



Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000301156

Feb 2 Sunday

At home

at home

at home

x
1776

Lr.

Der Brückenbau

in seinem ganzen Umfange

und

mit besonderer Rücksicht auf die neuesten Constructionen.

Ein Leitfaden zu Vorlesungen und zum Selbstunterrichte für Wasser- und Straßenbau-
Ingenieure und andere Techniker

von

Max Becker,

Oberbaurath bei der Großherzogl. Ober-Direction des Wasser- und Straßenbaues, vorm. Professor an der
technischen Hochschule zu Carlsruhe, Ritter des Großherzogl. badischen Zähringer Löwenordens, des Königl.
preuß. Kronenordens III. Classe, des Königl. bayerischen Verdienstordens vom heil. Michael, des Königl.
württembergischen Kronordens, des Herzogl. Nassauischen Civilverdienstordens Adolf von Nassau.

Mit einem Atlas von 44 lithogr. Tafeln in gr. Folio.

Vierte, verbesserte und vermehrte Auflage.

Neue Ausgabe.

J. Nr. 18460

Dresden

Verlag von Gerhard Kühtmann

früher Verlag von Baumgärtner's Buchhandlung

LEIPZIG 1882.

VII. C. 6.



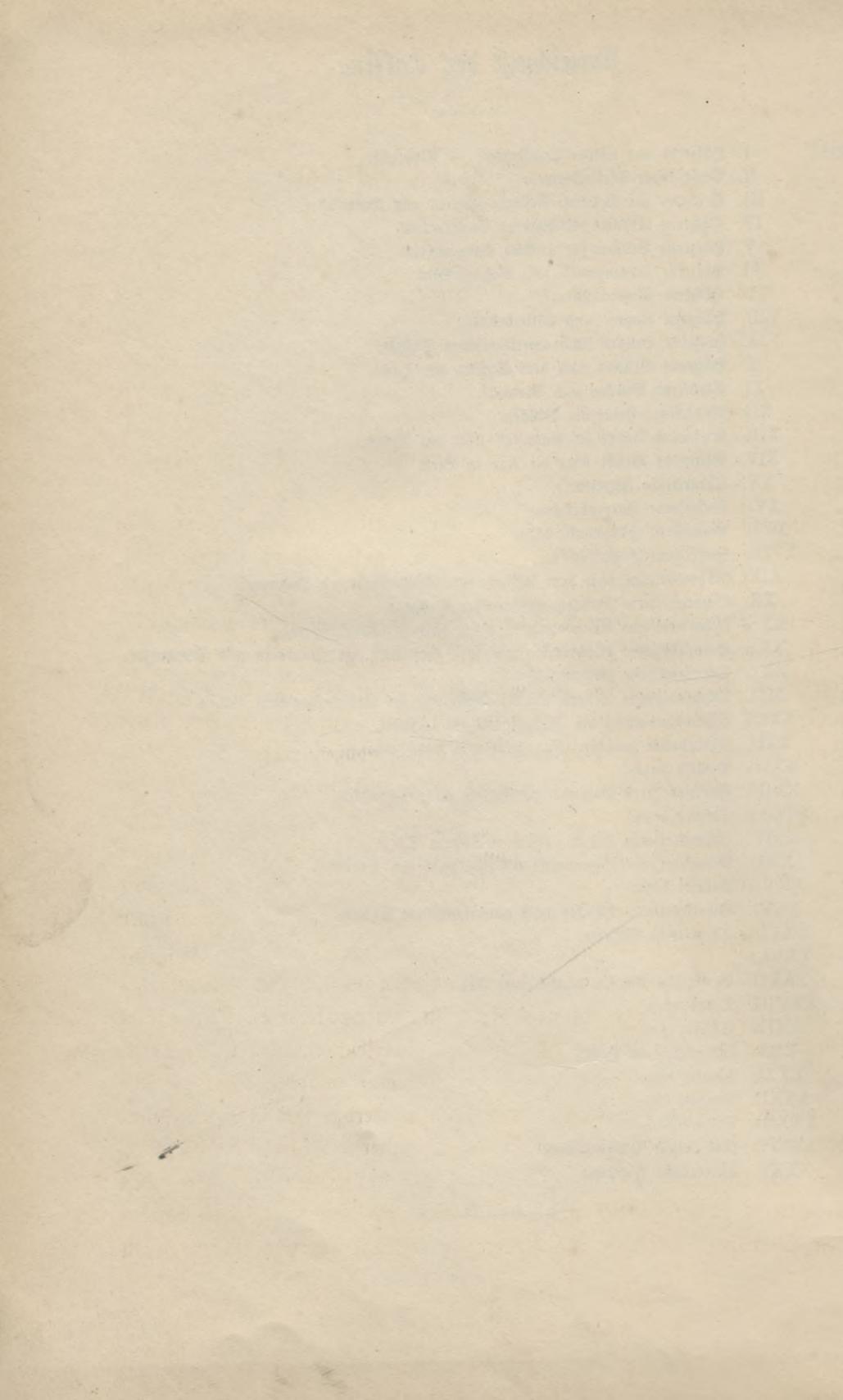


III. 241651

Akc. Nr. 5274/50

Verzeichniß der Tafeln.

Tafel.	I. Hölzerne und eiserne Brückenjoche — Eisbrecher.
"	II. Verschiedene Pfeilerformen.
"	III. Geländer für Brücken, Gesimse, Gurten und Randelaber.
"	IV. Hölzerne Brücken verschiedener Construction.
"	V. Hölzerne Brücken für größere Spannweiten.
"	VI. Hölzerne Sprengwerk- und Bogenbrücken.
"	VII. Hölzerne Bogenbrücken.
"	VIII. Hölzerne Bogen- und Gitterbrücken.
"	IX. Hölzerne Brücken nach amerikanischem System.
"	X. Hölzerne Brücken nach dem System von Howe.
"	XI. Steinerne Brücken und Viaducte.
"	XII. Widerlager steinerne Brücken.
"	XIII. Steinerne Brücke bei Cannstatt über den Neckar.
"	XIV. Steinerne Brücke über die Aar in Bern.
"	XV. Theoretische Figuren.
"	XVI. Gußeiserne Barrenbrücken.
"	XVII. Gußeiserne Hängwerkbrücken.
"	XVIII. Gußeiserne Bogenbrücken.
"	XIX. Röhrenbrücken nach dem System von Reichenbach und Polonceau.
"	XX. Schmiedeeiserne Brücken verschiedener Systeme.
"	XX. a Schmiedeeiserne Eisenbahnbrücken für kleinere Spannweiten.
"	XX. b Schmiedeeiserne Blechbrücken nach den Systemen von Fairbairn und Stephenson.
"	XX. c Schmiedeeiserne Gitterbrücken.
"	XXI. Schmiedeeiserne Gitterbrücke bei Offenburg im Großherzogthum Baden.
"	XXI. a Eisenbahnviaduct bei Freiburg in der Schweiz.
"	XXII. Rheinbrücke zwischen Mannheim und Ludwigshafen.
"	XXII. a Details dazu.
"	XXIII. Schmiedeeiserne Bogenhängwerkbrücke nach Schwebler.
"	XXIII. a Details dazu.
"	XXIV. Schmiedeeiserne Brücke nach dem System Pauli.
"	XXV. Schmiedeeiserne Bogenbrücke bei Mülheim von Hartwich.
"	XXV. a Details dazu.
"	XXVI. Schmiedeeiserne Brücken nach amerikanischem System.
"	XXVI. a Theoretische Figuren.
"	XXVI. b " " "
"	XXVII. Bewegliche Brücken verschiedener Art.
"	XXVIII. Drehbrücken.
"	XXIX. Schiffsbrücken.
"	XXX. Kettenbrücke in Prag.
"	XXXI. Details dazu.
"	XXXII. Drahtbrücken.
"	XXXIII. Bandbrücken.
"	XXXIV. Militärische Brückensysteme.
"	XXXV. Theoretische Figuren.



Vorwort zur ersten Auflage.

Der wichtigste Gegenstand der angewandten Baukunde ist wohl der Brückenbau, da ohne ihn fast kein größeres zusammengesetztes Werk des Ingenieurs ausgeführt werden kann.

Betrachtet man die Literatur des Brückenbaues und rechnet zu den eigentlichen Werken dieses Gegenstandes der Ingenieurwissenschaft noch alle einzelne wissenschaftliche Abhandlungen und Beschreibungen über größere Bauwerke, die ohne Zweifel einen sehr bedeutenden Reichthum von Theorien und Erfahrungen enthalten, so möchte es vielleicht den Anschein haben, als sei ein weiterer Zuwachs dieser Literatur unnöthig gewesen, wenn nicht zwei Umstände sogleich zu dem gegentheiligen Resultat führen müßten, nämlich die, daß in keinem neueren Werke des Brückenbaues Alles, was brauchbar und zeitgemäß ist, in gedrängter Kürze und nach einem gewissen System geordnet beisammen steht, und sodann, daß gerade durch den in den letzten Jahren stattgehabten lebhaften Aufschwung des Brückenbaues ganz neue Brückensysteme Anwendung gefunden haben, durch welche viele ältere Constructionen ihren praktischen Werth völlig einbüßen mußten.

Wenn der Mangel eines Werkes über Brückenbau, in welchem alle Constructionen, die man bis auf die neueste Zeit angewendet hat, praktisch und theoretisch abgehandelt sind, für den angehenden Ingenieur sehr fühlbar sein muß, indem dieser in den vorhandenen Werken nur schwer das noch brauchbare Material von dem unbrauchbaren zu unterscheiden vermag, das Neueste gar nicht findet und aus dem theoretischen Theil, der entweder ganz fehlt oder nur sehr spärlich gehalten ist, nur unvollkommen belehrt wird, so dürfte er es noch mehr für den praktischen Ingenieur sein, denn dieser will keine weitläufigen Beschreibungen älterer Bauwerke, wie sie in den Werken von Belidor und Perronet enthalten sind; die sehr voluminösen Werke von Gauthey und Sganzin werden ihm in vielen Fällen die gewünschte Auskunft nicht geben, da die neueren Systeme der hölzernen und eisernen Brücken ganz fehlen und die beweglichen und hängenden Brücken zu kurz behandelt sind; das Gleiche gilt von den älteren Werken von Wiebeking, Gerstner und Röder; er verlangt vielmehr ein Buch, in

welchem die älteren Bauwerke nur kurz angeführt, die neueren und neuesten aber klar beschrieben und ihre Vor- und Nachtheile hervorgehoben sind; in welchem ferner die nöthigen theoretischen Entwicklungen für alle Brückensysteme enthalten, und die Formeln zur Berechnung der einzelnen Theile einer Construction der bequemern Rechnung wegen zusammengestellt sind.

