bandisenbrücken.

Den Text der hierher gehörigen Brücke über die Seine bei Surèsnes, Fig. 22 bis 35, s. Abschn. I, S. 3.

B. Versteifte Hängbrücken.

a. Aufgehängte Fachwerkbrücken.

Die kurze Beschreibung der Strassenbrücke über den Niagara, s. Fig. 56—59, und Aquaductbrücke des Pennsylvania-canal über den Alleghani bei Pittsburg, Fig. 37, 38, s. Abschn. I, S. 14.

b. Drahtbrücken mit Diagonaldrähten.

In Betreff der hierher gehörigen Strassenbrücke über den Ohio bei Cincinnati, s. Fig. 36, und Eisenbahn-Strassenbrücke über den East River zwischen New-York und Brooklyn, s. Fig. 60—63, vgl. Abschn. I, S. 4.

c. Hängbrücken mit versteiften Tragketten.

Bezügl. der hierher gehörigen Eisenbahnbrücke über den Donaucanal in Wien, s. Fig. 50—58, vgl. Abschn. I, S. 4.

d. Hängbrücken mit versteiften Tragwänden.

Wegen der hierher gehörigen Lambethbrücke über die Themse in London, s. Fig. 39—49, und Charnierhängebrücke „Eiserner Steg“ über den Main zwischen Frankfurt und Sachsenhausen, s. Fig. 54, 55, vgl. Abschn. I und IV nebst Taf. II.

Taf. II. Versteifte Charnierhängebrücke.

„Eiserner Steg“ über den Main zwischen Frankfurt und Sachsenhausen.

Von dieser auf Tafel I in Auf- und Grundriss übersichtlich dargestellten Brücke ist in Fig. 1 und 2 ein Theil des Auf- und Grundrisses und in Fig. 8 ein Querschnitt in grösserem Massstabe wiedergegeben, während Fig. 3—7 die schmiedeisernen Pfeileraufsätze, die übrigen Figuren die Details der einzelnen Constructionstheile, insbesondere der Tragwände, der Brückenbahn, der Pfeiler und Scheitelcharniere, der Auflagerungen und Verankerungen enthalten. Der auf S. 5 enthaltenen allgemeinen Beschreibung ist zunächst hinzuzufügen, dass die statische Berechnung auf Grund einer Verkehrsbelastung des qm von rund 1050 kg (75 t a. d. \square pr.) durchgeführt und hiernach die Anordnung der Querschnitte festgestellt wurde.

Die Tragwände bestehen aus vier ähnlichen, mittelst einseitig geneigter Diagonalen und je 2,75 m von einander entfernter Vertikalen steif construirter Abtheilungen mit kreisförmiger, nahezu parabolischer oberer und gerader unterer Gurtung, welche über den beiden, 2,85 m breiten steinernen Strompfeilern auf jenen 6,34 m hohen schmiedeisernen Pfeileraufsätzen an gemeinschaftlichen, auf Rollenstühlen horizontal verschieblichen Charnierbolzen aufgehängt und in der Brückenmitte durch ein Scheitelcharnier beweglich verbunden sind. An den Landpfeilern ruhen sie auf festen gusseisernen Schiebeleplatten, von wo deren Gurten in gebrochener, nur an den Ecken abgerundeter Linie über je zwei gusseiserne Böcke geführt und dann in lothrechter Richtung durch schmiedeiserne Splinte und doppelte Spannkeile mit wagrechten, in zugänglichen Kammern angebrachten, gusseisernen Wurzelplatten verankert sind. Die von schmiedeisernen Geländern begrenzte, im Lichten derselben 3,98 m breite, von den beiden Ufern nach ihrer Mitte um 28,5 cm steigende Fussgängerbahn besteht, wie Fig. 8 zeigt, aus 4,74 starken, behufs der seitlichen Wasserableitung leicht gebogenen, kiefernen Querbohlen, die auf 8 kiefernen Streckbäumen ruhen. Letztere werden von je 2,75 m entfernten, im Querschnitt I-förmigen, walzeisernen Querträgern unterstützt, welche an die unten geraden Gurtungen der Hauptträger mittelst doppelter Winkeleisen und Niete angeschlossen sind. Die Windversteifung ist durch den in Fig. 2 und 10 dargestellten zweifachen, in dem Scheitel unterbrochenen Horizontalverband bewirkt, dessen Diagonalen aus Winkeleisen bestehen, welche mittelst schmied-

eiserner Anschlussplatten an die Ecken und Mitten der Querträger angenietet sind. Der Obergurt besitzt, wie die Figuren 8 und 13 zeigen, einen umgekehrt U-förmigen Querschnitt mit einer 42,69 cm breiten, aus übereinanderliegenden, schmiedeisernen Platten zusammengesetzten, oberen Kopfplatte, dem eigentlichen Zugbände und zwei, durch je zwei Winkeleisen mit diesem vernieteten Verticalplatten. Der Untergurt hat einen, in Fig. 8, 11, 12 und 13 dargestellten, rechteckigen Querschnitt, welcher aus vier Winkeleisen mit zwei vertikalen — zunehmenden Ansprunghaken entsprechend aus Gitterwerk und aus Blechplatten hergestellten — Wandungen besteht, während dessen wagrechte Seiten aus Gitterwerk gebildet sind. Die in den Figuren 8 und 9 dargestellten Vertikalen und Diagonalen sind, wie die in bezw. Fig. 11a, 12a und 11b, 12b enthaltenen Querschnitte zeigen, aus je vier Winkeleisen mit einfachem Gitterwerk hergestellt und jene von innen, diese von aussen gegen die zwischen die Vertikalwände der Gurten eingeschalteten Knotenbleche genietet.

Die Pfeileraufsätze haben die Anordnung von Thoren, deren schmiedeiserne Ständer aus lothrechten, rechteckigen, durch eine Scheidewand getrennten, hohlen Prismen und je zwei angeschlossenen, äusseren Strebewänden, s. Fig. 8—7, bestehen; auf gusseisernen, wie Fig. 5 zeigt, im Querschnitt U-förmigen Unterlagplatten ruhen und oben ein wagrecht liegendes, vierseitiges Hohlprisma aus Schmiedeisen tragen, worauf die gusseisernen Unterlagplatten für die Rollstühle der Pfeilercharniere ruhen. Jene Verticalprismen sind aus Winkeleisen, unten und oben aus Eisenblech, mitten aus Gitterwerk gebildet, während die oben auslaufenden Strebewände gleichfalls aus Gitterwerk bestehen und einen Fuss aus Eisenblech besitzen. Die Horizontalprismen bestehen aus je zwei, oben durch Gitterwerk verbundenen, im Querschnitt I-förmigen Blechbalken, welche durch paralleltrapezförmige, mit Winkeleisen gesäumte Versteifungsbleche mittelst doppelter Winkeleisen an die Ständer angeschlossen sind. Die in Fig. 14, 15 detaillirt dargestellten Pfeilercharniere bestehen aus je einem, 16,59 cm durchmessenden, schmiedeisernen Bolzen, welcher in dem ausgedrehten, oben durch einen gusseisernen Halbylinder geschlossenen Lager des gusseisernen Rollstuhls ruht und die aus vertikalen, verschränkt in einander greifenden Blechplatten gebildeten, durchbohrten Enden des Obergurtes aufnimmt. Jeder Rollstuhl ruht auf fünf, in der Mitte — zur Vermeidung seitlicher Verschiebung — mit vorstehenden Scheiben versehenen, unter sich durch einen Rahmen verbundenen Walzen, welche sich auf der oben erwähnten, mit einer jenen Rippen entsprechenden Nuth versehenen gusseisernen Unterlagplatte drehen. Die beiden, in Fig. 18—22 detaillirt dargestellten Scheitelcharniere bestehen aus je einem schmiedeisernen Bolzen von gleichem Durchmesser, welcher die gleichfalls in vertikale, verschränkt ineinander greifende, durchbohrte Bleche endigenden Obergurte der beiden Trägerhälften aufnimmt, während die Untergurten ausser Verbindung stehn. Die zum Zwecke der Umfassung der Charnierbolzen erforderliche Umsetzung der wagrechten in vertikale Gurtplatten zu beiden Seiten der Kämpfer- und Scheitelcharniere ist bezw. in Fig. 15, 16 und in Fig. 18, 20, 21, 22 dargestellt und durch eine allmähliche Abnahme der ersteren bewirkt, welche zwischen die letzteren eintreten und daselbst — zur Wiederherstellung des verlorenen Querschnitts — durch seitlich, oben und unten angebolzte Flach- und Winkeleisen verstärkt sind, während die Verbindung der wagrechten und lothrechten Platten durch vier, innen angebrachte Winkeleisen hergestellt ist. Die Befestigung dieser Plattenlagen, welche wegen deren bedeutender Dicke sowie wegen des in der Nähe der Charnierbolzen beschränkten Innenraumes der Gurtungen nicht durch Niete bewirkt werden konnte, erfolgte unter Anwendung konischer Bolzen mit etwa $\frac{1}{20}$ Verjüngung ohne Kopf, die mittelst ihrer Muttern in den konisch ausgebohrten Bolzenlöchern der zu verbindenden Platten fest angezogen wurden. Die unteren Gurtungen ruhen auf gusseisernen, in die Land- und Strompfeiler eingelassenen Schiebele-

platten und sind sammt ihrer Ueberleitung über die gusseisernen Böcke, deren Verticalschnitte durch *ab* und durch *cd* bezw. in den Figuren 1a und 1b dargestellt sind, und ihrer Verankerungen selbst in den Figuren 1 und 23—28 deutlich wiedergegeben. Das Eisenwerk wurde nach sorgfältiger Reinigung von Rost zuerst mit Diamantfarbe angestrichen und hierauf mit einem dreifachen Oelfarbe-, die Verankerungsbänder und Keile dagegen mit einem Theer-anstrich versehen.

Die im September 1869 angestellten Belastungsproben, wobei die Brücke mit Gusseisenstücken von je 50 kg Gewicht bis zu 380 kg Totalbelastung des *qm* während 8 Stunden gleichmässig beschwert war, ergaben eine bleibende Einsenkung von 2,37 cm, wohl zum grössten Theile die Folge einer festeren Auflagerung der Verankerungsbänder auf den Unterlagsböcken und einer Eindrückung dieser letzteren in ihr Cementlager, wodurch sich zugleich die Anfangspunkte der Bogen über ihren Auflagern um einige mm verschoben. Die Brückenbahn nimmt nunmehr bei der eintretenden höchsten Temperatur die horizontale, bei Abnahme derselben eine zunehmende convexe Lage an. Auch unter den — bei einem 6 volle Tage dauernden Aufträgen sowie bei dem Wiederabtragen der Probebelastung unvermeidlichen — mannichfaltigen, einseitigen Belastungen erwiesen sich die Träger als hinreichend steif. Die durch den Fussverkehr veranlassten, mehr oder minder starken Vertical-Schwankungen rühren zum Theil von der nicht bis unter die Aufhängepunkte durchgeführten Versteifung durch die Stabsysteme her, indem die letzten Verticalen der Mittel- und Seitenträger noch um je 1,43 m von den Axen der Strompfeiler abstehen. Auch die Seitenschwankungen bei Windstössen würden bei der geeigneten, die Verticalbewegungen der Träger nicht beeinträchtigenden Durchführung des Windverbandes über das Scheitelcharnier hinaus vermindert worden sein.

Das Totalgewicht der Eisenconstruction beträgt 237500 kg, wovon auf die Mittelbrücke 94500 kg, die beiden Seitenbrücken 102000 kg, die Verankerungsbänder und Keile 16050 kg, die Pfeileraufsätze 14900 kg und die Geländer 10050 kg entfallen, welches einem Gewichte von 1444 kg für den m entspricht. Die Kosten des ganzen Baues belaufen sich auf 205200 Mk., wovon 92340 Mk. auf den Unterbau und 112860 Mk. auf den Oberbau zu rechnen sind. Die Kosten des Ueberbaues belaufen sich mithin auf rund 1955 Mk. für den m.

Taf. III und Taf. IV links. Charnier-Hängbrücke für Fussverkehr über den Bahnhof Gotha*).

1. Allgemeine Anordnung. Diese mittelst zweier Seitenöffnungen von je 24 m Weite und einer Mittelöffnung von 48 m Weite und je 5 m lichter Höhe möglichst normal über die Bahnhofseisenbahn führende, 2,5 m breite Brücke besitzt 2 eiserne Zwischenpfeiler und zwei massive Ankerpfeiler, zu welchen am nördlichen Ende einerseits eine mit Zwischenpodest versehene eiserne Treppe, andererseits eine gebrochene, auf vier Bogenstellungen von je 5,4 m Weite, am südlichen Ende eine ebenfalls gebrochene, auf zwei Bogenstellungen von je 5,4 m Weite enthaltende Rampe, beide mit einer Steigung von 10% führen. Der aus je zwei halben und zwei ganzen parabolischen Trägern bestehende Ueberbau ist durch Fachwerk versteift und an den Stützpunkten und in den Scheiteln mit Gelenken versehen. Die 2,5 m breite, aus Bohlen bestehende Brückenbahn wird durch vier, je 15—20 cm starke Langschwellen und durch je 2,4 m entfernte, schmiedeiserne Querträger unterstützt, welche auf den Untergurten der Hauptträger ruhen, und durch schmiedeiserne Geländer begrenzt, deren Stäbe mittelst kleiner gusseiserner Consolen an die Verticalen der Tragwände angeschlossen sind. Die aus achteckigen gusseisernen Aufsätzen und viereckigen schmiedeisernen, mit den ersten verschraubten Untersätzen bestehenden, durch schmiedeiserne Querverbände gegen Winddruck versteiften

Mittelpfeiler ruhen in gusseisernen, mit ihnen verschraubten Grundplatten, welche mit dem Fundamentmauerwerk verankert sind. Die Widerlagpfeiler, von welchen das nördliche 65 cm lang, das südliche, durch den Gewölbedruck verstärkt, nur 6 m lang ist, enthalten die nöthigen Schächte und Zugänge für die Rückhaltketten und deren Verankerungen.

2. Statische Berechnung. Die Pfeilhöhen der Axen jener drei parabolischen Kettenbogen, deren Scheitel in einer Wagrechten liegen, betragen je 4,5 m, der Abstand der Achsen ihrer unteren Gurtung von dieser Wagrechten im Scheitel des mittleren Bogens, in der Axe jedes Zwischenpfeilers und im Scheitel jedes seitlichen Bogens bezw. 0,35; 0,43 und 0,65 m. Die Höhe der auf den Scheitel bezogenen Parabelordinaten ergibt sich aus der Gleichung $y = \frac{f}{(l/2)^2} \cdot x^2 = \frac{1,5}{24^2} \cdot x^2$ und hieraus für

<i>x</i> = 0	2,4	3,2	4,0	4,8	5,2	5,4	6,2	7,2	8,2	9,2	24 m
<i>y</i> = 0	0,045	0,18	0,405	0,72	1,125	1,62	2,205	2,88	3,645	4,5 m	

Aus dem Vorstehenden erhält man sodann die in Fig. 5 und 6 eingeschriebenen Höhen der Verticalen. Für jede der letzteren, mit Einschluss der beiden mittleren Verticalen, ist das Eigengewicht *p* = 650 kg*) und das durch Menschenbelastung von 270 kg auf den *qm* erzeugte Verkehrsgewicht *q* = 1140 kg**), also die Gesamtbelastung *p* + *q* = 1790 kg angenommen***).

a. Berechnung der Mittelträger.

α) Der Obergurt.

Das Eigengewicht erzeugt in der ganzen Kette die Horizontalspannung $H = p \frac{\lambda}{f} \left(1 + 2 + \dots + \frac{n}{2} \right) = 650 \cdot \frac{2,4}{4,5} \left(1 + 2 + \dots + \frac{10}{2} \right) = 17335$ kg und im *m*ten Kettengliede von der Länge *o_m* die Längsspannung $Z_m = H \cdot \frac{o_m}{\lambda}$. Mit Bezug auf die in Fig. 6 und 7, Taf. 3 eingeschriebenen Werthe von *o_m* ergibt sich, z. B. für das 5. Kettenglied mit der Länge *o₅* = 2,45 m, die Längsspannung $Z_5 = 17335 \cdot \frac{2,45}{2,4} = 17696$ kg. Auf ähnliche Weise erhält man die übrigen, in folgende Tabelle I eingetragenen Eigengewichtsspannungen *Z_n*. Das Verkehrsgewicht erzeugt in den einzelnen Kettengliedern die grössten Zugspannungen, wenn die links und rechts von der Belastungsscheide befindlichen Knotenpunkte bezw. ent- und belastet sind. Construiert man alle Belastungsscheiden für die linke Trägerhälfte, so ergeben sich die in der zweiten Verticalspalte der ersten Tabelle enthaltenen Belastungszustände. Zur Ermittlung der bei diesen Belastungszuständen in dem Scheitel des Mittelträgers wirkenden Horizontal- und Verticalkräfte *H* und *V* ergeben sich für die linke und rechte Trägerhälfte bezw. die Momentengleichungen

$$-H_m f + V_m \frac{l}{2} + q l \left(u + (u+1) + \dots + \frac{n}{2} \right) = 0 \text{ und}$$

$$H_m f + V_m \frac{l}{2} - q l \left(1 + 2 + \dots + \frac{n}{2} \right) = 0,$$

woraus durch Addition und Subtraction bezw. *V_m* und *H_m* erhalten wird. Setzt man hierin *f* = 4,5; $\frac{l}{2}$ = 24;

- *) Dasselbe besteht aus dem Gewichte:
 a) der Hauptträger von 350 kg.
 b) der Querträger 50 „
 c) des Horizontalverbandes 10 „
 d) der Langschwellen 80 „
 e) des Bohlenbelages 120 „
 f) des Geländers 40 „

zusammen 650 kg w. o.

**) Dasselbe ergibt sich aus $q = \frac{1}{2} \cdot 2,4 \cdot 2,5 \cdot 380 = 1140$ kg.

***) Das wirkliche Eigengewicht hat sich für den m Brücke zu 630 kg, mithin für jede Verticale zu $\frac{1}{2} \cdot 630 \cdot 2,4 = 756$ kg herausgestellt, wodurch die Verkehrsbelastung auf 1790—756 = 1034 vermindert erscheint.

*) Bearbeitet und veröffentlicht mit Genehmigung des Constructeurs, Herrn Maschinenmeister Bock.

$\lambda = 2,4$ m; $q = 1140$ kg und $n = 10$, so ergeben sich z. B. für das 5. Obergurtstück bei Entlastung der Knotenpunkte 1—5 die Werthe $u = 6$, $V_5 = 855$, $H_5 = 25840$ kg und für alle übrigen Obergurtstücke die in folgender Tabelle enthaltenen Werthe V_v und H_v . Mit Bezug auf die zweckmässigsten Drehpunkte und auf die zugehörigen Hebelsarme s der Spannung $Z_v \max$, h der Horizontalkräfte H_m und v der Vertikalkräfte V_m erhält man die Momentengleichung $-Z_v \max s + H_m h + V_m v + q \lambda \left(1 + 2 + \dots \frac{u}{2}\right) = 0$, mithin, z. B. für das 5. Obergurtstück, $-Z_v \max \cdot 1,95 + 25840 \cdot 0,39 + 1197 \cdot 6 \cdot 2,4 + 1140 \cdot 2,4 \left(1 + 2 + \dots \frac{6}{2}\right) = 0$ und hieraus $Z_v \max = 36737$ kg. Werden die Spannungen der übrigen Obergurtstücke in ähnlicher Weise berechnet, so ergeben sich die in der folgenden Tabelle fett gedruckten Werthe von $Z_v \max$ und, nach Addition der Eigengewichtsspannungen Z_o , die entsprechenden Werthe Z_{max} .

I. Tabelle für den Obergurt des Mittelträgers.

Nr. des Fel-des.	Entlastete Knotenpunkte links von der Lastscheide des Mittelträgers.	H_v kg	V_v kg	$Z_v \max$ kg	Z_o kg	Z_{max} kg
1	0	30400	0	32262	18376	50638
2	1	30096	57	32553	18187	50741
3	1—3	28576	342	33491	18006	51498
4	1—4	27360	570	34743	17840	52583
5	1—5	25840	855	36737	17696	54433
6	1—6	24016	1197	39786	17571	57357
7	1—7	21893	1597	42961	17479	60440
8	1—7	21893	1597	41604	17407	59011
9	1—8	19456	2052	41497	17356	58854
10	1—9	16720	2565	33524	17335	50859

Die Minimalspannungen durch Verkehr, von deren spezieller Bestimmung hier Abstand genommen ist, ergeben sich für die Spannung Z_v bei voller Verkehrslast aus der Gleichung $Z_v \min = Z_v - Z_{max}$.

β) Der Untergurt.

Da hier das Eigengewicht ohne Einfluss, also nur die Verkehrslast zu berücksichtigen bleibt, welche an den links von der Belastungsscheide befindlichen Knotenpunkten die grösste Zugspannung in den Untergurtstücken hervorbringt, so hat man zunächst für die linke Trägerhälfte alle Belastungsscheiden zu konstruieren, worauf sich die in der zweiten Verticalspalte der folgenden Tabelle enthaltenen Belastungszustände ergeben. Zur Ermittlung der bei diesen Belastungszuständen in dem Scheitel des Mittelträgers wirkenden Horizontal- und Vertikalkräfte H und V ergeben sich für die linke und rechte Trägerhälfte bzw. die Momentengleichungen

$$-H_{mf} - V_m l/2 + q \lambda (1 + 2 + \dots u) = 0$$

$$H_{mf} - V_m l/2 = 0,$$

woraus durch Addition und Subtraction bzw. V_m und H_m gefunden wird. Setzt man hierin für f , $l/2$, λ und q die obigen Werthe, so ergeben sich z. B. für das 5. Untergurtstück bei Belastung der Knotenpunkte 1—7 die Werthe $u = 7$, $H_5 = 8512$ und $V_5 = 1596$ kg. Mit Bezug auf die zweckmässigsten Drehpunkte und die zugehörigen Hebelsarme x der Spannung X_{max} , h der Horizontalkräfte H_m und v der Vertikalkräfte V_m erhält man die Momentengleichung $X_{max} \cdot x - H_m h - V_m v + q \lambda (1 + 2 + \dots u) = 0$, mithin, z. B. für das 5. Untergurtstück, $X_{5max} \cdot 1,495 - 8512 \cdot 1,125 - 1596 \cdot 12 + 1140 \cdot 2,4 (1 + 2) = 0$ und hieraus $X_{5max} = 13725$ kg. Werden die Spannungen der übrigen Untergurtstücke in ähnlicher Weise berechnet, so ergeben sich die in der nachstehenden Tabelle fett gedruckten Werthe X_{vmax} und, wegen $X_{vmax} + X_{vmin} = 0$, die ihnen numerisch gleichen Werthe X_{vmin} .

II. Tabelle für den Untergurt des Mittelträgers.

Nr. des Fel-des.	Belastete Knotenpunkte links von der Lastscheide des Mittelträgers.	H_v	V_v	X_{max}	X_{min}
1	1—6	6384	1197	1990	-1990
2	1—7	8512	1596	4301	-4301
3	1—7	8512	1596	7011	-7011
4	1—7	8512	1596	10170	-10170
5	1—7	8512	1596	13725	-13725
6	1—8	10944	2052	17837	-17837
7	1—8	10944	2052	21474	-21474
8	1—9	13680	2565	22376	-22376
9	1—9	13680	2565	16971	-16971
10	—	—	—	0	0

γ) Die in dem 1. bis 8. und in dem 9. und 10. Felde befindlichen Diagonalen erleiden unter den in der zweiten Verticalspalte Tabelle III angegebenen Belastungszuständen bzw. die grösste Druck- und Zugspannung. Hieraus ergeben sich in einer, der früheren ähnlichen, Weise die im Scheitel wirkenden Horizontal- und Vertikalkräfte, welche in Tabelle III zusammengestellt sind. Mit Bezug auf die zweckmässigsten Drehpunkte und die zugehörigen Hebelsarme y der Spannung Y_{min} , h der Horizontalkräfte H und v der Vertikalkräfte V erhält man für die Abstände $a_1 a_2 \dots a_n$ der einzelnen Knotenlasten vom Drehpunkte die Momentengleichung $Y y + H_m h - V_m l/2 - q (a_1 + a_2 + \dots a_n) = 0$, also z. B. für die 5. Diagonale Y_5 , $4,98 + 10944 \cdot 0,35 - 2052 \cdot 4,98 - 1140 (2,22 + 4,62 + 7,02 - 0,15) = 0$ und hieraus $Y_{5min} = -4414$ kg. Werden die Spannungen der übrigen Diagonalen in ähnlicher Weise berechnet, so erhält man die in nachstehender Tabelle fett gedruckten Werthe von Y_{min} bzw. Y_{vmax} und, wegen $Y_{vmax} + Y_{vmin} = 0$, die jenen numerisch gleichen Werthe von bzw. Y_{vmax} und Y_{vmin} .

III. Tabelle für die Diagonalen des Mittelträgers.

Nr. des Knotenpunktes.	Belastete Knotenpunkte des halben Mittelträgers.	H_v kg	V_v kg	Y_{max} kg	Y_{min} kg
1	1—6	6384	1197	3926	-3926
2	1—7 / Zwischen End-	8512	1596	3963	-3963
3	1—7 / verticale und	8512	1596	3985	-3985
4	1—8 / Belastungs-	10944	2052	4129	-4129
5	1—8 / scheide.	10944	2052	4414	-4414
6	1—8	10944	2052	4441	-4441
7	7—9 / Zwischen Schnitt	7296	1368	4347	-4347
8	8—9 / und Belastungs-	5168	969	4148	-4148
9	1—8 / Zwischen Endver-	10944	2052	8443	-8443
10	1—9 / ticale und Schnitt.	13680	2565	16929	-16929

δ) Die Verticalen erfahren die constante Eigengewichtsspannung $p = 325$ kg und unter den in der zweiten Verticalspalte der Tabelle IV angegebenen Belastungszuständen bzw. die grösste Zug- und Druckspannung durch Verkehr. Hieraus ergeben sich in einer der obigen theils ähnlichen, theils gleichen Weise die im Scheitel wirkenden Horizontal- und Vertikalkräfte, welche in Tab. IV unter H_v und V_v zusammengestellt sind. Mit Bezug auf die zweckmässigsten Drehpunkte und die zugehörigen Hebelsarme w der Spannung W_v , h der Horizontalkräfte H und v der Vertikalkräfte V erhält man für die Zahl r der durch Verkehr belasteten Knotenpunkte und für die Abstände $a_1 a_2 \dots a_n$ der einzelnen Knotenlasten vom Drehpunkte $-W_m \cdot w - H_m h + (r \cdot q - V) v - q (a_1 + a_2 + \dots a_n) = 0$, also z. B. für die 5. Verticale $-W_5 \cdot 9,42 - 10944 \cdot 4,85 + (8 \cdot 1140 - 2052) 19,02 - 1140 (9,6 + 12 + 14,4 + 3 \cdot 2,22) = 0$, woraus $W_{5max} = 3512$ kg. Wegen $W_{min} + W_{max} = q$ erhält man hieraus $W_{5min} = 1140 - 3512 = -2372$ kg, mithin nach Addition der Spannungen durch Eigengewicht und Verkehr $W_{5max} = 3512 + 325 = 3837$ kg und $W_{5min} = -2372 + 325 = -2047$ kg. Werden die Spannungen der übrigen Verticalen in ähnlicher Weise berechnet, so erhält man die in nachstehender Ta-

belle fett gedruckten Werthe W_{max} bezw. W_{min} und, wegen $W_{max} + W_{min} = q$, bezw. die Werthe W_{min} und W_{max} . Zählt man beiden Verkehrs-Spannungen diejenigen durch Eigengewicht hinzu, so erhält man endlich die untenstehenden Gesamtspannungen W_{max} und W_{min} .

IV. Tabelle für die Verticalen des Mittelträgers.

Nr. des Feldes	Belastete Knotenpunkte des halben Mittelträgers.	H_v kg.	V_v kg.	W_{max} kg.	W_{min} kg.	W_0 kg.	W_{max} kg.	W_{min} kg.
1	1-6	6384	1197	4026	-2886	325	4351	-2561
2	1-7	8512	1596	4347	-3207	325	4672	-2882
3	1-7	8512	1596	4070	-2930	325	4395	-2605
4	1-8	10944	2052	3780	-2640	325	4155	-2315
5	1-8	10944	2052	3512	-2372	325	3837	-2047
6	1-8	10944	2052	2994	-1854	325	3319	-1529
7	6-9	9120	1710	2473	-1333	325	2798	-1008
8	7-9	7296	1365	1937	-797	325	2262	-472
9	1-7	8512	1596	2249	-1109	325	2574	-784
10	1-8	10944	2052	5135	-1995	325	3469	-1670

b. Berechnung der Seitenträger.

Da die Seitenträger von derselben geometrischen Form und Belastung sind, wie die halben Mittelträger, so sind zunächst die durch das Eigengewicht erzeugten Spannungen in ihren analogen Constructionstheilen die nämlichen. Bei Bestimmung der Spannungen durch den Verkehr sind, nach A. a (Seite 7), ausser den auf den Seitenträger auch die auf den Mittelträger wirkenden Lasten zu berücksichtigen, welche in dem Stützpunkte A, s. Textfig. 5, die Horizontalkraft H sowie bezw. die Verticalkraft V_{11} und V_1 erzeugen. Die 10 Felder werden hierbei von dem Zwischenpfeiler nach dem Scheitel hin gezählt.

α) Der Obergurt. Alle Glieder desselben erfahren ihre grösste Zugspannung bei voller Belastung nur der Mittelbrücke, in welchem Falle jene Horizontalkraft $H = q(1+2+\dots+\frac{n}{2})\lambda = 1140(1+2+\dots+\frac{10}{2})2,4 = 30400$

kg und Verticalkraft $V = H \cdot \frac{f}{V_2} = 30400 \cdot \frac{4,5}{24} = 5700$ kg beträgt. Mit Bezug auf die zweckmässigsten Drehpunkte erhält man alsdann aus $Z_{max} \cdot s - Hh - V_1v = 0$, $Z_{max} = \frac{Hh + V_1v}{s}$ und z. B. in dem 5. Felde

$$Z_{max} = \frac{30400 \cdot 0,5 + 5700 \cdot 6 \cdot 2,4}{2,068} = 47040 \text{ kg.}$$

Berechnet man diese Werthe auch für die übrigen Felder und vermehrt sie um die bekannten Eigenspannungen Z_0 , so ergeben sich die in der folgenden Tabelle zusammengestellten Werthe Z_{max} und Z_{min} .

V. Tabelle für den Obergurt des Seitenträgers.

Nr. des Feldes	$Z_{max}^*)$ kg.	Z_0 kg.	Z_{max} kg.	Nr. des Feldes	$Z_{max}^*)$ kg.	Z_0 kg.	Z_{max} kg.
1	32296	18376	50672	6	52863	17571	60434
2	34615	18187	52802	7	57152	17479	74631
3	38335	18006	56341	8	60173	17407	77580
4	42707	17840	60547	9	58838	17356	76195
5	47040	17606	64746	10	48621	17385	65906

Da die kleinsten Anspruchnahmen des Obergurts ebenfalls Zugspannungen sind, so wurde hier von deren Bestimmung abgesehen.

β) Der Untergurt. Alle Theile desselben erleiden bei voller Belastung der Mittelbrücke ihre grösste Druckspannung, mithin ergibt sich, unter Beibehaltung der früheren Bezeichnungen, $-X_{min} \cdot x + Hh - V_1v = 0$ und hieraus $X_{min} = \frac{Hh - V_1v}{x}$, daher z. B. in dem 5. Felde $Y_{min} = \frac{30400 \cdot 1,125 - 5700 \cdot 5 \cdot 2,4}{1,645} = 20790$ kg. Wer-

*) Bei Belastung sämmtlicher Knotenpunkte des Mittelträgers.

den diese Werthe auch für die übrigen Felder berechnet und aus $X_{max} + X_{min} = 0$ auch die grössten Druckspannungen X_{min} bestimmt, so erhält man nachstehende

VI. Tabelle für den Untergurt des Seitenträgers.

Nr. des Feldes.	$X_{max}^*)$ kg.	$X_{min}^{**})$ kg.	Nr. des Feldes.	$X_{max}^*)$ kg.	$X_{min}^{**})$ kg.
1	2968	-2968	6	25933	-25933
2	6505	-6505	7	29404	-29404
3	10675	-10675	8	28183	-28183
4	15486	-15486	9	18403	-18403
5	20790	-20790	10	-	-

γ) Die Diagonalen. Nach den auf S. 13 und 14 angegebenen 3 Fällen erzeugen die in nachfolgender Tabelle bezeichneten Belastungszustände in den Diagonalen der 6 ersten Felder den grössten Zug und der 4 letzten Felder den grössten Druck. Mit Bezug auf die zweckmässigsten Drehpunkte und unter Beibehaltung der früheren Bezeichnungen erhält man für jene 6 ersten Felder

$$Y_{max} \cdot y - Hh \pm V \cdot v = 0, \text{ mithin } Y_{max} = \frac{Hh + Vv}{y}$$

und z. B. für das 5. Feld $Y_{5max} = \frac{30400 \cdot 0,6 - 5700 \cdot 3,74}{6,07} = 6516$ kg und, wegen $Y_{max} + Y_{min} = 0$, $Y_{5min} = -6516$ kg. Berechnet man ähnlich die Werthe von $H V_1 V_{11} Y_{max}$ und Y_{min} für alle Felder und Belastungszustände, so erhält man die folgende

VII. Tabelle für die Diagonalen des Seitenträgers.

Nr. des Feldes.	Belastete Knotenpunkte.	H kg.	V_1 kg.	V_{11} kg.	Y_{max} kg.	Y_{min} kg.
1	des ganzen Mitteltr.	30400	5700	-	5825	-5825
2	" " "	"	"	"	5891	-5891
3	" " "	"	"	"	6339	-6339
4	" " "	"	"	"	6385	-6385
5	" " "	"	"	"	6516	-6516
6	" " "	"	"	"	5355	-5355
7	7-9 d. Seitentr.***)	"	"	2786	4218	-4218
8	8 und 9 des Seitenträgers***) u. des ganzen Mitteltr.	30400	5700	1938	3967	-3967
9	9 des Seitenträgers***) und ganzen Mittelträgers	30400	5700	1026	12442	-12442
10	des ganzen Mitteltr.	30400	5709	-	18376	-18376

δ) Die Verticalen. Nach den auf S. 14 angeführten 3 Fällen erzeugen die in nachfolgender Tabelle erwähnten Belastungszustände in den Verticalen der 6 ersten Felder den grössten Druck und der 4 letzten Felder den grössten Zug. Mit Bezug auf die zweckmässigsten Drehpunkte und unter Beibehaltung der früheren Bezeichnungen erhält man für jene 6 ersten Felder $-W_{min} \cdot w - Hh \pm Vv = 0$, mithin die grösste Druckspannung $W_{min} = \frac{-Hh \pm Vv}{w}$

$$\text{und z. B. für das 5. Feld } W_{5min} = \frac{-30400 \cdot 0,61 - 5700 \cdot 3,74}{10,66} = -3739 \text{ kg}$$

und, wegen $W_{max} + W_{min} = q$, die grösste Zugspannung $W_{5max} = 1140 + 3739 = 4879$ kg. Berechnet man ähnlich die Werthe $H V_1 V_{11} W_{max}$ und W_{min} auch für die übrigen Felder und Belastungszustände, addirt zu den letzteren die Werthe W_0 , so erhält man folgende

*) Bei Belastung aller Knotenpunkte des Seitenträgers.
**) Bei Belastung aller Knotenpunkte des Mittelträgers.
***) Zwischen Scheitel und Schnitt.