Mit vorliegender Arbeit wollte ich es versuchen, diesen Mangel zu beseitigen und so dem angehenden Ingenieur einen Leitfaden für sein Studium der Brückenbaukunde, dem praktischen Ingenieur ein Hilfsbuch für seine Entwürfe und Berechnungen an die Hand geben.

Wöge dieser Versuch mir gelungen sein und gegenwärtige Arbeit als brauchbar befunden werden.

Bezüglich auf die Einteilung des Werkes habe ich nur beizufügen, daß es sieben Abschnitte und einen Anhang hat.

In dem ersten Abschnitte werden die Brücken im Allgemeinen abgehandelt.

Der zweite Abschnitt enthält die hölzernen Brücken von allen Systemen, mit besonderer Rücksicht auf die neuesten amerikanischen Systeme.

Der dritte Abschnitt gibt den Bau der steinernen Brücken und enthält die nöthigen Anleitungen zur theoretisch richtigen Construction schiefer Gewölbe.

In dem vierten Abschnitte sind die guß- und schmiedeeisernen Brücken enthalten. Besonders die letztern, als ganz der neuern Zeit angehörig, sind möglichst ausführlich betrachtet worden.

Der fünfte Abschnitt enthält die beweglichen Brücken, als: Zug-, Roll-, Dreh-, Hub-, Schiff- und fliegenden Brücken.

In dem sechsten Abschnitt sind die hängenden Brücken einer nähern Betrachtung unterworfen und auch, wie in den vorigen Abschnitten, die nöthigen Formeln zur Berechnung der einzelnen Constructionstheile angeführt.

Der siebente Abschnitt enthält den Bau der Nothbrücken im Felde, wie er im militärischen Brückenbau gelehrt wird.

Den Schluß bildet der Anhang, welcher alle diejenigen Theorien enthält, aus denen die in den einzelnen Abschnitten gegebenen Formeln zur Berechnung der Constructionen abgeleitet wurden. Der praktische Ingenieur findet darin auch die nöthigen Anhaltspunkte und Daten zur Aufstellung von Kostenaufschlägen und Verträgen für die Ausführung.

Bezüglich der in dem Buche gemachten Angaben sind der Meter, das

Kilogramm und der französische Franc als Einheit angenommen; nur bei Beschreibung englischer und amerikanischer Constructionen wurde das englische Maß beibehalten.

Carlsruhe, im September 1853.

Der Verfasser.

Vorwort zur zweiten Auflage.

Die fortwährende Ausdehnung der Eisenbahnen in allen Ländern mußte nothwendig zur Folge haben, daß auch weitere Fortschritte im Brückenbau gemacht wurden. Zeugniß davon geben die in neuerer Zeit ausgeführten schmiedeisernen Brücken Deutschlands und der Schweiz. Alle diese Brücken zeichnen sich theils durch Zweckmäßigkeit und Kühnheit in der allgemeinen Anordnung, theils durch die Größe der Spannweite, theils durch die Art der Gründung und Construction der Pfeiler rühmlich aus. Sie zeigen zugleich auch deutlich, welche Vortheile insbesondere die eisernen Gitterwerke darbieten und setzen die Zweckmäßigkeit derselben außer Zweifel, sobald bei ihrer Construction eine der Theorie entsprechende Vertheilung der Massen beobachtet wird.

Wenn deßhalb in der ersten Auflage die Theorie und Construction der eisernen Brücken schon ausführlich behandelt wurde, so konnte doch eine Vervollständigung dieses Theils der Brückenbaukunde in der neuen Auflage nicht unterlassen werden, und schien dieß um so mehr nothwendig, als gerade die schmiedeisernen Brücken in neuerer Zeit sehr in den Vordergrund getreten sind. Das Constructive der neueren Brücken ist theils aus Originalbauzeichnungen, theils aus dem Werke von Oberbaurath Egel entnommen; was die Theorie derselben betrifft, so sind in den letzten Jahren sehr gediegene Abhandlungen erschienen, welche an dem geeigneten Orte genannt wurden. Die Aufnahme dieser Theorie in dem Texte würde die Gränzen dieses Buches überschritten haben.

An den übrigen Theilen des vorliegenden Werkes war keine Veranlassung zu Aenderungen vorhanden; nur bei den steinernen Brücken ist die Theorie von H. Scheffler eingeschaltet worden, da die daraus entwickelten Tabellen für die Dimensionen der Gewölbe dem praktischen Ingenieur

sehr willkommen sein dürften. Natürlich konnte auch hierin nicht zu weit gegangen werden, und muß es jedem Leser überlassen bleiben, sich genannte Theorie besonders zu studiren.

Die freundliche Aufnahme, welche dieses Buch bei meinen Fachgenossen gefunden, gibt mir den erfreulichen Beweis, daß die Aufgabe, die ich mir stellte, nämlich dem angehenden Ingenieur einen Leitfaden für sein Studium und dem praktischen ein Hilfsbuch für seine Entwürfe und Berechnungen zu geben, ihre Lösung gefunden hat.

Möge nun auch diese zweite dem neuesten Stande des Brückenbaues entsprechende und vermehrte Auflage ebenso brauchbar befunden werden und zu nützlichen Anwendungen Anlaß geben.

Carlsruhe, im Januar 1858.

Der Verfasser.

Vorrede zur dritten Auflage.

Wie im Allgemeinen der Bau der Brücken durch die Eisenbahnen einen raschen Aufschwung erfahren, bedarf wohl keiner weiteren Auseinandersetzung.

Besonders sind seit mehreren Jahren die Eisenconstruktionen hervorragend, und es darf wohl behauptet werden, daß in keinem Theile der Ingenieurwissenschaft so große Fortschritte gemacht worden sind, wie gerade in dem Bau der eisernen Brücken. Die Literatur ist reich an vorzüglichen theoretischen Abhandlungen und Beschreibungen über derartige Bauwerke; sie gibt dem Ingenieur die Mittel an die Hand, sich mit rationellen Anordnungen bekannt zu machen und alle einzelnen Theile der Construktion einer genauen Berechnung bezüglich ihrer Festigkeit zu unterwerfen. Dieses, sowie die Vervollkommnung in der Fabrikation des Eisens selbst sind theilweise die Ursachen der häufigen Anwendung der Eisenconstruktionen. Eine andere und Hauptursache liegt aber auch darin, daß nur diese Construktion allein für große Spannweiten bei geringer disponibler Höhe möglich sind. Unter den verschiedenen Systemen der Eisenconstruktionen für Brücken hat in neuerer Zeit das Fachwerk mit horizontalen Ober- und Unterrahmen oder nach parabolischer Linie gekrümmten Oberrahmen am meisten Beifall gefunden, was wohl daher rühren mag,

daß diese Construction eine große Einfachheit aufweist und in allen einzelnen Theilen einer scharfen Controle in Bezug auf Herstellung und Unterhaltung unterzogen werden kann. Die Gitterbrücken mit engen Maschen sowie die Stephenson'schen hohlen Balkenbrücken sind mehr in den Hintergrund getreten und die gemischten Systeme von Neville und Rider sind fast ganz verschwunden; dagegen hat das System der Bogenbrücken in Fällen, wo die lokalen Verhältnisse es zuließen, mehr Eingang gefunden, da es ohne Zweifel den Anforderungen der Aesthetik am meisten entspricht und die Construction so zu wählen gestattet, daß in den beiden Gurtungen nur die rückwirkende Festigkeit des Materials in Anspruch genommen wird, wodurch eine Ersparniß an Eisen eintritt.

Eine der größten und schönsten Bogenbrücken ist unstreitig die Koblenzer Rheinbrücke, wovon in Erbkam's Zeitschrift eine ausführliche Beschreibung mit der sehr gründlichen theoretischen Berechnung von Oberbau-rath Sternberg enthalten ist.

Gerne hätte ich alle die Brücken aufgenommen, welche in den letzten Jahren über den Rhein bei Rehl, Mannheim, Mainz, Koblenz, Köln, Düsseldorf, Bommel und Ruilenburg erbaut wurden, indem sie so ziemlich alle Systeme repräsentiren, welche heutzutage in Anwendung kommen, allein es wäre dadurch der Rahmen dieses Buches weit überschritten worden, und mußte ich mich daher darauf beschränken, die verschiedenen Systeme an kleineren ausgeführten Brücken klar zu machen. Ebenso mußte ich mich, was den theoretischen Theil der Eisenconstructions betrifft, damit begnügen, die neuesten Arbeiten von A. Ritter, E. Brandt, Culman, Dr. Winkler, Th. Schäffer, Dr. Fränkel u. a. m. geeigneten Orts meinen Lesern zu empfehlen und nur dasjenige aufzunehmen, was J. W. Schwedler und Laisle und Schübler in ihren klaren und verständlichen Abhandlungen gegeben haben.

Im Allgemeinen war meine Absicht, den Inhalt des Buches wieder in jeder Beziehung dem neuesten Stande der Brückenbaukunde anpassend zu machen, dabei so viel als möglich aus eigener Erfahrung zu schöpfen und, wo dieses nicht anging, sonst gutes Material mit gewissenhafter Angabe der betreffenden Autoren zu benützen.

Möge diese meine Absicht gelungen sein und auch diese Arbeit einer milden Beurtheilung der Fachgenossen sich erfreuen.

Carlsruhe, Sept. 1868.

Der Verfasser.

Vorwort zur vierten Auflage.

Der Gedanke, welcher mich bei Abfassung der vorliegenden Arbeit von Anfang an leitete und den ich auch bei dieser neuen Auflage festzuhalten suchte, war einfach der, dem angehenden Ingenieur das Wissenswürdigste aus dem Gebiete des Brückenbaues vorzuführen und ihn mit den verschiedenen von hervorragenden Ingenieuren aufgestellten Constructionssystemen und theoretischen Betrachtungen vertraut zu machen.

Davon ausgehend, war es mein Bestreben, den Inhalt des Buches nach dem neuesten Standpunkte der Brückenbaukunde zu ergänzen und den theoretischen Theil über die Berechnung eiserner Brücken soweit als thunlich auszudehnen und durch Beispiele zu erläutern.

Eine Vermehrung der Tafeln entstand durch die Beifügung der Zeichnungen für die Rheinbrücke zwischen Mannheim und Ludwigshafen und durch Einschlebung eines theoretischen Blattes, welches sich auf die graphische Darstellung der Momente und Schubkräfte bei Brückenträgern bezieht, wie solche in dem bekannten Werke von Laisle und Schübler und in der ebenso bekannten Abhandlung von H. Schmidt in Wien gelehrt wird und auch bei der Aufstellung von Normalien für den Bau eiserner Brücken bei der k. k. österreichischen priv. Südbahn Anwendung gefunden hat.

Möge auch diese Auflage sich einer freundlichen Aufnahme zu erfreuen haben.

Carlruhe, den 1. October 1872.

Der Verfasser.

Inhalts-Verzeichniß.

Erster Abschnitt.

Von den Brücken im Allgemeinen.

	Seite
§. 1. Einleitung	3
§. 2. Wahl der Construction	6
§. 3. Wahl der Baustelle	7
§. 4. Bestimmung der Größe der Durchflußöffnung	8
§. 5. Von der Breite einer Brücke	16

Zweiter Abschnitt.

I. Hölzerne Brücken.

a) Brücken aus geraden Hölzern.

§. 6. Balkenbrücken mit einfachen oder künstlich verstärkten Trägern	21
§. 7. Widerlager oder Landsesten	21
§. 8. Joche	23
§. 9. Pfeiler	24
§. 10. Träger der Fahrbahn	26
§. 11. Fahrbahn	29
§. 12. Geländer und Gurten	31
§. 13. Eisbrecher	32
§. 14. Vortheile der Balkenbrücken	32
§. 15. Berechnung des Oberbaues einer Brücke im Allgemeinen	33
§. 16. Formeln zur Bestimmung der Dimensionen der Träger für Balkenbrücken	34
§. 17. Hängwerkbrücken	35
§. 18 und 19. Beschreibung mehrerer Hängwerkbrücken	36
§. 20. Nöthige Formeln zur Berechnung der Hängwerkbrücken	38
§. 21. Sprengwerkbrücken	38
§. 22, 23 und 24. Beschreibung mehrerer Sprengwerkbrücken	38
§. 25. Nöthige Formeln zur Berechnung der Sprengwerkbrücken	42
§. 26. Häng- und Sprengwerkbrücken	45

b) Brücken aus gebogenen oder nach Bogen zusammengesetzten Hölzern.	
§. 27.	Bogenhängwerkbrücken 47
§. 27.	Einfache Bogenhängwerkbrücke 48
§. 29.	Pechmann's Bogenhängwerkbrücke 48
§. 30.	Bohlenbogenhängwerke 49
§. 31.	Bogensprengwerkbrücken 50
§. 32.	Wiebeking'sche Bogensprengbrücken 33
§. 33.	Bogensprengwerkbrücken mit durchbrochenen Balkenbogen 55
§. 34.	Bogensprengwerkbrücken mit Bohlenbogen 55
§. 35.	Bogensprengwerkbrücken mit Bohlenbogen 56
§. 36.	Bogenhäng- und Sprengwerkstätten 58
§. 37.	Praktische Formeln zur Berechnung der Bogenbrücken 59
§. 38.	Hölzerne Brücken in Nordamerika 60
§. 39.	Die Fachwerkbrücken 60
§. 40.	Die Long's Brücken 61
§. 41.	Die Howe'schen Brücken 62
§. 42.	Vorteile der Howe'schen Brücken 64
§. 43.	Die Burr'schen Brücken 64
§. 44.	Brücken von Thayer 65
§. 45.	Brücken von Brown 65
§. 46.	Tow'n's Gitterbrücken 66
§. 47.	Brücken von Remington 67
§. 47a.	Ueber hölzerne Brücken für Eisenbahnen 57
	Charakteristik der verschiedenen bis jetzt angewendeten Konstruktionsysteme 68
	Schlüsse für die Wahl der zur Anwendung kommenden Systeme 70
	Rücknahme auf den später erfolgenden Umbau der Bauobjecte 70
	Statische Verhältnisse 72
§. 48.	Berechnung einer Howe'schen Brücke 77
§. 49.	Ausführung hölzerner Brücken 80

Dritter Abschnitt.

2. Steinerne Brücken.

§. 50.	Steinerne Brücken in Europa 85
Von den steinernen Brücken im Allgemeinen.	
§. 51.	Form der Gewölbe 89
§. 52.	Höhe des Hochwassers in Bezug auf die Gewölbansänge 90
§. 53.	Längenprofil der Fahrbahn einer steinernen Brücke 91
§. 54.	Gewölbe 91
§. 55.	Widerlager 111
§. 56.	Tafeln der Bogen und Widerlagsstärken 115
§. 57.	Flügelmauern 123
§. 58.	Pfeiler 124
§. 59.	Gurten 126
§. 60.	Fahrbahn 126
§. 61.	Brüstungen und Geländer 127
§. 62.	Viaducte 127

	Seite
§. 63. Aquaducte	130
§. 64. Beschreibung des Baues der Neckarbrücke bei Cannstatt. Taf. XIII.	131
§. 65. Beschreibung der Nydeckerbrücke in Bern	133
§. 66. Schiefe steinerne Brücken	137
§. 67. Allgemeine Gleichung der Trajectorie in der Abwicklung, wenn die Stoßfugenlinien convergirend sind	138
§. 68. Gleichung der Trajectorie für den Fall, wenn der Stirnbogen ein Halbkreis ist	140
§. 69. Gleichung der Trajectorie, wenn der rechtwinklige Schnitt ein Halbkreis ist	141
§. 70. Allgemeine Gleichung der Trajectorie in der Abwicklung, wenn die Stoßfugenlinien parallel laufen	142
§. 71. Gleichung der Trajectorie für den Fall, wenn der Stirnbogen ein Halbkreis ist	143
§. 72. Gleichung der Trajectorie für den Fall, wenn der rechtwinklige Schnitt ein Halbkreis ist	144
§. 73. Schiefe Brücken mit Stichbogen	147
§. 74. Zonen- oder Gurtgewölbe	147

Vierter Abschnitt.

2. Eiserne Brücken.

a) Brücken aus Gußeisen.

§. 75. Historische Einleitung	151
§. 76. Von den gußeisernen Brücken im Allgemeinen	156
§. 77. Barrenbrücken	157
§. 78. Häng- oder Sprengwerke aus geraden Barren	160
§. 79. Bogenhängwerkbrücken	161
§. 80. Bogensprengwerke	163
§. 81. Dimensionen mehrerer Bogensprengwerkbrücken	163
§. 82. Bogenhäng- und Sprengwerkbrücken	164
§. 83. Röhrenbrücken	167
§. 84. Vervollkommnungen der Polonceau'schen Röhrenbrücken	170
§. 85. Berechnung der Dimensionen gußeiserner Brücken	171

b) Brücken aus Schmiedeeisen.

§. 86. Einleitung	177
§. 87. Brücken aus gewalzten Eisenbahnschienen	180
§. 88. Barrenbrücken aus Walzeisen und Eisenblech	180
§. 89. Blechbrücken von Fairbairn und Stephenson	191
§. 90. Brunel'sche Blechbrücken	194
§. 91. Tunnel- oder Röhrenbrücken von Stephenson	194
§. 92. Eiserne Gitterbrücken nach dem System von Town	202
§. 93. Eiserne Gitterbrücke über die Rinzig bei Offenburg	203
§. 94. Saane-Abduct bei Freiburg in der Schweiz	206
§. 95. Einiges über das Aufstellen größerer Gitter- oder Blechbrücken	209
§. 96. Dimensionen mehrerer Gitterbrücken	210
§. 97. Fachwerkbrücken mit geraden Gurtungen	214
§. 98. Parabolische Fachwerkbrücken	217
§. 99. Brücken nach dem System von Schwedler	220

	Seite
§. 100. System Pauli	226
§. 101. Das Brückensystem von Neville	232
§. 102. Die Fachwerkbrücken von Riber	238
§. 103. Schmiedeeiserne Bogenbrücken	235
§. 103a. Theorie eines Bogenträgers mit 2 Gelenken	268
§. 104. Bogenbrücken von Foz und Henderson	245
§. 105. Bestimmung der äußern auf ein Brückensystem wirkenden Kräfte	246
§. 106. Berechnung der Fachwerk- und Gitterbrücken	242
Berechnung der Gitterbrücken	265
§. 106a. Berechnung kleinerer Brücken	281

Fünfter Abschnitt.

Bewegliche Brücken.

§. 107. Einleitung	289
§. 108. Zugbrücken	289
§. 109. Allgemeines Prinzip des Gleichgewichts der Zugbrücken	200
§. 110. Zugbrücken mit Zug- und Schlagbalken	290
§. 111. Die Sinusoidenzbrücke von Belidor	292
§. 112. Delisle'sche Zugbrücke mit Kurven	203
§. 113. Zugbrücke von Bergère	294
§. 114. Zugbrücke mit Spirale von Derzhé	294
§. 115. Zugbrücken mit veränderlichem Gegengewicht von Poncelet	295
§. 116. Roll- oder Schiebbrücken	297
§. 117. Drehbrücken	298
§. 118. Hubbrücken	303
§. 119. Schiffbrücken	304
§. 120. Form und Größe der Pontons	305
§. 121. Anzahl der Pontons	306
§. 122. Verankerung der Pontons	307
§. 123. Auf- und Abfahrtsbahn	309
§. 124. Construction der Bahn	310
§. 125. Durchschlagtiefe für die Schifffahrt	311
§. 126. Abfahrt der Schiffbrücke	312
§. 127. Richtung der Schiffbrücke	313
§. 128. Fliegende Brücken	313
§. 129. Einrichtung der fliegenden Brücke oder Rähle	314
§. 130. Verankerung und Giertau	315
§. 131. Boglnachen	316
§. 132. Landungspfeilschen	316
§. 133. Verschiedene Einrichtungen fliegender Fähren	318

Sechster Abschnitt.

H ä n g e b r ü c k e n .

Kettenbrücken.