VIII. Tabelle für die Verticalen des Seitenträgers.

Nr. des Feldes.	Belastete Knotenpunkte.	H	V ₁	V ₁₁	Verkehrslast.		Eigengewicht. W _e	W _{max}	W _{min}
					W _{max}	W _{min}			
		kg.	kg.	kg.	kg.	kg.	kg.	kg.	kg.
1	des ganzen Mittelträgers	30400	5700		6413	-5273	325	6738	-4948
2	" " "	"	"	"	5961	-4821	325	6286	-4496
3	" " "	"	"	"	5898	-4758	325	6223	-4433
4	" " "	"	"	"	5440	-4300	325	5765	-3975
5	" " "	"	"	"	4879	-3739	325	5204	-3414
6	" " "	"	"	"	3746	-2577	325	4071	-2281
7	" " "	"	"	"	2682	-1542	325	3007	-1217
8	(6-9 des Seitenträgers*) des Seitenträgers*) und des ganzen Mittelträgers	30400	5700	2736	2068	-1025	325	2493	-703
9	8-9 des Seitenträgers*) und des ganzen Mittelträgers	30400	5700	1988	3461	-2321	325	3786	-1996
10	9 des Seitenträgers*) und des ganzen Mittelträgers	30400	5700	1026	5141	-4001	325	5466	-3676

3. Construction. a. Ueberbau. Stellt man die unter 2 erhaltenen grössten Gesamtspannungen der Gurten und Stäbe zusammen und dividirt dieselben durch die grösste zulässige Anspruchnahme des qcm von 709 kg, so ergeben sich die erforderlichen Querschnitte Q_e. Da die oberen Gurten der Mittel- und Seitenträger nur Zug erfahren, so sind dieselben aus je 2 Flacheisen von durchweg 21 cm Breite und je nach der Grösse des Zugs von 2 bis 3 cm Dicke hergestellt. Die zwischen den Knotenpunkten I II, III IV, V VI, VII VIII angeordneten Stösse sind durch doppelte Laschen gedeckt, welche bei den 2 und 2,5 cm sowie bei den 3 cm starken Flacheisen durch bezw. 8 und 10 zweischnittige Stäbe von je 2,5 cm angegeschlossen sind. Der durch den Werth 2_{max} ²⁷/₄ gegebene wirksame Querschnitt beträgt bezw. 78,4 und 989 qcm, während bezw. nur ^{92,8}/₂ = 46,4 und ^{110,8}/₂ = 55,4 qcm erforderlich sind. Die Untergurten, welche auf Zug und Druck beansprucht werden, sind aus je 2

[eisen (Phönix Nr. 26) zusammengesetzt, welchen in ihren stärker beanspruchten Theilen noch 1 Flacheisen von 18 x 1 cm Querschnitt zugegeben ist. Die Stösse sind durch Verticalplatten an den Stegen und durch Horizontalplatten an den Schenkeln der [eisen gedeckt. Die auf Zug und Druck beanspruchten Diagonalen sind je nach ihren Anspruchnahmen aus je zwei Flacheisen von 10 x 1 bis 15 x 1,5 cm Querschnitt gebildet, welche durch ein starkes Futterblech in der Mitte auseinandergespreizt und verbunden sind, während die auf Zug und Druck beanspruchten Verticalen durchweg aus je einem [eisen (Phönix Nr. 30) und Winkeleisen von 6 x 6 x 0,8 cm bestehen, welche durch Futterringe miteinander verbunden sind. Werden hieraus die vorhandenen Querschnitte Q_v für die Gurten und Stäbe berechnet, deren Anordnung A abgeleitet und unter A zusammengestellt, so zeigt nachstehende Tabelle zugleich, dass in allen Constructionstheilen eine mindestens hinreichende Stärke vorhanden ist.

Tab. IX. Zusammenstellung der grössten Spannungen und Querschnitte der Constructionstheile in kg u. qcm.

1. Mittelträger.

Obergurt				Untergurt				Diagonale				Verticale				
S _{max}	Q _e	Q _v	A	X _{min} ^{max}	Q _e	Q _v	A	Y _{min} ^{max}	Q _e	Q _v	A	W _{max}	W _{min}	Q _e	Q _v	A
1 50638	72,3	76	2.21 x 2	+ 1990	2,8	27,8	2 [Eisen	+ 3926	5,6	15	2.10 x 1	4351	-2561	6,2	16,1	1 [Eisen
2 50741	72,5	"	"	+ 4301	6,1	"	Phönix Nr. 26	+ 3963	5,7	"	"	4672	-2882	6,7	"	Phönix Nr.
3 51498	73,6	"	"	+ 7011	10,0	"	"	+ 3985	"	"	"	4395	-2605	6,3	"	30 und
4 52583	75,1	"	"	+ 10170	14,5	"	"	+ 4129	5,8	"	"	4155	-2315	5,8	"	1 L. Eisen
5 54433	77,8	95	2.21 x 2,5	+ 13725	19,6	"	"	+ 4414	6,3	"	"	3887	-2047	5,5	"	6 x 6 x 0,8
6 57357	81,9	"	"	+ 17837	25,5	"	"	+ 4441	"	"	"	3819	-1529	4,7	"	"
7 60440	86,3	"	"	+ 21474	30,7	39,0	2 [Eisen	+ 4347	6,2	"	"	2798	-1008	4,0	"	"
8 59011	84,3	"	"	+ 22376	31,9	"	Phönix Nr. 26	+ 4148	5,9	"	"	2262	-472	3,2	"	"
9 58854	84,1	"	"	+ 16971	24,3	27,8	u. 1 Pl. 18 x 0,8	+ 5443	12,1	22,8	2.12 x 1,2	2574	-784	3,7	"	"
10 50859	72,7	"	"	0	0	"	"	+ 16929	24,2	37,5	2.15 x 1,5	3460	-1670	4,9	"	"

2. Seitenträger.

1 50672	72,4	76	2.21 x 2	+ 2968	4,2	27,8	2 [Eisen	+ 5825	8,3	15	2.10 x 1	6738	-4948	9,6	16,1	1 [Eisen
2 52803	75,4	"	"	+ 6505	9,3	"	Phönix Nr. 26	+ 5891	8,4	"	"	6286	-4496	8,9	"	Phönix Nr.
3 56341	80,5	95	2.21 x 2,5	+ 10675	15,3	"	"	+ 6339	9,0	"	"	6223	-4433	"	"	30 und
4 60548	86,5	"	"	+ 15486	23,1	"	"	+ 6385	9,1	"	"	5765	-3975	8,2	"	1 [Eisen
5 64736	92,5	"	"	+ 20790	29,7	41,8	2 [Eisen	+ 6516	9,3	"	"	5204	-3414	7,4	"	6 x 6 x 0,8
6 69876	99,8	106,4	2.21 x 2,8	+ 25933	37,0	"	Phönix Nr. 26	+ 5355	7,6	"	"	4071	-2281	5,8	"	"
7 74631	106,6	"	"	+ 29404	42,0	"	u. 1 Pl. 18 x 1	+ 4218	6,0	"	"	3007	-1217	4,3	"	"
8 77580	110,8	114	2.21 x 3	+ 38133	49,2	"	"	+ 3967	5,7	"	"	2493	-704	3,6	"	"
9 76195	108,8	"	"	+ 18403	26,3	27,8	2 [Eisen	+ 12442	17,7	22,8	2.12 x 1,2	3786	-1996	5,4	"	"
10 65956	94,2	"	"	0	0	"	Phönix Nr. 26	+ 18376	26,2	37,5	2.15 x 1,5	5466	-3676	7,8	"	"

Die Verbindung der zweitheiligen Gurten erfolgt durch eintheilige Knotenbleche, an welche die zweitheiligen Verticalen durch je 2,5 cm starke Niete und die zweitheiligen Diagonalen durch je 4 cm starke konische Bolzen angegeschlossen sind.

Die Scheitelharniere haben einen Bolzen von 19 cm Ø erhalten, während jedes Flacheisen des Untergurts auf der einen Seite durch eine Platte von 3,6 cm nebst zwei Anschlusslaschen, auf der andern durch je zwei Platten von 1,8 cm Stärke angegeschlossen wird, s. Taf. 3 Fig. 35-37 und 41. Der grösste Lochdruck auf den qcm beträgt daher nur ⁵⁰⁸⁵⁹/₂ : 3,6 . 10 = 715 kg. Jene beiden Anschlussplatten sind nach Fig. 35 durch 8 zweischnittige Niete

von 2,5 cm Ø mit 2 . 8 . ^{3,14 . 2,5²}/₄ = 78,49 cm Querschnitt angegeschlossen, während nur ^{72,7}/₂ = 36,36 qcm erforderlich sind. Die im Scheitelharnier zusammenlaufenden Diagonale von 1,5 cm Stärke sind auf der einen Seite durch eine Platte von 3 cm, auf der anderen durch zwei Platten von je 1,5 cm Stärke angegeschlossen, an welche zugleich die [Eisen der unteren Gurtung genietet sind. Der Lochdruck auf den qcm dieser Platten beträgt daher nur 16925 : 3 . 10 = 563 kg, während die zum Anschluss jeder Diagonale dienenden 4 zweischnittigen, je 2,5 cm starken Niete 2 . 4 . ^{3,14 . 2,5²}/₄ = 39,2 qcm Querschnitt besitzen, obgleich nur 24,2 qcm nöthig sind. Die beiden mittleren Diagonalen sind durch Bolzen von 6 cm Stärke an die untere Gurtung angegeschlossen, der Lochdruck auf den qcm be-

*) Zwischen Scheitel und Schnitt.

trägt daher, mit Berücksichtigung der 25 cm starken Anschlussplatte nur $16925 : 6(2,5 + 2,1,5) = 510$ kg. Da sämtliche übrige Diagonalen, deren grösste Spannung 8443 kg beträgt — mit Ausnahme der 4 mittleren Diagonalen des Seitenträgers, die je 6 cm starke Ausschlussbolzen erhalten haben — mittelst 4 cm starker Bolzen angeschlossen sind, so beträgt der grösste Lochdruck des qcm nur $8443 : 4(2,1 + 2,5) = 465$ kg. Auch die Pfeilercharniere haben Bolzen von 10 cm Durchmesser erhalten, während die Anschlussplatten des Obergurts wie beim Scheitelcharnier angeordnet sind. Der Lochdruck des qcm beträgt daher $50672 : 2 \cdot 10 \cdot 3,6 = 704$ kg.

Die Rückhaltketten, s. Fig. 17, welche bei voller

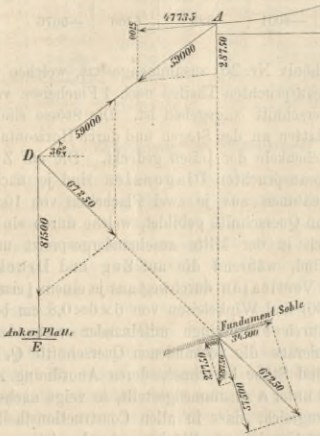


Fig. 17.

Belastung nur der Mittelbrücke ihre grösste Anspruchnahme, also in dem oberen Auflager nach dem Früheren einen Horizontal- und Verticaldruck von bezw. $30400 + 17335 = 47735$ und 5700 kg erfahren, erleiden in ihrem oberen, unter einem Winkel von 36° zum Horizont geneigten und in ihrem unteren, senkrechten Theile eine Zugspannung von bezw. $\frac{47735}{\cos 36} = 59000$ und $5700 + 28750 + 47000 = 81540$ kg, erfordern mithin daselbst einen Querschnitt von bezw. $\frac{59000}{700} = 84,3$ und $\frac{81540}{700} = 116,4$ qcm. Der erstere ist aus zwei Flacheisen von $21,2,5$ cm zusammengesetzt, welcher nach Abzug von zwei, je $2,5$ cm starken Nietlöchern einen Nettoquerschnitt von $2(21 - 2,5) \cdot 2,5 = 92,5$ qcm, der letztere aus zwei Flacheisen von $26,2,5$ cm gebildet, welcher ebenso einen solchen von $2(26 - 2,5) \cdot 2,5 = 117,5$ qcm ergibt. Der Charnierbolzen am Auflager besitzt einen Durchmesser von 10 cm, mithin eine Scheerfläche von $2 \cdot \frac{3,14 \cdot 10^2}{4} = 157$ qcm, während deren nur $94,2$ nötig sind. Die Anschlussplatte des Obergurtes und der Diagonale hat eine Stärke von $2,3$ cm und ist zur Verminderung des Lochdrucks noch um zwei Platten von je $1,5$ cm verstärkt, daher ergibt sich dieser Druck auf den qcm zu $\frac{65956}{10(2,3 + 2,1,5)} = 730$ kg.

Der Anschluss der Rückhaltkette an den Obergurt erfolgt durch zwei Platten von je $2,5$ cm Stärke, welche am Bolzenloch ebenfalls durch zwei je $1,5$ cm starke Platten verstärkt sind. Jede Platte der Rückhaltkette wird mit jener Anschlussplatte durch elf je $2,5$ cm starke einschnittige Niete verbunden, welche einen Querschnitt von $11 \cdot \frac{3,14 \cdot 3,5^2}{4} = 53,9$ qcm besitzen, während nach dem Früheren nur $\frac{84,3}{2} = 42,15$ qcm erforderlich sind. Jede Gurtungsplatte der Seitenöffnung ist durch 13 einschnittige Niete von $2,5$ cm Durchmesser, also von $13 \cdot \frac{3,4 \cdot 2,5^2}{4} = 63,8$ qcm Querschnitt mit der Anschlussplatte verbunden,

während der erforderliche Querschnitt nur $\frac{96,2}{2} = 47,1$ qcm beträgt. Der Bolzen am Knick der Rückhaltkette hat eine Stärke von 12 cm, also einen Querschnitt von $2 \cdot \frac{3,14 \cdot 12^2}{4} = 225,1$ qcm, während deren nur $116,4$ erforderlich sind. Die Anschlussplatten am Bolzenloch sind wieder durch je $1,5$ cm starke Platten verstärkt, so dass der Lochdruck auf den qcm $\frac{81540}{2(3 + 1,5) \cdot 12} = 755$ kg beträgt. Jedes Flacheisen des senkrechten Theiles der Rückhaltkette wird durch 13 einschnittige, je $2,5$ cm starke Niete von $13 \cdot \frac{3,14 \cdot 2,5^2}{4} = 63,78$ qcm Querschnitt mit der Anschlussplatte verbunden, während nur $58,2$ qcm nötig sind. Der Keil, welcher die Verankerung der Rückhaltkette mit der Grundplatte bewirkt, ist 8 cm breit und hoch, widersteht also mit einem Querschnitt von $2,8 \times 8 = 128$ qcm, während nur $116,4$ qcm nötig sind. Der durch das Keilloch um $2,8 \cdot 2,5 = 40$ qcm verminderte Querschnitt der Kette wird durch zwei Platten von je $2,5$ cm Dicke verstärkt, deren jede mittelst 6 einschnittige, je $2,5$ cm starker Niete, also von im Ganzen $\frac{2 \cdot 6 \cdot 3,14 \cdot 2,5^2}{4} = 58,8$ qcm Nietquerschnitt angeschlossen wird, während nur 40 qcm erforderlich sind. Der Druck auf den qcm Laibung des Keilloches beträgt hiernach $\frac{2(2,5 + 2,5)}{81540} = 815$ kg.

Der grösste Druck auf die 45 cm lange, 35 cm breite Platte am Auflager beträgt 38750 kg, während der Lagerbolzen 7 cm dick und 40 cm lang ist und auf den qcm Lagerfläche einen Druck von $\frac{28750}{7 \cdot 30} = 137$ kg erfährt, während der qcm des Auflagerquaders nur einen Druck von $\frac{28750}{45 \cdot 35} = 18,2$ gegen $c. 30$ kg zulässige Festigkeit empfängt. Der von Knick D , s. Fig. 17, der Rückhaltkette befindliche, 9 cm starke, 45 cm lange Lagerbolzen erfährt durch die Resultante der in den beiden Rückhaltkettenstücken entwickelten Spannungen von 59000 kg und 81540 einen Druck von 67250 kg, also auf den qcm von $\frac{67250}{9 \cdot 45} = 166$ kg, während der qcm Quader bei einer Seitenlänge von 60 und 75 cm der Lagerplatte einen Druck von nur 15 kg erleidet. Der Druck der wagrechten, quadratischen Ankerplatte von 90 cm Seitenlänge auf den qcm Ankerquader beträgt dagegen nur $\frac{81540}{90 \cdot 90} = 10$ kg. Zerlegt man nun jene Resultante von 67250 kg sowie den früher ermittelten Auflagerdruck von 82750 kg in die zur Fundamentsohle normale und parallele Seitenkraft von bezw. $57500 + 27750 = 85250$ und $34500 - 7000 = 27500$ kg, wovon die letztere das Fundament nach der Brückenöffnung hin zu verschieben sucht, so ergibt sich, dass bei einem Reibungscoefficienten des Mauerwerks auf dem Baugrunde von $0,5$ — selbst ohne Berücksichtigung des Mauergewichtes — der Reibungswiderstand $85250 \cdot 0,5 = 42625$ kg beträgt, also eine solche Verschiebung unmöglich ist. Andererseits übt der Normaldruck von 85250 kg, zu welchem noch das Gewicht $54 \cdot 1620 = 87500$ kg des Ankerpfeilers von 54 cbm Inhalt und 280×270 cm Grundfläche kommt, auf den qcm Baugrund einen Druck von $\frac{85250 + 87500}{280 \cdot 270} = 2,3$ kg, welcher noch zulässig erscheint. Der im Punkt D angreifenden horizontalen Kraft von 47753 kg wirkt, von dem Widerstande des Mörtels abgesehen, die Reibung sowohl der Vertikalkraft von 81500 kg als auch des Gewichtes von $45 \cdot 1620 = 72900$ des darüber befindlichen Mauerkörpers von 85 cbm Inhalt entgegen, welche bei einem Reibungscoefficienten von $0,5$ einen Reibungswiderstand von zusammen $(81500 + 72900) \cdot 0,5 = 74325$ kg entwickeln. Dem an der Ankerplatte lothrecht aufwärts wirkenden Zug der Rückhaltkette von 81500 kg wirkt aber das Gewicht eines Mauerkörpers von zusammen 54 cbm Inhalt, also $54 \cdot 1620 = 87480$ kg Gewicht entgegen.

Der Mittelpfeiler erleidet bei voller Belastung der ganzen Brücke den grössten lothrechten Druck von 20 (11250 + 6500) = 35800 kg und — bei einem Winddrucke auf den qcm von 150 kg sowie bei einer Angriffsfläche von 0,5 qm für den m — den grössten wagrechten Druck $0,5 \cdot 150 \left(25 + \frac{24}{2}\right) = 2700$ kg, welcher letztere zu je einer Hälfte am Kopfe und am Fusse des 4,93 m hohen, achteckigen gusseisernen Pfeileraufsatzes mit 55 cm grösstem eingeschriebenen Durchmesser, 2 cm Wandstärke und 380 qcm Querschnittsfläche angreift. Der lothrechte Druck auf den qcm der letzteren beträgt daher $\frac{35800}{340} = 105$ kg und auf den qcm des 5,26 m hohen, quadratischen, schmiedeisernen Untersatzes mit 62 cm Seite und 0,8 cm Wanddicke, mit durch je zwei 5.5, 0,8 cm starke, stumpfwinklge L-eisen verstärkten Ecken und 257 qcm Querschnittsfläche nur $\frac{35800}{257} = 140$ kg. Die kleinste, auf einer Säule ruhende Last beträgt 20.650 = 13000 kg, daher ist mit Bezug auf Fig. 18 das Angriffsmoment $= \frac{2700}{2} (4,93 + 2.5,26) =$

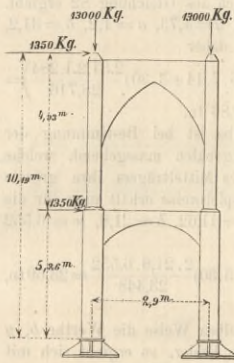


Fig. 18.

208525 kg, welchem bei einem Abstände der Säulenachsen von 2,9 m ein Widerstandsmoment von 134000.2,9 = 396000 kg gegenübersteht, während jede Säule überdies durch je 4 Steinbolzen mit dem Fundamente verankert ist. Die 2,9 m langen Querträger sind durch die beiden mittleren und äusseren Langschwellen mit bezw. je 865 und 550 kg belastet und besitzen zwischen denselben einen I-förmigen, aus 24 cm hohem, 0,8 cm starken Verticalblech und vier je 5 × 5 × 0,6 cm starken Winkleisen bestehenden Querschnitt. Es ergibt sich daher, mit Bezug auf die Abmessungen in Figur 38—41, unter den Mittelschwellen das Angriffsmoment (865 + 550) (26 + 74) = 550.74 = 100800 cm kg, welchem — bei einem Abstände von 20 cm der Gurtungsschwerpunkte und bei einem Flächeninhalte der Winkleisen, der nach Abzug von zwei 1,5 cm weiten Nietlöchern $2(5 + 4.4 - 1,5) \cdot 0,6 = 9,48$ qcm beträgt — ein Widerstandsmoment von $700.9,48.20 = 132720$ cm kg gegenübersteht. Der Anschluss der Querträger an die Winkleisen der Verticalen ist durch 0,8 cm starke Anschlussplatten und 5 je 1,5 cm starke Niete bewirkt, während die Anordnung des Horizontalverbandes aus den Figuren 2, 4, 38, 39 und 53—55 deutlich hervorgeht.

Taf. IV und V. Charnier-Hängbrücke für Strassenverkehr.

1. Allgemeine Anordnung. Die Figuren 1 bis 35, Taf. 4 und die Figuren 13 bis 30, Taf. 5 stellen eine, an der diesseitigen Technischen Hochschule construierte parabolische Charnier-Hängbrücke für Strassenverkehr über 3 Oeffnungen mit je 30 m Stützweite an den Enden und mit 60 m Spannweite in der Mitte dar. Die 6 m von Mitte zu Mitte abstehenden Tragwände schliessen eine gepflasterte, auf Quer- und Längsträgern mit Buckelplatten ruhende Fahrbahn ein und nehmen ausserhalb zwei mit Bohlen belegte, je 1,25 m breite, auf Consolen, Längsträgern und Querschwellen ruhende Bankette mit schmiedeisernen Geländern auf. Der zwischen die unteren Gurten eingelegte Horizontalverband ist in der Mitte nicht unterbrochen, sondern in den beiden mittleren Feldern über das Scheitelcharnier durchgeführt und an dasselbe drehbar angeschlossen, s. Fig. 20 bis 23. Das zur Versteifung der

Tragwände dienende Stabwerk der Hauptträger ist bis unter die Anhängpunkte fortgesetzt, was durch ein Ineinandergreifen der letzten Verticalen, wovon die eine T- die andere U-förmigen Querschnitt hat, erreicht worden ist, s. Taf. 5, Fig. 13, 16 u. 23. Die Verankerung ist in der auf Taf. 4, Fig. 2 dargestellten Weise bewirkt und das Verankerungsmauerwerk sowie dessen Fundament so angeordnet worden, dass der Zug der Rückhaltkette in möglichst ökonomischer Weise auf den Baugrund übertragen wird. Die Tragwände sind über zwei Zwischenpfeilern mit steinernem Unterbau und je 8,533 m hohen, schmiedeisernen Aufsätzen aufgehängt, welche letztere theils aus Fachwerk, theils aus Eisenblech bestehen, behufs seitlicher Stabilität aussen mit doppelten eisernen Strebewänden versehen, oben mittelst eiserner Gitterbalken verbunden und durch ein Ueberdach gegen Regen geschützt sind.

2. Die Tragwände der Seiten- und halben Mittelträger haben, bei einer Stützweite von je 30 m, 7 Felder von je 4 m und zunächst des Zwischenpfeilers je ein Feld von 2 m Weite, während deren Pfeilhöhe 7,5 m für den parabolischen Bogen, 7,533 m für die letzte Verticale und deren Höhe am Scheitel je 1 m, die Eigengewichtsbelastung $p = 8,2$ tn, die Verkehrsbelastung $q = 6$ tn, die Gesamtbelastung $p + q = 14,2$ tn für den Knotenpunkt einer Tragwand beträgt.

I. Analytische Berechnung.

A. Die Seitenträger.

a. Der Obergurt. Die grösste und kleinste Gesamtspannung seiner einzelnen Theile ergibt sich aus Gleichung 67. Die durch das Eigengewicht entstehende Spannung Z_0 eines Obergurtstückes verhält sich zu dessen Horizontalspannung H wie die Länge b_m jenes Stückes zu dessen Horizontalprojection λ , worin, wenn man die Momente auf den höchsten Stützpunkt bezieht und die Pfeilhöhe mit f bezeichnet, $H = \frac{^a M}{f}$ zu setzen ist. Man erhält mithin

$$Z_0 = \frac{^a M}{f} \cdot \frac{v_m}{\lambda}$$

worin $f = 7,533$ m, $\lambda = 4$ m und $^a M = 8,2 \cdot 7.14 + 4,1.30 = 926,6$ tn zu setzen ist. Für das 5. Feld ist beispielsweise $b_m = 4,176$ m, man erhält daher

$$Z_0^5 = 926,6 \cdot \frac{4,176}{7,533 \cdot 4} = 128,41 \text{ tn.}$$

Wird dieser Werth mit dem Verhältniss $\frac{q}{p+q} = \frac{6}{14,2}$ der Verkehrsbelastung zum Eigengewichte multiplicirt, so erhält man die Spannung desselben Gurtstückes bei voller Verkehrsbelastung

$$Z_v^5 = 128,44 \cdot \frac{3}{4,1} = 93,96 \text{ tn.}$$

Berechnet man die Werthe b_m , Z_0 und Z_v auch für die übrigen Felder, so ergibt sich für

m	1	2	3	4	5	6	7	8	
b_m	4,002	4,020	4,055	4,107	4,176	4,260	4,359	2,236	m
Z_0	123,06	123,61	124,69	126,29	128,41	130,99	134,04	137,51	kg
Z_v	90,04	90,45	91,24	92,41	93,96	95,85	98,08	100,62	kg

Die durch die Verkehrsbelastung erzeugte grösste und kleinste Spannung ergibt sich bei voller Belastung des Mittel- oder Seitenträgers, s. Texttafel A, Fig. 8a, bezw. aus Gleichung 62 und 63, worin z. B. für das 5. Feld der Hebelarm $Z = 4,15$ m beträgt. Ferner ist $b = 10$, $w = 16,36$ und $c = 13,64$ m, daher

$$Z_{max}^5 = \frac{1}{4,15 \cdot 30} (6 \cdot 7.14 + 3 \cdot 30) \cdot \frac{2 \cdot 10 \cdot 16,36}{13,64} = 130,60 \text{ tn}$$

ferner $a = 20$ m, daher

$$Z_{min}^5 = -\frac{1}{4,15 \cdot 30} (6 \cdot 4.10.10 + 3 \cdot 6 \cdot 6.20) = -36,64 \text{ tn,}$$

welcher letztere Werth wegen $Z_{min} = Z_v - Z_{max}$ auch aus der Gleichung

$$Z_{min}^5 = 93,96 - 130,60$$

erhalten worden wäre.

Mit Bezug auf Gleichung 67 ist nun

$$Z^{max} = 130,60 + 128,41 = 259,01 \text{ tn und}$$

$$Z^{min} = -36,64 + 128,41 = 91,77 \text{ tn.}$$

Werden diese Werthe auch für die übrigen Felder ermittelt, so erhält man nachstehende

Tabelle für die Obergurtstücke des Seitenträgers.

Feld-zahl.	z	Z_v	Z_{vmax}	Z_{vmin}	Z_e	Z_{max}	Z_{min}
m	m	kg	tn	tn	tn	tn	tn
1	1,18	90,04	159,86	-69,92	123,06	282,42	53,74
2	1,53	90,45	177,57	-87,12	123,61	301,19	36,49
3	2,17	91,24	166,45	-75,21	124,69	291,14	49,48
4	3,02	92,41	148,02	-55,61	126,29	274,81	70,68
5	4,15	93,96	130,60	-36,64	128,41	259,01	91,77
6	5,45	95,85	116,12	-20,27	130,99	247,12	110,72
7	6,91	98,08	104,56	-6,48	134,04	238,60	127,56
8	7,63	100,62	100,62	0,00	137,51	238,14	137,51

b. Der Untergurt. Die grösste und kleinste Gesamtspannung ergibt sich bezw. bei voller Belastung des Mittelträgers oder Seitenträgers, s. Texttafel A, Fig. 8, 2, aus der Gleichung 69 oder 72, weil beim parabolischen Träger die gleichförmig vertheilte Last des Eigengewichtes eine Spannung im Untergurte nicht hervorbringt. Hierin ist z. B. für das 5. Feld der Hebelarm $x = 3,13$ m, ferner, wenn man Gleichung 72 als die einfachere wählt, $b = 14$, $w = 6,344$ und $e = 23,656$ m, daher

$$X^{min} = -\frac{1}{3,13 \cdot 30} \cdot 2(6 \cdot 7 \cdot 14 + 3 \cdot 30) \frac{2 \cdot 14 \cdot 6,344}{23,656} = -54,18 \text{ tn,}$$

woraus $X^{max} = 54,13$ tn. Werden die Werthe x , X auch für die übrigen Felder berechnet, so ergibt sich folgende

Tabelle für die Untergurtstücke des Seitenträgers.

	m	1	2	3	4	5	6	7	8
x	1	1,13	1,53	2,2	3,13	4,33	5,8	7,53	m
X^{max}	0	+69,18	+86,63	+74,18	+54,13	+35,08	+19,03	+5,95	tn
X^{min}									

Tabelle für die Diagonalen des Seitenträgers.

m	1	2	3	4	5	6	7	8
b	60 (I)	37,32 (I)	31,20 (II)	27,44 (III)	24,44 (III)	21,80 (III)	19,38 (III)	17,07 (III) m
y	8,24	4,16	4,73	6,48	8,90	11,62	14,31	16,50 m
Y^{max}	+71,36	+25,34	+15,83	+22,82	+24,23	+23,69	+23,06	+23,18 tn
Y^{min}								

d. Die Verticalen. Sie erfahren ausser ihrer Spannung durch das Eigengewicht bei den grössten unsymmetrischen Belastungen durch Verkehr Grenzspannungen, deren algebraische Summen, nach den Gleichungen 159 und 160, ihrer Spannung durch die volle Verkehrslast gleichkommt und sind hierbei die auf Seite 14 angegebenen 3 Fälle zu unterscheiden.

Erster Fall. Derselbe bezieht sich auf die Bestimmung der Spannungen nur der 1. und 2. Verticale, für welche erstere beispielsweise bei vollbelastetem Mittelträger und bei Belastung nur des ersten Knotenpunktes vom Scheitel des Seitenträgers, s. Texttafel A, Fig. 8, d, 1, die durch Gleichung 91 gegebene grösste Zugspannung eintritt. Da hierin $v = 34$, $b = 60$, $w = 8,304$ und $e = 38,304$ m beträgt, so ist

$$V^{max} = \frac{1}{34 \cdot 30} (6 \cdot 4 \cdot 60 + (6 \cdot 7 \cdot 14 + 3 \cdot 30) \frac{2 \cdot 60 \cdot 8,304}{38,304}) = 18,71 \text{ tn und } V^{min} = 6 - 18,71 = -12,71 \text{ tn.}$$

Nimmt man an, dass das Eigengewicht je zur Hälfte unten und oben angreift, so ergibt sich die Gesamtspannung $V^{max} = 18,71 + \frac{8,2}{2} = 22,82$ tn und $V^{min} = -12,71 + \frac{8,2}{2} = -8,61$ tn.

Zweiter Fall. Derselbe bezieht sich nur auf die 3. Verticale, für welche bei vollbelastetem Seitenträger,

c. Die Diagonalen. Da bei den parabolischen Trägern mit gleichförmig vertheilter Belastung das Eigengewicht keinen Einfluss auf die Spannung der Diagonalen hat, so sind hier nur die Spannungen durch die grösste einseitige Verkehrsbelastung massgebend und — je nach der Lage des zweckmässigsten Drehpunktes — die auf Seite 13 angegebenen 3 Fälle zu unterscheiden.

Erster Fall. Derselbe bezieht sich nur auf die Bestimmung der Spannungen der ersten und zweiten Diagonale, für welche erstere beispielsweise bei vollbelastetem Mittelträger und entlastetem Seitenträger, s. Texttafel A, Fig. 8, c, 1, die grösste Druckspannung aus Gleichung 78 sich ergibt. Da in diesem Falle der Hebelarm $y = 8,24$ m, ferner $P = 0$, $b = 60$, $w = 8,03$ und $e = 38,304$ m wird, so erhält man daraus

$$Y^{min} = -\frac{1}{8,34 \cdot 30} (6 \cdot 7 \cdot 14 + 3 \cdot 30) \frac{2 \cdot 60 \cdot 8,304}{38,304} = -71,36 \text{ kg, woraus } Y^{max} = 71,36 \text{ kg.}$$

Zweiter Fall. Derselbe kommt nur bei Bestimmung der 3. Diagonale in Betracht, für welche bei voller Belastung des Seitenträgers rechts vom Schnitt (S) und des Mittelträgers, s. Texttafel A, Fig. 8, c, 3, die grösste Zugspannung eintritt, die sich aus Gleichung 82 ergibt. Für das 3. Feld findet sich $y = 4,73$, $a = 1,2$, $b = 31,2$, $w = 1,284$ und $e = 28,71$ m, daher

$$Y^{max} = \frac{1}{4,73 \cdot 30} (6 \cdot 5 \cdot 10 + (6 \cdot 7 \cdot 14 + 3 \cdot 30) \frac{2 \cdot 31,2 \cdot 1,284}{28,716}) = 25,86 \text{ tn und } Y^{min} = -25,86 \text{ tn.}$$

Dritter Fall. Derselbe ist bei Bestimmung der Spannung aller übrigen Diagonalen massgebend, welche bei einer Belastung nur des Mittelträgers ihre grösste Zugspannung erfahren. Beispielsweise erhält man für die 6. Diagonale, bei welcher $y = 11,62$, $b = 21,8$, $w = 6,552$ und $e = 23,448$ m ist,

$$Y^{max} = \frac{1}{11,62 \cdot 30} (6 \cdot 7 \cdot 14 + 3 \cdot 30) \frac{2 \cdot 21,8 \cdot 6,552}{23,448} = 23,69 \text{ tn,}$$

daher $Y^{min} = -23,69$ tn.

Ermittelt man in derselben Weise die Werthe b , y und Y auch für alle übrigen Felder, so ergibt sich mit Bezug auf die Fälle I, II und III nachstehende

rechts vom Schnitt, und Mittelträger, s. Texttafel A, Fig. 8, d, 3, die durch Gleichung 95 gegebene grösste Druckbelastung eintritt. Da hierin $v = 13,2$, $a = -1,2$, $b = 3,12$; $w = 1,284$ und $e = 28,716$ m wird, so ist

$$V^{min} = -\frac{1}{13,2 \cdot 30} (6 \cdot 4 \cdot 8 \cdot 1,2 + (6 \cdot 7 \cdot 14 + 3 \cdot 30) \frac{2 \cdot 31,2 \cdot 1,284}{28,716}) = -5,35 \text{ tn,}$$

woraus $V^{max} = 6 + 5,35 = 11,35$ tn, daher $V^{max} = 11,35 + 4,1 = 15,45$ tn und $V^{min} = -5,35 + 4,1 = -1,25$ tn.

Dritter Fall. Er bezieht sich auf alle übrigen Verticalen, welche bei voller Belastung nur des Mittelträgers ihre grösste Druckbelastung erfahren, s. Texttafel A, Fig. 8, d, 4–7. Beispielsweise erhält man für die 6. Verticale, bei welcher $v = 14,8$, $b = 21,8$, $w = 6,552$ und $e = 23,448$ m,

$$V^{min} = -\frac{1}{15,8 \cdot 30} (6 \cdot 7 \cdot 14 + 3 \cdot 30) \frac{2 \cdot 21,8 \cdot 6,552}{23,448} = -17,43 \text{ tn,}$$

daher $V^{max} = 6 + 17,43 = 23,43$, $V^{max} = 23,43 + 4,1 = 23,83$ tn und $V^{min} = -17,43 + 4,1 = -13,32$ tn.

Ermittelt man in ähnlicher Weise die Werthe v , b und V für alle übrigen Felder, so ergibt sich die

Tabelle für die Verticalen des Seitenträgers.

Feldzahl	v	b	V _v	V _{vmax}	V _{vmin}	s · V _o	V _{max}	V _{min}
m	m	m	m	tn	tn	tn	tn	tn
1	34,00	60 (I)	6	18,71	-12,71	1/2 · 8,2	22,81	-5,61
2	15,32	37,32 (I)	"	10,78	-4,78	"	14,88	-0,68
3	13,20	31,20 (II)	"	11,35	-5,35	"	15,45	-1,25
4	13,44	27,44 (III)	"	17,00	-11,00	"	21,10	-6,90
5	14,44	24,44 (III)	"	20,98	-14,93	"	25,03	-10,83
6	15,80	21,80 (III)	"	23,43	-17,43	"	27,53	-13,33
7	17,38	19,38 (III)	"	24,99	-18,99	"	29,09	-14,89
8	-	17,07 (III)	"	22,40	-22,40	0	22,40	-22,40

B. Die Mittelträger.

a. Der Obergurt. Da dessen Form, dessen Eigengewicht und volle Belastung durch Verkehr dieselbe ist wie beim Seitenträger, so sind auch die hierdurch in den analogen Obergurtstücken erzeugten Spannungen dieselben. Die durch die Verkehrsbelastung erzeugte grösste Zugspannung ergibt sich bei voller Belastung des Mittelträgers rechts von der Belastungsscheide (B), s. Texttafel A, Fig. 9, a, aus der Gleichung 103. Wählt man beispielsweise das 5. Feld, so ist $s = 3,051$, $a = 14$, $w = 12,496$ und $e = 17,504$ m, mithin

$$Z_s^{max} = \frac{1}{3,051 \cdot 17,504} (6 \cdot 3 \cdot 14 (-38 + 30 + 12,496) + 2 \cdot 6 \cdot 8 \cdot 16 \cdot 14 \cdot 12,496) = 105,03 \text{ tn.}$$

Hieraus erhält man $Z_s^{min} = Z_v - Z_s^{max} = 92,41 - 105,03 = -12,62$ tn, daher $Z_s^{max} = 105,03 + 126,29 = 231,32$ tn und $Z_s^{min} = -12,62 + 126,26 = 113,67$ tn. Werden die Werthe s und Z auch für die 5 übrigen Felder ermittelt, so erhält man folgende

Tabelle f. d. Obergurtstücke des Mittelträgers.