§. 134. Einleitung	321
§. 135. Kettenbrücke über die Regnitz in Bamberg	324

	Seite
§. 136. Die Franz-Karl-Kettenbrücke über den Murfluß in Graz	325
§. 137. Kettenbrücke über die Maas in Seraing	327
§. 138. Die Kettenbrücke zu Prag	328
§. 139. Die Kettenbrücke über die Donau zu Pest	337
§. 140. Hauptdimensionen mehrerer Kettenbrücken	341
§. 141. Verschiedenheiten in der Construction der Kettenbrücken	443
§. 142. Nöthige Formeln zur Berechnung der Kettenbrücken	346

Drahtbrücken.

§. 143. Einleitung	350
§. 144. Drahtbrücke zu Freiburg in der Schweiz	351
§. 145. Drahtbrücke bei Roche-Vernard	352
§. 146. Drahtbrücke über den Monongahela bei Pittsburg	357
§. 147. Drahtbrücke über die Dordogne bei Cubzac	358
§. 148. Amerikanische Drahtbrücken	358
§. 149. Aquaduct bei Pittsburg	460
§. 150. Drahtbrücke bei Orient über den Scorff	361
§. 151. Hauptdimensionen ausgeführter Drahtbrücken	366
§. 152. Verschiedenheiten in der Construction der Drahtbrücken	368
§. 153. Grenze der Spannweite für Drahtbrücken	370
§. 154. Bestimmung des Durchmessers eines Laues, welches von einer gegebenen Anzahl Drahte von gleicher Dicke gebildet wird	372

Hängbrücken aus gewalztem Bandeseisen.

§. 155. Hängesteeg zu Abainville	374
§. 156. Vergleichung der 3 Systeme von Hängebrücken	377

Siebenter Abschnitt.

Bau der Rothbrücken im Felde.

§. 157. Einleitung	383
§. 158. Der Brückenbod	383
§. 159. Die Pontons	385
§. 160. Die Brückendecke	385
§. 161. Brücke mit Böden	386
§. 162. Brücke mit Pontons	386
§. 163. Brücke mit Sprengwerken	387

Anhang.

§. 1. Auflagerbrücke für Träger mit 2, 3, 4, 5 und 6 Stützpunkten	391
§. 2. Berechnung der Fachwerkbrücken mit Hilfe der graphischen Darstellung der Momente und Vertikalkräfte	402
§. 3. Materialersparniß bei continuirlichen Trägern	417

	Seite
§. 4. Gewölbtheorie von Navier	418
§. 5. Theorie der hängenden Brücken	420
§. 6. Theorie der Schwankungen bei Kettenbrücken	440
§. 7. Bestimmung der provisorischen Pfeilhöhe der Laue bei Drahtbrücken	459
§. 8. Finanzielle Vergleichung zweier Bauentwürfe von verschiedenen Constructionsarten und Dauerzeiten	463
§. 9. Grundsätze für die Ausführung der Arbeiten im Wasser- und Straßenbau	467
§. 10. Angaben zur Bestimmung der wichtigsten, bei Straßen- und Brückenbau-Arbeiten gewöhnlich vorkommenden Preise (nach Sganjin)	472

Erster Abschnitt.

Von den Brücken im Allgemeinen.

Von den Brücken im Allgemeinen

§. 1.

Einleitung.

Brücken im Allgemeinen sind zusammengesetzte Constructions, deren Zweck ist, zwei Communicationstheile, welche durch irgend eine Schlucht, den Thalweg eines Baches oder Flusses, eine Straße, Eisenbahn oder Canal getrennt sind, miteinander zu vereinigen.

Der Bau der Brücken geht schon in die frühesten Zeiten zurück, wo man anfang, für den Verkehr im Allgemeinen Wege zu bahnen. Sowie aber diese letztern anfänglich nur unvollkommen waren, indem sie nur zum Gehen für Menschen und Lastthiere dienten, so waren es auch die Uebergänge, die nicht selten aus einigen von einem Ufer zum andern sich erstreckenden Baumstämmen bestanden.

Mit der Zunahme der Bevölkerungen mußte nothwendig auch ein Zunahme des Verkehrs stattfinden, die Wege mußten fahrbar gemacht, also mit größerer Breite und geringerer Steigung angelegt werden, und erhielten hierdurch die Bedeutung einer Straße. Einfache Balken- und Jochbrücken genügten nicht mehr für alle Fälle, zumal da auch die Transportmittel durch ihre allmälige Verbollkommnung geeignet waren, größere Lasten aufzunehmen, und man war somit genöthigt, zu allerlei Verstärkungsconstructions seine Zuflucht zu nehmen, oder da, wo Holz nicht in hinreichendem Maße vorhanden war, zu den Steinconstructions zu greifen. Diese letztern waren immer nur Halbkreisgewölbe von nicht sehr großer Spannweite und mit übermäßig starken Pfeilern und Widerlagern, die man einfach auf Steinwürfe zu fundamentiren pflegte. Eine Verbollkommnung dieser Construction konnte aber bei der immer zunehmenden Ausbildung des Handels und Verkehrs nicht ausbleiben, und bald brachte man es dahin, die größten Spannweiten mit hölzernen oder steinernen Brücken kühn zu überschreiten. Besonders waren es die alten Römer, welche bei ihren Wasserleitungen sehr großartige Bauwerke in Ausführung brachten.

Mit Ausnahme der Häng- und Schiffbrücken, die man schon in sehr frühen Zeiten kannte, sind es nur Holz- oder Steinconstructions, welche bis zum Jahr 1773 in Ausführung kamen. Von diesem Zeitpunkte an versuchte man es auch,

Brücken aus Gußeisen zu bauen und fand, daß diese unter gewissen Verhältnissen selbst dem Steinbau vorzuziehen sind, indem sie bei fast gleicher Dauer einen geringeren Kostenaufwand erfordern. So sehr auch die Holz-, Stein- und Gußeisenconstruktionen ausgebildet waren, so reichten sie doch nur so lange aus, als man es mit Straßen zu thun hatte, die bezüglich ihrer Richtung und ihres Gefälles je nach Umständen modificirt werden konnten.

Mit der Erfindung der Eisenbahnen trat der Brückenbau in eine neue Periode ein, es mußten Construktionen für alle möglichen Fälle geschaffen werden, da gewöhnlich die Richtung und Höhe des Schienenwegs, durch anderweitige Verhältnisse bestimmt, keine Verlegung gestattete.

Die Holzconstruktionen, welche sonst für Straßenübergänge ihren Zweck vollkommen erfüllten, konnten entweder für Eisenbahnbrücken nicht mit der erforderlichen Sicherheit in Anwendung kommen, oder mußten aus Rücksichten für den Betrieb vermieden werden, weil auf diesen häufig vorkommende Reparaturen höchst störend einwirkten. Die Steinbauten, als die solidesten und dauerhaftesten Uebergangswerke, welche stets den ersten Rang einnehmen werden, sind nicht in allen Fällen anwendbar, da sie vermöge der jedem Gewölbe eigenen Zusammenziehung der Steine immer eine gewisse Höhe zwischen der Bahn und dem höchsten Wasser erfordern, und da sie eine große Masse von Hausteinen bedingen, die in manchen Gegenden nur mit unverhältnißmäßig bedeutendem Kostenaufwande beigebracht werden können.

Das Eisen mußte somit bei der Construction von Eisenbahnbrücken ein äußerst willkommenes Material sein, da es mit einer unbegrenzten Dauer eine außerordentliche Festigkeit vereinigt, und fast überall vorkommt.

Sowohl Guß- als Schmiedeeisenconstruktionen sind durch den Bau der Eisenbahnen in großer Zahl in Ausführung gekommen; wohl waren die ersteren schon vorher bekannt durch die kühnen Bogenbrücken Englands, aber die letztern mußten ganz neu geschaffen werden, sie sind Producte der neuesten Zeit und übertreffen zum Theil Alles, was bisher in dem Gebiete der Brückenbaukunde vorhanden war.

Die Erfahrung hat gelehrt, daß, obwohl das Gußeisen ein sehr schätzbares Material für den Brückenbau ist, solches doch nur dann in Anwendung kommen sollte, wenn es auf seine rückwirkende Festigkeit in Anspruch genommen wird, also in Form von Bogen. Dieser Umstand war es hauptsächlich, welcher die größern Schmiedeeisenconstruktionen ins Leben rief, weil gerade der Fall häufig vorzukommen pflegte, wo bei möglichst geringem Raume zwischen Bahn und Wasserfläche doch sehr große Spannweiten verlangt wurden, um die Anzahl der Zwischenunterstützungen, somit auch die Kosten der Gründungen, auf ein Minimum zurückzuführen und dem Wasser einen möglichst großen Fluthraum zu geben. Durch diese neuesten Schmiedeeisenconstruktionen wurde der Brückenbau außerordentlich bereichert, durch sie sind dem Ingenieur die Mittel an die Hand gegeben, die schwierigsten Fälle mit Leichtigkeit zu überwinden, denn sie vereinigen drei Eigenschaften: sie gestatten sehr große Spannweiten, erfordern wenig Höhe

zwischen Bahn und Hochwasser und gewähren bei unbegrenzter Dauer einen hohen Grad von Sicherheit.

Nur die Hängbrücken sind es, welche mit noch größeren Spannweiten ausgeführt wurden, wie die Schmiedeeisenconstructions, allein sie konnten bis jetzt nicht in der Art vervollkommenet werden, daß sie auch für Eisenbahnbrücken hätten mit Sicherheit auf die Dauer dienen können.

Wie wichtig nun die Brücken im Allgemeinen sind, geht daraus hervor, daß ohne sie keine Communication, Straße, Eisenbahn oder Canal in Ausführung gebracht werden kann; entweder führt die Communicationslinie über Schluchten, Bäche und Flüsse, oder sie wird selbst wieder von andern Communicationen in einer gewissen Höhe gekreuzt, in beiden Fällen sind Brücken nöthig, die entweder feste oder bewegliche sein können, je nachdem es die Verhältnisse erfordern. Dienen die festen Brücken zur Führung einer Straße oder einer Eisenbahn über ein Thal oder eine Schlucht, so nennt man sie Viaducte; dienen sie zur Führung eines Canals, so werden sie mit dem Namen Aquaducte bezeichnet.

Alle bis jetzt ausgeführten Brücken lassen sich in 3 Klassen eintheilen:

I. Feste Brücken.

II. Bewegliche Brücken.

III. Hängbrücken.

Erstere zerfallen in Bezug auf das Material in

- 1) Hölzerne Brücken.
- 2) Steinerne Brücken.
- 3) Eiserner Brücken.

Die beweglichen Brücken sind entweder:

- 1) Zugbrücken.
- 2) Kollbrücken.
- 3) Drehbrücken.
- 4) Hubbrücken.
- 5) Schiffbrücken.
- 6) Fliegende Brücken.

Die Hängbrücken zerfallen in:

- 1) Kettenbrücken.
- 2) Drahtbrücken.
- 3) Bandeisenbrücken.

Fast jedes Land hat eigene Brückensysteme, auf die es vermöge seiner eigenthümlichen Verhältnisse besonders hingewiesen ist. Die Gattung der vorherrschenden Baumaterialien und die Vertlichkeit der Baustelle haben darauf den Haupteinfluß.

Welchem System aber auch eine Brücke angehören mag, so sind die Anforderungen, die man im Allgemeinen an sie stellt, folgende:

- 1) Standfestigkeit.
- 2) Hinreichende Tragfähigkeit bei einem Minimum der Anlage- und Unterhaltungskosten.

3) Lange Dauer.

Geht die Brücke über einen Bach oder Fluß:

4) Hinreichend große Durchflußöffnung.

§. 2.

Wahl der Construction.

Ort und Lage der Brücke werden immer auf die Wahl der Construction einigen Einfluß haben, insofern man in der Nähe einer Stadt in etwas anderer Art, wie in irgend einer einsamen Gegend, und in einem wilden romantischen Thale wieder anders wie in einer Ebene construiren wird. Nächstdem wird es aber darauf ankommen, für welche Communicationsart die Brücke dienen soll, denn soll es eine Eisenbahnbrücke geben, so ist das System der hängenden Brücken zur Zeit noch fast ganz ausgeschlossen, obwohl es für einen Straßen- oder Canalübergang sehr zweckmäßig sein könnte, und nur Stein- oder Eisenconstructions dürften vorzugsweise Berücksichtigung finden, da das Holz seiner geringen Dauer wegen zu häufige Reparaturen veranlaßt.

Aber auch die Frequenz und größte Belastung der Brücke darf nicht unberücksichtigt bleiben, insofern die erstere auf die Breite der Brücke Einfluß hat, diese aber nicht bei jeder Construction beliebig vergrößert werden kann, und die letztere die Länge und Stärke der Brückenträger bedingt.

Führt die Brücke über einen Fluß oder Bach, dann sind es noch andere Verhältnisse, welche auf die Wahl der Construction influiren. Ein langsam fließender Fluß, auf welchem weder Flößerei noch Schifffahrt betrieben wird, gestattet oft eine weit einfachere Anordnung der Construction, als ein reißender floß- und schiffbarer Strom; denn in letzterem darf weder ein Pfeiler in die Mitte des Strombettes gebaut werden, noch darf die Bahn einerzu niedere Lage gegen den Wasserpiegel erhalten, und im Allgemeinen wird es sich darum handeln müssen, eine Brücke mit möglichst wenig aber hinlänglich weiten Oeffnungen zu bauen, da die Gründungen in einem reißenden Strom, der eine bedeutende Tiefe hat, immer große Kosten verursachen.

Die Wahl der Construction wird aber auch wesentlich von der Beschaffenheit der Ufer und der Flußsohle abhängen, denn sind die Ufer sehr steil und hoch und die Flußsohle ist von der Art, daß die Gründungen von Pfeilern nur mit großen Kosten bewerkstelligt werden könnten, dann würde man wohl dahin trachten müssen, die Brückenbahn von einem Ufer zum andern ohne Unterstützung zu führen, oder wenigstens die letztere in möglichst beschränktem Maße anzubringen. Sind die Ufer hingegen nieder und bestehen wie die Flußsohle aus Felsen, so wird die Disposition der Construction einen ganz andern Charakter annehmen, indem es geboten ist, mehrere Unterstützungen anzuordnen, für den Fall überhaupt die Entfernung der beiden Ufer eine gewisse Grenze überschreiten sollte.

Von ganz besonderer Bedeutung ist bei der Construction eines Flußüber-

ganges der Unterschied zwischen dem Hochwasserspiegel und der Oberfläche der Brückenbahn. Von diesem wird es abhängen, ob im Allgemeinen eine hölzerne oder steinerne Brücke möglich ist oder nicht; denn wäre dieser Unterschied nur gering und die Spannweite groß, so würde erstere nur unter bestimmten Verhältnissen, und letztere gar nicht möglich sein; man würde daher seine Zuflucht zu einer Eisenconstruktion nehmen müssen, und diese würde wieder von der Art der Communication und den zu Gebot stehenden Mitteln abhängen, welche letztere in jedem anderen Falle auch nicht unberücksichtigt bleiben dürfen, ja nicht selten die Hauptentscheidung geben.

Auch der Eisgang ist bei einer Flußbrücke zu berücksichtigen; er bedingt im Allgemeinen eine möglichst große Durchflußöffnung und wird somit Einfluß auf die Pfeilerstellung haben.

Führt die Brücke über einen schiff- und floßbaren Fluß, so ist darauf Rücksicht zu nehmen, daß die Schifffahrt und Flößerei nicht beeinträchtigt wird und es bedingt dies die Offenhaltung des Schiffsweges sowie eine gewisse Höhe der Brückenconstruktion über dem höchsten fahrbaren Wasserstande und eine für die größten Flöße genügende Weite der Brückenöffnungen.

Endlich ist es noch das zu Gebot stehende Material, welches auf die Wahl der Construktion von wesentlichen Einflusse ist. In sehr holzreichen Gegenden wird es oft gerechtfertigt erscheinen, wenn die Holzconstruktionen bei Straßenbrücken den Stein- und Eisenconstruktionen vorgezogen werden, obgleich sie eine weit geringere Dauer zeigen; dagegen verdienen bei Eisenbahnen die Stein- und Eisenconstruktionen entschieden den Vorzug.

§. 3.

Wahl der Baustelle.

In der Regel wird die Baustelle der Brücke schon durch die Richtung der herzustellenden Communicationen bedingt sein, und man ist somit genöthigt, die Construktion den obwaltenden Verhältnissen möglichst anzupassen. Ist dieß aber nicht der Fall und hat man die Wahl zwischen mehreren Baustellen, dann wähle man immer die, welche sich voraussichtlich für die Gründungen der Pfeiler und Widerlager am günstigsten erweist, und dabei zugleich die Gestaltung der Ufer für den Anschluß beiderseitiger Communicationstheile am geeignetsten erscheint.

Geht die Brücke über einen Bach oder Fluß, dann wähle man wo möglich diejenige Stelle, wo der Fluß in seinem Normalzustande sich befindet, oder wenn dieß nicht thunlich, die Kosten der Regulirungsarbeiten am kleinsten sind.

Kann die Communicationslinie in rechtwinkliger Richtung auf die Achse des Flusses oder Baches geführt werden, ohne dadurch andere Uebelstände herbeizuführen, so soll dieß immer geschehen, insbesondere wenn es sich um die Erbauung einer steinernen Brücke handelt, da deren Ausführung weniger kostspielig wird. Hier wird man sich sogar öfters zur Erzielung eines rechtwinkligen Uebergangs, zur Verlegung des Bach- oder Flußlaufes entschließen, im Falle die Richtung der Communication nicht geändert werden kann.

Die Baustelle muß aber auch jedesmal so gewählt werden, daß der Anschluß der beiden Communicationstheile ohne zu scharfe Krümmungen stattfinden kann. Liegt die zu erbauende Brücke auf einer Straße, so wird der Radius der Krümmung von der Größe der die Straße befahrenden schwersten Lastwagen abhängen. Damit der Zug in der Krümmung nicht merklich erschwert werde, muß der Bogen sehr flach und also der Halbmesser so groß angenommen werden, als es die Umstände erlauben, jedoch reicht ein Halbmesser von 150 Fuß oder 45 Mtr. für das schwerste Frachtfuhrwerk hin.

Wird auf der Straße langes Bauholz geführt, so bestimmt sich der Radius des Bogens, wenn:

l die Entfernung der Vorder- und Hinderräder des Wagens;

L die Länge des Stammes von den Vorderrädern zum äußern Straßenrande;

b die halbe Straßenbreite ist, aus

$$r = \frac{L^2 - Ll - b^2}{2b}.$$

Liegt die Brücke auf einer Eisenbahnlinie, so wird man es wo thunlich immer einzurichten suchen, daß ihre Achse eine gerade Linie bildet und die Krümmung erst außerhalb den Widerlagern beginnt. In der Nähe einer Station kann ein derartiger Anschlußbogen einen Radius von 600' oder 180 Mtr. erhalten, wenn aber die Brücke, beziehungsweise der Bogen mit der vollen Geschwindigkeit befahren wird, soll er mindestens bei Gebirgsbahnen einen Radius von 1000 Fuß oder 300 Mtr. erhalten.

Liegt die Brücke endlich in einer Canallinie, dann können die kleinsten Radien der Anschlußbogen 200 Fuß 60 Mtr. erhalten.

§. 4.

Bestimmung der Größe der Durchflußöffnung.

Bei dem Entwurf einer Brücke über ein fließendes Wasser muß jedesmal zuerst die Größe der Durchflußöffnung bestimmt werden, da von dieser alle übrigen Abmessungen abhängen.

Diese Durchflußöffnung ist von der größten Wassermasse, welche unter der Brücke durchgeführt werden muß, sowie von der Beschaffenheit der Flußsohle abhängig; denn erstere darf höchstens mit derjenigen Geschwindigkeit sich bewegen, welche noch keinen Angriff der Sohle erwarten läßt, bei welcher also die Flußgeschiebe unter der Brücke gerade noch im Beharrungszustande verbleiben. Ist die Durchflußöffnung zu klein gegen den oberhalb liegenden Querschnitt des Flusses, so muß das Wasser in der erstern eine größere Geschwindigkeit annehmen, als im letztern, was nur durch Vergrößerung der Druckhöhe, also nur durch Aufstau vor der Brücke möglich ist, wodurch entweder Ueberschwemmungen entstehen, wenn die Stauhöhe die Uferhöhe übertrifft, oder das Grundbett unter der Brücke ausgewaschen wird, wenn die Geschwindigkeit des Wassers größer wird, als die größte unter allen denen, bei welchen noch keine Geschiebe losgerissen

werden, was alsdann den Einsturz der Brücke zur Folge haben kann. Ist aber auf der andern Seite die Durchflußöffnung zu groß, so nimmt die Geschwindigkeit des Wassers ab, die vom Flusse herbeigeführten Geschiebe bleiben zum Theil unter der Brücke liegen und bilden Erhöhungen, welche zur Folge haben, daß einzelne tiefere Rinnen entstehen, die den Fundamenten der Pfeiler oder Widerlager gefährlich werden können.