Feldzahl	s	Z _v	Z _{vmax}	Z _{vmin}	Z _o	Z _{max}	Z _{min}
m	tn	tn	tn	tn	tn	tn	tn
1	7,63	100,62	100,62	0,00	137,51	238,14	137,51
2	6,91	98,08	98,77	-0,69	134,04	232,81	133,35
3	5,45	95,85	98,79	-2,94	130,99	229,79	128,05
4	4,15	93,96	100,92	-6,96	128,41	229,33	121,45
5	3,05	92,41	105,08	-12,62	126,29	231,32	113,67
6	2,17	91,24	109,72	-18,48	124,69	234,41	106,21
7	1,53	90,45	109,46	-19,01	123,62	233,07	104,61
8	1,13	90,04	90,26	-0,21	123,06	213,32	122,85

b. Der Untergurt. Die grösste Zug- und Druckspannung erhält man bei voller Verkehrsbelastung bzw. des links und rechts von der Belastungsscheide (B) befindlichen Theiles des Mittelträgers, s. Texttafel A, Fig. 9, b aus der Gleichung 110 und 111. Für z. B. das 5te untere Gurtstück liegt die Belastungsscheide im 7ten Felde, während der Hebelarm $x = 2,2$, $a = 18$, $w = 5,016$ und $l = 24,984$ m ist, man erhält daher

$$X_y^{min} = -\frac{1}{22 \cdot 24,98} (6 \cdot 18 (-34 + 30 + 5,016) + 6 \cdot 8 \cdot 16 \cdot \frac{2 \cdot 18 \cdot 5,016}{60}) = -44 \text{ tn,}$$

Tabelle für die Diagonalen des Mittelträgers.

m	1	2	3	4	5	6	7	8
d	17,07 (I)	19,38 (I)	21,80 (I)	24,44 (I)	27,44 (II)	31,20 (II)	37,32 (III)	60 (III) m
y	16,50	14,31	11,62	8,90	6,48	4,73	4,16	8,24 m
Y _{max} Y _{min}	±15,57	±14,70	±14,59	±14,30	±13,66	±12,99	±19,53	±40,42 tn

Die Verticalen erfahren ausser ihren Eigengewichtsspannungen bei den grössten unsymmetrischen Belastungen durch Verkehr Grenzspannungen, deren algebraische Summe nach den Gleichungen 137 ihrer Spannung durch die volle Verkehrsbelastung gleichkommt und sind hierbei die auf Seite 16, 17 angegebenen drei Fälle zu unterscheiden.

Erster Fall. Derselbe bezieht sich auf die Verticalen in den ersten Feldern, für welche bei voller Belastung des Mittelträgers rechts von der Belastungsscheide, s. Texttafel A, Fig. 9, d, 1—3, die grösste Druckspannung

woraus $X_s^{max} = 44,00$ tn. Da nach dem Früheren Spannungen durch das Eigengewicht hier nicht auftreten, so stellen diese Werthe zugleich die grössten Gesamtspannungen dar. Werden die Werthe von x und X auch für die übrigen Felder berechnet, so erhält man nachstehende

Tabelle f. d. Untergurtstücke des Mittelträgers.

m	1	2	3	4	5	6	7	8
x	7,53	5,80	4,33	3,13	2,20	1,53	1,13	1,00
X _{max} X _{min}	±3,99	±12,34	±22,06	±33,31	±44,00	±49,06	±39,20	0,00

c. Die Diagonalen. Nach dem Früheren werden die Grenzspannungen der Diagonalen durch die grösste unsymmetrische Verkehrsbelastung erzeugt, durch die Gleichungen 115 und 116 bestimmt und sind — je nach der Lage des zweckmässigsten Drehpunktes — die auf Seite 16 angegebenen drei Fälle zu unterscheiden.

Erster Fall. Derselbe gilt für die Diagonalen der 4 ersten Felder, für welche der grösste Druck eintritt, wenn der Mittelträger nur links von der Belastungsscheide (B) voll belastet wird, s. Texttafel A, Fig. 9, c, 1—4. Für die dritte Diagonale z. B. liegt die letztere im 7ten Felde, während $y = 11,62$, $a = 21,8$, $w = 6,552$ und $e = 23,448$ m ist, es ergibt sich daher aus Gleichung 115

$$Y_3^{max} = \frac{1}{11,62 \cdot 23,448} (6 \cdot 21,8 (-34 + 30 + 6,552) + 6 \cdot 8 \cdot 16 \cdot \frac{2 \cdot 18 \cdot 5,016}{60}) = 14,64 \text{ tn,}$$

woraus $Y_3^{min} = -14,64$ tn.

Zweiter Fall. Derselbe gilt für die Diagonalen des 5ten und 6ten Feldes, für welche bei voller Belastung des zwischen Schnitt (S) und Belastungsscheide (B) befindlichen Mittelträgerstückes, s. Texttafel A, Fig. 9, c, 5 und 6, die grösste Druckspannung eintritt, welche durch Gleichung 118 bestimmt wird. Wählt man als Beispiel die 6te Diagonale, für welche $y = 4,73$, $a = 31,2$, $w = 1,284$ und $e = 28,716$ m ist, so ist

$$Y_6^{min} = -\frac{1}{4,73 \cdot 28,716} (6 \cdot 2 \cdot 31,2 (36 - 30 - 1,285)) = -12,99 \text{ tn und } Y_6^{max} = 12,99 \text{ tn.}$$

Dritter Fall. Dieser gilt für die Diagonalen des 7ten und 8ten Feldes, für welche bei voller Belastung der rechts von dem Schnitt (S) befindlichen Theile des Mittelträgers, s. Texttafel A, Fig. 9, c, 7 und 8, die grösste Druckspannung besteht, die durch Gleichung 120 bestimmt wird. So wird z. B. für die 8. Diagonale $y = 8,24$, $a = 60$, $w = 8,304$ und $e = 38,304$ m, daher wegen $Q = 0$

$$Y_8^{min} = -\frac{1}{8,24 \cdot 38,304} (6 \cdot 8 \cdot 16 \cdot \frac{2 \cdot 60 \cdot 8,304}{60}) = -40,42 \text{ tn und } Y_8^{max} = 40,42 \text{ tn.}$$

Berechnet man in analoger Weise die Werthe y , a und Y auch für die übrigen Felder, so erhält man die

eintritt, die durch Gleichung 128 gegeben ist. Da hierin beispielsweise für die zweite Verticale $v = 15,8$, $a = 21,8$, $w = 6,552$ und $e = 23,448$ m ist, so erhält man

$$Y_2^{min} = -\frac{1}{15,8 \cdot 23,448} (6 \cdot 21,8 (-34 + 30 + 6,552) + 6 \cdot 8 \cdot 16 \cdot \frac{2 \cdot 21,8 \cdot 6,552}{60}) = -10,77 \text{ tn}$$

und hieraus $Y_2^{max} = 6 + 10,77 = 16,77$ tn. Nimmt man wieder an, dass das Eigengewicht zur Hälfte unten, zur Hälfte oben angreift, so ergibt sich die Gesamtspannung

$$V_{3max} = 16,77 + \frac{8,2}{2} = 20,87 \text{ tn und } V_{3min} = \frac{8,2}{2} - 10,77 = 6,67 \text{ tn.}$$

Zweiter Fall. Derselbe gilt für die Verticalen im 4. und 5. Felde, welche bei voller Belastung des Mittelträgers zwischen Schnitt (*S*) und Belastungsscheide (*B*), s. Texttafel A, Fig. 9, 4, 4—5, die grösste, durch Gleichung 129 bestimmte Zugspannung erfahren. Hierin ist beispielsweise für die 5te Verticale $v = 13,2$, $a = 31,2$, $w = 1,284$ und $e = 28,76$ m, daher

$$V_{5max} = \frac{1}{13,2 \cdot 28,716} (6 \cdot 3 \cdot 31,3(38 - 30 - 1,284)) = 9,95 \text{ tn, woraus } V_{5min} = 6 - 9,95 = -3,95 \text{ tn, } V_{5max} = 4,1 + 9,95 = 14,05 \text{ tn und } V_{5min} = 4,1 - 3,95 = 0,15 \text{ tn.}$$

Dritter Fall. Dieser gilt für die Verticalen des 6ten und 7ten Feldes, welche bei voller Belastung des rechts von dem Schnitt *S* gelegenen Mittelträgertheiles, s. Texttafel A, Fig. 9, d, 6—7, die grösste Zugspannung annehmen, welche durch Gleichung 131 dargestellt ist. Wählt man beispielsweise die 7te Verticale, für welche $v = 34$, $a = 60$, $w = 8,304$ und $e = 38,304$ m wird, so ist

$$V_{7max} = \frac{1}{34 \cdot 38,304} (6 \cdot 60(34 - 8,304 + 304) + 6 \cdot 8 \cdot 16 \cdot \frac{2 \cdot 60 \cdot 8,304}{60}) = 13,2 \text{ tn,}$$

woraus $V_{7min} = 6 - 13,2 = -7,2$ tn, mithin $V_{7max} = 4,1 + 13,2 = 17,3$ und $V_{7min} = 4,1 - 7,2 = 8,1$ tn wird.

Ermittelt man in ähnlicher Weise die Werthe v , a und V auch für alle übrigen Felder, so ergibt sich die

Tabelle für die Verticalen des Mittelträgers.

Feldzahl	v	a	V _v	V _{max}	V _{min}	V _e	V _{max}	V _{min}
m	m	m	tn	tn	tn		tn	tn
0	17,07	17,07	0	15,04	-15,04	0	15,04	-15,04
1	17,38(I)	19,38	6	18,11	-12,11	1/2 · 8,2	22,21	-8,01
2	15,80(II)	21,80	"	16,77	-10,77	"	20,87	-6,67
3	14,44(I)	24,44	"	14,82	-8,82	"	18,92	-4,72
4	13,44(II)	27,44	"	12,44	-6,44	"	16,54	-2,34
5	13,20(II)	31,29	"	9,95	-3,95	"	14,05	-0,15
6	15,32(III)	37,32	"	9,68	-3,68	"	13,78	-0,42
7	34,00(III)	60,00	"	13,20	-7,20	"	17,30	-3,10
8			"	3,00	-	1/4 · 8,2	5,05	-

II. Graphische Behandlung (s. Texttafel A).

Die ungünstigsten Belastungen für die einzelnen Stücke der Seitenträger werden theils durch die Zwischenpfeiler-Axe als Belastungsscheide, theils, wie bei einzelnen Diagonalen und Verticalen, durch die zugehörigen Schnitte begrenzt, erfordern daher keine besondere graphische Ermittlung. Da die ungünstigsten Belastungen für die einzelnen Stücke der beiden Gurten des Mittelträgers durch die ihnen entsprechenden Belastungsscheiden, die ungünstigsten Belastungen seiner Stäbe durch die ihnen entsprechenden Belastungsscheiden oder Belastungsschnitte und Schnitte allein begrenzt werden, so sind — da die Schnitte vom ersten bis zum letzten Felde regelmässig fortschreiten — nur jene Belastungsscheiden graphisch zu ermitteln.

Wählt man beispielsweise das dritte Trägerfeld, so erhält man die Belastungsscheide für das 3te obere Gurtstück, indem man den Durchschnittpunkt 2', Fig. 2, der beiden mitdurchschnittenen Trägertheile mit dem Aufhängepunkt A verbindet und A2' bis zur Verlängerung von BC fortsetzt. Da deren Schnittpunkt a, durch welchen die lothrechte Belastungsscheide geht, zwischen die Knoten 2 und 3 fällt, so stellt die in Fig. 9^a angegebene, von 3 bis I einschliesslich reichende Verstärkung der 3ten Horizontallinie die in dem 3ten obersten Gurtstücke den grössten Zug erzeugende Belastung dar.

Die Belastungsscheide für das 3te untere Gurtstück findet sich, indem man den Durchschnittpunkt d, Fig. 2, der beiden mitdurchschnittenen Trägertheile mit dem Aufhängepunkt A verbindet und Ad bis zur Verlängerung von BC fortsetzt. Da deren Schnittpunkt b, durch welchen die lothrechte Belastungsscheide geht, zwischen

Knoten 6 und 7 fällt, so stellt die in Fig. 9^b angegebene, von 1 bis 6 einschliesslich reichende Verstärkung der 3ten Horizontallinie die in dem 3ten unteren Gurtstück den grössten Zug erzeugende Belastung dar.

Für die 3te Diagonale findet man die Belastungsscheide, indem man den Durchschnittpunkt b' der beiden mitdurchschnittenen Gurtstücke ed und 12' mit dem Aufhängepunkt A verbindet und die Linie Ab' bis zur Verlängerung von BC fortsetzt. Da deren Durchschnittpunkt i zwischen die Knoten 6 und 7 fällt, so stellt die in Fig. 9^c angegebene, von 1 bis 6 einschliesslich reichende Verstärkung der 3ten Horizontallinie die in der 3ten Diagonale den grössten Druck, also indirect auch den grössten Zug erzeugende Belastung dar.

Die Belastungsscheide für die zwischen dem 2ten und 3ten Felde befindliche Verticale findet man, indem man den Durchschnittpunkt b' der beiden mitdurchschnittenen Gurtstücke ed und 23' mit dem Aufhängepunkt A verbindet und die Linie Ab' bis zur Verlängerung von BC fortsetzt. Da deren Durchschnittpunkt i zwischen die Knotenpunkte 6 und 7 fällt, so stellt die in Fig. 9 angegebene, von 7 bis I einschliesslich reichende Verstärkung der zweiten Horizontallinie die in der 2ten Verticale den grössten Druck erzeugende Belastung dar.

In ähnlicher Weise sind die Belastungsscheiden für die Constructionstheile aller übrigen Felder ermittelt, in die Fig. 9 eingetragen und mit B bezeichnet worden, während die durch die Schnitte bedingten Belastungsgrenzen in Fig. 8 und 9 mit S bezeichnet sind. Sämmtliche, der graphischen Berechnung zu Grunde gelegten ungünstigsten Belastungen sind in Fig. 8 und 9 durch die verstärkten Linien angedeutet und zwar entsprechen dieselben einer grössten Druckbelastung, wenn sie mit DB und einer grössten Zugbelastung, wenn sie mit ZB bezeichnet sind. Die 8. Verticale des Seitenträgers hat dieselbe ungünstigste Belastung wie die 7. Verticale desselben, die Verticale o des Mittelträgers dieselbe ungünstigste Belastung wie die Diagonale im 1. Felde desselben.

Um die von den in den einzelnen Knotenpunkten wirkenden Eigengewichtsbelastungen $p = 8,2$ tons und Verkehrsbelastungen $q = 6$ tons herrührenden Zugkräfte in den Aufhängepunkten A und B der Grösse und Richtung nach zu erhalten, trägt man die ersteren — wie diess in Fig. 3 in dem Massstabe von 7 cm = 30 tons geschehen ist — lothrecht von O nach o auf und construirt in Fig. 2 die Richtungen der letzteren, z. B. für die Belastung 3 die Richtungen 3A und 3CB, für die Belastung III die Richtungen IIIB und IIICA. Werden nun in Fig. 3 die zugehörigen Parallelen gezogen, so ergeben sich jene Zugkräfte an den Aufhängepunkten auch der Grösse nach. Zieht man z. B. für die Eigengewichtsbelastung $p = 8,2$ tons die Parallelen OIII, oIII links und O3, o3 rechts, so ist der von jener im Knotenpunkt 3 wirkenden Eigengewichtsbelastung erzeugte Stützzug im linken Stützpunkt A durch O3, im rechten Stützpunkt B durch o3, der von jener im Knotenpunkt III wirkenden Eigengewichtsbelastung erzeugte Stützzug im rechten Stützpunkt B durch OIII, im linken Stützpunkt A durch oIII der Richtung und Grösse nach dargestellt. Reicht man die bei Belastung aller Knotenpunkte des Trägers durch Eigengewicht oder durch Verkehrsbelastung entstehenden aufeinander folgenden Stützzüge aneinander, so entsteht das in Fig. 6 dargestellte Polygon der durch sämtliche Verkehrsbelastungen im linken Stützpunkt A erzeugten Stützzüge, sowie das in Fig. 7 dargestellte Polygon der durch sämtliche Eigengewichtsbelastungen im rechten Stützpunkt A erzeugten Stützzüge. Aus diesen Stützzugpolygonen lassen sich die Resultanten beliebiger aufeinanderfolgender Stützzüge durch Einschaltung von geraden Linien als Sehnen finden, welche mit denselben ein geschlossenes Kräftepolygon bilden. So bezeichnet Kraft ab, Fig. 7, die Resultante der aus sämtlichen Eigengewichtsbelastungen hervorgerufenen Stützzüge, deren Neigung mit derjenigen des obersten Gurtstückes im Mittelträger und in den Seitenträgern übereinstimmt und 137,51 tn beträgt.

Setzt man — um die Spannungen in den übrigen Gurtstücken und in den Verticalen des Mittelträgers sowie der Seitenträger durch Eigengewicht zu ermitteln — die Resultante ab , Fig. 7, mit der im Knotenpunkt I wirkenden halben Eigengewichtsbelastung von 4,1 tn zur Resultante ao zusammen, so ergibt diese letztere durch Zerlegung in eine Verticale od und in eine zum zweiten oberen Gurtungsstücke Parallele da die Spannung bzw. in der Verticale I von 4,1 tn und des zweiten obersten Gurtstückes von 134,03 tn. Auf ähnliche Weise ergeben sich die in Fig. 7 enthaltenen Spannungen von 131,0; 128,4; ... 123,07 tn in den übrigen 6 Polygonstücken und von je 4,1 tn in den folgenden Verticalen, während die Spannung der 8., unter dem Scheitelcharnier befindlichen gespaltenen Verticale 2,05 tn beträgt.

Die graphische Berechnung der Grenzspannungen durch Verkehrslast in den einzelnen Theilen des Seitenträgers erfolgt mit Bezug auf das in Fig. 8 enthaltene Schema der ungünstigsten Belastungen. Die beiden Gurten des Seitenträgers sowie dessen Stäbe vom 4. bis 8. Felde erfahren nach a und b dieses Schemas die grössten Spannungen bei voller Belastung des Mittelträgers und Entlastung des Seitenträgers. Der von dem Mittelträger auf den linken Seitenträger ausgeübte Zug ergibt sich der Richtung und Grösse nach aus der Resultante bb' der von der vollen Verkehrslast erzeugten Stützzüge und ist in der Richtung AB und in der Richtung AS , Fig. 7, der Pfeileraxe zu zerlegen, woraus sich der Stützendruck $b'a$ und die Zugkraft ab , Fig. 5, auch der Grösse nach findet. Zerlegt man ab in eine Parallele bc , Fig. 5, zum oberen Gurtstück und in eine Parallele ac zur Diagonale im ersten Feld, s. Fig. 1, so erhält man die grösste Zugspannung des 1. oberen Gurtungsstückes von 159,37 tn und der 1. Diagonale von 71,35 tn.

Zerlegt man letztere, also ac , Fig. 5, nach der Richtung cd der ersten Verticale und nach der horizontalen Richtung ad der unteren Gurtung, so ergibt sich die grösste Spannung in dem zweiten unteren Gurtungsstück zu 69,18 tn. Bildet man aus der Spannung cd der ersten Verticalen und cb des ersten oberen Gurtungsstückes die Resultante db und zerlegt dieselbe in eine Parallele be zum zweiten oberen Gurtungsstück und in eine Parallele de zur zweiten Diagonale, so ergibt sich die grösste Zugspannung des ersteren zu 177,56 tn. Bildet man aus der Spannung ad des zweiten unteren Gurtstückes und ed der zweiten Diagonale die Resultante ea und zerlegt dieselbe in eine Parallele ef zur zweiten Verticale und in eine Parallele fa zur unteren Gurtung, so erhält man die grösste Druckspannung im dritten unteren Gurtungsstücke zu 86,64 tn. Bildet man aus der Spannung ef der zweiten Verticalen und eb des zweiten oberen Gurtstückes die Resultante fb und zerlegt dieselbe in eine Parallele fg zur dritten Diagonale und bg zum dritten oberen Gurtstück, so erhält man die grösste Zugspannung des letzteren zu 166,45 tn. Bildet man aus der Spannung fg der dritten Diagonale und der Spannung fa des dritten unteren Gurtstückes die Resultante ga und zerlegt dieselbe in eine Verticale hg und in eine Wagrechte ha , so stellt die letztere die grösste Druckspannung des vierten unteren Gurtungsstückes von 74,17 tn dar. Leitet man aus der Spannung hg der dritten Verticale und der Spannung des dritten Obergurtstückes deren Resultante hb ab und zerlegt dieselbe in eine Parallele hi zur vierten Diagonale und in eine Parallele ib zum vierten oberen Gurtstück, so stellt die erstere die grösste Zugspannung der 4. oberen Diagonale von 22,82 tn, die letztere die grösste Zugspannung des fünften obersten Gurtstückes von 148,03 tn dar. In ähnlicher Weise sind in Fig. 5 von Knotenpunkt zu Knotenpunkt des Seitenträgers fortschreitend die grössten Druckspannungen der 5. bis 8. Verticale zu 14,94; 17,42; 18,98 und 22,4 tn, die grössten Zugspannungen des 5. bis 8. oberen Gurtstückes zu 130,61; 116,12; 104,56 und 100,62 tn gefunden worden.

Da die Diagonalen des 2ten und 3ten, sowie die Verticalen des 1., 2. und 3. Feldes bei den in Fig. 8 angegebenen, abweichenden Belastungszuständen ihre grösste Spannung erfahren, so sind die letzteren in Fig. 4 beson-

ders ermittelt und hierbei, z. B. bei den Stäben des 3. Feldes, der folgende Weg eingeschlagen worden. Die 3. Diagonale erfährt die grösste Zugspannung, wenn der Mittelträger ganz und der Seitenträger vom 3. bis einschliesslich zum 7. Knotenpunkt durch Verkehr belastet ist. Der Mittelträger übt auf den Seitenträger in der Richtung AB den Druck ef aus, welcher dem in Fig. 5 bereits gefundenen Druck ab nach Richtung und Grösse gleich ist. Die Verkehrslasten in den Knotenpunkten 3 bis 7 erzeugen in C , Fig. 1, einen lothrecht aufwärts gerichteten Gegendruck $gh = fi$, welcher wie folgt gefunden wird. Construiert man nämlich mit Hilfe der 7 Verkehrslasten von je 6 tn und des Pols f das Seilpolygon fl , so stellt $l7$ den rechtsseitigen lothrechten Auflagerdruck und $m2$ den rechtsseitigen, von den in den Knotenpunkten 1 und 2 wirkenden Verkehrslasten herrührenden lothrechten Auflagerdruck, mithin, wenn $lm = m2$ gemacht wird, $l7 - lm = m7$ den rechtsseitigen, von den Verkehrslasten 3 bis 7 erzeugten Auflagerdruck dar. Wird der Rest $m7$ von den durch gk dargestellten 5 Lasten von je 6 tn abgezogen, so stellt $gh = fi$ den von ihnen erzeugten lothrechten Gegendruck im linken Auflager C dar.

Wird fi mit der zu ab , Fig. 5, gleichen und parallelen Kraft fe , Fig. 4, zusammengesetzt und zu der hieraus gefundenen, in B wirkenden Resultante ie der äusseren Kräfte eine Parallele Bo , Fig. 1, gezogen, welche die Verlängerung der dritten Diagonale in o schneidet und der Schnittpunkt o mit dem Durchschnittspunkte p , Fig. 1, der beiden mitdurchschnittenen Gurtungsstücke verbunden, so lässt sich die äussere Kraft ie in eine Parallele qe , Fig. 4, zu op und in eine Parallele iq zur dritten Diagonale zerlegen, welche letztere die gesuchte Spannung von 15,83 tn darstellt. In ähnlicher Weise wurde in Fig. 4 die Spannung der zweiten Diagonale 35,84 tn gefunden.

Die 3. Verticale erfährt nach Fig. 8 die grösste Druckspannung, wenn der Mittelträger ganz und der Seitenträger vom 4. bis zum einschliesslich 7. Knotenpunkt durch Verkehr belastet ist. Der von dem Mittelträger auf den Seitenträger ausgeübte Druck ist die oben ermittelte Kraft ef . Die Verkehrslasten in den Knotenpunkten 4 bis 7 erzeugen in C , Fig. 1, einen lothrecht aufwärts wirkenden Gegendruck $st = fr$, welcher mit Hälfte des in Fig. 4 enthaltenen bekannten Kräftepolygons, wie folgt, gefunden wird. In diesem Kräftepolygon stellt $z3$ den von den Lasten 1, 2, 3 im rechtsseitigen Auflager erzeugten lothrechten Gegendruck, mithin, wenn $lw = z3$ gemacht wird, $l7 - lw = w7$ den rechtsseitigen, von den vier Verkehrslasten 4 bis 7 erzeugten lothrechten Gegendruck dar. Wird der Rest $w7$ von den durch sk dargestellten vier Lasten abgezogen, so stellt $st = fr$ den von ihnen erzeugten lothrechten Gegendruck im linken Auflager C dar. Wird fr mit fe zu der in B wirkenden Resultante re zusammengesetzt, zu der letzteren durch B eine Parallele gezogen, welche die verlängerte Verticale in u trifft, und u mit dem Durchschnittspunkte p , Fig. 1, der beiden mitdurchschnittenen Gurtungsstücke verbunden, so lässt sich die äussere Kraft er in eine Parallele ev , Fig. 4, zu up , Fig. 1, und in eine Verticale rv zerlegen, welche letztere die gesuchte Verticalspannung von 5,35 tn darstellt. In ähnlicher Weise wurden in Fig. 4, unter Zugrundelegung der zugehörigen, in Fig. 8 dargestellten ungünstigsten Belastungen, die grössten Druckspannungen auch der 1. und 2. Verticale ermittelt und bzw. zu 12,71 und zu 4,28 tn gefunden.

Die grössten Spannungen in den einzelnen Theilen des Mittelträgers sind unter Zugrundelegung der in Fig. 9 zusammengestellten Schemata der ungünstigsten Belastungen zu bestimmen und sollen nachstehend beispielsweise für die Gurtstücke und Stäbe des 3. Feldes ermittelt werden.

Die grösste Zugspannung im 3. oberen Gurtstück entsteht, nach Fig. 9^a 3, wenn die Knotenpunkte 3 bis einschliesslich 1 durch Verkehr belastet sind. Diese Lasten rufen im Aufhängepunkt A einen Zug hervor, dessen Grösse und Richtung durch die Resultante ab der Polygonstücke 3 bis 1, Fig. 6, in dem Polygon der Stützzüge dargestellt ist. Zieht man durch A , Fig. 2, eine Parallele zu

ab, Fig. 6, und verlängert dieselbe bis zum Schnitte mit dem 3. Obergurtstück, verbindet deren Schnittpunkt mit dem Durchschnittpunkte der beiden mitdurchschnittenen Trägerstücke und zerlegt die Kraft *ab* in eine Parallele zu der so erhaltenen Verbindungslinie und in eine Parallele zu dem 3. Obergurtstück, so entspricht die letztere der Grösse und Richtung nach der grössten Zugspannung des 3. Obergurtstücks. Um die hierbei entstehenden spitzen Schnittwinkel und die hieraus folgenden ungenaueren Abmessungen zu vermeiden, lässt sich folgendes Verfahren an die Stelle setzen. Zieht man durch *A*, Fig. 2, eine Parallele zu *ab*, Fig. 6, bis zum Schnitt *c*, Fig. 1, mit dem Untergurt, verbindet *c* mit dem Durchschnittpunkte *d* der beiden mitdurchschnittenen Trägerstücke, zerlegt *ab* in eine zum Untergurt Parallele *ae*, Fig. 6, und in eine zu *cd* Parallele *eb*, so ist die im Schnittpunkte *d* der Diagonale und des Obergurtstücks im 3. Felde angreifende Kraft *eb* nach deren Richtungen zu zerlegen und liefert mit der Diagonalspannung *ef* die grösste Spannung *bf* im 3. Obergurtstück zu 98,80 tn.

Die grösste Zugspannung im 3. unteren Gurtstück entsteht, nach Fig. 9^b 3, wenn die Knoten 1 bis 6 durch Verkehr belastet sind. Die rechts vom Schnitte liegenden Lasten 3 bis 6 liefern in *A*, Fig. 2, einen zu der Resultante *ah*, Fig. 6, der Polygonkräfte 3 bis 6 parallelen Zug *Aq*, während die beiden links vom Schnitte wirkenden Lasten 1, 2' auf das linke Trägerstück den Zug *bi* in der Richtung *BC* ausüben. Durch den Schnittpunkt *g* dieser beiden äusseren Kräfte ist eine Parallele *gl* zu deren Resultante *hk*, Fig. 6, zu ziehen, deren Durchschnittpunkt *l* mit der unteren Gurtung mit dem Durchschnittpunkte *d* der beiden mitdurchschnittenen Trägerstücke zu verbinden und *hk* in eine Horizontale *km* sowie in eine Parallele *mh* zu *ld* zu zerlegen, wovon die erstere die gesuchte grösste Zugspannung im 3. Untergurt darstellt und 22,06 tn beträgt.

Die grösste Druckbelastung der 3. Diagonale entsteht nach Fig. 9^b 3 bei demselben Belastungszustande wie im vorhergehenden Falle. Verlängert man daher die in Fig. 6 bereits gefundene, ebenfalls in *g*, Fig. 2, angreifende Kraft *hk*, Fig. 6, bis zum Schnittpunkt *n* mit der Diagonale, verbindet dieselbe mit dem Durchschnittpunkte *q* der beiden mitdurchschnittenen Gurten und zerlegt *hk* in eine Parallele *ho* zu *nq* und in eine Parallele *ko* zur Diagonalen, so stellt die letztere die gesuchte grösste Druck- und zugleich Zugspannung in der 3. Diagonale dar und beträgt 14,60 tn.

Die grösste Druckspannung in der zwischen dem 2. und 3. Felde befindlichen Verticalen entsteht nach Fig. 9^d 2, wenn die Knoten 7 bis einschliesslich I belastet sind. Die Resultante *bh*, Fig. 6, aus den Stützzügen 7 bis I ist die in *A*, Fig. 2, nach Grösse und Richtung wirkende äussere Kraft. Wird durch *A* eine Parallele zu *bh* gezogen, bis zum Schnitte *p* mit der 2. Verticalen fortgesetzt und *p* mit dem Durchschnittpunkte *q* der mitdurchschnittenen Gurtstücke verbunden, so lässt sich *bh* nach einer Parallelen *br* zu *pq* und nach einer Verticalen *hr* zerlegen, wovon die letztere die gesuchte grösste Druckspannung der 2. Verticalen darstellt, welche zu 10,77 tn gefunden wurde.

In ähnlicher Weise sind in Fig. 6 die grössten Verkehrsspannungen auch sämtlicher übrigen Constructionstheile des Mittelträgers bestimmt und mit den früher gefundenen Spannungen durch das Eigengewicht in den Diagonalen, Fig. 10^a, zusammengestellt worden. Um die durch analytische Behandlung gewonnenen mit den graphisch ermittelten Spannungszahlen bequem vergleichen zu können, sind die ersteren den letzteren in Klammern beigefügt.

3. Die Charniere. Sämtliche Charnierbolzen werden nach Taf. 4 in zwei Querschnitten durch Zugkräfte auf Abscheeren beansprucht. Wie sich aus 2. ergibt, betragen diese Zugkräfte im Scheitel und Auflager des Mittelträgers bzw. $Z_{1max} = 213,32$ und $Z_{2max} = 238,14$ tn, im Scheitel des Seitenträgers $Z_{3max} = 219,61$ tn. Wird der Scherwiderstand des qcm $v = 600$ kg angenommen,

so erhält man aus der Gleichung $2 \cdot \frac{\pi d^2}{4} \cdot v = Z$ den Bol-

zendurchmesser $d = \sqrt{\frac{2Z}{\pi v}}$, daher beziehungsweise

$$d_1 = \sqrt{\frac{2 \cdot 213,32}{3,14 \cdot 600}} = 15 \text{ cm}, \quad d_2 = \sqrt{\frac{2 \cdot 238,14}{3,14 \cdot 600}} = \text{rd. } 16 \text{ cm}$$

$$\text{und } d_3 = \sqrt{\frac{2 \cdot 219,61}{3,14 \cdot 600}} = \text{rd. } 15,5 \text{ cm},$$

wonach die bezw. auf Taf. 4, Fig. 20—22, Taf. 5, Fig. 25—27 und Taf. 4, Fig. 28—30 dargestellte Construction der Charniere bewirkt ist.

4. Die Windverbände, welche zwischen die Untergurten der Hauptträger eingelegt sind, vermehren oder vermindern die Spannungen der ersteren und sind für jene Untergurten bei denjenigen unsymmetrischen Stellungen der Verkehrslast zu berechnen, welche die grössten Spannungen durch die Verkehrslast hervorrufen, während die Spannungen der Diagonalen und Transversalen bei denjenigen, von den vorhergehenden abweichenden, Belastungszuständen zu berechnen sind, welche darin die grössten Spannungen hervorrufen.

Die vom Winde getroffene Fläche eines Mittelträgers beträgt 95 qm²), man erhält mithin bei einem Winddrucke von 0,15 tn einen Knotendruck $p = 95 \cdot 0,15 \cdot \frac{4}{60} = 0,95$ tn, während bei einer Waggonhöhe von 1,5 m der Winddruck auf den Eisenbahnhzug $1,5 \cdot 0,15 \cdot 4 = 0,9$ tn für jeden Knotenpunkt beträgt.

a. Der Seitenträger. Die Untergurten der Seitenträger erfahren den grössten Druck durch Verkehr bei voller Belastung nur des Mittelträgers, s. Texttafel A, Fig. 9. Die zu denselben hinzutretenden Windpressungen sind daher bei Entlastung des Seitenträgers von Verkehr zu bestimmen. In diesem Falle wirkt ein Winddruck von $p = 0,95$ tn auf jeden Knotenpunkt des Windverbandes, man erhält daher in dessen $n = 7$ Feldern mit $l = 4$ m Feldweite und $b = 6$ m Breite an der dem Winde zugewandten Seite die Druckspannung

$$X_m = -\frac{pk}{2b} m(n-m) = -\frac{0,95 \cdot 4}{2 \cdot 6} m(7-m).$$

Bei entgegengesetzter Belastungsweise durch Verkehr findet die grösste Zugspannung der Untergurten statt. Bei dieser vollen Belastung des Seitenträgers wirkt ein Winddruck $p+q = 1,85$ tn auf jeden Knotenpunkt des Windverbandes und erzeugt an der dem Winde abgewandten Seite die Zugspannung

$$Z_m = \frac{(p+q)k}{2b} (n-1)(n+1-m) = \frac{1,85 \cdot 4}{2 \cdot 6} (m-1)(8-m).$$

Für die Windspannung in den Diagonalen mit der Länge d und Transversalen mit der Länge b sind die grössten einseitigen Belastungen, mithin die Formeln **)

$$Y_{mmax} = \frac{d}{2b} \left[p(n+1-2m) + \frac{q}{n} (n-m)(n+1-m) \right] =$$

$$\frac{7,22}{2 \cdot 6} \left[0,95(8-2m) + \frac{9,9}{7} (7-m)(8-m) \right] \text{ und}$$

$$V_{mmin} = -\frac{p}{2} (n+1-2m) - \frac{q}{2n} (n-m)(n+1-m) =$$

$$-\frac{0,95}{2} (8-2m) - \frac{0,9}{2 \cdot 7} (7-m)(8-m)$$

massgebend. Setzt man hierin successive $m = 1, 2 \dots$ und stellt die berechneten Werthe zusammen, so folgt die

Tabelle der Spannungen im Windverbände des Seitenträgers in tn.

m	1	2	3	4	5	6	7
X	-3,7	-3,2	-3,8	-3,8	-3,8	-3,2	-1,9
Z	0	+3,7	+6,2	+7,4	+6,2	+3,7	0
Y	+6,66	+4,594	+2,685	+0,925	+2,685	+4,594	+6,66
A	-5,55	-3,83	-2,235	-0,775	+2,235	-3,83	-5,55

*) Dieselbe setzt sich zusammen aus derjenigen

- a) des Obergurtes 19,353 qm
- b) des Untergurtes 18,000 „
- c) der Diagonalen 12,000 „
- d) der Verticalen 7,770 „
- e) der Fahrbahntheile etc. . . 38,009 „

zusammen 95,123 qm rot. 95 qm w. o.