Zuweilen soll auch unter der Brücke eine gewisse Wassertiefe, z. B. der Schifffahrt wegen, erhalten werden, und es ist dann auch hierauf Rücksicht zu nehmen.

Vor Allem ist also eine genaue Kenntniß der Wassermenge, welche durch die Brücke geführt werden soll, erforderlich.

Die Wassermenge eines Baches oder Flusses ist bekanntlich sehr verschieden, je nachdem der Wasserstand der niederste, mittlere oder höchste ist. Vorzugsweise handelt es sich hier um die Ausmittelung der höchsten Wassermenge, die durch die Brücke abzuführen ist, obgleich es auch, wenn etwa Schifffahrt oder Flößerei stattfinden soll, nöthig ist, die kleinste Wassermenge zu kennen, damit die Breite der Durchflußöffnung so eingerichtet werde, daß das Wasser noch eine bestimmte Tiefe hat.

Kommt die Brücke in einen schon regulirten Fluß zu stehen, oder ist das Flußprofil oberhalb der neu zu erbauenden Brücke ein ziemlich regelmäßiges und geschlossenes, oder befinden sich schon mehrere Brücken weiter oberhalb im Flusse, so kann der Inhalt des Querschnittes für die größte Wassermenge leicht gemessen werden, vorausgesetzt, daß man nur den höchsten Wasserstand kennt. Tritt ein solcher, während der Entwurf zur neuen Brücke ausgearbeitet werden soll, ein, so läßt sich auch die größte Geschwindigkeit des Wassers direct mit irgend einem Geschwindigkeitsmesser, z. B. dem Woltmann'schen Flügel oder dem Schwimmer bestimmen, und es ist das Product aus dem Querschnitte und der mittleren Geschwindigkeit die zu suchende Wassermenge.

Für ein annäherndes Resultat genügt es, mit dem Schwimmer an mehreren Punkten des Profils die Geschwindigkeiten an der Oberfläche zu ermitteln, davon das arithmetische Mittel zu nehmen und dieß mit der Verhältnißzahl nach Dubuat 0,8 zu multipliciren, um die mittlere Geschwindigkeit zu erhalten.

Noch eine andere etwas schärfere Methode besteht auch darin, daß man aus einer direct mit dem Schwimmer gemessenen Geschwindigkeitsparabel das Verhältniß ermittelt zwischen der Geschwindigkeit an der Oberfläche und der mittlern, alsdann durch mehrere Messungen an der Oberfläche die Geschwindigkeitsparabel der Wasseroberfläche aufzeichnet, dieselbe in ein gleich großes Rechteck verwandelt und die Höhe dieses Rechtecks mit der gefundenen Verhältnißzahl multiplicirt. Die so erhaltene Zahl gibt die mittlere Geschwindigkeit des ganzen Profils und das Product derselben mit dem Inhalt des Profils gibt die Wassermasse.

Soll aber die Messung eine genaue sein, so theilt man das Profil des Flusses in einzelne Sectionen, bestimmt alsdann für jede einzelne Section die mittlere Geschwindigkeit durch Messung und Auftragung der Geschwindigkeitsparabeln in

den mittleren Perpendikeln dieser Sectionen, und multiplicirt dieselbe mit dem Inhalte der betreffenden Section; die Produkte aller mittleren Geschwindigkeiten mit ihren Sectionen geben die Gesamtwassermenge.

Tritt aber ein hoher oder höchster Wasserstand nicht ein, dann sind 2 Wege einzuschlagen, um die größte Wassermasse zu erhalten; der eine besteht darin, daß man in einer oberhalb gelegenen Flußstrecke, die ein geschlossenes Profil hat, das Gefälle des Wasserspiegels durch ein Nivellement ermittelt und alsdann aus dem Inhalt des Profils und dem benetzten Umfang mit Hilfe einer Formel die mittlere Geschwindigkeit, welche alsdann mit der Profilfläche multiplicirt die Wassermasse per Secunde gibt, berechnet.

Bezeichnet

b die Breite des Wasserspiegels;

t Tiefe vom Wasserspiegel bis zur Sohle;

a Flächeninhalt eines Wasserprofils;

p benetzter Umfang des Wasserquerprofils;

$R = \frac{a}{p}$ mittlere hydraulische Tiefe;

$r_1 = \frac{a}{p + b}$ mittlerer Hauptradius;

l Länge einer bestimmten Flußbreite;

h Höhenunterschied auf die Länge l, relatives Gefälle;

$J = \frac{h}{l}$ das Gefälle des Wasserspiegels;

Q Abflußmenge per Secunde;

$v = \frac{Q}{a}$ mittlere Geschwindigkeit;

n Grad der Rauheit des benetzten Umfangs;

so gibt Estelwein nach Versuchen von Brünnings, Voltman und Funt

$$v = c \sqrt{\frac{g}{p} \cdot \frac{h}{l}} \quad (1)$$

wobei der Coefficient c für Metermaß = 50.9 ist.

Darcy und Bazin geben auf den Grund ausführlicher Versuche mit regelmäßigen Canälen von kleinem Querschnitte 4 Formeln; sie sind für Metermaß:

$$1) \text{ Sehr glatte Wände } v = \sqrt{\frac{R J}{0.00015 + \frac{0.000045}{R}}} \quad (2)$$

$$2) \text{ Glatte Wände } v = \sqrt{\frac{R J}{0.00019 + \frac{0.000133}{R}}} \quad (3)$$

$$3) \text{ Rauhere Wände } v = \sqrt{\frac{R J}{0.00024 + \frac{0.00006}{R}}} \quad (4)$$

$$4) \text{ Canäle in Erde } v = \sqrt{\frac{R J}{0.00028 + \frac{0.00035}{R}}} \quad (5)$$

Humphreys und Abbot geben auf großartige Versuche am Mississippi in ihrem Werke: „Theorie der Bewegung des Wassers in Flüssen und Canälen, deutsch bearbeitet von H. Grebenau“ folgende Formel für Metermaaß:

$$v = \left(\sqrt{0.0025 m + \sqrt{68.72 r_1 \sqrt{s} - 0.05 \sqrt{m}}} \right)^2 \quad (6)$$

wobei

$$m = \frac{0.933}{\sqrt{D + 0.457}}$$

und D die größte Tiefe,
s das relative Gefälle bedeutet.

Grebenau gibt dafür eine abgekürzte Formel:

$$v = \beta \cdot k \sqrt{r_1} \cdot \sqrt[4]{s} \quad (7)$$

k ist 8.28972 und

β für kleine Bäche	0.8796
„ große Bäche	0.8890
„ kleine Flüsse	0.9223
„ große Flüsse	0.9459

Gauckler gibt zwei Formeln für die mittlere Geschwindigkeit:

1) für Gefälle über 0.0007

$$\sqrt[4]{v} = \alpha \sqrt[3]{R} \cdot \sqrt[4]{J} \quad (8)$$

worin

α für Canäle in Erde mit Pflanzen	5 — 5.7
für Canäle in Erde ohne Pflanzen	5.7 — 6.7

2) Gefälle unter 0.0007

$$\sqrt[4]{v} = \beta \sqrt[3]{R} \cdot \sqrt[4]{J} \quad (9)$$

worin

β für Canäle in Erde ohne Pflanzen	7.0 — 7.7
für Canäle in Erde mit Pflanzen	6.6 — 7
für Flüsse	6.4 — 7

Ganguillet und Rutter*) haben die Versuche von Darcy-Bazin und Humphreys zu vereinigen gesucht und geben folgende allgemeine Formel für das Metermaaß an:

$$v = \left[\frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0.00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0.00155}{J} \right) \frac{n}{\sqrt{R}}} \right] \sqrt{R J} \quad (10)$$

und zwar ist:

1) für Canäle aus gehobeltem Holze oder Cement $n = 0.01$;

*) Die neuen Formeln für die Bewegung des Wassers in Canälen und regelmäßigen Flüssen von R. Rutter. Wien, 1871.

- 2) für Canäle aus ungehobeltem Holze $n = 0.012$;
- 3) für Canäle aus Quadern und Backsteinen $n = 0.013$;
- 4) für Canäle aus Bruchsteinen $n = 0.017$;
- 5) für Canäle in Erde, für Bäche und Flüsse $n = 0.025$;
- 6) für Wasserläufe mit größerem Geschiebe oder mit Wasserpflanzen
 $n = 0.030$.

Bazin selbst, von dessen Formel die schweizerischen Ingenieure Ganguillet und Kutter ausgingen, kommt nach gründlicher Untersuchung der allgemeinen Formel (10) zu dem Resultate, daß sie für künstliche Canäle aus Holz und Stein, deren Gefälle gewöhnlich beträchtlich, keine schärferen Resultate liefert als seine eigene einfachere Formel; daß für Canäle in Erde, deren Gefälle gewöhnlich kleiner als 1:1000, beide Formeln fast gleiche Resultate geben, so lange $R < 6\text{ m}$ ist; daß für $R > 6\text{ m}$ beide Formeln sehr verschiedene Werthe geben, von denen aber die der schweizerischen Formel mit den Messungen am Mississippi übereinstimmen.

Für kleinere Flüsse oder größere Bäche, welche in dem Gefälle zwischen 1:10000 und 1:5000 variiren, gibt die Formel von Chtelwein befriedigende Resultate. Sie ist besonders dann gut zu gebrauchen, wenn man sich den Coefficienten c aus einigen direkten Messungen ableitet, bezw. wenn man denselben den natürlichen Verhältnissen, welche dem betreffenden Flusse eigen sind, anzupassen sucht.

Der andere Weg, welcher hauptsächlich einzuschlagen wäre, wenn das geschlossene Profil sehr entfernt von der neu anzulegenden Brücke läge, oder wenn ein solches gar nicht vorhanden wäre, bestünde darin, daß man aus der Größe des Flußgebietes und dem atmosphärischen Niederschlage die Wassermenge annähernd zu ermitteln suchen würde.

Die aus dem Gefälle, Querschnitt und benetzten Umfange berechnete höchste Wassermenge, welche durch das weit oberhalb vorhandene geschlossene Profil strömt, sei M ; das Flußgebiet bis an dieses Profil sei $f \square$ Meter; dasjenige bis an die Baustelle $F \square$ Meter; so kommt auf einen Quadratmeter des Flußgebietes eine Wassermenge $\frac{M}{f}$, welche zur Zeit des Hochwassers in dem Flusse per Sekunde abgeführt wird. Für die größte Wassermenge, welche unter der neuen Brücke abfließen soll, hätte man somit $\frac{M}{f} \cdot F$ Kubikmeter. Für den Fall, daß nun kein geschlossenes Profil vorhanden wäre, also der Fluß sich noch in einem ganz unregelmäßigen Zustande befände, würde man die größte Wassermenge annähernd aus der Größe des Flußgebietes bestimmen, wobei man erfahrungsgemäß voraussetzen kann, daß je nach der Beschaffenheit des betreffenden Flußgebietes, insbesondere der Thalsole in Gefälle und Ausdehnung, der Thalgehänge in Form, Natur und Cultivirung des Bodens, auf eine Million Quadratmeter des Flußgebietes durchschnittlich in der Sekunde kommen:

- a. nahe an den Quellen in gebirgigen Gegenden 1 bis 1.35 Kub.-M.
- b. in bergigen Gegenden 0.46 bis 0.82 "
- c. in hügeligem Lande 0.15 bis 0.3 "
- d. in flachem Lande 0.1 bis 0.15 "

Specielle Berechnungen ergeben für einige Gebirgsflüsse des Großherzogthums Baden in Kubikfuß per 1 Million Quadratfuß folgendes Resultat:

Doszbach	Ausmündung	Murgfluß	4.5	Kubikfuß
Rinzig	"	Offenburg	3.2	"
Wutach	"	Rhein	2.9	"
Wiese	"	Rhein	2.40	"
Dreisam	"	Freiburg	2.26	"
Elz	"	Kiegel	1.60	"
Neckar	"	Heidelberg	1.12	"
Main	"	Wertheim	0.40	"

Nach Sahmeier wäre die niederste Wassermenge per Sekunde und Quadratmeile für hannöbrisches Maaß:

- a. nahe an den Quellen 5 1/2 — 6 Kubikfuß
- b. in bergigen und hügeligen Gegenden 4 1/2 "
- c. im flachen Lande 4 "

Die höchste Wassermenge

- a. nahe an den Quellen in bergigen Gegenden 600—700 Kubikfuß
- b. in bergigen Gegenden 450—550 "
- c. in hügeligem Lande 350—400 "
- d. in flachem Lande 250—300 "

Für eine Million Quadratmeter wechseln diese Zahlen zwischen 0.13 und 0.31 Kubikmeter per Sekunde, was für Gebirgsflüsse offenbar zu wenig gibt.

Hat man auf die eine oder andere Art die größte Wassermenge bestimmt, so läßt sich die Größe der Durchflußöffnung daraus folgendermaßen ermitteln:

a) Wenn der zu überbrückende Fluß ein regelmäßiges geschlossenes Profil hat.

In diesem Falle ist die Weite der Durchflußöffnung schon bestimmt, denn es ist, wenn das Profil keine Vorländer hat, also bei geringem Unterschiede zwischen Nieder- und Hochwasser, die Entfernung der Widerlager gleich der Normalbreite der Sohle, und wenn Vorländer vorhanden sind, gleich der normalen Weite von einem Dammsuße zum andern.

Nur wenn die Uferböschungen zu flach sein sollten, würde man genöthigt sein, die Widerlager etwas weiter auseinander zu rücken, um den Aufstau des Wassers zu vermindern.

Der Aufstau des Wassers durch die Widerlager ist im Allgemeinen so unbedeutend, daß er gewöhnlich vernachlässigt werden kann. Eine andere Sache ist es, wenn die Brücke noch mehrere Zwischenpfeiler erhält, die den Aufstau vergrößern. Hier hat man vor Allem die Größe des Aufstauens zu ermitteln, wie folgt:

Bedeutet:

- B die mittlere Breite des unberengten Profils;
 h die Wassertiefe in demselben;
 v die Geschwindigkeit des Wassers im unberengten Profil;
 b die Breite des berengten Profils;
 V die Geschwindigkeit in demselben;
 H die Stauhöhe;
 g die Beschleunigung der Schwere für Meter 9·808;
 φ ein Contractionscoefficient;

so hat man die Wassermenge in dem unberengten Profil

$$v B \cdot h$$

in dem berengten

$\varphi \cdot V \cdot b (H + h)$; daher hat man:

$$v B \cdot h = \varphi V b (H + h) \text{ und}$$

$$V = \frac{v B h}{\varphi b (H + h)}.$$

Die dieser Geschwindigkeit entsprechende Druckhöhe ist:

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{v^2 B^2 h^2}{2g \cdot \varphi^2 b^2 (H + h)^2}$$

die Druckhöhe, welche der Geschwindigkeit v entspricht, ist aber:

$$\frac{v^2}{2g}; \text{ daher die}$$

$$\text{Stauhöhe } H = \frac{v^2}{2g} \left\{ \frac{B^2 h^2}{\varphi^2 b^2 (H + h)^2} - 1 \right\}$$

und wenn M die Wassermenge bedeutet

$$H = \frac{M^2}{2g \cdot B^2 h^2} \left\{ \frac{B^2 h^2}{\varphi^2 b^2 (H + h)^2} - 1 \right\}$$

Soll hieraus H gesucht werden, so setzt man zuerst $\frac{h}{H + h}$ in der Parenthese = 1, und bestimmt einen ersten Näherungswert von H; dieser wird alsdann substituirt und man erhält einen zweiten Näherungswert, durch welchen endlich der dritte hinlänglich genaue Wert von H erhalten wird.

Die Werte von φ sind:

für abgerundete oder spitze Pfeiler = 0·95

für nach stumpfem Winkel zugespitzte Pfeiler = 0·9

für gerade Pfeiler = 0·85

Hat man aus Gleichung (3) den Wert von H gefunden, so gibt die Gleichung (1) die Geschwindigkeit V, welche das Wasser unter der Brücke in Folge der Stauung annimmt.

Diese Geschwindigkeit darf aber bei allen aufgeschwemmten Flussbetten eine gewisse Gränze nicht überschreiten, sie muß vielmehr mit der Größe der die Flußsohle bildenden Geschiebe im Verhältnis stehen.

Beobachtungen von Dubuat haben ergeben, daß bei den folgenden Geschwin-

digkeiten des Wassers am Grundbett nachziehende Materialien gerade noch liegen bleiben:

Brauner Töpferthon	0·081 Mtr.
Grober Sand	0·217 "
Ries von der Größe der Aniskörner	0·108 "
" " " " " einer Erbse	0·189 "
" " " " " großen Bohne	0·325 "
Abgerundete Strandsteine von 0·027 Mtr. Durchmesser	0·650 "
Erläute Kiesel von der Größe eines Hühnerkies	0·975 "

Nach Umpfenbach enthält das Bett kleinerer Flüsse bei nachstehenden Geschwindigkeiten des Wassers an der Oberfläche folgende Materialien:

	Geschwindigkeiten.
Feiner Lehm und Schlamm	0·209 Mtr.
" Sand	0·314 "
Körniger Sand	0·471 "
Sehr feiner Ries	0·628 "
Ries von 0·026 Mtr. Durchm.	0·942 "
Ries von 0·052 Mtr. Durchm.	1·569 "
Steine von 0·00515 Kubikmeter	2·197 "
" " 0·0309 "	3·138 "
" " 0·0618 "	4·708 "

Funk gibt für

Körnigen Sand mit etwas Thonschiefer vermischt	0·715 "
Granitgeschiebe von 0·048 bis 0·06 Mtr. Dicke	1·74 "

Um annähernd für Geschiebe von verschiedener Größe die entsprechende Geschwindigkeit des Wassers an der Sohle zu erhalten, bei welcher diese Geschiebe gerade noch liegen bleiben, kann man sie als kugelförmige Körper betrachten und hat dann die Proportion $V^2 : v^2 = D : d$, wo V und v die den Geschieben von den Durchmessern D und d entsprechenden Geschwindigkeiten bedeuten. Man hat somit:

$$V = v \sqrt{\frac{D}{d}}$$

Unter Zugrundelegung der Funk'schen Versuche ergeben sich:

für Granitgeschiebe	die Geschwindigkeiten
von 0·09 Mtr. Durchmesser	2·0 Mtr.
" 0·15 " "	2·78 "
" 0·21 " "	3·13 "
" 0·30 " "	3·82 "

Die Geschwindigkeit an der Sohle kann 0·6 Mal der Geschwindigkeit an der Oberfläche, und die mittlere Geschwindigkeit nach Dubuat zu 0·8 Mal der Geschwindigkeit an der Oberfläche angenommen werden.

b) Wenn der zu überbrückende Fluß ein unregelmäßiges Bett hat.

Hier ist zuerst das Normalprofil des Flusses nach der vorherbestimmten

größten Wassermenge zu ermitteln, denn nach diesem Profil richtet sich die Größe der Durchflußöffnung und wird auch in der Regel das Flußbett auf eine kurze Strecke auf- und abwärts der zu erbauenden Brücke normalmäßi. hergestellt.

Bei Flüssen oder Bächen, wo die Wasserstände nicht sehr verschieden sind, wählt man stets ein einfaches trapezförmiges Profil und bestimmt dessen Dimensionen mit Hilfe der vorstehenden Formeln 1 bis 10.

Bei größeren Flüssen aber, wo die Niedertwassermenge sehr viel kleiner ist, wie die Hochwassermenge, hat man ein doppeltes Profil zu nehmen, bei dessen Bestimmung gewöhnlich folgende Bedingungen zu erfüllen sind:

- 1) Die Dämme sollen mit dem Aushub des Mittelprofils hergestellt werden.
- 2) Das Mittelprofil soll gerade für das Mittelwasser vollbördig sein.
- 3) Die Geschwindigkeit des Hochwassers im Mittelprofil soll eine gewisse Gränze nicht überschreiten.
- 4) Die Gesamthochwassermasse soll so zwischen den Dämmen abfließen, daß die Dammkronenebenen noch den Hochwasserspiegel um eine gewisse Größe etwa 1 Meter überragen.