**) Vgl. Abth. I, Heft 2, Gleichung 72 und 77 dieses Werkes.

b. Mittelträger. Die Untergurten des Mittelträgers erfahren ihre grösste Zug- und Druckspannung bei voller Belastung des Mittelträgers bzw. links und rechts von der Belastungsscheide, s. Texttafel A, Fig. 9, b. So sind z. B. für das 4. untere Gurtstück bzw. 6 und 9 Knotenpunkte zu belasten, man erhält daher mit Hilfe der reduirten Angriffsmomente*) bzw. die Spannungen

$$Z_4 = \frac{1}{6,56} [3 \cdot 0,95 \cdot 8 \cdot 44 + (10 \cdot 0,95 \cdot 22 + 8 \cdot 0,9 \cdot 18)12] = 15,078 \text{ tn und}$$

$$X_4 = -\frac{1}{6,56} [3(0,95 + 0,9)8 \cdot 40 + (2 \cdot 0,9 \cdot 38 + 10 \cdot 0,95 \cdot 22)] = -18,495 \text{ tn.}$$

Für die grösste Windspannung in den Diagonalen und Transversalen sind die grössten einseitigen Belastungen, mithin die beim Seitenträger angegebenen Formeln für Y und V massgebend, worin n = 14 und successive m = 1, 2, ... zu setzen ist. Auf diese Weise erhält man z. B.

$$Y_4 = \frac{7,22}{2 \cdot 6} [0,95(15-8) + \frac{0,9}{14}(14-4)(15-4)] = 8,28 \text{ tn und}$$

$$V_4 = -\frac{1}{2} [0,95(15-8) - \frac{0,9}{14}(14-4)(15-4)] = -5,4 \text{ tn.}$$

Werden in ähnlicher Weise auch die übrigen Spannungen der Gurten und Stäbe durch Winddruck berechnet und zusammengestellt, so erhält man folgende

Tabelle der Spannungen im Windverbande des Mittelträgers in tn.

m	1	2	3	4	5	6	7
X	- 6,09	-10,945	-15,725	-18,495	-20,085	-22,400	-30,220
Z	0	+ 6,045	+10,685	+15,080	+18,460	+20,250	+29,600
Y	+14,51	+12,355	+10,280	+ 8,280	+ 6,480	+ 4,520	+ 2,754
V	-12,09	-10,295	- 8,565	- 6,900	- 5,400	- 3,765	- 2,070

Zählt man die Spannungen durch Winddruck mit den früher gefundenen Spannungen der Untergurten durch Verkehr zusammen, so erhält man nachstehende

Tabelle der grössten Gesamtspannungen im Untergurt. a. des Seitenträgers.

m	1	2	3	4	5	6	7
Wind- spannung	0	+ 3,7	+ 6,2	+ 7,4	+ 6,2	+ 3,7	0
Verkehr- spannung	- 3,7	- 3,2	- 3,8	- 3,8	- 3,8	- 3,2	- 1,9
Gesamt- spannung	0	+ 69,18	+ 86,63	+ 74,18	+ 54,13	+ 35,08	+ 19,03
Gesamt- spannung	0	+ 72,88	+ 92,83	+ 81,58	+ 60,33	+ 38,78	+ 19,03
Gesamt- spannung	+ 3,7	- 72,28	- 90,43	- 77,98	- 57,93	- 38,28	- 20,93

b. des Mittelträgers.

m	1	2	3	4	5	6	7
Wind- spannung	0	+ 6,05	+10,69	+15,08	+18,46	+20,25	+29,60
Verkehr- spannung	- 6,09	-10,95	-15,73	-18,50	-20,04	-22,40	-30,22
Gesamt- spannung	+12,34	+22,06	+33,31	+44,00	+49,06	+39,20	0
Gesamt- spannung	+12,34	+28,11	+44,00	+59,08	+67,52	+59,45	+29,60
Gesamt- spannung	-18,43	-33,01	-49,04	-62,50	-69,10	-61,60	-30,22

5. Querschnitte der Gurten und Stäbe.

a. Die Obergurte der Seiten- und Mittelträger werden nur auf Zug beansprucht, mithin ergibt sich deren Schwingungsfestigkeit aus Gleichung 195. Wählt man z. B. das 4. Obergurtstück des Seitenträgers, welches nach dem Früheren die kleinste und grösste Spannung von bzw. 70,68 und 274,31 tn erfährt, so erhält man die zulässige Spannung des qcm

$$s = 800 \left(1 + \frac{70,68}{2 \cdot 274,31} \right) = 903 \text{ tn,}$$

mithin den Netto-Querschnitt $\frac{274,31}{0,903} = 304 \text{ qcm}$, welcher aus 6 Verticalplatten von je $36 \times 1 \text{ qcm}$ mit zusammen 342 qcm Bruttoquerschnitt besteht.

b. Die Untergurte der Seiten- und Mittelträger werden auf Zug und Druck beansprucht, mithin ergibt

sich deren Schwingungsfestigkeit aus Gleichung 196. Wählt man z. B. das 4. Untergurtstück des Seitenträgers, welches nach dem Früheren die kleinste und grösste Spannung 77,98 und 81,58 tn erfährt, so erhält man die zulässige Spannung des qcm

$$s = 700 \left(1 - \frac{77,98}{2 \cdot 81,58} \right) = 0,365 \text{ tn,}$$

mithin den Nettoquerschnitt $f = \frac{81,58}{0,365} = 223 \text{ qcm}$, welcher aus zwei [-eisen von je $30 \times 1,5 \times 9,4 \times 1,6 \text{ cm}$, zwei Verticalplatten von je $26,8 \times 1,5 \text{ cm}$ und vier Horizontalplatten von je $9,4 \times 1,5 \text{ cm}$ mit zusammen 258 qcm zusammengesetzt ist.

c. Die Diagonalen der Seiten- und Mittelträger werden auf Zug und Druck beansprucht, mithin ergibt sich deren Schwingungsfestigkeit aus Gleichung 196. Wählt man z. B. die 4. Diagonale des Seitenträgers, welche nach dem Früheren die Grenzspannungen +22,82 tn erfährt, so erhält man die zulässige Spannung des qcm

$$s = 700 \left(1 - \frac{22,82}{2 \cdot 22,82} \right) = 0,35 \text{ tn,}$$

mithin einen Nettoquerschnitt $f = \frac{22,82}{0,35} = 66,2 \text{ qcm}$. Berechnet man die Diagonalen auf Knicken nach der Gleichung

$$P = N \cdot \pi^2 \cdot E \cdot \frac{t}{l^2} = \frac{1}{6} \cdot 3,14^2 \cdot 2000 \cdot \frac{t}{l^2} = 3286,333 \frac{t}{l^2},$$

so ergibt sich für den Querschnitt derselben Diagonale mit der Länge von 456,5 cm das erforderliche Trägheitsmoment

$$I = \frac{P \cdot l^2}{3286,333} = \frac{22,82 \cdot 456,5^2}{3286,333} = 1447,1 \text{ Mom. cm.}$$

welches einem kreuzförmigen, aus 4 Winkelisen von $10,4 \times 10,4 \times 1,2 \text{ cm}$ mittelst versetzter Niete von je 2 cm Bolzendurchmesser zusammengesetzten Brutto- und Nettoquerschnitt $f = 94,08$ und $84,48 \text{ qcm}$ entspricht. Da diese Querschnittsfläche die zuvor gefundene übersteigt, so ist die Berechnung nach der letzteren Methode durchzuführen.

d. Die Verticalen der Seiten- und Mittelträger werden auf Zug und Druck beansprucht, mithin erhält man deren Schwingungsfestigkeit aus Gleichung 196. Wählt man z. B. die 4. Verticale des Seitenträgers, welche nach dem Früheren die kleinste und grösste Spannung 6,9 und 21,1 tn erfährt, so erhält man die zulässige Spannung des qcm

$$s = 700 \left(1 - \frac{6,9}{2 \cdot 21,2} \right) = 0,585 \text{ kg,}$$

mithin einen Nettoquerschnitt $f = \frac{21,2}{0,585} = 36,1 \text{ qcm}$, welcher aus einer Platte von $27 \times 1,2$ und 2 Winkelisen von $7,2 \times 7,2 \times 1 \text{ cm}$ Stärke, also von bzw. 58,8 und 50 qcm Brutto- und Nettoquerschnitt gebildet ist. Werden die Berechnungen der zulässigen Spannungen und die denselben entsprechenden Querschnitte auch für die übrigen Gurtungsstücke und Stäbe des Seiten- und Mittelträgers berechnet, so erhält man folgende

Tabellen der zulässigen Spannungen in tn, der entsprechenden Querschnitte in qcm und Trägheitsmomente in Mom. cm.

a. des Seitenträgers.

m	Obergurt		Untergurt		Diagonal		Verticalen	
	s	f	s	f	t	f*	s	f
1	0,876	323	0,700	5	1832	Blechwand	0,567	40,2
2	0,848	355	0,352	207	1332	4.10.10.1,2	0,684	21,7
3	0,868	336	0,359	258	884	4.9.9.1,2	0,672	22,9
4	0,903	304	0,365	223	1447	4.10.4.10.4.1,2	0,585	36,1
5	0,941	275	0,364	166	1861	4.11.11.1,3	0,548	45,6
6	0,979	252	0,354	110	2506	4.12.12.1,3	0,530	51,9
7	1,013	236	0,381	55	3483	4.13.13.1,4	0,520	55,9

b. des Mittelträgers.

1	1,030	231	0,465	40	2220	4.11.5.11.5.1,3	0,573	38,7
2	1,029	226	0,401	70	1544	4.10.5.10.5.1,2	0,588	35,4
3	1,022	225	0,385	127	1123	4.9.5.9.5.1,2	0,612	30,9
4	1,011	232	0,369	169	866	4.9.1.2	0,650	25,4
5	0,996	239	0,358	193	725	4.8.5.8.5.1,2	0,696	20,2
6	0,981	238	0,362	170	1027	4.9.2.9.2.1,3	0,689	20,0
7	0,979	207	0,357	85		Blechwand	0,637	27,1

*) Abmessungen der je 4 Winkelisen, woraus die Diagonalen zusammengesetzt sind.

*) Vgl. Abth. I, Heft 3, Gleichung 5 dieses Werkes.

6. Anschlüsse der Stäbe an die Gurten. Die Diagonalen und Verticalen der Seiten- und Mittelträger sind mittelst Gussstahlbolzen und bezw. einfacher und doppelter gussstählerner Knotenbleche an deren Ober- und Untergurten angeschlossen, s. Taf. 4, Fig. 5 bis 25, während sie an jene Knotenbleche angenietet sind.

a. Bolzen. Da jene Gussstahlbleche dieselben Grenzspannungen wie die mit ihnen verbundenen Verticalen oder Diagonalen erfahren, so ergibt sich ihre zulässige Anspruchnahme aus Gleichung 198, von welcher der Sicherheit halber nur ca. $\frac{4}{5}$ zu nehmen ist. Man erhält mithin, wenn, wie dies bei den Diagonalen der Fall, $S_{max} = S_{min}$ ist, die kleinste zulässige Spannung des qem

$$s_{min} = 1100 \left(1 - \frac{5}{11}\right)^{\frac{4}{5}} = rd. 0,5 \text{ tn,}$$

und wegen $\frac{2\pi d^2}{4} \cdot s_{min} = S_{max}$ den Bolzendurchmesser

$$d = \sqrt{\frac{2 S_{max}}{\pi \cdot s_{min}}} = 1,128 \sqrt{S_{max}}.$$

Die grösste Zug- und Druckspannung der Diagonalen im Seiten- und Mittelträger beträgt nach dem Früheren bezw. 29,09 und 22,21 tn, daher bezw. die durchgängig angewandten Durchmesser ihrer Bolzen

$$d_s = 1,128 \sqrt{29,09} = rd. 6, d_m = 1,128 \sqrt{22,21} = rd. 5,5 \text{ cm.}$$

b. Knotenbleche. Nimmt man, damit der Lochdruck in dem Knotenblech von der Dicke δ nicht zu gross werde, denselben zu $2 s_{min} = 2,0,5$ für den qem an, so muss mindestens $\frac{2\pi d^2}{4} \cdot s_{min} < \delta d \cdot 2 \cdot s_{min}$ sein, woraus

nach Einführung der Zahlenwerthe $\delta = \frac{\pi}{4} \cdot d$, mithin z. B.

für den oben berechneten Werth d_m $\delta_m = \frac{\pi}{4} \cdot 5,5 = 4,1 \text{ cm.}$

Hienach haben die doppelten Knotenbleche, welche zum Anschlusse der Verticalen dienen, je 2 cm und die zum Anschlusse der Diagonalen dienenden, aus zwei miteinander vernieteten Platten bestehenden Knotenbleche je 4 cm Dicke erhalten.

c. Nietanschlüsse. Die aus je 4 Winkeleisen bestehenden Diagonalen werden an jene Knotenbleche mittelst Zschmittiger Niete angeschlossen, deren Zahl n sich aus der Gleichung $2 n \pi \frac{d^2}{4} = \frac{5 Y_{max}}{4 s_{min}}$ ergibt, worin Y_{max} die grösste Spannung der Diagonalen und s_{min} die kleinste zulässige Anspruchnahme bezeichnet. Für Nietbolzendurchmesser von 2 cm und $s_{min} = 0,5 \text{ tn}$ wird $n = \frac{Y_{max}}{1,7584}$ man erhält mithin z. B. für die 4. Diagonale des Seitenträgers $n = \frac{22,82}{1,7584} = rd. 13$ Niete, wofür der Symmetrie wegen 14 angenommen worden sind.

Die aus einem Flacheisen und je zwei Winkeleisen bestehenden Verticalen werden an jene doppelten Knotenbleche mittelst einschmittiger Niete angeschlossen, deren Zahl n sich aus der Gleichung $n \pi \frac{d^2}{4} = \frac{5}{4} f$, worin f die Querschnittsfläche des angeschlossenen Stabes bezeichnet, ergibt. Wird der Nietbolzendurchmesser zu 2 cm angenommen, so wird $n = 0,4 \cdot f$, man erhält mithin, z. B. für die 4. Verticale des Seitenträgers, deren Querschnitt 36,1 qem beträgt, $n = rot 15$, wofür 16 einschmittige Niete angewandt sind. In ähnlicher Weise sind die Zahlen der erforderlichen Anschlussniete zu berechnen.

7. Die Verankerungen. Nach dem in Fig. 34, Taf. IV dargestellten Verankerungs-Schema schliesst der obere Theil der Ankerkette mit der Wagrechten und der untere Theil derselben mit der Lothrechten einen Winkel $\alpha = 14^\circ 5' 36''$ ein, welcher sich aus Gleichung $tg \alpha = \frac{f}{l} = \frac{7,533}{30}$ ergeben hat, während die Axe der Lagerstütze den Winkel, welchen die Axen jener beiden Theile miteinander bilden, halbirt.

I. Analytische Berechnung. Die grösste und kleinste Spannung S erfährt der obere und untere Theil der Ankerkette bezw. bei der Vollbelastung und Entlastung

des Mittelträgers, wobei derselbe den grössten und kleinsten Horizontalschub H und Verticaldruck V auf den Seitenträger ausübt.

Bei Vollbelastung und Entlastung des Mittelträgers erhält man bezw.

$$H = \frac{1}{7,533} (14,2 \cdot 7,14 + 7,1 \cdot 30) = 213,1 \text{ tn, } V = \frac{1}{30} (14,2 \cdot$$

$$7,14 + 7,1 \cdot 30) = 53,49 \text{ tn, } S_{max} = \sqrt{213,1^2 + 53,49^2} = 219,61 \text{ tn}$$

$$\text{und } H = \frac{1}{7,533} (8,2 \cdot 7,14 + 4,1 \cdot 30) = 123 \text{ tn, } V = \frac{1}{30} (8,2 \cdot$$

$$7,14 + 4,1 \cdot 30) = 30,89 \text{ tn, } S_{min} = \sqrt{123^2 + 30,89^2} = 126,81 \text{ tn.}$$

Der grösste Druck N auf die Pendelstütze ergibt sich dann, wegen $\sin(90 - 2\alpha) = \cos 2\alpha$, aus

$$N_{max} = S_{max} \frac{\cos 2\alpha}{\sin(45 + \alpha)} = 219,61 \frac{\cos 28^\circ 11' 16''}{\sin(59^\circ 5' 38'')} = 225,58 \text{ tn}$$

$$\text{und } N_{min} = S_{min} \frac{\cos 28^\circ 11' 16''}{\sin 59^\circ 5' 38''} = 130,26 \text{ tn,}$$

während der Seitenträger auf das Ankermauerwerk den lothrechten Druck $A = \frac{8,2 \cdot 7,14}{30} + 4,1 = 30,9 \text{ tn}$ ausübt.

Trägt man diese Kräfte auf, s. Taf. IV, Fig. 31, und setzt sie mit den Gewichten der einzelnen Elemente des Ankermauerwerks zusammen, so ergeben sich zwei wesentlich verschiedene Stützlinien, welche sich am übersichtlichsten auf graphischem Wege darstellen lassen.

II. Graphische Berechnung.

Zur graphischen Prüfung der Stabilität des Verankerungsmauerwerks genügt es, die in demselben bei entlasteter und bei vollbelasteter Brückenbahn erzeugten beiden Stützlinien zu construiren, da diese alle übrigen Stützlinien, welche den hiervon abweichenden Belastungen entsprechen, umhüllen werden.

Die erstere, aus der Eigengewichts-Belastung hervorgehende Stützlinie findet man durch folgende Zusammensetzung der Kräfte. Beginnt man mit der analytisch ermittelten Spannung der Kette durch Eigengewicht, welche, nach Texttafel A, Fig. 34, 126,81 tn beträgt und in Fig. 33 durch die Linie AB nach Richtung und Grösse dargestellt ist, so setzt sich dieselbe im Punkte D , s. Fig. 31, mit dem Gewichte von 24,2 tn des Mauerkörpers zu der Resultante AE , s. Fig. 33, zusammen. Zieht man von D , s. Fig. 31, aus eine Parallele zu AE , so trifft dieselbe das Gewicht von 74,3 tn des folgenden Mauerkörpers im Punkte F . Reiht man dem lothrecht abwärts wirkenden Gewichte BE , Fig. 33, dieses Gewicht $EG = 74,3 \text{ tn}$ an, so erhält man aus den drei Kräften AB , BE und EG die Resultante AG . Wird durch F , s. Fig. 31, eine Parallele zu AG gezogen, so trifft dieselbe im Punkte H die Verlängerung des negativen, also lothrecht aufwärts wirkenden Gewichtes von 6,2 tn des Verankerungsschachtes. Dies letztere ist der Grösse nach in der Richtung GB' , s. Fig. 33, von G ab nach oben aufzutragen, der Endpunkt J mit A zu verbinden und durch H , Fig. 31, eine Parallele zu AJ zu ziehen, welche die verlängerte Richtung der nächstfolgenden Kraft von 29,9 tn im Punkte K schneidet. Wird letztere von J , Fig. 33, aus an die unmittelbar vorhergehende angereiht, L mit A zur Resultante LA verbunden und durch K , Fig. 31, eine Parallele zu LA gezogen, so trifft sie die Schwerlinie des nächstfolgenden Gewichtes von 12,6 tn der Ueberschüttung im Punkte M . Wird dieses Gewicht nebst den Gewichten von 7,4, 5,1 und 20,2 tn der folgenden Mauerkörper der Reihe nach auf die Senkrechten LN abgetragen und werden deren Endpunkte mit A verbunden, so liefern die Parallelen zu diesen Verbindungslinien die Fortsetzung $OPQRST$ des Stützpolygons.

Um die Lage der Resultirenden aus den Kräften 107; 30,9; 12,3; 40,8; 25,8; 4,7 und 86,2 tn zu finden, trägt man dieselben auf eine Verticale, s. Fig. 32, der Reihe nach auf und verbindet deren Endpunkte mit einem bei-

liebig gewählten Pole X, woraus das in Fig. 32 dargestellte Kräftepolygon sowie das zugehörige, in Fig. 31 dargestellte Seilpolygon $abcd\,efgh$ entsteht. Wird nun gh parallel zu WX bis zum Schnitt i mit der durch a gezogenen Horizontalen verlängert, so stellt il die Schwerlinie der zuletzt betrachteten Mauerkörper dar. Das Gewicht derselben ist mit dem durch C gehenden Pendeldruck von 130,25 tn zu der Resultante VY , s. Fig. 32, zu combiniren, welche 411 tn beträgt und in Schnittpunct L heider Kräfte angreift. Wird nun durch T eine Parallele zu Am , Fig. 33 gezogen, dieselbe bis zum Schnitt n mit der Kraft VY , s. Fig. 31, verlängert, so erhält man die durch n gehende Endresultante AO , welche die Mauerbasis in U trifft.

Wird in ähnlicher Weise die aus der Total-Belastung herrührende Kraft Bp mit den aufeinanderfolgenden, von dem Erd- und Mauerdrucke herrührenden Kräften combinirt, so erhält man in analoger Weise die in Fig. 31 dargestellte Stützlinie $Da' b' c' d' e' f' g' h' i' k' l'$, welche die Mauerbasis im Punkte l' schneidet. Da dieser Durchschnittpunct in die Drehungskante des Mauerkörpers fällt, dieses Stützpolygon also einem labilen Gleichgewichtszustand entspricht, so ist die Mauerbasis in der angegebenen Weise verbreitert und zu der Endresultante $k' l'$ annähernd normal angeordnet worden.

Die Details der Verankerungen ergeben sich aus den Figuren 2, 4 und 28—35 der Tafel 4.

8) **Fahrbahn.** Sie besteht aus einer auf einer Kiesunterlage ausgeführten, seitlich von hölzernen Saumschwellen begrenzten, durch quadratische Buckelplatten von je 1 m Seitenlänge getragenen Pflasterung, s. Tafel IV, Fig. 24, 25, 27, welche in der Mitte durch je fünf, im Querschnitt I-förmige und an den Seiten durch je zwei, im Querschnitt [förmige Längsträger und je 4 m von einander entfernte Querträger unterstützt wird. Um die Buckelplatten möglichst tragfähig zu machen, sind dieselben mit ihren je 6 cm breiten Längsrändern auf jene Längsträger und mit ihren ebenso breiten Querrändern auf je 1 m von einander entfernte Teisen genietet, deren Enden unter die Kopfplatten jenes Längsträgers genietet sind, s. Taf. IV, Fig. 20 u. 19.

a. Die Längsträger. Nimmt man an, dass ein Wagenrad von 3000 kg Gewicht auf deren Mitte steht und deren ständige Belastung 1690 kg* beträgt, so ist bei einer Länge derselben von 400 cm deren grösstes Angriffsmoment

$$M_{max} = \frac{3000}{2} \cdot 200 + \frac{1690}{2} \cdot 100 = 342250 \text{ cmkg,}$$

welchem bei ihrer Höhe von 30 cm und einer zulässigen Anspruchnahme des qcm von 700 kg ein kleinstes Widerstandsmoment $M_{min} = \frac{700}{15} \cdot t$ gegenübersteht. Werden beide Werthe gleichgesetzt, so muss das Trägheitsmoment des Längsträgers $t = \frac{15}{700} \cdot 342250 = 8556 M^{\text{cm}}$ sein, welchem ein Teisen mit Abmessungen von $30 \times 1,3 \times 12,5 \times 1,55$ cm und mit einem Trägheitsmomente von 8708 cm entspricht.

b. Die Querträger. Nimmt man deren Eigengewicht zu 500 kg d. m und eine Belastung derselben von zwei Wagen mit 3,5 m Radstand, 1,5 m Axenlänge und 3000 kg Raddruck an, welche symmetrisch über je 2 Längsträger stehen, so ist bei einer Länge derselben von 660 cm deren grösstes Angriffsmoment

$$M_{max} = 6235 \cdot 800 - 250 \cdot 150 = 1833000 \text{ cm kg,}$$

welchem bei ihrer Höhe von 60 cm und einer zulässigen Anspruchnahme des qcm $s = 600$ kg ein kleinstes Widerstandsmoment $M_{min} = \frac{600}{80} \cdot t$ entgegen wirkt. Werden

beide Werthe gleich gesetzt, so muss das Trägheitsmoment des Längsträgers $t = \frac{80}{600} \cdot 1833000 = 91650 M^{\text{cm}}$ sein, welchem ein aus 4 Winkeleisen von je $10,5 \times 10,5 \times 1,3$ cm und aus einer Verticalplatte von 60×1 cm zusammenge-

*) Dieselbe besteht aus den Gewichten:

- a) der Beschotterung von 4 m Länge, 0,15 m mittlerer Dicke und 1900 kg (Gew. d. ehm, also $4,0,15,1900 = 1140$ kg
 b) von 4 Buckelplatten mit je 62,5 kg, also $4,62,5 = 250$ kg
 c) des Längsträgers von 75 kg d. m, also $4,75 = 300$ kg
 zus. 1690 kg

setzter Querschnitt mit einem Trägheitsmomente von 102726 M^{cm} entspricht. Da jeder Auflagerdruck an den Enden der Querträger bei deren angegebener Belastungsweise $A = 10512$ kg beträgt, so ergibt sich die zu deren Anschluss an die Hauptträger erforderliche Zahl n zweischnittiger Niete aus der Gleichung $2n \cdot \frac{\pi d^2}{4} \cdot v = A$, mithin, wenn ein Nietenchaftdurchmesser $d = 2$ cm und der Scheerwiderstand $v = 600$ kg f. d. qcm angenommen wird, $n = 3$. Hiernach ist die Höhe der Querträger nach deren Enden hin ermässigt worden, s. Taf. IV, Fig. 24, 25 und 28.

9) **Bankette.** Sie bestehen aus einem Bohlenbelage, welcher auf 1,3 m breiten, je 4 m von einander abstehenden Consolen ruht. Nimmt man eine veränderliche Belastung ihres qm von 350 kg an, so beträgt dieselbe im Ganzen $4 \cdot 1,3 \cdot 350 = 1820$ kg und wenn deren Eigengewicht und ständige Belastung zu 300 kg angenommen wird, zusammen 2120 kg oder 1060 kg an jedem Ende. Für eine Höhe der Consolen von 0,45 m erhält man hiernach die grösste Zugspannung im Obergurt $X = 1060 \cdot \frac{1,3}{0,45} = 2900$ kg und die grösste Druckspannung im Untergurt $Z = -1060$.

$\sqrt{\frac{1,3^2 + 0,45}{0,45}} = -3333$ kg, wonach die Consolen mit hinreichender Sicherheit aus einer Verticalplatte von 1,2 cm Stärke und je 2 Winkeleisen von $8,5 \times 8,5 \times 1,2$ cm, s. Taf. IV, Fig. 24, 25, 27, gebildet worden sind. Die Anordnung der beiden [förmigen Längsträger, der auf denselben ruhenden kurzen Querschwellen und der darauf zu nagelnden Längsbohlen ergibt sich aus denselben Figuren.

Taf. VI. Drahtkabelbrücke bei Bucaramanga in Neu-Granada*).

1. Allgemeine Anordnung.

Die auf Taf. VI dargestellte, von der ehemaligen Firma Waltjen u. Cie. in Bremen erbaute Drahtkabelbrücke bei Bucaramanga in Neu-Granada stellt eine combinirte Fachwerk- und Hängebrücke mit 56 m Stützweite und 3,5 m Pfeilhöhe dar, deren Drahtkabel eine 2,25 m von Mittel zu Mittel der Fachwerkträger breite Brückenbahn mit fachwerkartigem Horizontalverband tragen, über convexe gusseiserne Sättel auf steinernen Pilonen laufen und mittelst gerader Spannkabel und eiserner Ankerplatten in überwölbten, untereinander verbundenen Ankerkammern festgehalten sind. Die Drahtkabel sind auf jeder Seite doppelt und bestehen aus je 7 dünnen Drahtseilen, s. Fig. 1 und 25 bis 30, welche in horizontalen Entfernungen von je 1 m durch gusseiserne Klemmbüchsen, an welche zugleich die oben in Schlingen endigenden schmiedeisernen Tragstangen angehängt sind, zusammengedrückt werden, sind in dem Ankermauerwerk divergirend angeordnet. In der Nähe der Verankerung sind sie durch konische Hülsen auseinandergespreizt und durch Schraubengewinde mit starken Rundseilen verbunden, s. Fig. 22—24, welche die Ankerplatte durchsetzen und hinter derselben durch doppelte Muttern festgehalten sind, s. Fig. 12. Die Tragstangen bestehen aus je zwei Rundseilen, wovon das obere unten eine Schlinge hat, in der das untere bündelartige Stück hängt und unten mittelst je zweier doppelter Schraubenmutter den im Querschnitt I-förmigen Querträger aufnimmt. Dieser durchsetzt die durchlaufende, 25 cm hohe Verticalplatte des Untergurtes, an welche sich in der aus Fig. 17, 19 und 20 ersichtlichen Weise oben und unten je zwei Winkeleisen anschliessen. Der T-förmige, aus einer 10 cm hohen Verticalplatte, je zwei Winkeleisen und einer Horizontalplatte bestehende Obergurt ist mit dem Untergurte durch im Querschnitt kreuzförmige, aus je einer 10 cm breiten Platte und je zwei Winkeleisen bestehende, Vertikale verbunden, welche an dem letzteren durch paralleltrapezförmige, mittelst je zweier Winkeleisenstücke an die Querträger genietete, Anschlussbleche, s. Fig. 19, festgehalten sind. Die gekreuzten, aus Flacheisen von 5,26 cm Breite

*) Bearbeitet und veröffentlicht mit Genehmigung des Herrn Ingenieur Overbeck, Direktor der Actiengesellschaft Weser in Bremen.

bestehenden Diagonalen sind, wie Fig. 17 zeigt, abwechselnd vorn und hinten an die Vertikalplatten der beiden Gurte mittelst je zweier Nieten befestigt und an ihren Kreuzungspunkten durch theils einfache, theils doppelte Stehbolzen verbunden. Ueber dem Obergurt und unter dem Untergurt der Querträger — da wo dieselben die Untergurten der Hauptträger schneiden — ist je ein aus Flacheisen bestehender Horizontalverband, s. Fig. 15 und 19, angeschlossen, dessen Diagonale an den Enden der Fachwerkträger an besondere Anschlussbleche, in deren Mitte direct an die Querträger genietet sind. Auf die Querträger sind nach Fig. 19, 20 hölzerne Querschwellen geschraubt, worauf die Längsbohlen der Brückenbahn genagelt sind.

2. Statische Berechnung*.)

a. Ermittlung des vorteilhaftesten Höhenverhältnisses. Um die Brücke so zu construiren, dass ein jeder Constructionstheil unter den für ihn ungünstigen Umständen das Maximum der zulässigen Spannung erreicht, ist die Pfeilhöhe f des parabolischen Kabels und die Höhe h der Fachwerkträger, beide mit der Spannweite $2l$ so zu bestimmen, dass bei allmählig wachsender Belastung die Spannungen im Kabel und im Fachwerkträger gleichzeitig die Spannungsgrenze erreichen. Da bei dem Kabel zugleich auf den Einfluss einer gleichzeitig stattfindenden Temperatur-Aenderung Rücksicht zu nehmen ist, so beträgt, wenn mit δ das grösste durch die Belastung erzeugte, mit A das der grössten Temperatur-Aenderung entsprechende Verlängerungsverhältniss bezeichnet wird, die Senkung des Kabels

$$204) \dots s = \frac{3}{4}(\delta + A) \frac{l^2}{f^2},$$

ferner, wenn mit δ_1 das grösste, im Fachwerkträger vorkommende Längenveränderungsverhältniss bezeichnet wird,

$$205) \dots s_1 = \frac{3}{6} \delta_1 \frac{l^2}{h}.$$

Werden beide Werthe gleichgesetzt, so erhält man

$$206) \dots \frac{h}{f} = \frac{3}{4} \frac{\delta_1}{(\delta + A)}.$$

Nimmt man an, dass die Brücke bei mittlerer Temperatur aufgestellt wird, so ist die Grösse A nach der höchsten, über jene mittlere Temperatur steigenden Temperatur zu berechnen. Bei einer Temperaturerhöhung $t = 41^\circ \text{C.}$ und $20,5^\circ \text{C.}$ ist das Ausdehnungsverhältniss für Schmiedeseisen bzw. $A = \frac{1}{2000}$ und $\frac{1}{4000}$. Da der Elasticitätsmodul des qmm Schmiedeseisen $E = 20000$ kg beträgt und die zulässige Spannung des qmm zwischen 5 und 10 kg variiert, so liegen die diesen Spannungen entsprechenden Werthe δ und δ_1 zwischen den Grenzen $\frac{3}{20000}$ und $\frac{10}{20000}$. Setzt man nun die Pfeilhöhe des Kabels zu $f = 3,5$ m fest, so erhält man als Mittelwerth $h = 1,2^m$, wofür bei der vorliegenden Construction rund 1 m angenommen worden ist.

b. Temperaturspannungen. Sieht man den einer Hebung des Kabels bei Temperaturerniedrigung von dem Fachwerkträger entgegengesetzten Widerstand als eine gleichförmig auf das erstere vertheilte Belastung k an und bezeichnet mit E und F bzw. den Elasticitätsmodul und den Querschnitt des Kabels, mit E_1 und F_1 bzw. den Elasticitätsmodul und das Trägheitsmoment des Fachwerkträgers, so erhält man, wenn alle früheren Bezeichnungen beibehalten und die Zahlenwerthe eingeführt werden, die Temperaturbelastung 207)

$$k = \frac{2 A E F h}{l^2 \left(1 + \frac{20 E F}{9 E_1 F_1} \frac{f^2}{h^2}\right)} = \frac{2 \cdot \frac{1}{2000} \cdot 20000 \cdot 7500 \cdot 3500}{l^2 \left(1 + \frac{20 \cdot 7500 \cdot 3500^2}{9 \cdot 15000 \cdot 1000^2}\right)} = 28000^2 \left(1 + \frac{20 \cdot 7500 \cdot 3500^2}{9 \cdot 15000 \cdot 1000^2}\right)$$

0,0458 kg für den mm, also rund 46 kg für den m. Hiernach ergibt sich die Spannung des qmm Kabel

$$208) \dots s = \frac{k l^2}{2 F f} = \frac{0,046 \cdot 28000^2}{2 \cdot 7500 \cdot 3500} = 0,6869 \text{ kg}$$

und des qmm Fachwerkträgers

$$209) \dots s_1 = \frac{k l^2}{F_1 h} = \frac{0,046 \cdot 28000^2}{15000 \cdot 1000} = 2,404 \text{ kg.}$$

c. Spannungen durch Eigengewicht. Wird die Längeneinheit der Brücke mit einer gleichförmig vertheilten Last p beschwert, wovon das Kabel den Theil $n p$, der Fachwerkträger den Theil $p(1-n)$ übernimmt, so ergibt sich

$$210) \dots n = \frac{1}{1 + \frac{9}{20} \frac{E_1 F_1 h^2}{E F f^2}},$$

mithin, wenn darin $\frac{E_1}{E} = 1, \frac{F_1}{F} = 2, \frac{h}{f} = \frac{1}{3,5}$ gesetzt

wird, $n = 0,93155$. Beträgt die permanente Last für den m 375 kg, also 0,375 kg für den mm, so übernimmt hiervon das Kabel $375 \cdot 0,93155 = 349,33$ kg und der Fachwerkträger $375 \cdot 0,06845 = 25,67$ kg für den m. Diese Belastungen erzeugen die Spannung im Kabel

$$211) \dots s = \frac{n p l^2}{2 F f} = \frac{0,34933 \cdot 2800^2}{2 \cdot 7500 \cdot 3500} = 5,216 \text{ kg,}$$

im Fachwerkträger

$$212) \dots s = \frac{(1-n) p l^2}{F_1 h} = \frac{0,06845 \cdot 2800^2}{15000 \cdot 1000} = 1,341 \text{ kg.}$$

d. Spannungen durch unsymmetrisch vertheilte Verkehrsbelastung. Wird die Brücke zwischen den beliebigen Abständen s_2 und s_1 von der Brückenmitte mit der auf die Längeneinheit gleichförmig vertheilten Belastung q beschwert, so übernimmt das Kabel

hiervon den Antheil $\frac{(n_2 - n_1) q}{2}$, worin der Factor

$$213) \dots n_2 - n_1 = \frac{2l^2(s_2 - s_1) - l(s_2^2 - s_1^2) + \frac{1}{4}(s_2^3 - s_1^3)}{\frac{5}{4} l^4 \left(1 + \frac{9}{20} \frac{E_1 F_1 h^2}{E F f^2}\right)},$$

welcher für $s_1 = 0, s_2 = l$ und $n_1 = 0, n_2 = n$ wieder den oben für das Eigengewicht ermittelten Werth 210 annimmt. Demnach erhält man die hierdurch hervorbrachte Spannung in dem Kabel

$$214) \dots s = \frac{(n_2 - n_1) q l^2}{4 F f}.$$

Bezeichnet man mit u den Abstand eines auf der rechtsseitigen Brückenhälfte wirkenden Gewichtes von der Brückenmitte, welches in dem im Abstände x links von der Mitte der Brücke befindlichen Punkte das Biegemoment 0 hervorbringt, so ist, wenn $\frac{E_1}{E} = 1, \frac{F_1}{F} = 2, \frac{h}{f} = \frac{1}{3,5}$ gesetzt wird, das Verhältniss 215)

$$\frac{u}{l} = 1 - \sqrt{\frac{6x + l \left(1 - \frac{9}{4} \frac{E_1 F_1 h^2}{E F f^2}\right)}{2(l+x)}} = 1 - \sqrt{\frac{294x + 31l}{98(l+x)}}.$$

Nennt man v den Abstand eines auf der rechtsseitigen Brückenhälfte wirkenden Gewichtes von der Brückenmitte, welches in dem Abstände x links von der Brückenmitte die Vertikalscheerkraft 0 erzeugt, so erhält man 216)

$$\frac{v}{l} = 1 - \sqrt{\frac{3 - \frac{l}{4x} \left(5 + \frac{9}{4} \frac{E_1 F_1 h^2}{E F f^2}\right)}{3 - \frac{263l}{196x}}}.$$

Durch Vertauschung von $+x$ mit $-x$ erhält man die entsprechenden bzw. links und rechts von der Brückenmitte liegenden Abstände u^1 und v^1 aus den Gleichungen

$$217) \frac{u^1}{l} = 1 - \sqrt{\frac{31l - 294x}{98(l-x)}} \text{ und } \frac{v^1}{l} = 1 - \sqrt{\frac{263l}{3 + 196x}}.$$

Berechnet man diese vier Werthe für verschiedene Verhältnisse $-\frac{x}{l}$ auf der linken und $\frac{x}{l}$ auf der rechten Brückenhälfte, so erhält man umstehende Tabelle I.

*) Vgl. Ritter, Elementare Theorie und Berechnung eiserner Dach- und Brücken-Constructionen. Hannover 1870. S. 345 ff., wo die statische Berechnung einer solchen Brücke mit 60 m Spannweite, 4 m Pfeilhöhe der Kabel und 1,5 m Höhe der Fachwerkträger durchgeführt ist.

x/l	u/l	u_1/l	v/l	v_1/l
-1	—	-0,2876	—	-0,2876
-0,75	—	-0,2109	—	-0,1004
-0,6709	—	—	—	0
-0,6	—	-0,1500	—	—
-0,5	—	-0,1003	—	+0,4376
-0,4472	—	—	—	+1
-0,4	—	+0,0407	—	—
-0,3418	—	0	—	—
-0,25	—	+0,0764	—	—
-0,24	—	+0,0859	—	—
-0,2	—	+0,1262	—	—
-0,125	—	+0,2161	—	—
-0,1054	+1	+0,2436	—	—
0	+0,4376	+0,4376	—	—
+0,1054	+0,2436	+1	—	—
+0,125	+0,2161	—	—	—
+0,2	+0,1262	—	—	—
+0,24	+0,0859	—	—	—
+0,25	+0,0764	—	—	—
+0,3418	0	—	—	—
+0,4	-0,0407	—	—	—
+0,4472	—	—	+1	—
+0,5	—	—	+0,4376	—
+0,6	—	—	—	—
+0,6709	—	—	—	—
+0,75	—	—	0	—
+1	-0,2876	—	-0,1004	—
			-0,2876	—

Aus vorstehender Tabelle folgt einmal, dass für alle Werthe von x , die zwischen den Grenzen $+0,1054 \cdot l$ und $-0,1054 \cdot l$ liegen, immer zwei Punkte vorhanden sind, wo das Gewicht liegen muss, um an der im Abstände x links von der Mitte befindlichen Stelle das Biegemoment 0 hervorzubringen. Für alle übrigen Stellen giebt es nur einen solchen Punkt.

Aus der Tabelle folgt ferner, dass in der Mitte des Fachwerkträgers, für welche $x=0$ ist, der bezw. rechts und links von der Mitte liegende Abstand $u=u_1=0,4376 \cdot l$ wird. Die beiden hierdurch bestimmten Punkte bilden die Grenzen zwischen den Strecken, deren Belastungen positive und den Strecken, deren Belastungen negative Momente in der Mitte des Fachwerkträgers hervorbringen. Man erhält also das grösste positive Biegemoment in der Mitte, wenn man ausschliesslich die ersteren und das grösste negative, wenn man ausschliesslich die letzteren belastet annimmt. Fig. 19 stellt daher den Bela-

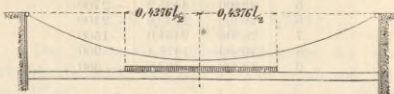


Fig. 19.

stungszustand dar, welcher das grösste positive Biegemoment in der Mitte des Fachwerkträgers hervorbringt. Beträgt die bewegte Belastung der Brücke für den m $q=200$ kg, also $0,2$ kg für den mm , wovon das Kabel den Antheil $n \cdot m$ übernimmt. Nach dem Früheren ist wegen $n_1=0, n_2=n, s_1=0, s_2=0,4376 \cdot l$ und, nach Einführung der bekannten Zahlenwerthe,

$$218) \quad n = \frac{2l^2 s_2 - ls_2^2 + 1/4 s_2^4}{4l^4 \left(1 + \frac{9}{20} \cdot \frac{E_1}{E} \cdot \frac{F_1}{F} \cdot \frac{h^2}{f^2} \right)} = 0,5966,$$

daher $nq = 0,5966 \cdot 0,2 = 0,11932$ kg, also $119,32$ kg für den m der Horizontalprojection des Kabels. Die hierdurch veranlasste Kabelspannung erzeugt in dem Fachwerkträger dasselbe Biegemoment, welches eine lothrecht aufwärts wirkende, gleichförmig über dessen m verbreitete Belastung von 119 kg hervorbringen würde, mithin beträgt das Angriffsmoment des Fachwerkträgers für dessen Mitte

$$219) \quad \dots \quad {}^a M = q s_2 l - \frac{q s_2^2}{2} - \frac{n q l^2}{2} = 0,11932 \left(0,4376 - \frac{0,4376^2}{2} + 0,4376 \right) l^2 = 0,00872 l^2.$$

Diesem wirkt das Widerstandsmoment ${}^w M = \frac{s}{h/2} F_1 h^2$ entgegen, woraus die Gurtspannung des Fachwerkträgers

$$220) \quad s = \frac{2 {}^a M}{F_1 h} = \frac{2 \cdot 0,00872 \cdot 28000^2}{1500 \cdot 1000} = 0,9114 \text{ kg}$$

für den qmm beträgt. Nach obiger Tabelle I erreicht das Biegemoment für $x=0,1054 \cdot l$, welchem der Werth $u=0,2436 \cdot l$ entspricht, sein Maximum. Für diesen, in Fig. 20 dargestellten Belastungszustand erhält man, indem

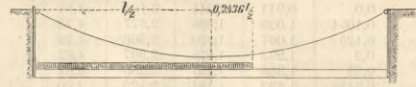


Fig. 20.

man nach dem Früheren $n_1=0, n_2=n, s_1=0$ und einmal $x_2=l$, das andremal $s_2=0,2436 \cdot l$ setzt, $n = \frac{0,9315 + 0,3529}{2}$

$0,6422$, woraus für diesen Werth und für $x=0,1054 \cdot l, u=0,2436 \cdot l$

$$221) \quad {}^a M = q \frac{(l-x)}{2} \left[\frac{(l+u)(3l-u)}{2l} - (l-x) \right] - \frac{nq(l^2-x^2)}{2} =$$

$0,009791$ kgmm gefunden wird. Hieraus ergibt sich nach Einführung der bekannten Zahlenwerthe für den qmm die Gurtspannung

$$222) \quad s = \frac{2 {}^a M}{F_1 h} = \frac{2 \cdot 0,009791 \cdot l^2}{15000 \cdot 1000} = 1,0234 \text{ kg.}$$

Werden auf diese Weise für verschiedene Werthe von x die zugehörigen Werthe von s berechnet, so ergibt sich nachstehende Tabelle II,

x/l	n	${}^a M$ kg. mm.	s kg. qmm.
0,0	0,5966	0,00872 $\cdot l^2$	0,911
0,1054	0,6422	0,00979 $\cdot l^2$	1,023
0,125	0,6232	0,01020 $\cdot l^2$	1,067
0,2	0,5590	0,01179 $\cdot l^2$	1,233
0,25	0,5225	0,01277 $\cdot l^2$	1,356
0,3418	0,4657	0,01427 $\cdot l^2$	1,492
0,4	0,4354	0,01493 $\cdot l^2$	1,561
0,5	0,3964	0,01500 $\cdot l^2$	1,568
0,6	0,3552	0,01481 $\cdot l^2$	1,549
0,75	0,3119	0,01177 $\cdot l^2$	1,231
1,00	0,2596	0,0	0,0

worin $l=28000$ mm zu setzen ist. Werden die zu beiden Seiten von der Mitte aus und zwar in den Abständen $x=0,25 \cdot l, 0,5 \cdot l, 0,75 \cdot l$ entstehenden Spannungen als Ordinaten aufgetragen, so ergibt sich die graphische Darstellung der Fig. 21, woraus hervorgeht, dass die Maximen

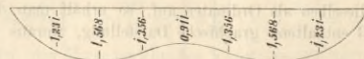


Fig. 21.

der Biegemomente in den Entfernungen $x = \pm l/2$ von der Mitte sich befinden.

e. Die grössten Spannungen in den Gurten des Fachwerkträgers. Die durch eine gleichförmig vertheilte Eigengewichtsbelastung in der beliebigen Entfernung x von der Trägermitte hervorgerufenen Biegemomente entsprechen einer Parabel und sind, wenn ${}^a M_0$ das grösste Biegemoment in der Mitte darstellt,

$$223) \quad \dots \quad {}^a M_x = {}^a M_0 \left(1 - \frac{x^2}{l^2} \right),$$

mithin auch die ihnen proportionalen, in den Gurtungen hervorgerufenen Spannungen, unter denen nach dem Früheren die grösste $1,341$ kg für den qmm beträgt,

$$224) \quad \dots \quad s_p = 1,341 \left(1 - \frac{x^2}{l^2} \right).$$

Da sich die Temperaturspannung nach demselben Gesetze ändert und nach dem Früheren die grösste Spannung in der Mitte $2,404$ kg beträgt, so ist die Temperaturspannung

$$225) \quad \dots \quad s_t = 2,404 \left(1 - \frac{x^2}{l^2} \right)$$

Berechnet man die Werthe von s_p und s_t für verschiedene Werthe von x , stellt sie mit der durch die Verkehrsbelastung hervorgerufenen Spannung s_q zusammen und addirt alle zu der Gesamtspannung s , so erhält man umstehend

III. Tabelle der Spannungen in den Gurtungen des Fachwerkträgers für den qmm in kg.

x/l	s_q	s_p	s_t	s
0,0	0,911	1,341	2,404	4,66
0,1054	1,023	1,326	2,377	4,73
0,125	1,067	1,320	2,366	4,75
0,2	1,233	1,278	2,307	4,82
0,25	1,356	1,257	2,253	4,87
0,3418	1,492	1,184	2,123	4,80
0,4	1,561	1,126	2,019	4,71
0,5	1,568	1,006	1,803	4,38
0,6	1,549	0,858	1,538	3,95
0,75	1,231	0,586	1,051	2,87
1,0	0,0	0,0	0,0	0,0

f. Berechnung der von der Verkehrslast erzeugten Abscherungskraft. Die obige Tabelle I zeigt, dass zu jedem Werthe von x nur ein Punkt gehört, dessen Belastung an jener Stelle die Vertikalkraft 0 hervorbringt. Dieser Punkt bildet die eine Belastungsscheide, während die zweite stets durch jene Stelle, für welche die Vertikalkraft bestimmt werden soll, selbst gebildet wird.

Bei dem in Fig. 22 dargestellten Belastungszustand

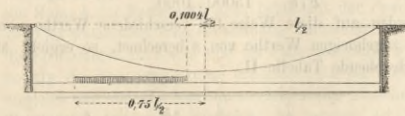


Fig. 22.

erreicht die Vertikalkraft für die im Abstände $x=0,75 \cdot l$ links von der Mitte liegende Belastung ihr Maximum, während

$$226) \dots n = \int_{s_2}^{s_1} \frac{(2l^2 - 3ls^2 + s^3) ds}{\frac{5}{4} l^4 \left(1 + \frac{9}{20} \cdot \frac{E_1 F_1 h^2}{E F \cdot l^2} \right)}$$

zwischen den Grenzen $s_2 = 0,75l$ und $s_1 = 0,1004l$ zu nehmen ist. Werden noch die übrigen bekannten Zahlenwerthe eingeführt, so erhält man $n = 0,357$ und die Vertikalscherkraft

$$227) \dots V = q \left[\left(\frac{2l + s_2 + s_1}{4l} \right) (s_2 - s_1) - n s_2 \right],$$

daher nach Einführung der Zahlenwerthe von $q = 0,2$, n , l , s_2 und s_1 $V = 1092,84$ kg. Führt man diese Berechnung der Vertikalkräfte auch für andre Werthe von x aus trägt dieselben als Ordinaten auf, so erhält man die in Fig. 23 enthaltene graphische Darstellung, woraus folgt,

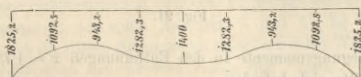


Fig. 23.

dass es für die von der Verkehrslast hervorgerufenen Vertikalkräfte auf jeder Hälfte des Trägers zwei Maxima und ein Minimum giebt. Die beiden grösseren Maxima von je 1825,2 kg liegen in dessen Endpunkten, das kleine Maximum von 1400 kg in dessen Mitte, während die Minima je 943,2 kg betragen und in die Abstände $x = \pm l/2$ fallen.

g. Berechnung der Maximalspannung in den Gitterstäben. Nach dem Früheren übernimmt der Fachwerkträger von 375 kg Eigengewicht für den m eine gleichförmig vertheilte Belastung von 25,67 kg, also von rund $p = 0,026$ kg für den mm. Die von diesem letzteren Antheil erzeugte Vertikalkraft für den Abstand x von der Trägermitte $V_p = p \cdot x = 0,026 \cdot x$ kg. Die früher berechnete Aequivalentbelastung, welche dieselbe Spannung hervorbringt wie die höchste Temperatur, beträgt 45,8 kg für den m, also rund $t = 0,046$ für den mm. Die hierdurch erzeugte Vertikalkraft für den Abstand x von der Trägermitte wird $V_t = tx$. Berechnet man die Werthe von V_p und von V_t für verschiedene Werthe von x , stellt sie mit den durch die Verkehrsbelastung erzeugten Vertikalkräften V_q zusammen und addirt alle zu der Gesammt-Vertikalkraft V , so erhält man nachstehend

IV. Tabelle der Verticalscherkräfte des Fachwerkträgers.

x/l	V_q	V_p	V_t	V
0,0	1400,00	0	0	1400,0
0,25	1282,28	182	322	1786,3
0,5	943,18	364	644	1951,2
0,75	1092,84	546	966	2604,8
2,0	1825,15	728	1288	3841,2

Die Pressungen in den Verticalen des Fachwerkträgers betragen hiernach an den beiden Enden $3841,2/2 = 1920,6$ kg und in dessen Mitte $1400/2 = 700$ kg. Die Spannungen in den Diagonalen betragen an den Enden $1920,6 \sqrt{2} = 2715,7$ kg, in der Mitte $700 \sqrt{2} = 989,8$ kg.

h. Berechnung des Windverbandes. Der Windverband besitzt eine Länge von 54 m, welche $n = 18$ Felder von je $\lambda = 3$ m Weite enthält, und eine Breite $b = 2,25$ m, während der Winddruck des m 200 kg, also für jeden Knotenpunkt $w = 3 \cdot 200 = 600$ kg beträgt. Für das beliebige mte Feld erhält man die grösste Zugspannung in der Gurtung 228)

$$Z_m = w \frac{(m-1)(n+1-m)}{2b} \lambda = 600 \cdot \frac{(m-1)(19-m)}{2 \cdot 2,25} \cdot 3,$$

ferner, wenn mit $d = \sqrt{b^2 + \lambda^2} = 3,75$ m deren Länge bezeichnet wird, die Zugspannung in den Diagonalen

$$229) Y_m = w \frac{(n+1-2m)}{2b} d = 600 \frac{(19-2m)}{2 \cdot 2,25} d$$

und die Druckspannung in den Transversalen

$$230) \dots V_m = w \frac{(n+1-2m)}{2} = 600 \frac{(19-2m)}{2},$$

während die Spannung der Endtransversalen $V_0 = -w \cdot n/2 = -600 \cdot 18/2 = -5400$ kg beträgt.

Werden vorstehende Werthe für $n = 1, 2, \dots, 9$ berechnet und zusammengestellt, so erhält man für kg V. die Tabelle

m	Z_m	Y_m	V_m
1	0	8377,6	-5100
2	6800	7392,0	-4500
3	12800	6406,4	-3900
4	18000	5420,8	-3300
5	22400	4435,2	-2700
6	26000	3449,6	-2100
7	28800	2464,0	-1500
8	30800	1478,4	-900
9	32000	492,8	-300

Hieraus findet sich für die mittleren Felder der unteren Gurtung die Zugspannung des qmm

$$231) \dots s_0 = Z_9 : \frac{F_1}{4} = \frac{4 \cdot 32000}{15000} = 8,55 \text{ kg},$$

welche zu den früher berechneten Werthen hinzukommt.

Nimmt man die zulässige Festigkeit des qmm Walzeisen zu 1000 kg an, so ergibt sich für die zumeist beanspruchte Diagonale ein Querschnitt von $8377,6/1000 = 8,37$ qmm, welcher der Ausführung entspricht.

i. Einfluss einer Dehnung der Spannketten. Eine Dehnung der Spannkabel veranlasst eine horizontale Verschiebung der Tragkabel auf den Kabelsätteln der Zwischenpfeiler, mithin eine Senkung des Kabelsättels, welche die Lastvertheilung verändert. Bezeichnet man das Verlängerungsverhältniss des Spannkabels und des Tragkabels bezw. mit δ und λ , so ergibt sich $\frac{\lambda}{\delta} = \frac{a}{l}$, also, da dieses

$$\text{Verhältniss } \frac{a}{l} = \frac{29}{25} = 1,09 \text{ beträgt, } \frac{\lambda}{\delta} = \text{rund } 1. \text{ Hiernach}$$

ist die früher berechnete, durch Verlängerung der Hauptkette entstehende Mehrbelastung des Fachwerkträgers mit der Zahl $1+1=2$ zu multipliciren, um hiermit zugleich den Einfluss einer gleichzeitig stattfindenden, ebenso grossen Dehnung der Spannketten zu berücksichtigen. Da sich früher die einer Temperatur-Erhöhung von 41° C. entsprechende Temperatur-Belastung für den m des Fachwerkträgers zu 46 kg ergab, so steigert die gleichzeitig stattfindende Temperaturausdehnung der Spannkette jene Belastung auf $2 \cdot 46 = 92$ kg und demnach die früher für

die Mitte des Fachwerkträgers berechnete Gurtspannung des qmm von 2,404 kg auf 2.2.404 = 4,808 kg. Die von der Temperaturbelastung an den Enden des Fachwerkträgers hervorgerufene Vertikalkraft betrug 1288 kg, erhöht sich demnach auf 2.1288 = 2576 kg.

Die wegen Elasticitäts-Ausdehnung der Spannketten in Rechnung zu bringende Mehrbelastung des Fachwerkträgers ergibt sich, wenn in Gleichung 210 $E/2$ statt E , also 232) . . . $n_1 = \frac{1}{1 + \frac{1}{20} \cdot 2 \cdot \frac{1}{3} s^2} = 0,8718$

gesetzt wird, während früher $n = 0,93155$ gefunden wurde. Der vom Fachwerkträger übernommene Theil der Eigengewichtsbelastung wird daher in dem Verhältniss

$$\frac{1-n_1}{1-n} = \frac{0,1282}{0,0685} = 1,87,$$

also um 87% vergrößert, während die hierdurch hervorgerufenen Gurtspannungen und Vertikalkräfte in demselben Verhältnisse wachsen. Hiernach nimmt die früher berechnete Eigengewichts-Spannung in der Mitte der Gurten $s_p = 1,341$ kg den Werth $s^1 = 1,87 \cdot 1,341 = 2,507$ kg und die früher berechnete Vertikalkraft $V_p = 728$ kg an den Trägerenden den Werth $V_p^1 = 1,87 \cdot 728 = 1361,36$ kg an.

Die Correction der durch die Verkehrsbelastung erzeugten Spannungen ergibt sich durch Substitution von $E/2$ statt E in die betreffenden Gleichungen, wodurch sich auch die ungünstigsten Belastungszustände ändern. Statt des in Fig. 19 dargestellten Belastungszustandes, für welchen $u = 0,4376 \cdot l$ betrug, ergibt sich nach Einführung von $E/2$ statt E aus Gleichung 215

$$\frac{u}{l} = 1 - \sqrt{\frac{73,5x + 3,25l}{24,5(l+x)}}$$

woraus für $\frac{x}{l} = 0$ jetzt der Werth $\frac{u}{l} = 0,636$ als derjenige

Abstand gefunden wird, bei welchem die Gurtungsspannung in der Mitte des Fachwerkträgers am grössten wird. Für diesen Belastungszustand findet sich aus Gleichung 219, wenn $s_2 = 0,636 \cdot l$ und $E/2$ statt E gesetzt wird, $n = 0,736$, daher aus Gleichung 220 und 221 bezw. das Angriffs-moment $M = 0,636 \cdot 0,2 \cdot l^2 - \frac{0,2 \cdot 0,636^2 \cdot l^2}{2} - \frac{0,736 \cdot 0,2 \cdot l^2}{2}$

= 0,0132 l^2 und die gesuchte Spannung des qmm

$$s_a^1 = \frac{2 \cdot 0,0132 \cdot l^2}{15000 \cdot 1000} = 1,38 \text{ kg.}$$

Das für $x=l$ ermittelte Maximum der verticalen Scheerkraft betrug 1825,15 kg und ergab sich bei einem dem Werthe $v = -0,2876 \cdot l$ entsprechenden Belastungszustande. Statt dessen ergibt sich nun nach Einführung von $E/2$ statt E , $x=l$ sowie der bekannten Zahlenwerthe aus Gleichung 216

$$\frac{v}{l} = 1 - \sqrt{3 - \frac{l}{4x} \cdot 5,734} = -0,251,$$

V. Kostenberechnung, Vergebung und Ausführung.

I. Approximative Kostenberechnung.

Zu annähernden Kostenberechnungen, wie sie für Generalkostenanschläge ausreichen, lässt sich je nach den besonderen Umständen bei

- a) Fussgängerbrücken die unter III, 3. A entwickelte Gleichung des Eigengewichtes für den qm Brückenbahn, bei
- b) Strassenbrücken die unter III, 3. B entwickelte Gleichung des Eigengewichtes für den qm Brückenbahn benutzen.

Nimmt man nur auf die Eisentheile einer Hängbrücke Rücksicht, so vermindert sich in Gleichung 195 nur der Werth f , indem das Gewicht sämtlicher nicht aus Eisen bestehenden Theile der Brückenbahn, wie Bohlenbelag, Beschotterung, Pflasterung davon abgezogen wird. Bezeichnet man das so erhaltene Gewicht der eisernen Theile des qm Brückenbahn mit f' , so erhält man das

daher nach Gleichung 232 $n_1 = 0,8718$, nach Gleichung 218 $n_2 = 0,3398$, woraus $n = \frac{n_1 - n_2}{2} = 0,266$ gefunden wird.

Mit Bezug hierauf erhält man aus Gleichung 227 die Vertikalkraft $V_q = 1919,34$ kg.

Zusammenstellung der vorherigen Rechnungsergebnisse. Stellt man die in der Mitte der unteren Gurtung des Fachwerkträgers entstehende Zugspannung durch Eigengewicht, Verkehrsbelastung, Temperaturwechsel und Winddruck zusammen, so erhält man für den qmm $s_p^1 + s_q^1 + s_t^1 + s_w^1 = 2,50 + 1,38 + 4,80 + 8,55 = 17,23$ kg, welche bei dem Zusammentreffen aller ungünstigsten Umstände sehr bedeutend erscheint, ebenso für den Obergurt $s_p^1 + s_q^1 + s_t^1 = 2,50 + 1,38 + 4,80 = 8,68$ kg.

Das Maximum der verticalen, durch Eigengewicht, Verkehr und Temperatur erzeugten Abscheerungskraft an den Enden des Fachwerkträgers beträgt

$$V_p + V_q + V_t = 1361,36 + 1919,34 + 2576,00 = 5856,70 \text{ kg.}$$

Bei voller Belastung würde die von der Verkehrslast allein an den Enden des Gitterträgers erzeugte Vertikalkraft

$$V = V_p \cdot \frac{q}{p} = 1361,36 \frac{200}{365} = 727 \text{ kg betragen.}$$

Durch Subtraction der Spannung $V_q = 1919,34$ erhält man $727 - 1919,34 = -1192,34$ kg als das Minimum der von der Verkehrslast allein erzeugten Vertikalkraft. Man erhält also für das Minimum der gesamten Vertikalkraft an den Enden des Fachwerkträgers

$$V_{min} = 1361,36 - 1192,34 - 2576,00 = -2406,98 \text{ kg,}$$

wesshalb die betreffenden Hängstangen so construirt sind, dass sie diesen Druck aufnehmen können.

Die Totallast des m Brücke beträgt $p+q = 375+200 = 575$ kg, wovon das Kabel 0,8718 $\cdot 575 = 501,28$ kg übernimmt. Rechnet man hierzu die bei niedriger Temperatur durch den Fachwerkträger erzeugte Belastung des m Kabel von 92 kg, so erhält man eine Totalbelastung des m $r = 593,28$ kg. Die Spannung des qmm im Kabelscheitel ergibt sich daher

$$s_a = \frac{r l^2}{2 f T} = \frac{0,59358 \cdot 28000^2}{2 \cdot 3500 \cdot 7500} = 8,85 \text{ kg.}$$

Bis zu dem Aufhängepunkte des Kabels wächst die Spannung auf

$$s_a = s_a \sqrt{1 + \frac{4f^2}{l^2}} = 8,85 \sqrt{1 + \frac{4 \cdot 3,5^2}{28^2}} = 9,11 \text{ kg.}$$

Wird das Eigengewicht des Kabels zu 850 kg angenommen, so haben die auf jeder Seite befindlichen 55 Hängstangen die Belastung $593,28 \times 56 - 4500 = 28723$ kg zu tragen, erhalten also eine Spannung von $\frac{28723}{2,55} = 2614$ kg.

gesamte Eisengewicht einer Hängbrücke für den qm ihrer Brückenbahn

$$233) \dots \dots p = cl + f'$$

Nimmt man die Kosten der Tonne Eisentheile einer Hängbrücke mit Einschluss ihrer Aufstellung, welche — je nach dem Stande der Eisenpreise und Arbeitslöhne und je nachdem die Einrüstung, die Montirung, sowie der Transport zur Baustelle kostspieliger wird — zwischen 400 und 500 Mk betragen, im Mittel zu $a = 450$ Mk an, so erhält man nach Gleichung 233 die Kosten des Eisenwerks für den qm Brückenbahn in kg

$$234) \dots \dots k = ap = a(cl + f') = 0,45(cl + f'),$$

mithin für die ganze Brückenöffnung bei einer Breite b der Brückenbahn

$$235) \dots \dots K = kbl = k(cl + f')bl = 0,45(cl + f')bl$$

Beispiele. Die Gesamtkosten des qm Oberbau des eisernen Stegs in Frankfurt a/M. betragen 87,3 Mk, während ihre Spannweite 79 und ihre Breite 4,6 m misst. Nimmt man an, dass der Bohlenbelag sammt den Streck-

bäumen 73 kg, das Eisengewicht also nur noch 153 - 73 = 80 kg für den qm Brückenbahn beträgt, so berechnen sich nach Formel 234 die Kosten der Brücke für den qm ihrer Brückenbahn

$$k = 0,45(1,36 \cdot 79 + 80) = 85 \text{ Mk,}$$

welches mit Hinzurechnung der Kosten jener Holztheile etwa den früher angegebenen Betrag von 87,3 Mk. liefert.

Nimmt man, um die Kosten des Eisenwerkes einer Strassenbrücke von 80 m Spannweite und 10 m Breite zu berechnen, das Gewicht der nicht aus Eisen bestehenden Fahrbahntheile zu 75 kg für den qm an, so wird in der Gewichtsgleichung 233 für Strassenbrücken $f = 90$

- 75 = 15, mithin sind nach Gleichung 235 die Gesamtkosten des Oberbaues annähernd

$$K = 0,45(6,5 \cdot 86 + 15) 10 \cdot 80 = 192600 \text{ Mk.}$$

2. Definitive Kostenberechnung.

Genauere Kostenberechnungen, wie sie der Vergebung und Ausführung einer Brücke vorhergehen müssen, erfordern detaillirte Gewichtsberechnungen, worin das Walzeisen von dem Gusseisen zu trennen ist.

Mit Bezug auf die unter IV gegebene Beschreibung und statische Berechnung sowie auf die Details der Tafel 3 ergibt sich nachstehende

Gewichts - Berechnung

der

Hängbrücke über den Bahnhof Gotha.

Pos.	Stück.	Bezeichnung.	Länge		Breite mm	Stärke mm	Quer- schnitt qcm	Inhalt cbem	Inhalt qm	Gewicht des qm kg	Gewicht des m kg	Gesamt- Gewicht kg
			i. E.	i. G.								
			m	m								
I. Schmiedeeisen.												
I. Tragwand der Seitenöffnung.												
A. Kette.												
1	2	Flacheisen	6	12	210	30	63	—	—	—	48,5	582,00
2	2	"	14,8	29,6	210	25	52,5	—	—	—	40,4	1195,84
3	2	"	3,65	7,30	210	20	42	—	—	—	32,34	236,08
4	4	Platten am Charnier über dem Mittelpfeiler nach Fig. 42, Taf. 3	—	—	—	18	—	—	0,579	140	—	81,06
5	4	Futterplatten nach Fig. 43	—	—	—	8	—	—	0,246	62,2	—	15,30
6	2	Platten am Widerlager nach Fig. 43	—	—	—	30	—	—	0,484	233,2	—	112,87
7	2	Platten als Verstärkung von Pos. 5 nach Fig. 10 etc.	—	—	—	15	—	—	0,104	116,6	—	12,13
8	12	Stossplatten nach Fig. 1	—	—	—	15	—	—	1,110	116,6	—	129,43
9	4	"	—	—	—	13	—	—	0,45	116,6	—	52,47
10	18	Verstärkungsplatten in den Knotenpunkten nach Fig. 1	—	—	—	10	—	—	0,756	77,8	—	58,82
11	9	Konische Bolzen mit Muttern von 40 mm à 3,5 kgr	—	—	—	—	—	—	—	—	—	31,50
12	1	Bolzen am Widerlager 100 mm stark à 20 kgr	—	—	—	—	—	—	—	—	—	20,00
B. Untere Gurtung.												
13	2	[Eisen. Profil der Hütte Phönix Nr. 20	23,45	46,9	—	—	—	—	—	—	13,25	621,43
14	1	Gurtungsplatte nach Fig. 1	9,8	9,8	180	10	—	—	1,76	77,8	—	136,93
15	25	Verbindungsplatten nach Fig. 1	—	—	—	10	—	—	0,638	77,8	—	49,67
16	8	Stossplatten nach Fig. 1	—	—	—	10	—	—	0,28	77,8	—	21,78
17	20	Verstärkungsplatten an den Knotenpunkten	0,2	4	130	10	—	—	0,52	77,8	—	40,45
18	9	Konische Schraubenbolzen von 40 mm mit Muttern à 3,5 kgr	—	—	—	—	—	—	—	—	—	31,50
19	1	Konischer Bolzen von 60 mm Stärke à 8 kgr	—	—	—	—	—	—	—	—	—	8,00
20	2	Platten nach Fig. 1	—	—	—	10	—	—	0,050	77,8	—	3,89
C. Diagonalen.												
21		Flacheisen für die Diagonalen in 8 den Mittelpfeiler zunächst gelegenen Feldern	—	54,2	100	10	—	—	5,42	77,8	—	421,67
22	2	Flacheisen für die Diagonalen im 9. Felde	2,6	5,2	120	12	—	—	0,62	93,3	—	57,84
23	2	Flacheisen für die Diagonalen im 10. Felde	2,1	4,2	150	15	—	—	0,63	116,6	—	73,45
24	27	Futterplatten à 0,25 k	—	—	—	—	—	—	—	—	—	6,75
25	24	Futterringe à 0,2 k	—	—	—	—	—	—	—	—	—	4,80
26	2	Winkelisen zur Aussteifung der Diagonalen im 10. Felde	2	4	60 × 60 × 8	8,96	—	—	—	—	6,9	27,60
D. Vertikalen.												
27		[Eisen zu den Vertikalen Phönix Nr. 30	22,6	—	—	—	—	—	—	—	8,5	192,1
28		Winkelisen zu den Vertikalen	23,9	—	60 × 60 × 8	8,9	—	—	—	—	6,9	164,91
29	10	Anschlussplatten der Vertikalen an die obere Gurtung nach Fig. 7, 9, 12, 15, 19, 23, 26, 29, 30 und 34	—	—	—	25	—	—	0,43	194,3	—	83,54
30	10	Anschlussplatten der Vertikalen an die untere Gurtung nach Fig. 8, 10, 13, 16, 20, 24, 28, 30 und 34	—	—	—	25	—	—	0,416	194,3	—	80,82
31	40	Futterringe à 0,2 k	—	—	—	—	—	—	—	—	—	8
Zus. f. d. Tragwand der Seitenöffnung											4562,63	
Hierzu für Niete 2%											91,25	
Summa											4653,88	

Pos.	Stück.	Bezeichnung.	Länge		Breite mm	Stärke mm	Quer- schnitt qcm	Inhalt cbcm	Inhalt qm	Gewicht des qm kg	Gewicht des m kg	Gesamt- Gewicht kg
			i. E. m	i. G. m								
II. Tragwand der Mittelloffnung.												
A. Kette.												
32	4	Flacheisen	8,33	33,32	210	20	42	—	—	—	32,34	1077,56
33	2	„	15,6	31,2	210	25	52,5	—	—	—	40,4	1260,48
34	2	„	15,35	30,7	210	25	52,5	—	—	—	40,4	1240,28
35	4	Anschlussplatten nach Fig. 35	—	—	—	18	—	—	0,444	140	—	62,16
36	2	„ nach Fig. 35	—	—	—	36	—	—	0,222	288	—	62,16
37	4	Stosplatte nach Fig. 35	—	—	—	18	—	—	0,380	140	—	53,20
38	8	Futterplatten nach Fig. 37	—	—	—	5,5	—	—	0,380	39,8	—	15,12
39	4	Anschlussplatten nach Fig. 42 Pos. 4	—	—	—	36	—	—	0,579	280	—	162,12
40	8	Platten nach Fig. 42	—	—	—	18	—	—	0,863	140	—	120,82
41	8	Futterplatten wie Pos. 38	—	—	—	8	—	—	0,380	62,2	—	23,63
42	32	Stosplatten wie Pos. 8	—	—	—	15	—	—	2,950	116,6	—	343,97
43	36	Verstärkungsplatten in den Knotenpunkten wie Pos. 10	—	—	—	10	—	—	1,510	77,8	—	117,47
44	18	Konische Schraubenbolzen, 40 mm stark à 3,5 k	—	—	—	—	—	—	—	—	—	63,0
45	2	Charnierbolzen über den Säulen 100 mm stark, 300 mm lang à 21,5 k	—	—	—	—	—	—	—	—	—	43,0
46	1	Charnierbolzen im Scheitel 100 mm stark à 15 k	—	—	—	—	—	—	—	—	—	15,0
B. Untere Gurtung.												
47	4	[-Eisen, Profil Phönix Nr. 26	23,9	95,6	—	—	—	—	—	—	13,25	1266,7
48	2	Gurtungsplatten	5	10	180	10	—	—	1,8	77,8	—	140,04
49	54	Verbindungsplatten	—	—	170×150	10	—	—	1,377	77,8	—	107,13
50	16	Stosplatten wie Pos. 16	—	—	—	10	—	—	0,56	77,8	—	43,56
51	40	Verstärkungsplatten in den Knotenpunkten wie Pos. 17	—	—	—	10	—	—	1,04	77,8	—	80,91
52	9	Konische Schraubenbolzen von 40 mm Stärke à 3,5 k	—	—	—	—	—	—	—	—	—	31,5
53	1	Konische Bolzen von 60 mm Stärke à 8 k	—	—	—	—	—	—	—	—	—	8,0
C. Diagonalen.												
54	—	Flacheisen für die Diagonalen in 16 Feldern	—	106,44	100	10	—	—	10,64	77,8	—	827,79
55	4	Flacheisen	2,52	10,08	120	12	—	—	1,209	93,3	—	112,79
56	4	Flacheisen	2,32	9,28	150	15	—	—	1,39	116,6	—	162,07
57	54	Futterplatten à 0,25 k	—	—	—	—	—	—	—	—	—	13,5
58	48	Futterringe à 0,2 k	—	—	—	—	—	—	—	—	—	9,6
59	1	Anschlussplatte nach Fig. 36	—	—	—	30	—	—	0,173	233,2	—	40,34
60	2	Anschlussplatten nach Fig. 36 wie Pos. 59	—	—	—	15	—	—	0,346	116,6	—	40,34
61	2	Stosplatten nach Fig. 36	—	—	—	15	—	—	0,095	116,6	—	11,07
D. Vertikalen.												
62	—	[-Eisen zu den Vertikalen Phönix Nr. 30	—	38,8	—	—	—	—	—	—	8,5	329,80
63	—	Winkelisen zu den Vertikalen	—	39,1	—	60×60×8	8,96	—	—	—	6,9	269,79
64	—	Anschlussplatten der Vertikalen an die obere Gurtung wie Pos. 29	—	—	—	25	—	—	0,86	194,3	—	167,09
65	20	Anschlussplatten an die untere Gurtung wie Pos. 30	—	—	—	25	—	—	0,832	194,3	—	161,65
Zus. f. d. Tragwand des Mittelträgers												8483,64
Hierzu 2 % für Nietköpfe												169,67
Summa												8653,31
III. Horizontaler Kreuzverband.												
66	72	Rundeisen für die Diagonalen in 16 Feldern	1,7	122,4	—	20	—	—	—	—	2,45	299,88
67	80	Rundeisen in 22 Feldern	1,7	149,6	—	15	—	—	—	—	1,38	206,44
68	160	Stück Schraubenmuttern à 0,1 k	—	—	—	—	—	—	—	—	—	16,00
69	160	Stück Schraubenbolzen mit Muttern à 0,3 k	—	—	—	—	—	—	—	—	—	48,00
70	80	Anschlussplatten nach Fig. 4	—	—	—	10	—	—	2,68	77,8	—	208,50
71	4	Anschlussplatten nach Fig. 54	—	—	—	10	—	—	2,211	77,8	—	16,41
Summa f. d. horizontalen Kreuzverband												795,23
IVa. Querträger.												
72	2	Winkelisen	2,88	5,76	50×50×6	5,64	—	—	—	—	4,34	24,99
73	2	Winkelisen	—	2,76	50×50×6	5,64	—	—	—	—	4,34	23,95
74	2	Winkelisen	0,24	0,48	50×50×6	5,64	—	—	—	—	4,34	2,08
75	2	Blechplatten nach Fig. 38, 40	—	—	—	8	—	—	0,301	62,2	—	18,72
76	2	Anschlussplatten nach Fig. 38, 40	—	—	—	8	—	—	0,083	62,2	—	5,16
77	4	Diagonalen aus Flacheisen	0,32	1,28	40	8	3,2	—	—	—	2,46	3,15
78	2	Absteifungen gegen die untere Gurtung	0,28	0,56	40	20	8	—	—	—	6,16	3,44
Zus. f. d. Querträger												81,49
Für Nietköpfe 3 %												2,44
Summa												83,93
IVb. Querträger.												
Bei den Querträgern an den Widerlagern, den Mittelpfeilern und am Scheitel kommen von dem oben berechneten Gewicht 23,9 k in Abzug und beträgt das Gewicht derselben												60,03

Pos.	Stück.	Bezeichnung.	Länge		Breite	Stärke	Quer- schnitt	Inhalt	Inhalt	Gewicht des qm	Gewicht des m	Ge- sammt- Gewicht
			i. E. m	i. G. m								
V. Rückhaltkette.												
79	2	Flacheisen	5,4	10,8	210	25	—	—	2,268	194,3	—	440,67
80	2	Flacheisen	5	10	260	25	—	—	2,6	194,3	—	505,18
81	4	Anschlussplatten nach Fig. 43—45	—	—	—	25	—	—	0,484	194,3	—	94,04
82	2	Anschlussplatten nach Fig. 46—48	—	—	—	25	—	—	0,28	194,3	—	54,40
83	6	Futterplatten wie Pos. 7	—	—	—	15	—	—	0,312	116,6	—	36,37
84	2	Verstärkungsplatten nach Fig. 50—52	—	—	—	25	—	—	0,234	194,3	—	45,46
85	1	Bolzen 120 mm stark, 320 mm lang	—	—	—	—	—	—	—	—	—	30,47
86	1	Lagerbolzen 90 mm stark, 480 mm lang	—	—	—	—	—	—	—	—	—	23,78
87	1	Lagerbolzen 70 mm stark, 430 mm lang	—	—	—	—	—	—	—	—	—	14,40
88	1	Keil	—	—	—	—	—	—	—	—	—	32,34
Summa f. d. Rückhaltkette											1277,11	
VI. Geländer (s. Fig. 1 u. 38—41).												
89	86	Hauptstiele aus Rundeisen	1,1	94,6	—	25	4,9	—	—	—	3,81	360,43
90	140	Nebenstiele aus Flacheisen	0,85	119	20	10	2	—	—	—	1,54	183,26
91	86	Streben aus Flacheisen	0,4	34,4	20	15	3	—	—	—	2,31	79,46
92	2	Flacheisen als Handhabe	93,4	186,8	30	15	4,5	—	—	—	3,46	646,32
93	4	Eisen zu den horizontalen Bändern	93,4	373,6	30 × 75	6	2,88	—	—	—	2,22	829,39
94	86	Schraubenmutter zum Befestigen der Stiele à 0,25 k	—	—	—	—	—	—	—	—	—	21,5
95	172	Schraubenbolzen mit Mutter zum Befestigen der Streben à 0,2 k	—	—	—	—	—	—	—	—	—	34,4
96	172	Schraubenbolzen mit Mutter zur Befestigung der Consolen an den Stielen à 0,2 k	—	—	—	—	—	—	—	—	—	34,4
Summa f. d. Geländer											2189,16	
VII. Mittelpfeiler (s. Fig. 1 u. 42).												
97	8	Platten zum Säulenschaft	5,06	40,48	620	6	—	—	25,09	46,6	—	1169,19
98	16	Winkelisen zur Verbindung der Platten	5,04	80,64	50 × 50 × 6	5,64	—	—	—	—	4,34	349,97
99	8	Platten am Stosse	0,602	4,816	300	6	—	—	1,445	46,6	—	67,34
100	8	Winkelisen am Fusse des Säulenschaftes	0,602	4,816	80 × 80 × 8	12,16	—	—	—	—	9,36	58,56
101	8	Winkelisen am Kopf des Säulenschaftes	0,602	4,816	80 × 80 × 8	12,16	—	—	—	—	9,36	58,56
102	8	Winkelisen zum Aufsatz für den gusseisernen Säulenschaft	0,63	5,04	90 × 90 × 10	17,00	—	—	—	—	13,09	65,97
103	8	Winkelisen zum Aufsatz für die Grundplatten	0,63	5,04	90 × 90 × 10	17,00	—	—	—	—	13,09	65,97
104	2	Gebogene Winkelisen zur Verbindung der Säulen	2,4	4,8	80 × 80 × 8	12,16	—	—	—	—	9,36	44,93
105	2	Winkelisen zur Verbindung der Säulen	2,264	4,528	80 × 80 × 8	12,16	—	—	—	—	9,36	42,38
106	4	Winkelisen zum Anschluss	1,04	4,16	80 × 80 × 8	12,16	—	—	—	—	9,36	38,94
107	2	Verbindungsplatten	0,40	0,80	165	8	—	—	0,132	62,2	—	8,21
108	1	Platte zum Querverband mit dem unteren Theile der Zwischenpfeiler	—	—	—	8	—	—	1,718	62,2	—	106,86
109	1	Platte	2,28	2,28	170	8	—	—	0,388	62,2	—	24,13
110	14	Versteifungsplatten	0,57	7,98	110	10	—	—	0,878	77,8	—	68,31
111	2	Winkelisen	2,28	4,56	80 × 80 × 8	12,16	—	—	—	—	9,36	42,68
112	2	Gekröpfte Winkelisen	3,48	6,96	80 × 80 × 8	12,16	—	—	—	—	9,36	65,15
113	2	Platten zur Querverbindung der oberen Theile der Zwischenpfeiler am Bogenfuss	—	—	—	8	—	—	0,308	62,2	—	19,16
114	2	dsgl. an den Bogenschenkeln	—	—	—	8	—	—	0,248	62,2	—	15,43
115	1	dsgl. in dem Bogenscheitel	—	—	—	8	—	—	0,267	62,2	—	16,61
116	2	Futterplatten am Bogenscheitel	—	—	—	8	—	—	0,065	62,2	—	4,04
117	2	dsgl. in den Bogenwickeln	—	—	—	8	—	—	0,304	62,2	—	18,91
118	2	Gekröpfte Winkelisen	6,00	12,00	80 × 80 × 8	12,16	—	—	—	—	9,36	112,32
119	4	Winkelisen	0,26	1,04	60 × 60 × 8	8,96	—	—	—	—	6,89	7,16
120	2	T Eisen à lfd. Meter = 7,5674 k	0,93	1,86	—	—	—	—	—	—	—	14,07
121	2	T Eisen à lfd. Meter = 7,5674 k	0,59	1,18	—	—	—	—	—	—	—	8,93
122	4	Gebogene Winkelisen	2,00	8,00	80 × 80 × 8	12,16	—	—	—	—	9,36	74,88
123	2	Helmstangen mit Muttern	—	—	—	—	—	—	—	—	—	87,29
124	8	Fundamentschrauben à 6 kgr	—	—	—	—	—	—	—	—	—	48,00
125	8	Befestigungsschrauben à 0,2 kgr.	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1,60
Zus. f. d. Mittelpfeiler											2705,55	
Hierzu 2% für Nietköpfe											54,11	
Summa											2759,66	
2. Gusseisen.												
I. Mittelpfeiler.												
1	2	Säulenschäfte nach Fig. 1 u. 42	4,685	9,37	—	—	—	—	374850,00	—	—	2698,92
2	4	Auflagerstücke für die untere Gurtung	—	—	—	—	—	—	6363,00	—	—	45,81
3	2	Pendelgehäuse auf den Säulen	—	—	—	—	—	—	34430,55	—	—	247,90
4	2	Aufsatzkegel auf den Säulen	—	—	—	—	—	—	10988,89	—	—	79,12
5	2	Fundamentplatten der Säulen	—	—	—	—	—	—	79679,84	—	—	373,69
6	8	Ankerplatten dazu	—	—	—	—	—	—	8123,76	—	—	58,49
Summa pro Mittelpfeiler											3703,93	
II. Auflager.												
7	1	Auflagerplatte über der Säule nach Fig. 42	—	—	—	—	—	—	17908,60	—	—	128,94
8	1	Pendel daselbst nach Fig. 42	—	—	—	—	—	—	6490,28	—	—	46,73
9	1	Wagrechte Auflagerplatte im Widerlager nach Fig. 43 bis 45	—	—	—	—	—	—	11797,10	—	—	84,94
10	1	Pendel daselbst dsgl.	—	—	—	—	—	—	5848,35	—	—	42,11
11	1	Geneigte Auflagerplatte im Widerlager nach Fig. 46 bis 49	—	—	—	—	—	—	42336,90	—	—	304,82
12	1	Pendel daselbst dsgl.	—	—	—	—	—	—	9951,79	—	—	71,75
13	1	Ankerplatte nach Fig. 50 bis 52	—	—	—	—	—	—	41874,00	—	—	301,39
Summa Auflager											980,68	
III. Horizontaler Kreuzverband.												
14	40	Ringe nach Fig. 4 u. 53 à 5,376 k	—	—	—	—	—	—	29868,80	—	—	215,04
IV. Geländer.												
15	86	Consolen nach Fig. 38—40 à 4,15 k	—	—	—	—	—	—	49606,52	—	—	356,90

Recapitulation.

1. Schmiedeeisen.

I. Position.	4 Stück	Tragwände für die Seitenöffnung à	4653,88 kg	18615,52 Kilogramm
II. "	2 "	Tragwände für die Mittelöffnung à	8653,31 "	17306,62 "
III. "	1 "	Horizontaler Kreuzverband		795,23 "
IV a. "	36 "	Querträger à	83,93 "	3021,48 "
IV b. "	8 "	" à	60,03 "	480,24 "
V. "	4 "	Rückhaltketten à	1277,11 "	5108,44 "
VI. "	— "	Geländer		2189,16 "
VII. "	2 "	Mittelpfeiler à	2759,66 "	5519,32 "
Summa Schmiedearbeiten				53036,01 Kilogramm

2. Gusseisen.

I. "	2 "	Mittelpfeiler à	3703,93 kgr	7407,86 Kilogramm
II. "	4 "	Auflager à	980,68 "	3922,72 "
III. "	— "	Horizontaler Kreuzverband		215,04 "
IV. "	— "	Geländer		356,90 "
Summa Gusseisen				11902,52 Kilogramm

Meist werden auf Grund jener Gewichte die Preiseinheiten für Lieferung, Transport und Aufstellung durch Submission mit den Uebernehmern besonders festgestellt und hieraus die zu zahlenden Gesamtkosten bestimmt.

3. Vergebung der Arbeiten.

Die Vergebung der zur Herstellung einer Hängbrücke erforderlichen Bauarbeiten erfolgt auf Grund der vorgelegten Projecte und zugehörigen Kostenberechnungen meist an Bauunternehmer und wird bei grösseren Bauobjekten an bestimmte Submissions- und Contraktsbestimmungen geknüpft, wovon sich die ersteren auf die Modalitäten der Submission, die letzteren theils auf die zwischen der Bauverwaltung und dem Bauunternehmer bestehenden Rechtsverhältnisse, theils auf das bei der Bauausführung zu beobachtende Verfahren bezieht. Näheres hierüber sowie ein Beispiel solcher Contractsbedingungen vergl. u. a. im 3. Hefte dieser Abtheilung, S. 75 ff.

4. Ausführung.

Die Ausführung auch der Hängbrücken ist eine theils administrative, theils technische, wovon die erstere die Ueberwachung der Bauarbeiten und der hiermit verbundenen Anordnungen, im statischen und finanziellen Interesse die Ausstellung der Anweisungen auf Abschlagszahlungen, die Abnahme des Bauwerks nach seiner Vollendung und die definitive Abrechnung sammt der Anweisung auf die Schlusszahlung umfasst. Insbesondere gehört hierher die Controlle der Eisen-Lieferungen nach Gewicht und Qualität, sowie der Arbeiten in der mechanischen Werkstätte, die Ueberwachung der Aufstellungs- und Montirungs-Arbeiten und die Prüfung der Brücke durch Probelastung.

Die technische Ausführung erstreckt sich auf die Ueberwachung der Bauarbeiten selbst, insbesondere der Grundarbeiten mit Einschluss des Wasserschöpfens, der Maurer- und Steinhauerarbeiten, der Eisenarbeiten und Zimmerarbeiten, worüber Näheres u. a. in der Abth. I, Heft 3, Abth. II, Heft 1 und 2 und Abth. III dieses Werkes enthalten ist.

Literatur *).

- Navier, Rapport et mémoire sur les ponts suspendus. Paris 1823.
 Traiteur, G. de, Description des ponts en chaine, exécutés à St. Petersburg etc. en 1824. St. Petersburg 1825.
 Wiebeking, v., Memoire sur les ponts suspendus construits dans le dernier temps en Angleterre et en Russie. Munich 1832.
 Chaley, M., Pont suspendu de Fribourg (Suisse). Paris 1835.
 Le Blanc, Description du pont suspendu de la Roche-Bernard 1841.
 Schnirch, Beschreibung der Kettenbrücke zu Prag. Prag 1842.
 Clark, W. T., An account of the Suspension Bridge across the River Danube. London 1853.
 Papers and practical illustrations of public works of recent construction both british and american. London 1856.
 Fanta, J., Die erste Kettenbrücke für den Locomotiv-Betrieb von Schnirch. Wien 1861.
 Heinzerling, Dr. F., Die Brücken in Eisen. Leipz. 1870.
 Schmitt, Dr. E., Der neue Kettensteg über die Moldau in Prag. Prag 1870.

- Ritter, Dr. A., Elementare Theorie und Berechnung der Dach- und Brücken-Construktionen. Hannover 1870.
 Bauernfeind, M., Vorlegeblätter der Brückenbaukunde, bearbeitet von Döhlemann und Frauenholz, Stuttgart 1872.
 Becker, M., Der Brückenbau in seinem ganzen Umfange. Stuttgart 1873.
 Heinzerling, Dr. F., Grundzüge der constr. Anordnung und statischen Berechnung der Brücken- und Hochbau-Construktionen. Heft 2. Die statische Berechnung der gestützten und aufgehängten Brücken. Leipz. 1874.
 Rziha, Franz, Eisenbahn-Unter- und Oberbau. Bd. II. Wien 1877.
 Steiner, Friedrich, Ueber Brückenbauten in den Vereinigten Staaten von Nordamerika. Wien 1878.
 Die East-River-Brücke in New-York. Deutsche Bauzeitung 1870, 1873, 1876 und 1878.
 Versteifte Gliederkettenbrücke über den Monongahela bei Pittsburg. Deutsche Bauzeitung. Berlin 1879.
 Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften, Bd. II. Der Brückenbau. Im Verein mit R. Baumeister, F. Heinzerling, G. Mehrrens, C. Willeke u. a. bearbeitet und herausgegeben von Th. Schäffer und Ed. Sonne, Leipzig 1880 ff.

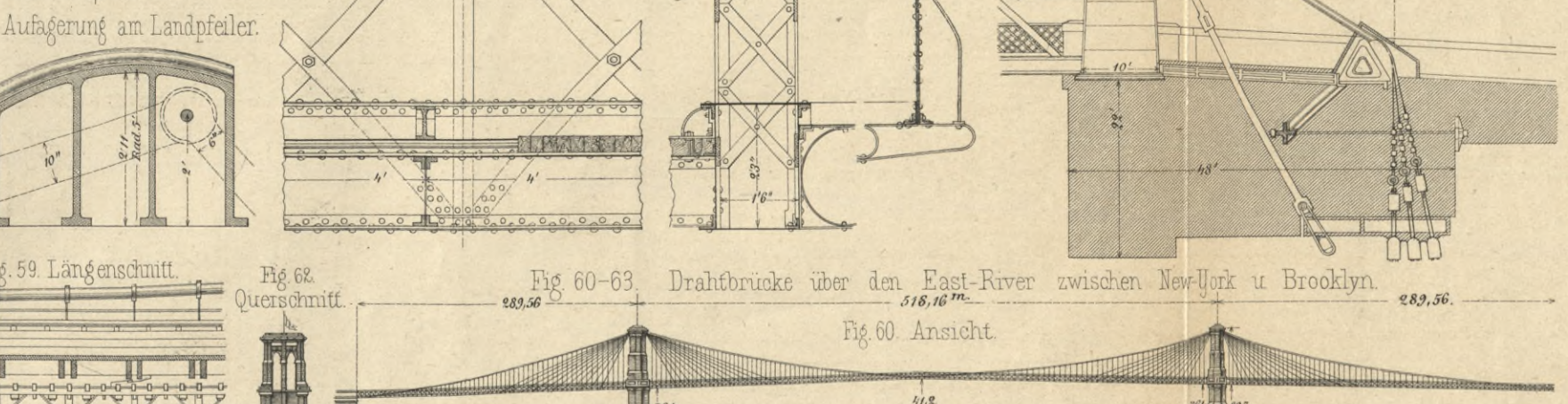
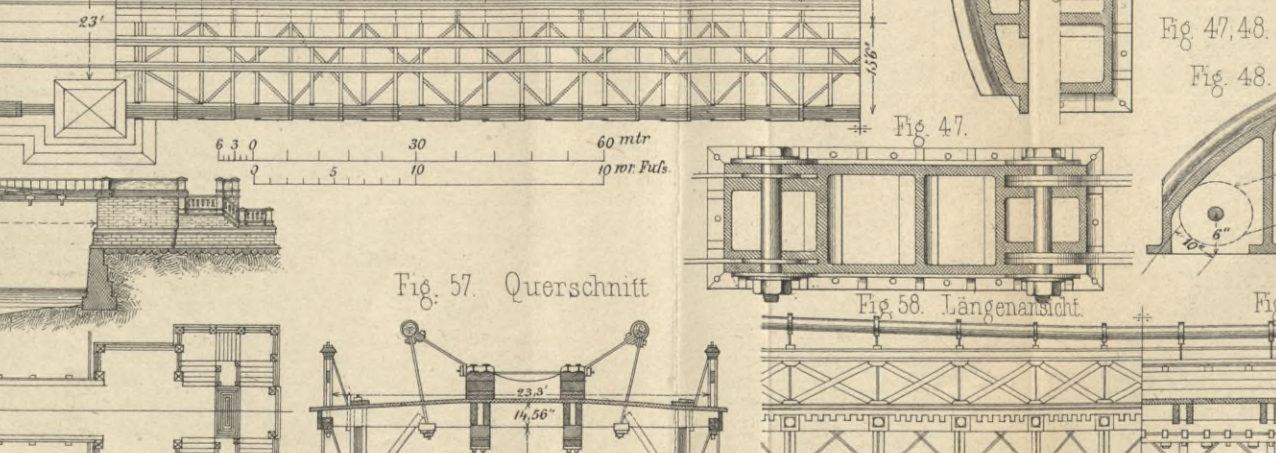
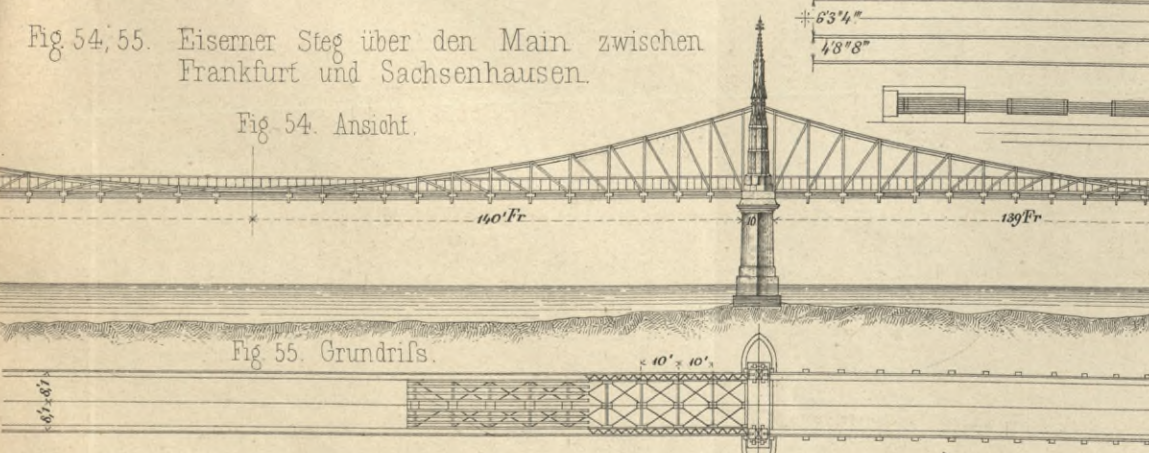
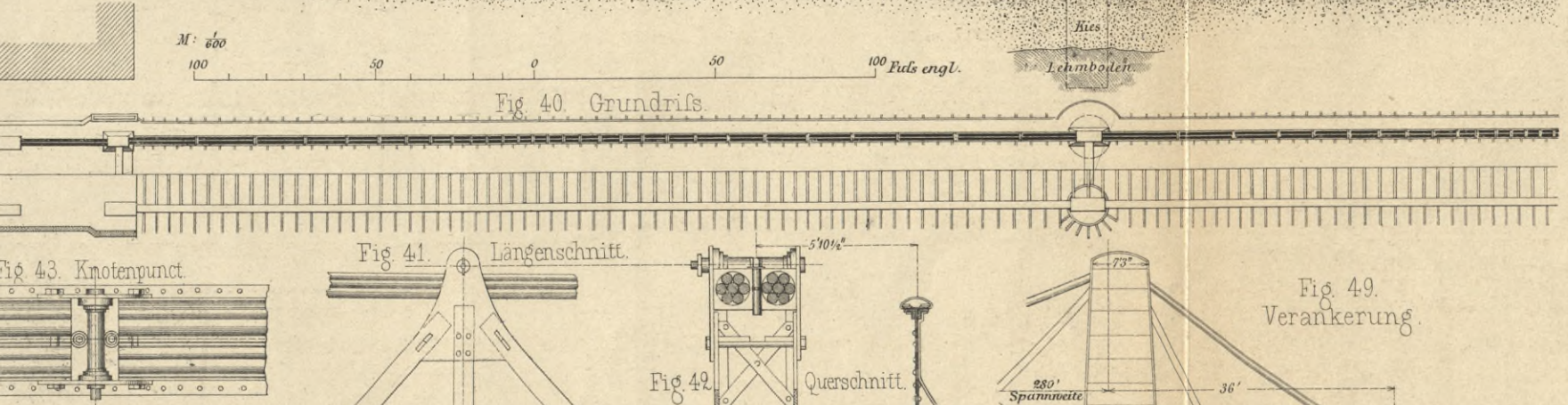
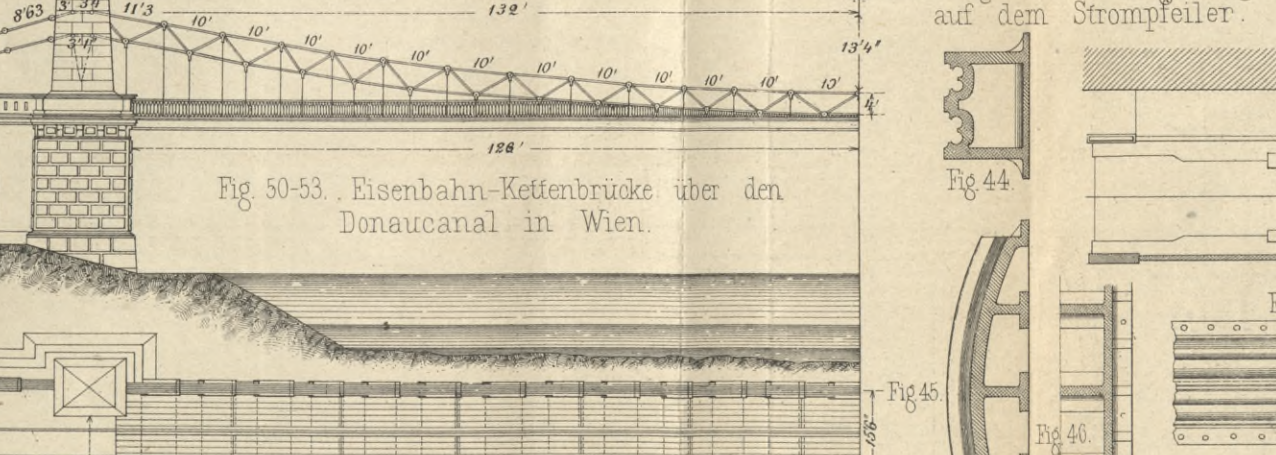
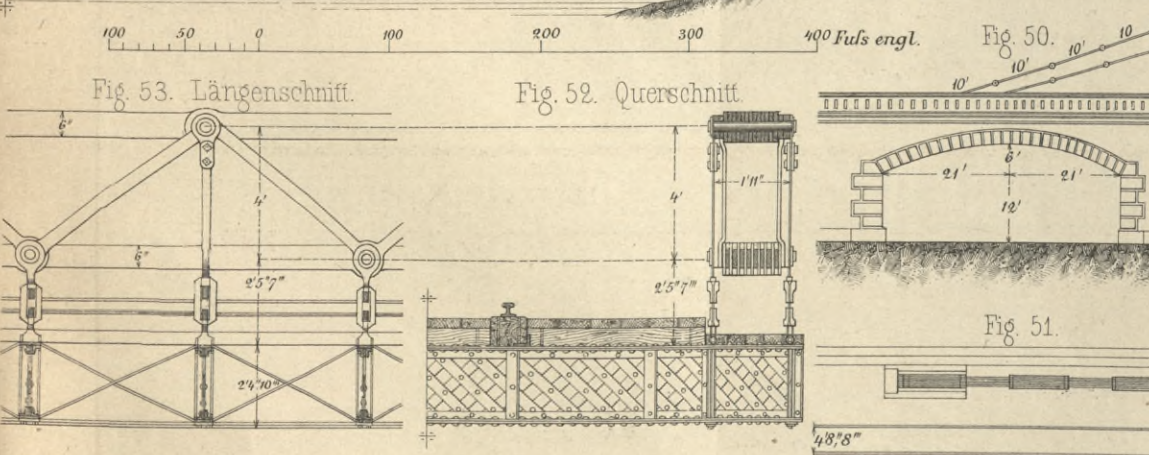
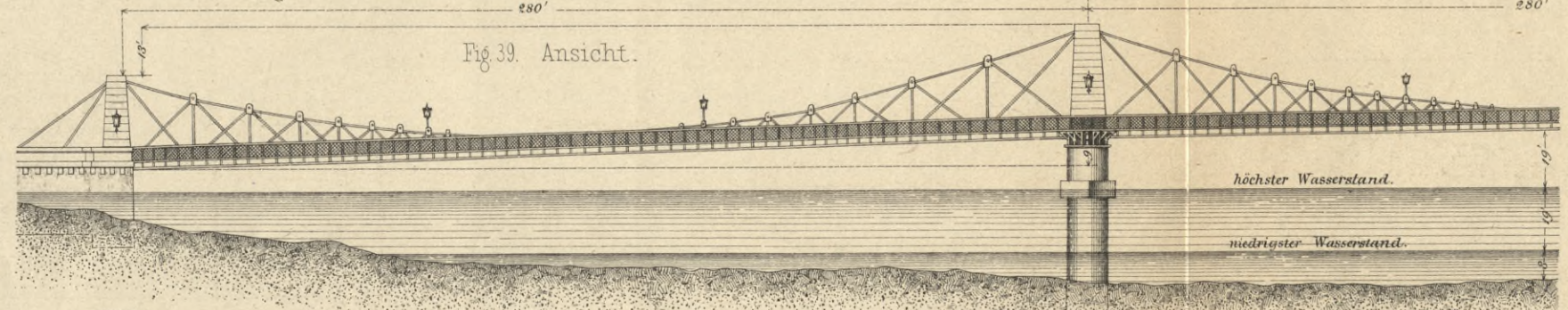
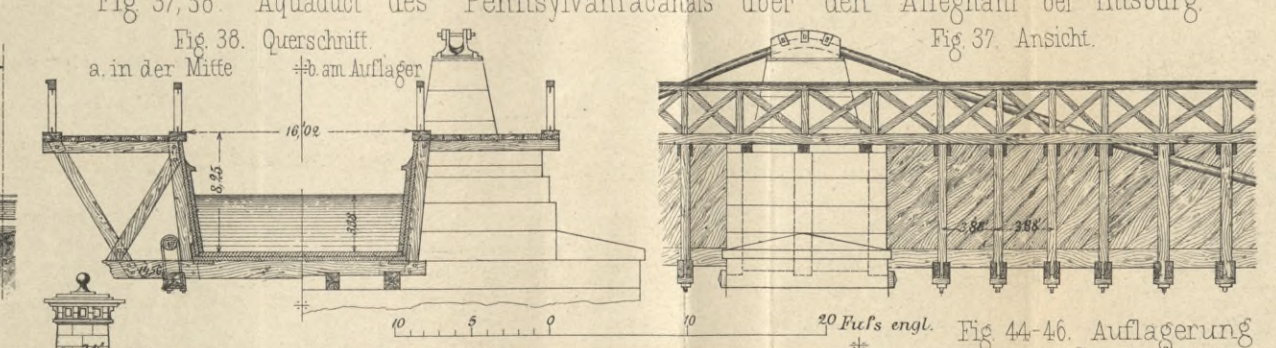
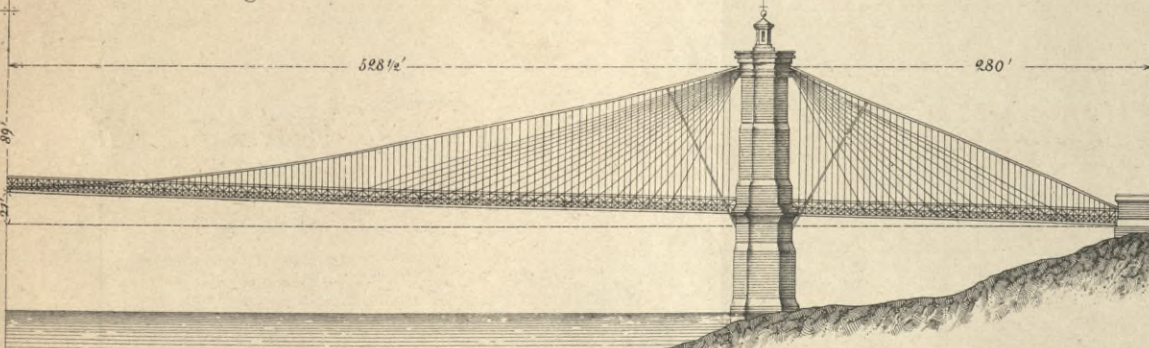
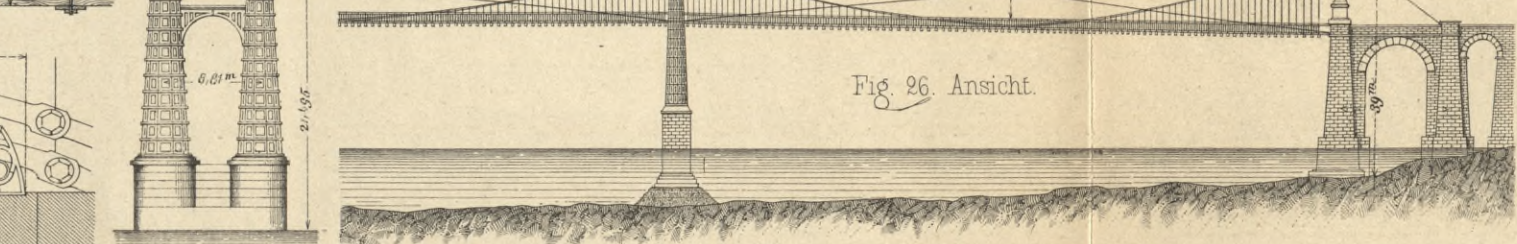
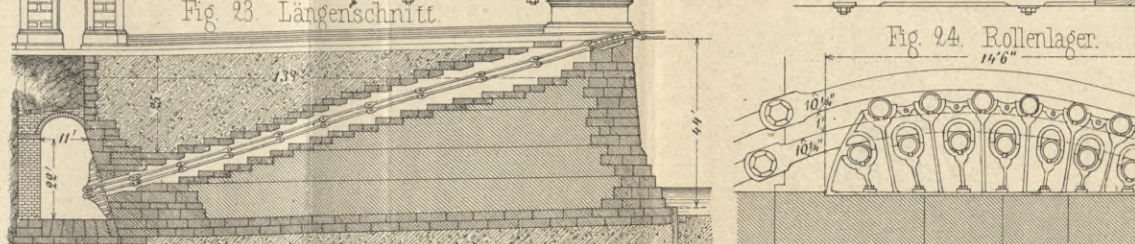
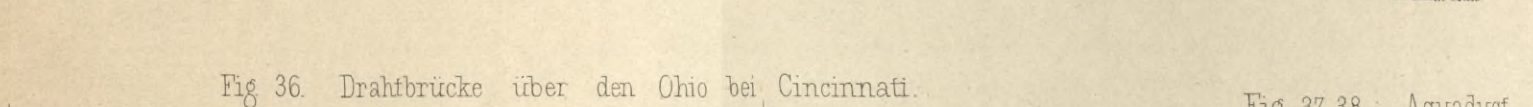
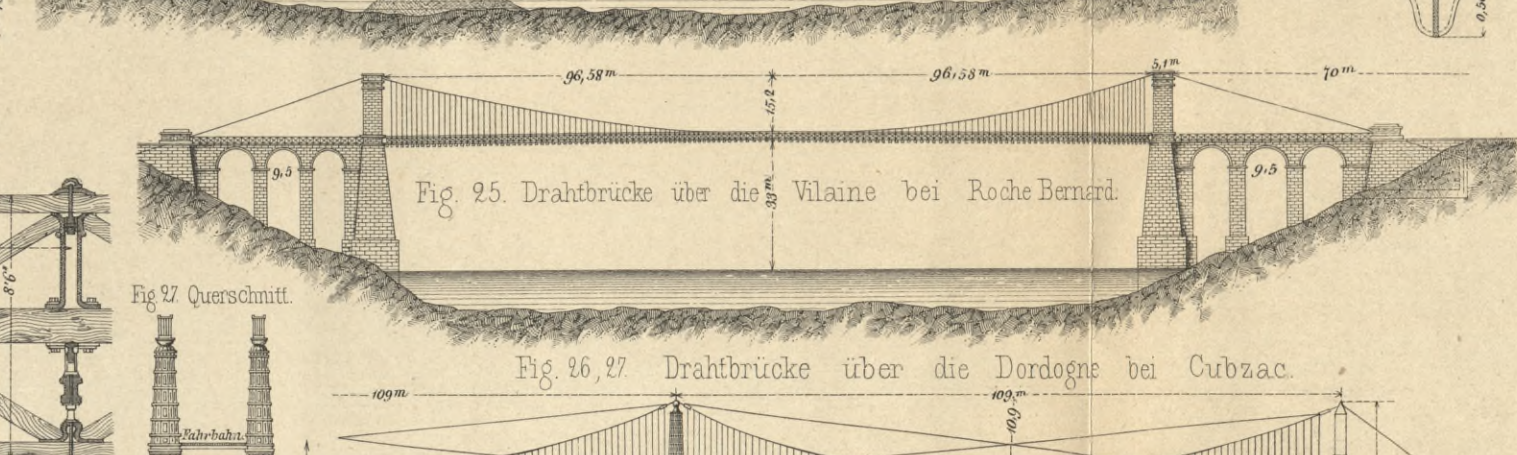
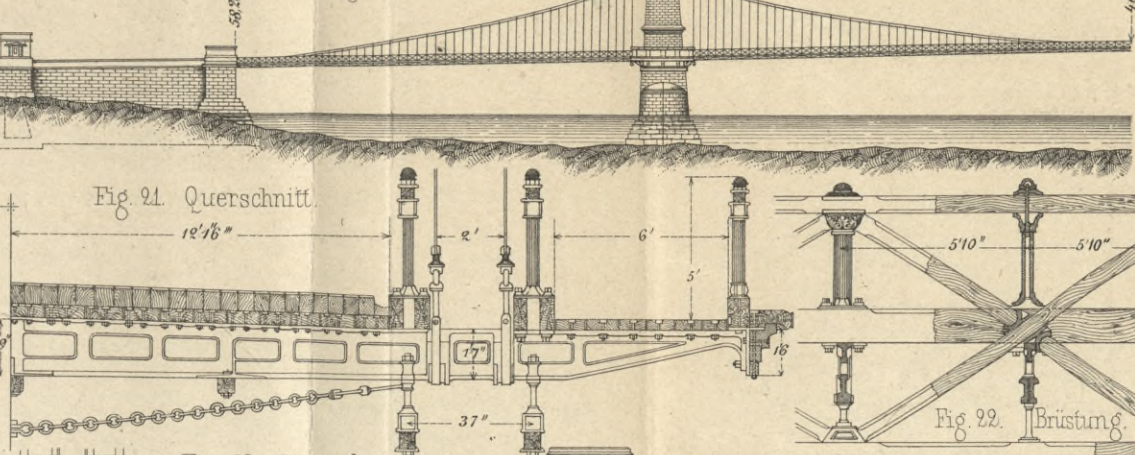
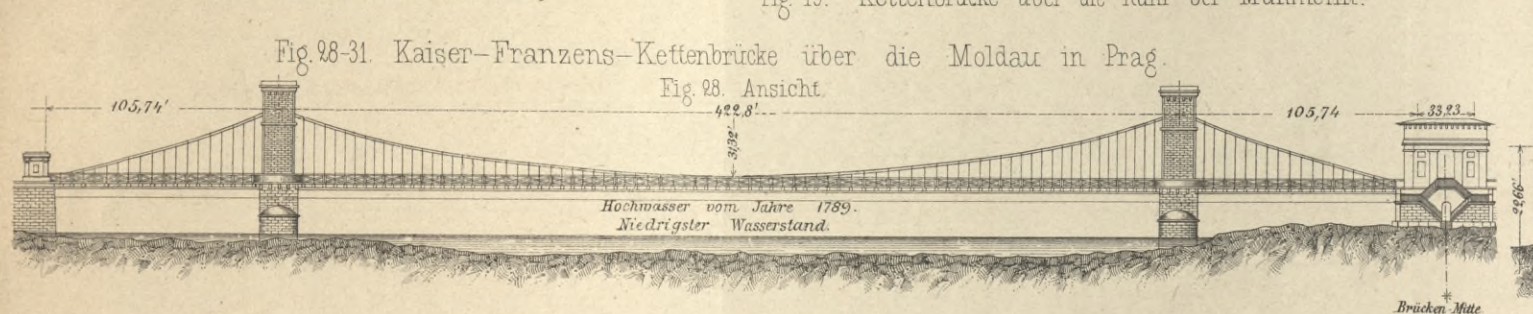
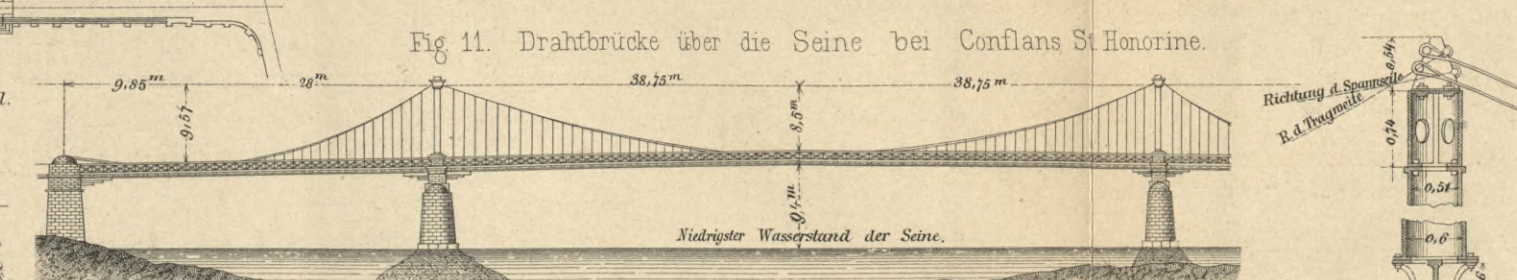
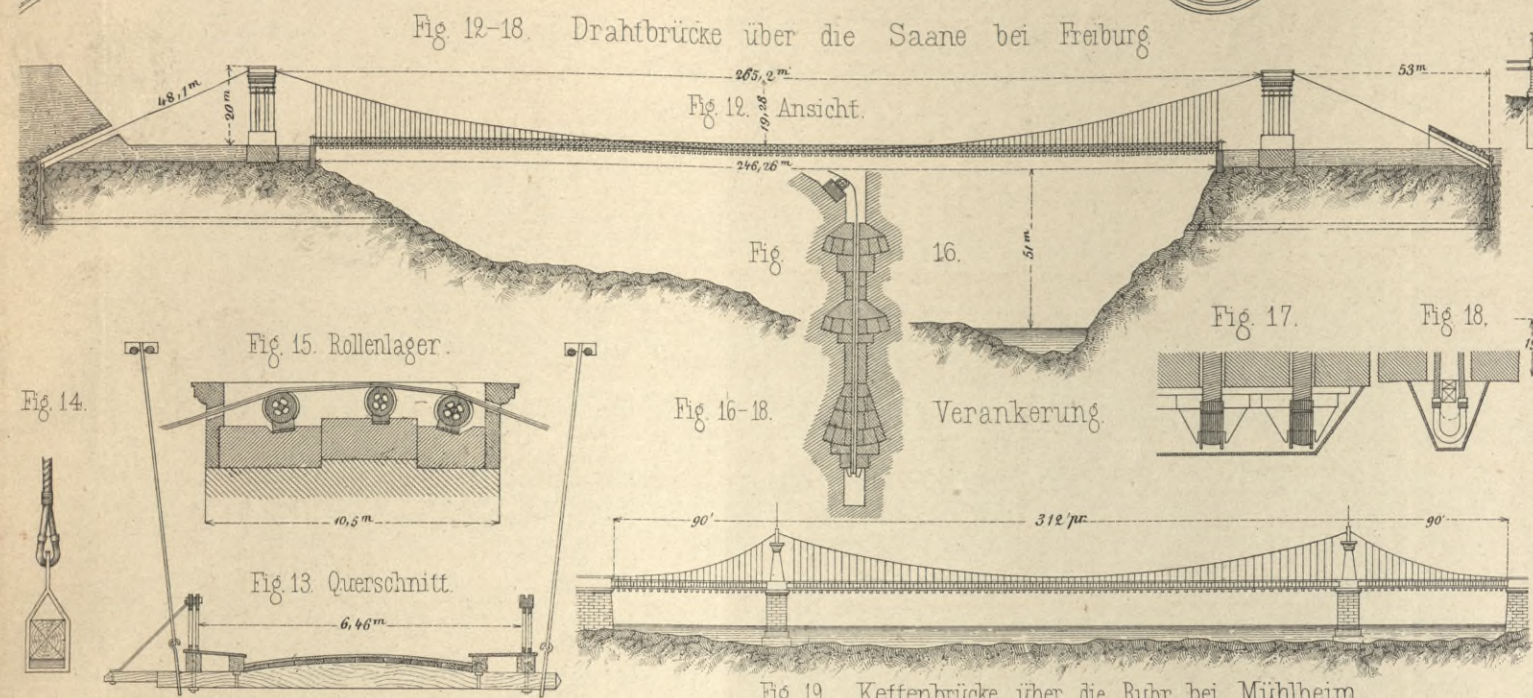
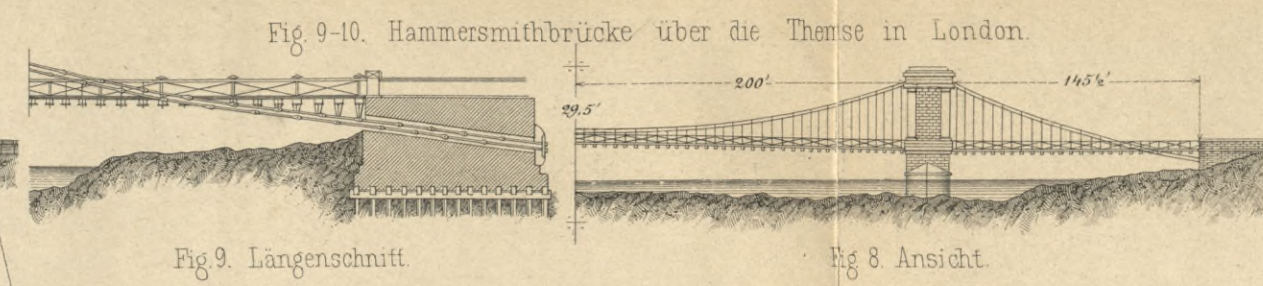
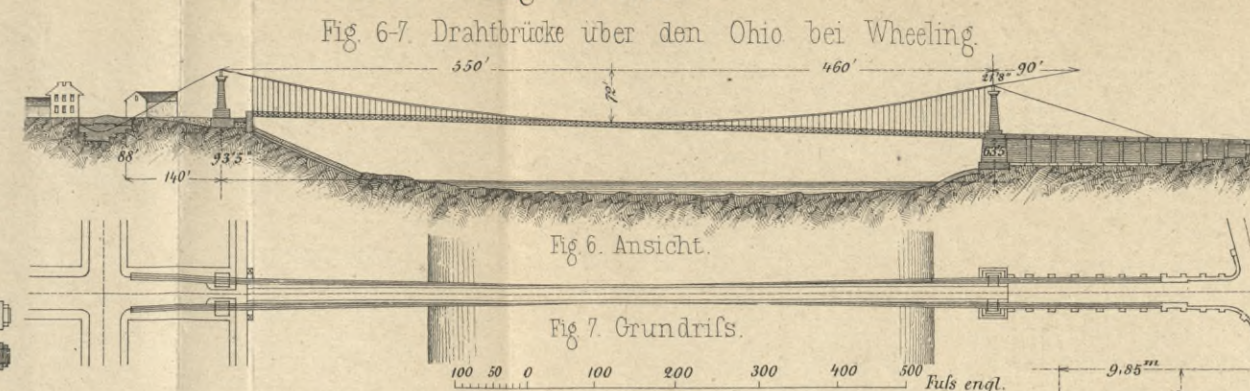
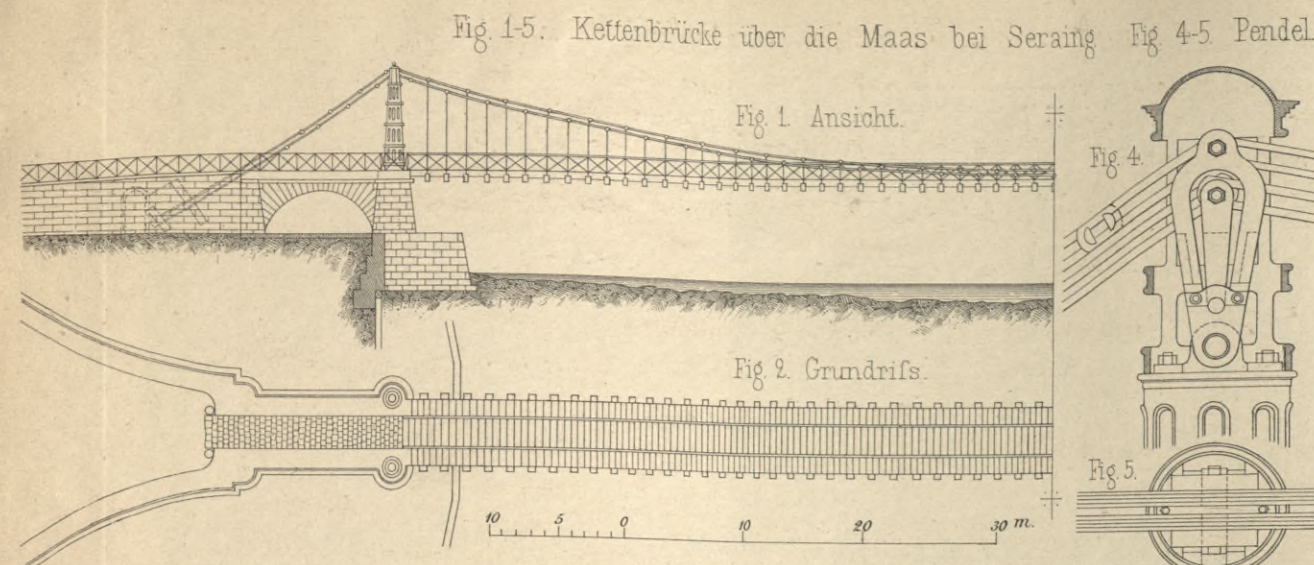
*) Nach der Zeitfolge geordnet.

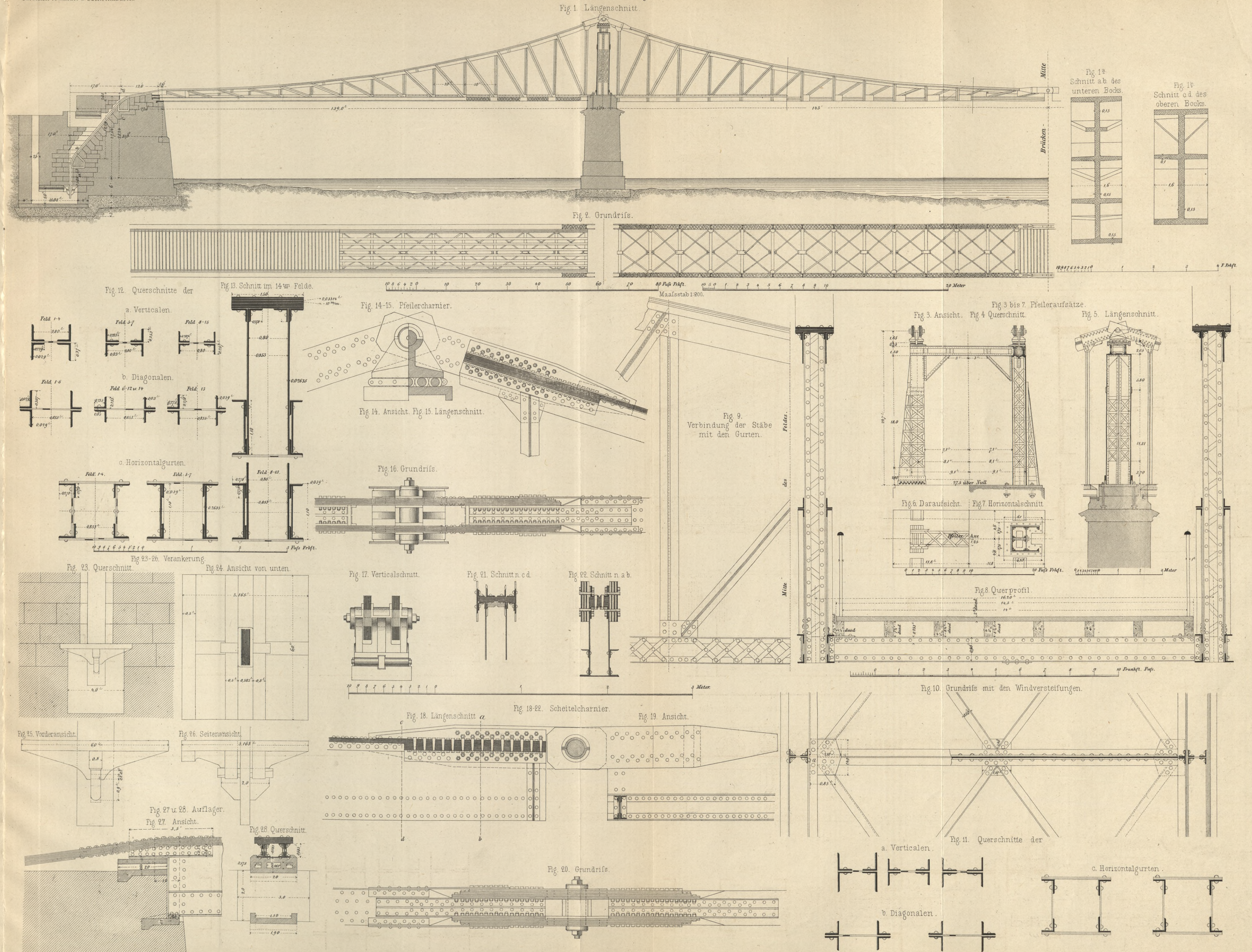
Verbesserungen.

S. 32, Z. 1 v. u. lies Bork statt Bock.

In Textfig. 19, 20 u. 22 lies l statt $\frac{l}{2}$.

In Fig. 31, Taf. 5 fehlt am Schnittpunkt der Linien hg und kl der Buchstabe i .





Bahnhof Gotha

Fig 1-2. Seitenbrücke.

Fig 1 Ansicht.

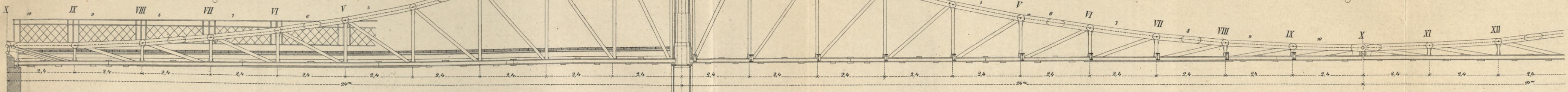


Fig 2 Grundriss.

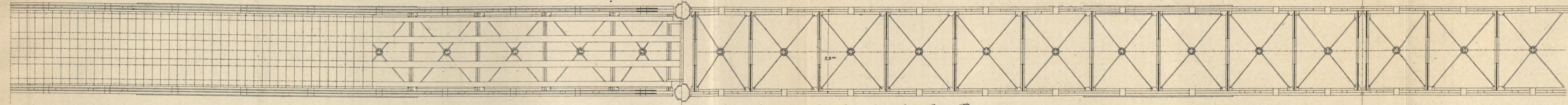


Fig 3 4. Mittelbrücke.

Fig 3 Ansicht.

Fig 4 Grundriss.

Fig 7-37. Details der Mittelbrücke

Fig 21 Diagonale des fünften Feldes

Fig 5+6 Diagramm der Abmessungen und Spannungen.

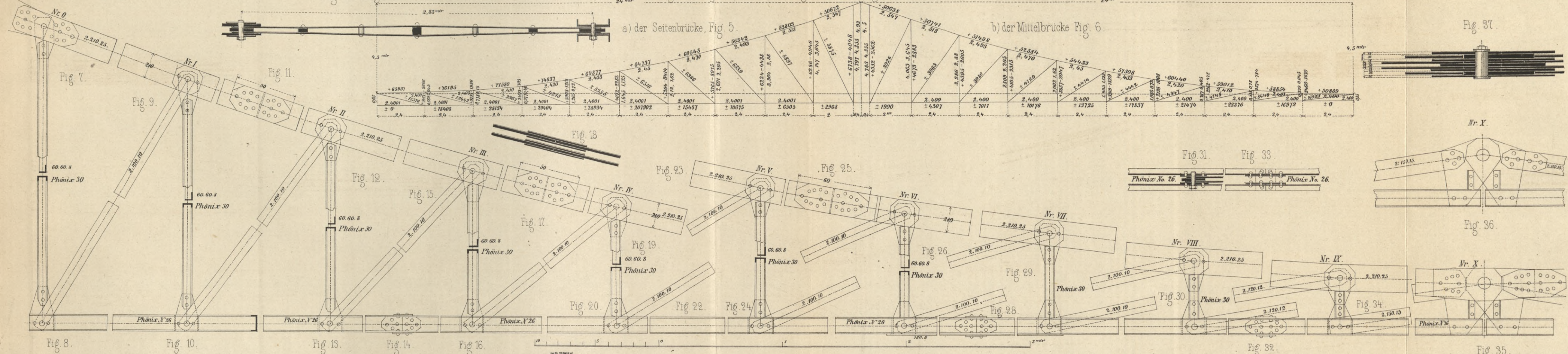


Fig 38, 39. Querschnitt des Seitenträgers.

Fig 38 durch IX.

Fig 39 durch V.

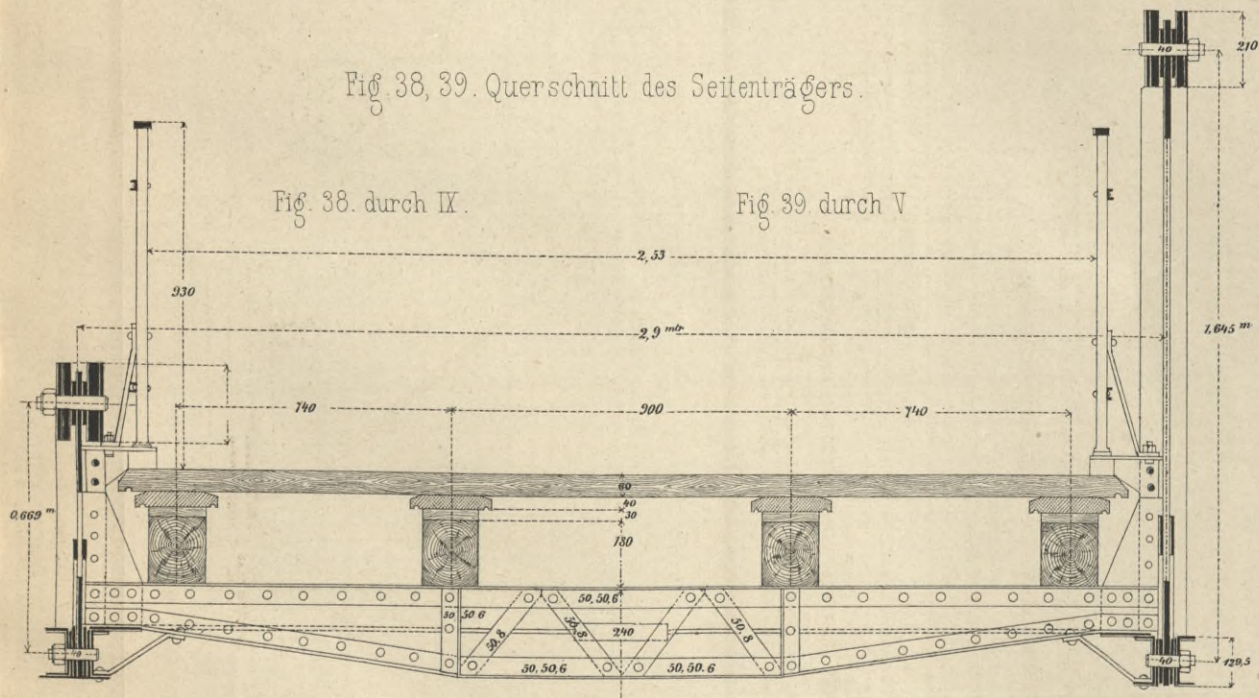
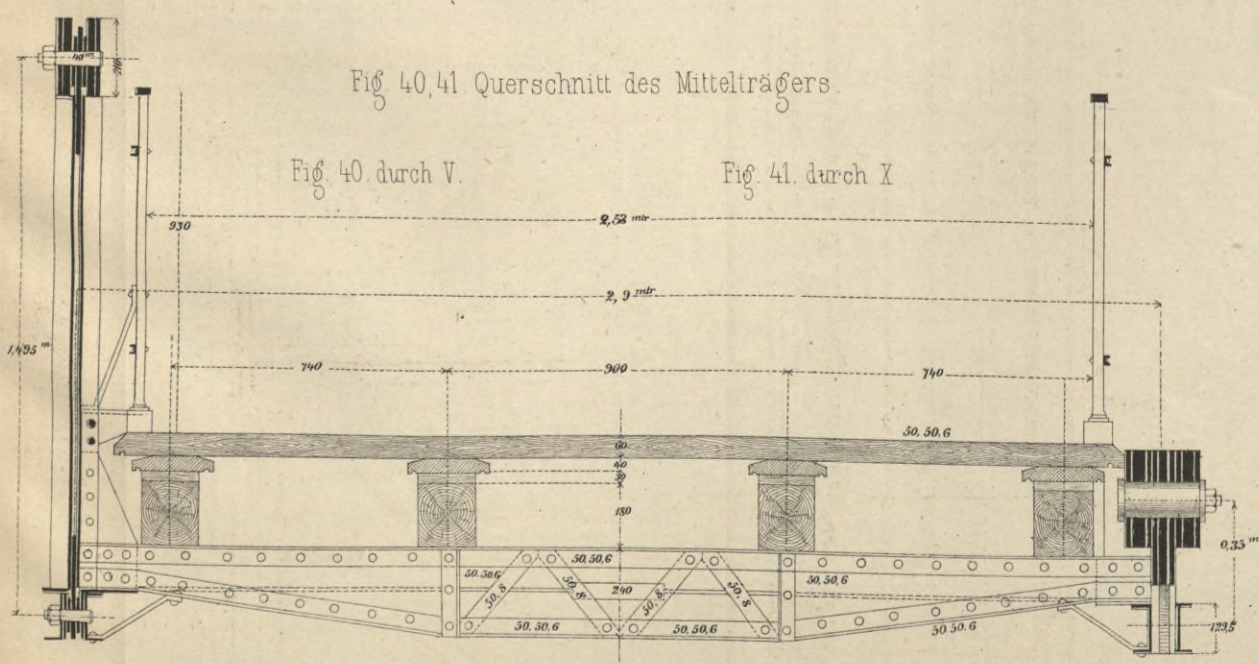


Fig 40, 41. Querschnitt des Mittelträgers.

Fig 40 durch V.

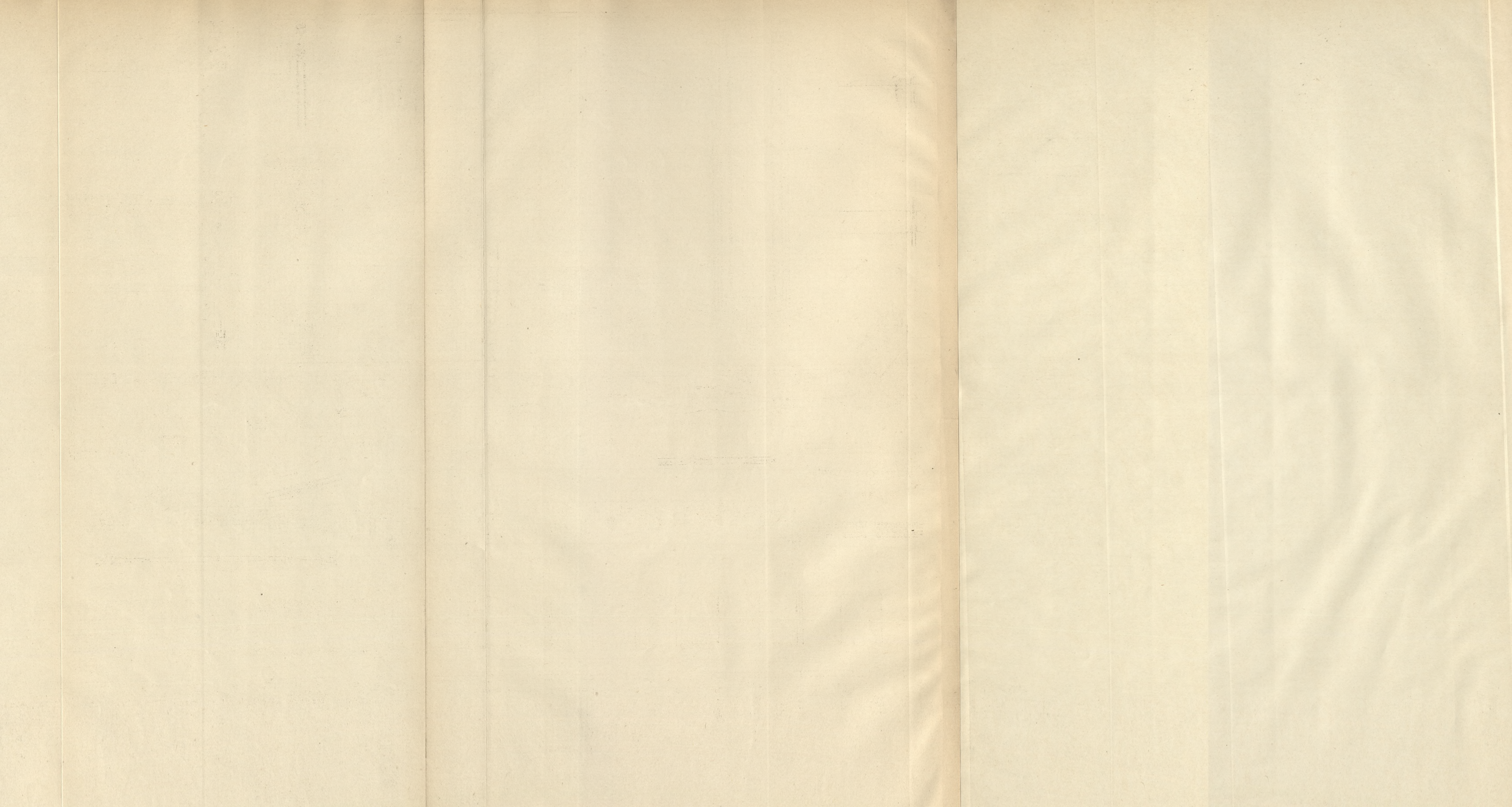
Fig 41 durch IX.



Heinering, Die Brücken der Gegenwart.

Lith. Anst. v. F. Wirtz, Darmstadt.

J. Palmé ges.



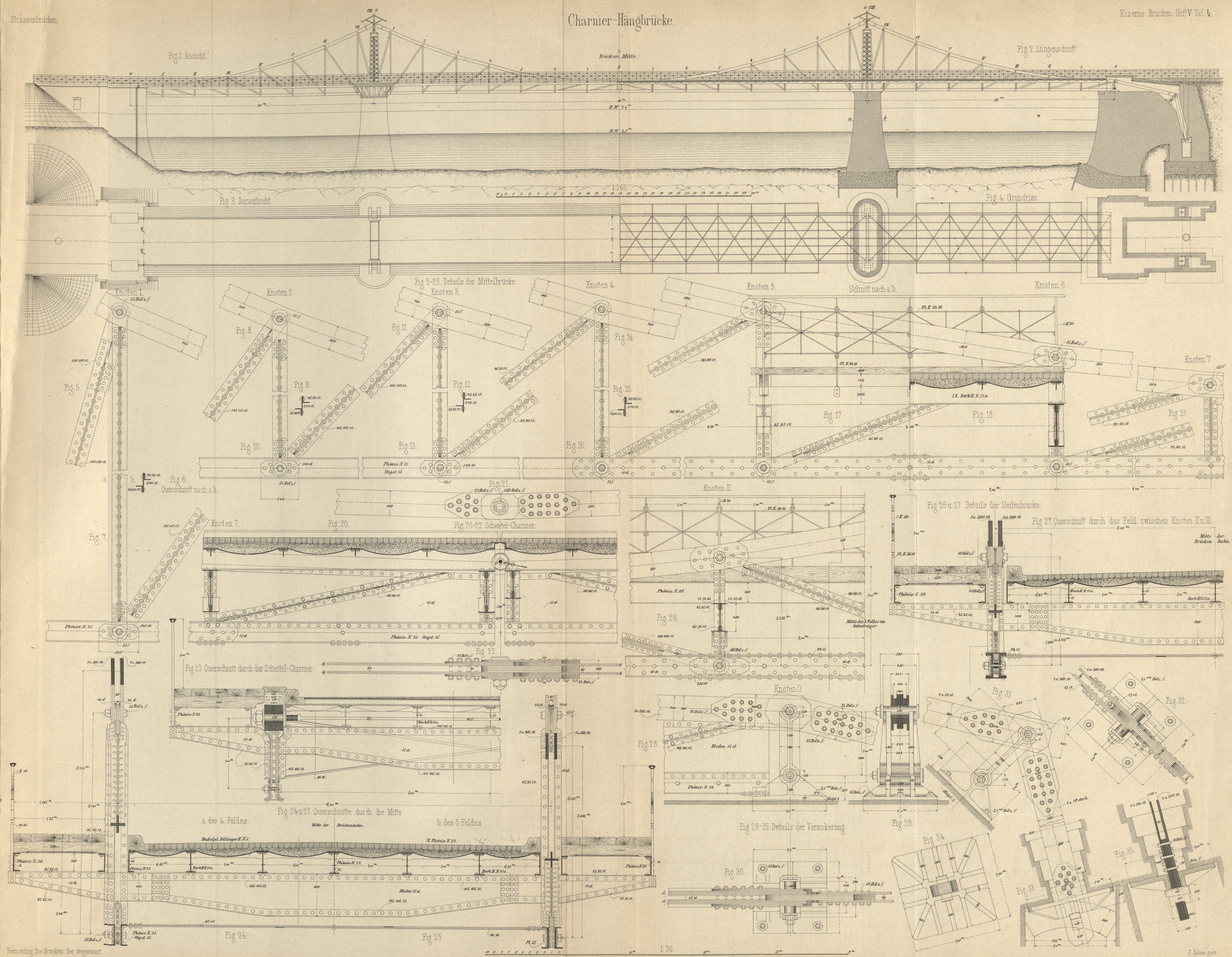


Fig. 1 bis 12. Fussgängerbrücke über den Bahnhof Gotha.

Fig. 1 bis 6. Nördliche Rampe.

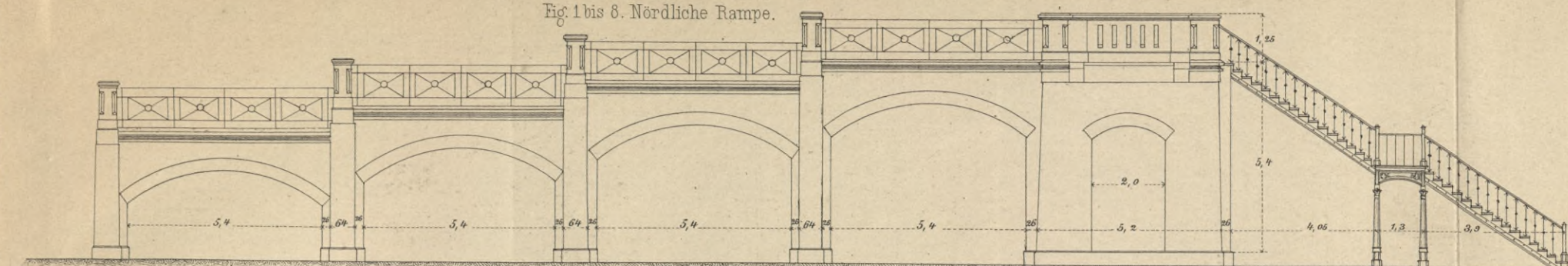


Fig. 1 Ansicht.

Fig. 2. Längenschnitt.

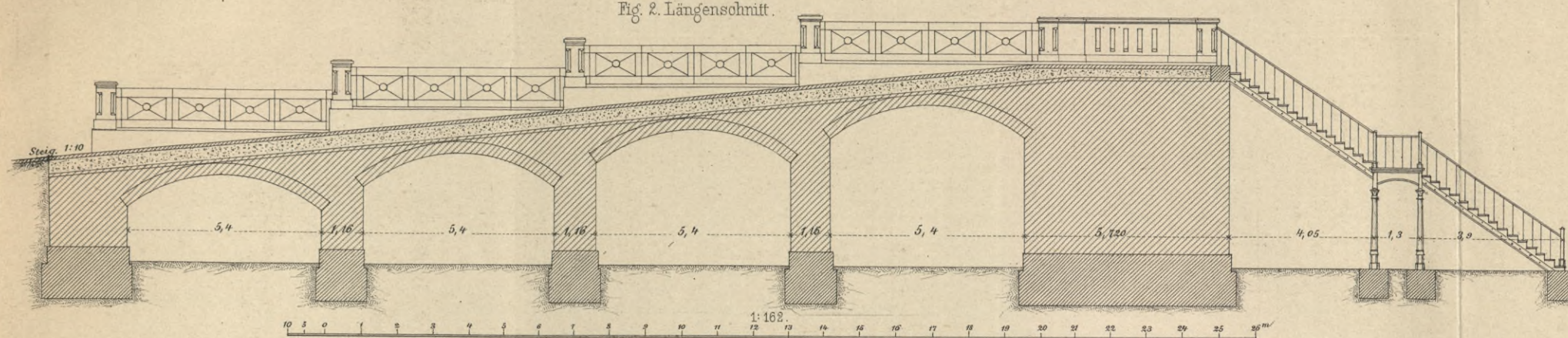


Fig. 3 Querschnitt.

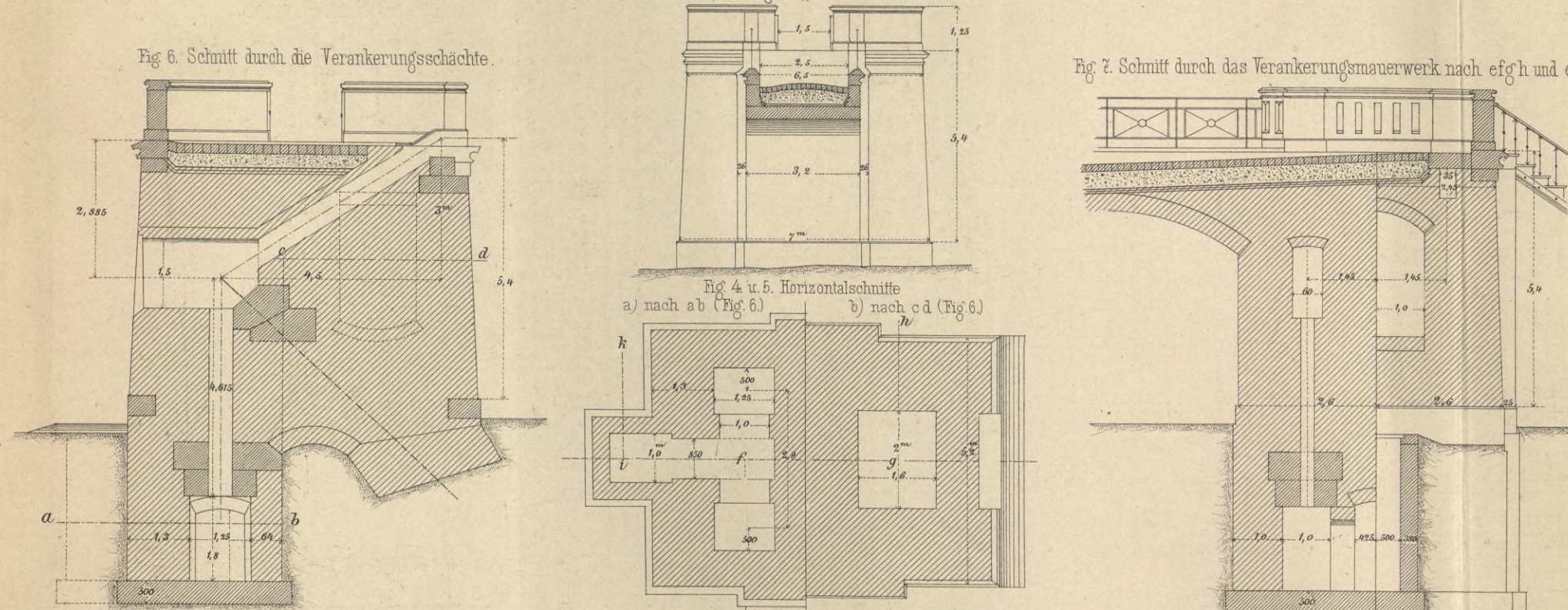


Fig. 6. Schnitt durch die Verankerungsschächte.

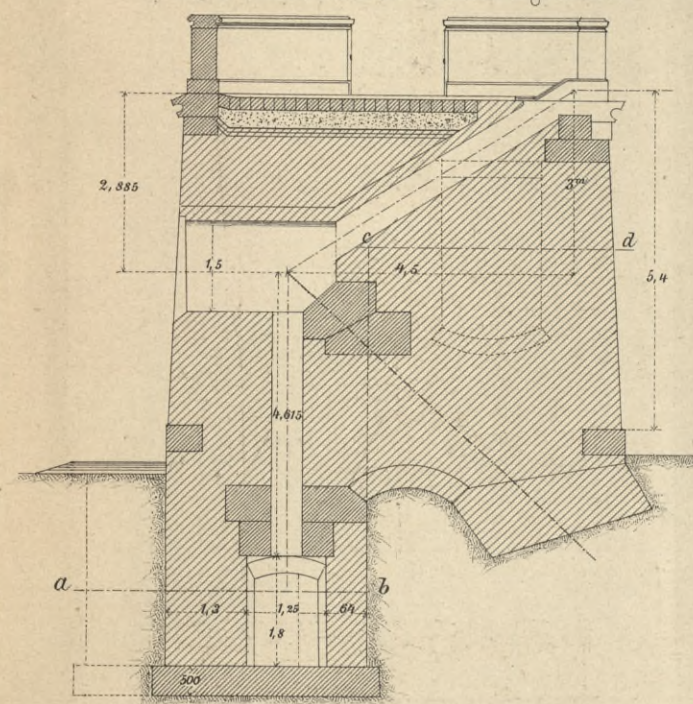


Fig. 4 u. 5. Horizontalschnitte a) nach ab (Fig. 6) b) nach cd (Fig. 6)

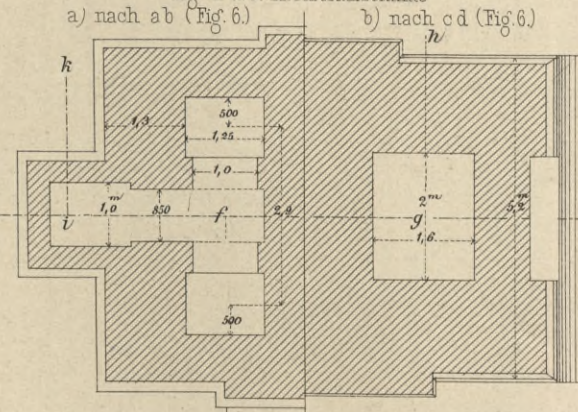


Fig. 7. Schnitt durch das Verankerungsmauerwerk nach efg h und e f k.

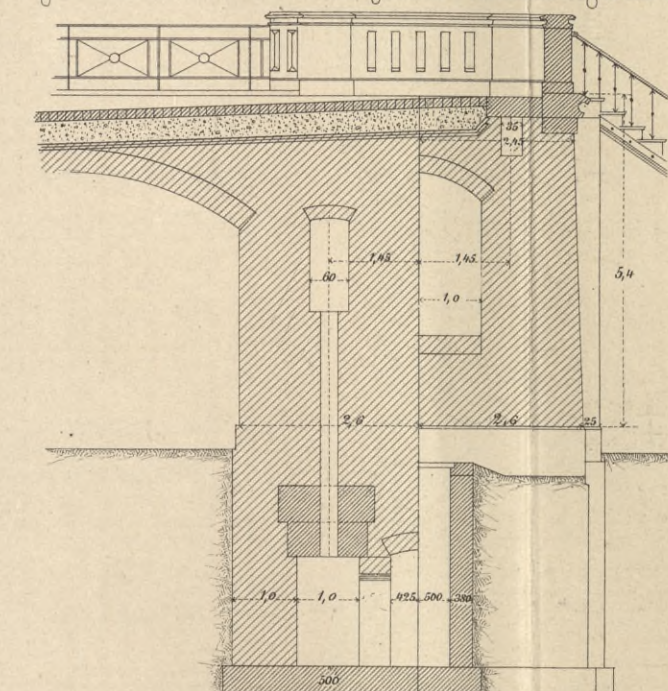


Fig. 9 bis 12. Südliche Rampe.

Fig. 9 Ansicht.

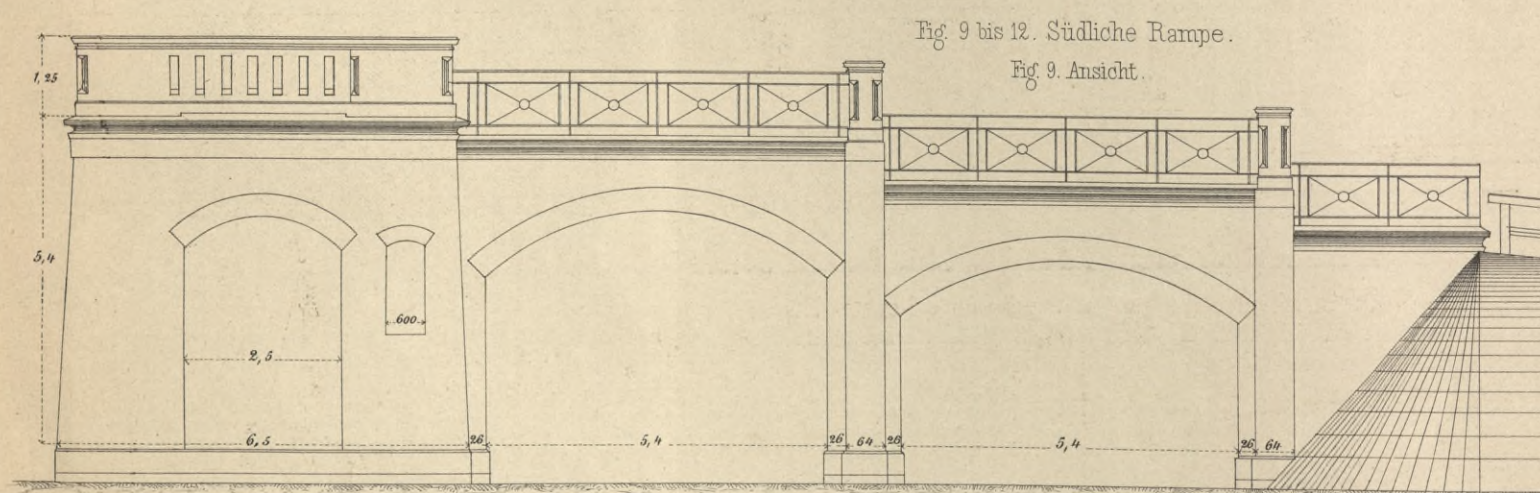


Fig. 8. Darraufsicht.

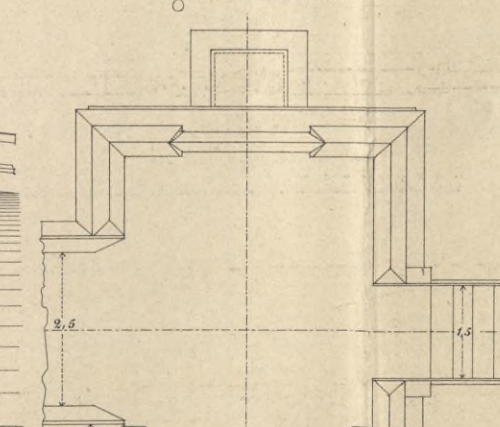


Fig. 10 Längenschnitt.

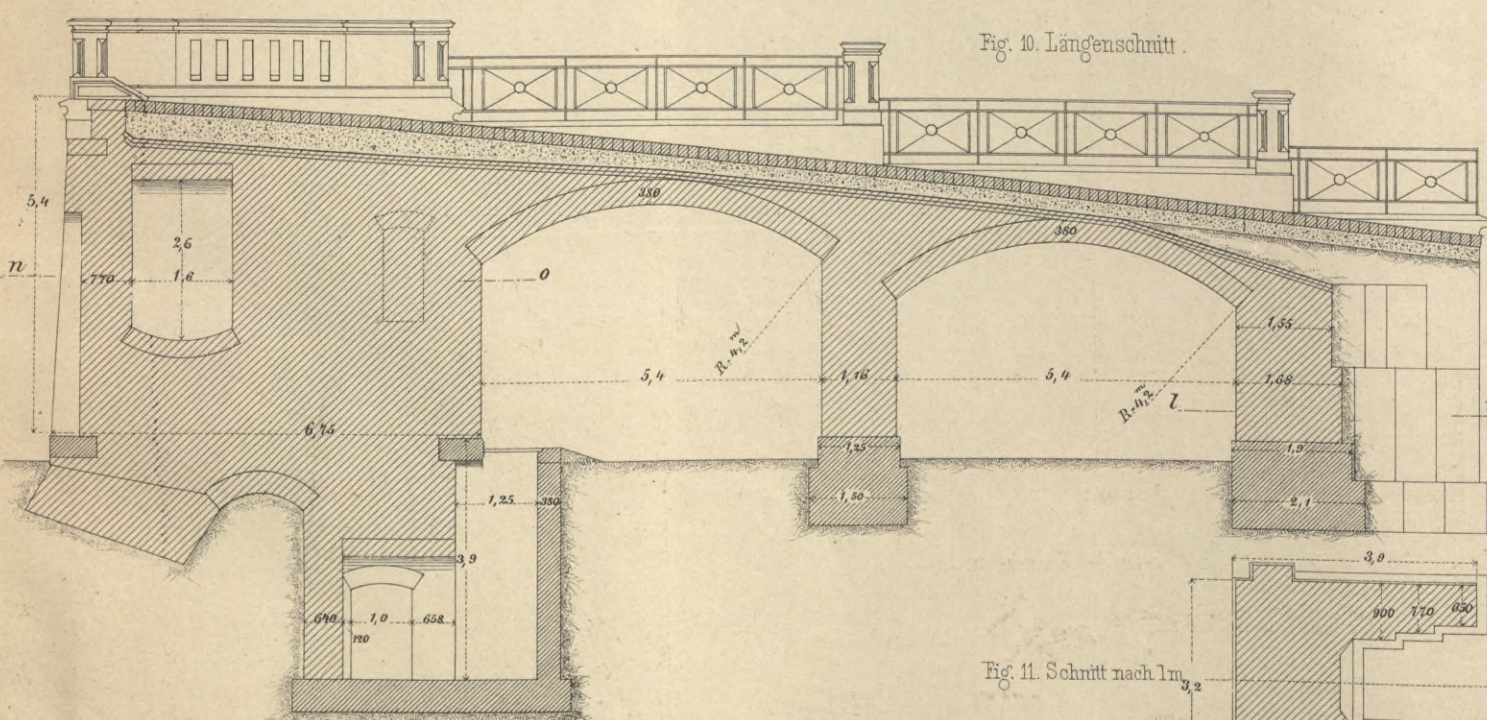


Fig. 11. Schnitt nach l m.

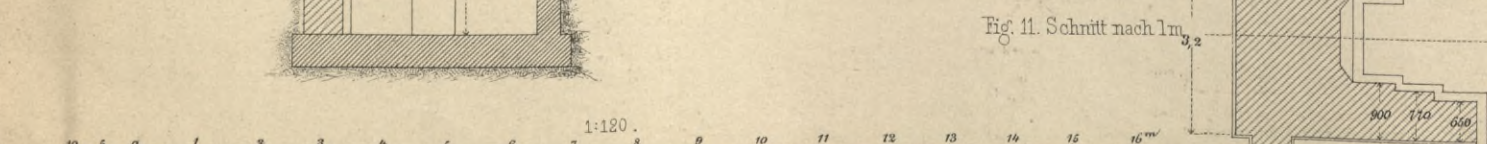


Fig. 12. Schnitt nach n o. (Fig. 10).

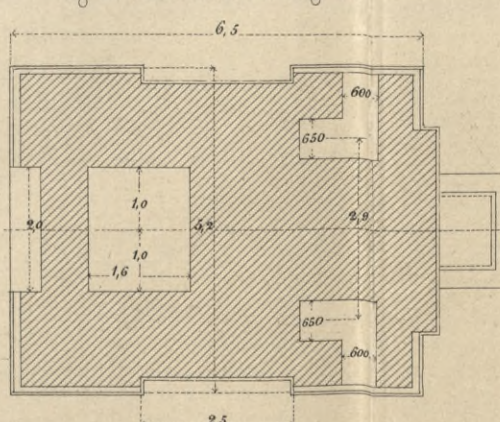


Fig. 13. Ansicht des schmiedeeisernen Pfeiler-Aufsatzes.

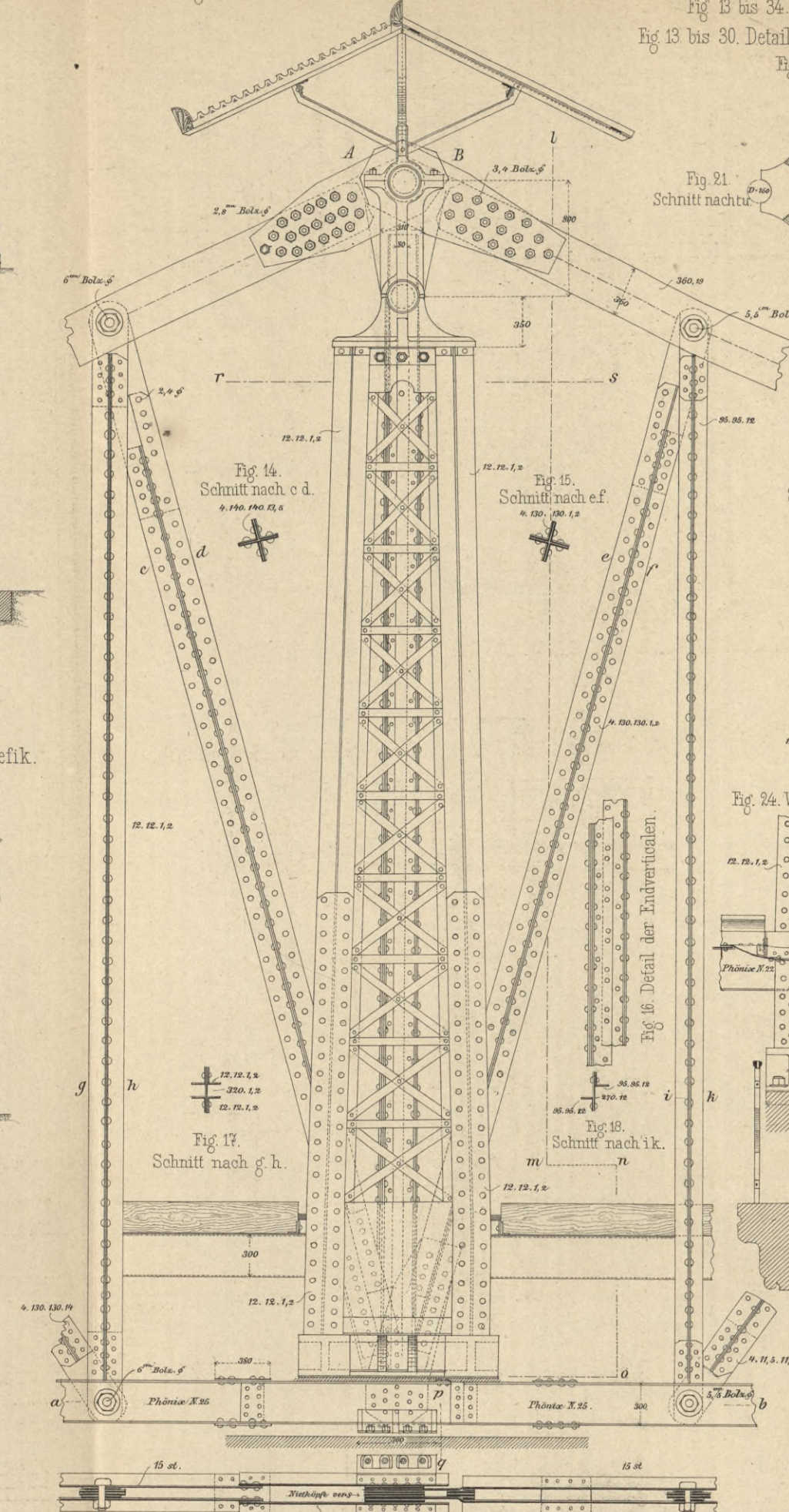


Fig. 13 bis 34. Strassenbrücke.

Fig. 13 bis 30. Details der Zwischenpfeiler.

Fig. 20 bis 22. Details des Fendellagers.

Fig. 25. Vertikalschnitt nach l m o p q.

Fig. 26 u. 27. Kettenaschen A u. B. (Fig. 13)

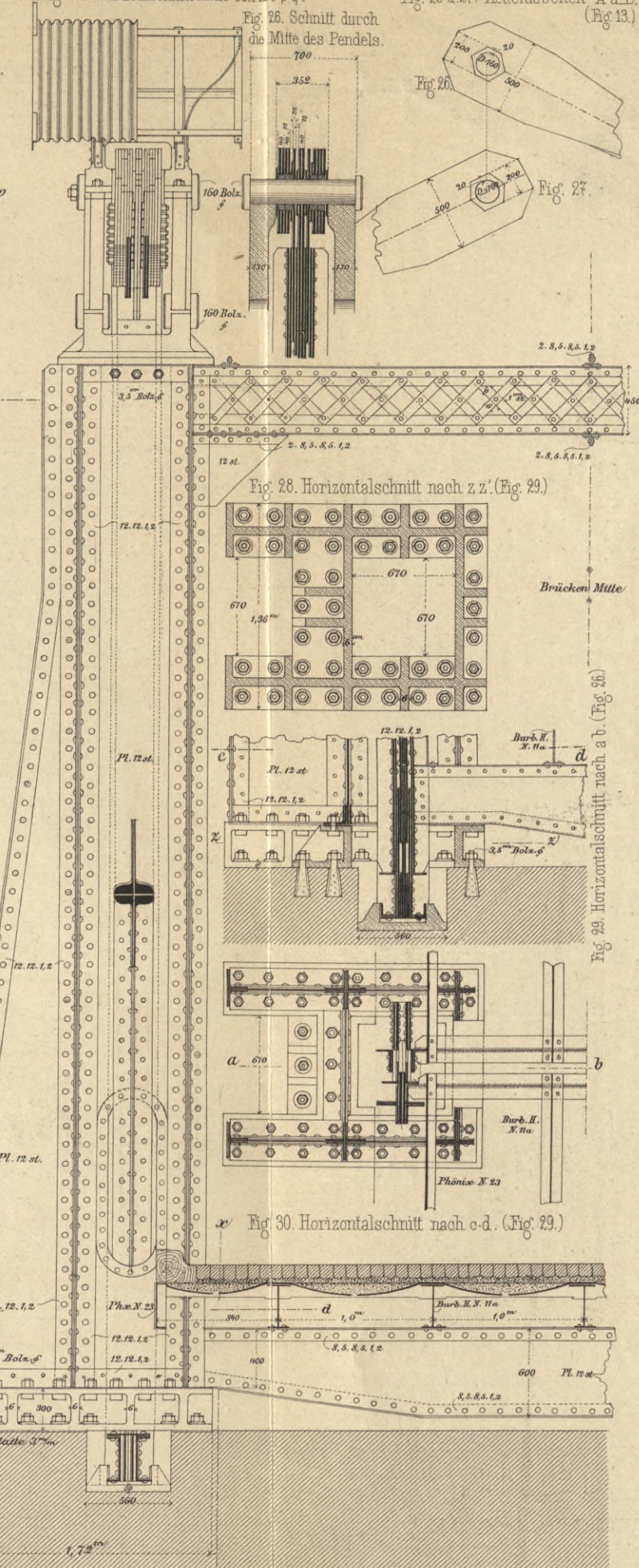


Fig. 19. Horizontalschnitt nach a b.

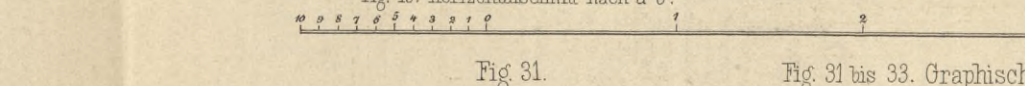


Fig. 31.

Fig. 31 bis 33. Graphische Berechnung des Verankerungsmauerwerks.

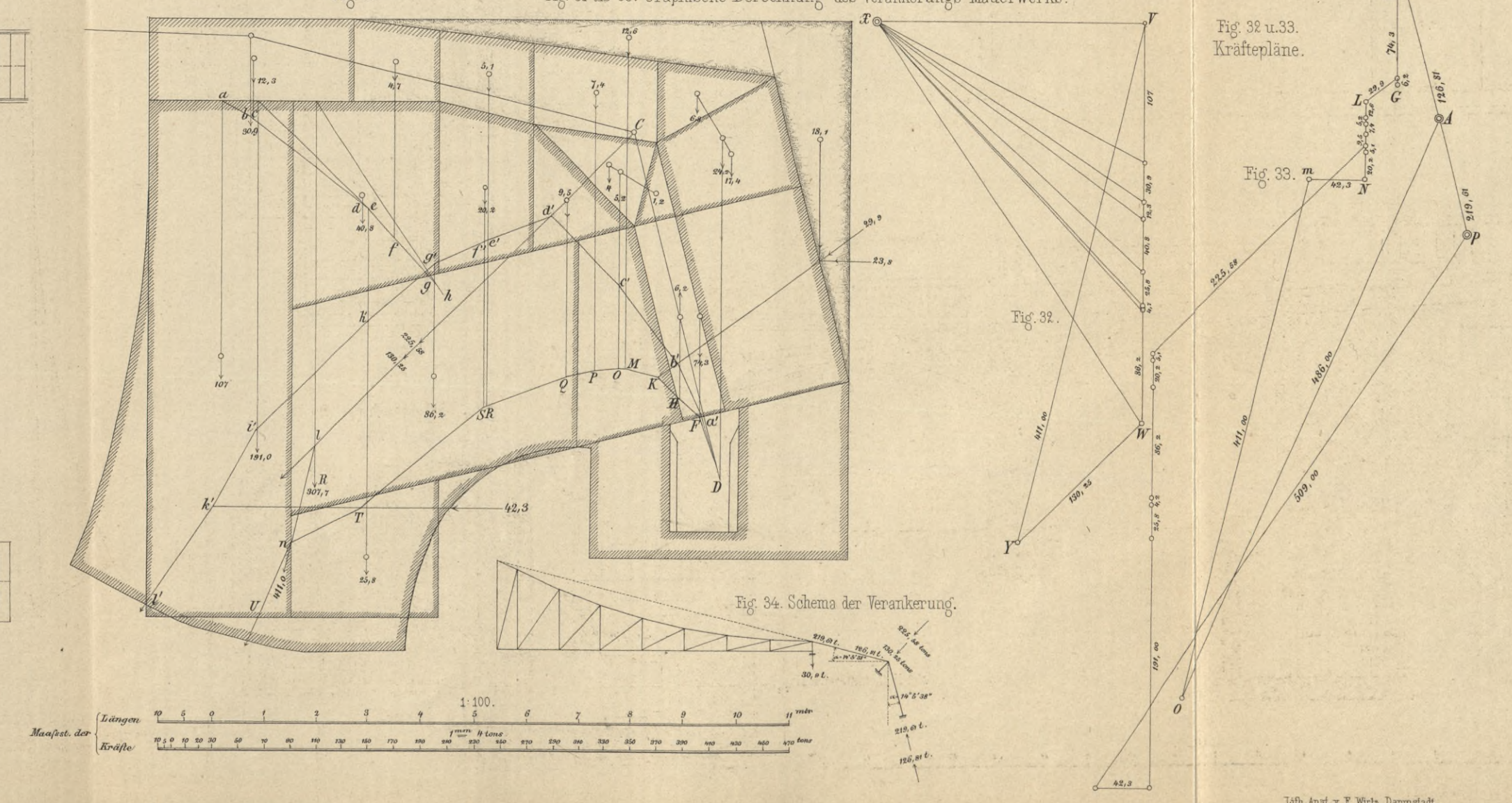
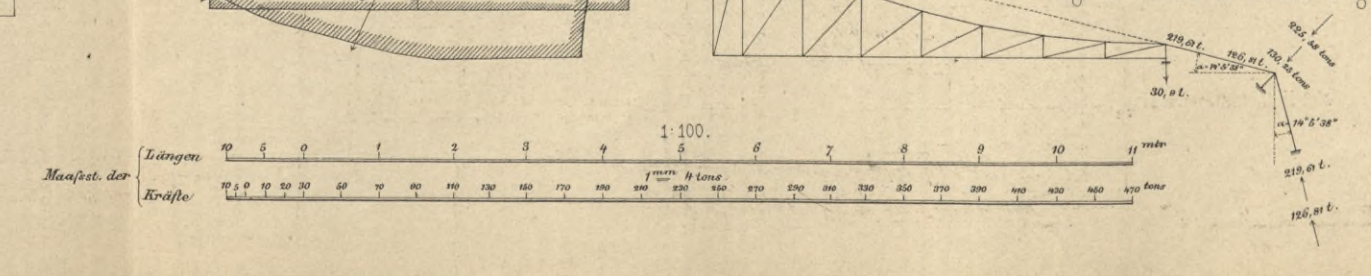
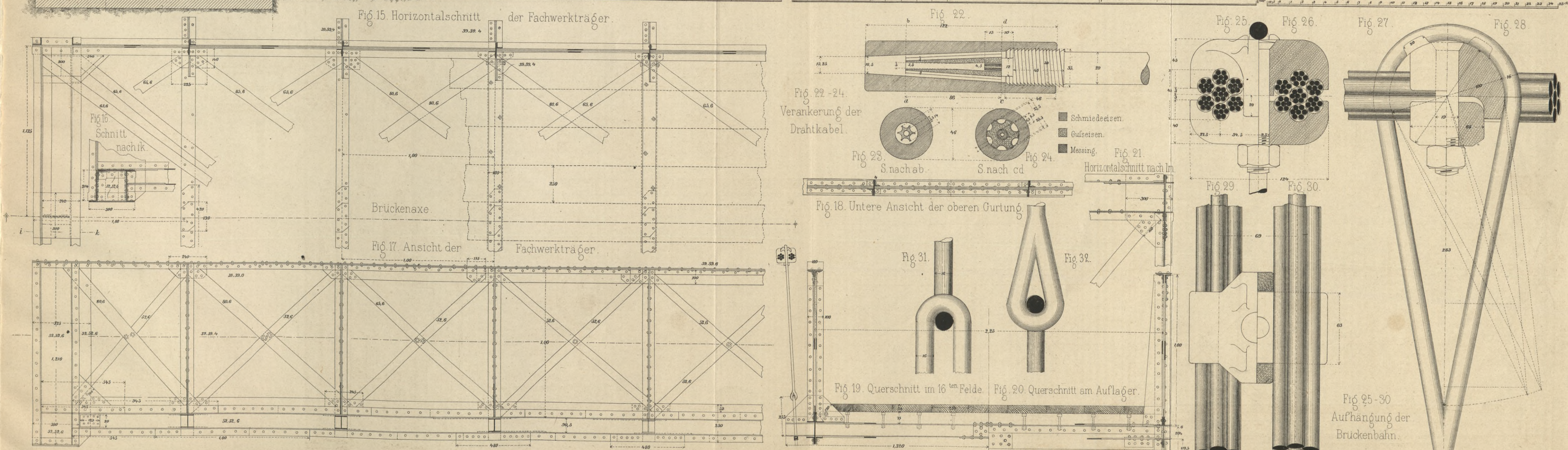
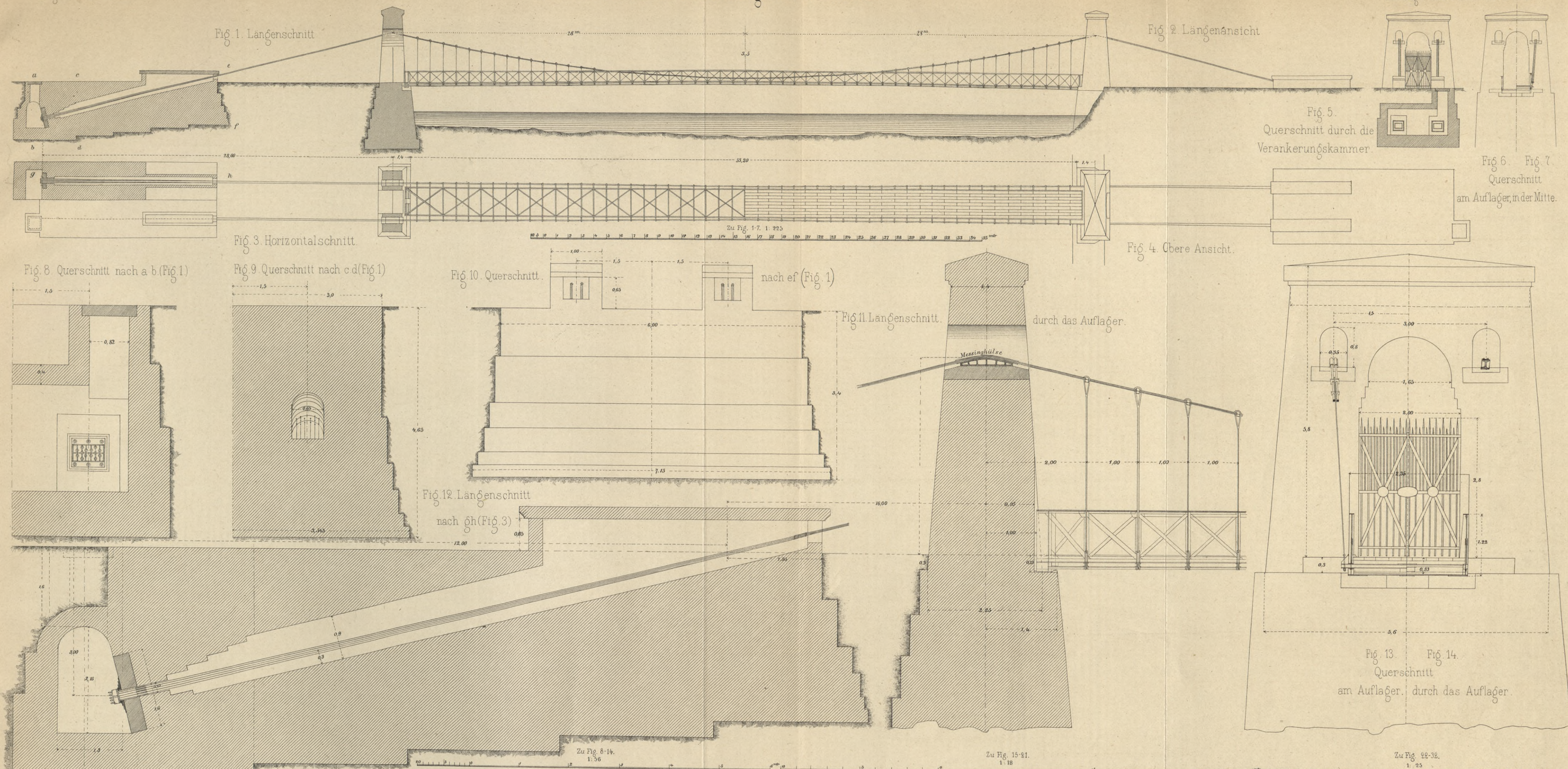


Fig. 32 u. 33. Kräftepläne.

Fig. 33.

Fig. 34. Schema der Verankerung.







S 1001



WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA

IV 35189
L. inw.

Kdn., Czapskich 4 — 678. 1. XII. 52. 10.000

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000302821