Hat man hiernach mit Hilfe der aufgestellten Bedingungsbedingungen das Profil des Flusses festgesetzt, so ist die Entfernung der Widerlager der neuen Brücke gegeben. Werden Zwischenpfeiler angewendet, so darf wieder die Stauung, beziehungsweise die Geschwindigkeit des Hochwassers nicht größer werden, als es die Beschaffenheit der Flußsohle gestattet; es müßte denn sein, daß unter der Brücke ein durchlaufender Krost oder eine Abpflasterung angeordnet werden sollte, dann wäre eine größere Durchflußgeschwindigkeit oder Stauung des Wassers zulässig.

§. 5.

Von der Breite einer Brücke.

Die Breite einer Brücke kann sehr verschieden sein, je nachdem sie für eine Straße, Eisenbahn oder Canal dienen soll.

Im ersten Fall ist die Breite von der auf der Straße stattfindenden Frequenz abhängig und es läßt sich annehmen, daß für eine Straße dritter Klasse eine Breite zwischen den Brüstungen von 4·5 Meter hinreicht, besonders wenn die Brücke nicht sehr lang ist. Für eine Straße zweiter Klasse genügen 6 bis 7·2 Mtr., nämlich 4·5 bis 5·4 Mtr. Fahrbahn und 1·5 bis 1·8 für 2 Fußwege. Für eine Straße ersten Ranges genügen 9 bis 10·5 Mtr., nämlich 7·2 bis 7·5 Mtr. Fahrbahn und 1·8 bis 3 Mtr. für beide Fußwege. In der Nähe großer Städte ist die Breite oft 15 bis 18 Mtr. Die Pont-Neuf in Paris hat sogar 20·79 Mtr. Breite zwischen den Brüstungen.

Dient die Brücke für eine Eisenbahn, so richtet sich die Breite nach der Spurweite der Bahn und der Entfernung der Geleise, ferner nach der Konstruktion der Bahnwagen und den lokalen Verhältnissen. Gewöhnlich ist die Weite eines Geleises von Mitte zu Mitte der Schienen 1·5 Mtr. und die Entfernung zweier

Geleise 1·8—2 Mtr. Die Eisenbahnwagen haben einschließlich der Fußtritte eine Breite von 3 Mtr. Rechnet man nun auf jeder Seite von den Wagen bis an die Brüstung der Brücke einen freien Raum von nur 0·75 Mtr., so ist die geringste Breite zwischen den Brüstungen 7·8 Mtr. Für ein einfaches Geleise wäre die geringste Breite 4·5. Sollen neben der Bahn förmliche Trottoirs angelegt werden, dann ist die ganze Breite der Brücke zwischen den Brüstungen gleich 7·8 Mtr. mehr der Breite beider Trottoirs, sofern die Bahn zwei Geleise hat. Liegt die Brücke im Bogen, so ist bei Bestimmung ihrer lichten Breite auf die Ueberhöhung der Schienen bezw. das Ueberhängen der Wagen Rücksicht zu nehmen.

Zuweilen dient ein und dieselbe Brücke für eine Eisenbahn und eine Straße; hier ist die Breite je nach der Frequenz der Straße 14 bis 15 Mtr.

Dient die Brücke für einen Canal, so richtet sich ihre Breite nach der Weite des Canalbetts und der Breite der Ziehwege. Gewöhnlich erhalten die Aquaducte nur die Breite für den Durchgang eines Canalsschiffes. Das Canalbett erhält eine obere Breite von 6 bis 8 Mtr., und jeder Ziehweg 1·3 bis 2 Mtr.

Zweiter Abschnitt.

II. Feste Brücken.

1. Hölzerne Brücken.

I. Feste Brücken.

1. Hölzerne Brücken.

a) Brücken aus geraden Hölzern.

a) Balkenbrücken mit einfachen oder künstlich verstärkten Trägern.

§. 6.

Die gewöhnliche Balkenbrücke hat die einfachste Construction, welche man überhaupt einer Brücke geben kann. Es werden vierkantig oder nur an zwei Seiten behauene Balken von einer Unterlage so auf die andere gelegt, daß sie alle eine mit der Achse der Brücke parallele Richtung und einen gewissen Abstand von einander haben. Unmittelbar auf diese Balkenlage wird die Brückenbahn gebracht.

Ist die Entfernung von einem Ufer zum andern für die einfache Balkenlage zu groß, so wird dieselbe entweder durch hölzerne, öfters auch durch gußeiserne Quervände, welche man Joche nennt, unter gewissen Verhältnissen auch durch steinerne Pfeiler unterstützt, oder es werden die Träger der Bahn künstlich verstärkt und erhalten, wenn die Entfernung der Ufer für eine Oeffnung noch zu groß ist, gleichfalls eine Unterstüßung durch Joche oder Pfeiler.

Bei den Joch- oder Pfeilerbrücken mit einfachen oder verstärkten Trägern unterscheidet man somit folgende Theile:

- 1) die Widerlager oder Landfesten;
- 2) die Joche und Pfeiler;
- 3) die Träger der Fahrbahn;
- 4) die Fahrbahn;
- 5) die Geländer und Gurten;
- 6) die Eisbrecher.

§. 7.

Widerlager oder Landfesten.

Die Widerlager, welche entweder von Holz oder von Stein sein können, haben einen doppelten Zweck, einmal dienen sie zur Auflagerung der Bahnträger und sodann zur festen Vereinigung der Brücke mit dem Ufer. Wenn sie daher von der einen Seite einem Vertikaldrucke von dem Gewichte der Construction zu wider-

siehen haben, so ist es auf der andern Seite der Druck der Hinterfüllungs Erde, welcher sie um die äußere Kante der Basis zu drehen sucht.

Hölzerne Widerlager pflegt man ihrer geringen Dauer wegen nur selten in Ausführung zu bringen; sie erhalten die gleiche Konstruktion wie die Bohlwerke und es sind die Bohlwerkspfähle stets so tief einzurammen, daß sie nicht allein den oben erwähnten Kräften gehörigen Widerstand leisten, sondern auch ihre feste Stellung durch etwaige Auskolkungen der Fluß- oder Bachsohle niemals gefährdet wird. Gewöhnlich werden die Widerlager massiv aus Steinen hergestellt und man bemißt ihre Stärke lediglich nach dem Erdbrücke; hierdurch gewähren sie um so mehr Sicherheit, als der Vertikaldruck der Konstruktion zu Gunsten ihrer Stabilität wirkt.

Eine Hauptregel muß es auch hier sein, die Basis des Widerlagers so tief zu legen, daß keine Unterspülung des Mauerwerks möglich ist.

Bei den Widerlagern, welche an einem strömenden Wasser stehen, hat man aber auch darauf zu achten, daß sie nicht von dem Wasser umgangen werden, und es erfordert dieß einen innigen Anschluß derselben an das natürliche Ufer durch sogenannte Flügelwände.

Diese Flügelwände werden entweder parallel zur Brückenachse oder unter einem gewissen Winkel mit derselben zurückgeführt; in ersterem Falle geschieht der Anschluß des Straßen- oder Eisenbahndammes in Form eines Viertelkegels, in letzterem schließen sich die Böschungsfächen des benannten Dammes genau an die nach der Böschungsebene begränzten Flügelmauern an. In dem ersten Falle müssen die Flügelmauern so weit zurückgeführt werden, daß selbst bei dem höchsten Wasserstande keine Auspülung derselben möglich wird.

Folgende Tabelle enthält die Dimensionen der Widerlager mehrerer Balken- und Hängebrücken.

Bezeichnung der Brücken.	Lichtweite der Öeffnung.	Widerlags-					Bemerkgn.
		Höhe		Stärke			
		von der Basis.	von d. Boden.	oben.	unten.	in der Mitte.	
	Mtr.	Mtr.	Mtr.	Mtr.	Mtr.	Mtr.	
Br. bei Ulm	6-149	2-08	1-6	1-14	1-14	1-14	Straße
" " Nagcn	6-30	2-94	2-1	1-26	1-74	1-56	Eisenbahn
" " Oberlauchingen	7-5	2-4	2-1	1-6	1-8	1-65	Straße
" " in Waben	6-0	3-0	3-0	0-9	1-5	1-14	Eisenbahn
" " über die Wutach	9-9	3-0	2-4	1-5	1-8	1-74	Straße
" " bei Riedlingen	5-57	3-14	2-86	1-43	1-43	1-43	"
" " in Waben	4-35	3-24	2-64	1-14	1-8	1-32	Eisenbahn
" " bei Offenburg	11-1	4-2	1-8	1-2	2-25	1-8	Straße
" " bei Rnielingen	6-0	4-5	3-9	0-9	2-1	1-5	"
Stangenbachbrücke	6-0	4-5	3-9	1-26	2-10	1-50	"
Br. in Württemberg	7-5	5-0	5-0	1-3	2-1	1-65	"
" " 	8-8	5-0	5-0	1-3	2-1	1-65	"
" " bei Rothenfels	9-0	6-6	6-0	1-2	2-1	1-8	"
" " Wasserburg	21-5	7-0	6-8	1-9	2-6	2-6	"
" " zu Gont üb. die Schelde	18-4	9-4	6-7	1-9	3-5	2-9	"

§. 8.

J o c h e.

Man unterscheidet zweierlei Joche:

- 1) Eingerammte Joche;
- 2) Aufgesetzte Joche.

Die Fig. 1, Taf. I, zeigt die Construction eines einfachen eingerammten Joches; auf 5 eingerammten Jochständern ist der Jochholm mit Zapfen und Dübel befestigt.

Die Jochständer sind nicht allein bis zum Feststehen, d. h. so lange einzurammen, bis sie bei der letzten Hitze nur noch um eine kleine dem Vertikaldruck entsprechende Größe in den Boden eindringen, sondern die Spitzen der Pfähle müssen auch so tief stecken, daß ihre feste Stellung selbst bei den größten zu erwartenden Auskolkungen nicht gefährdet wird.

Für eine Jochhöhe von 3 bis 5 Mtr. sind die Jochständer mit Zangen zu umfassen, wie die Fig. 2, 3 und 4 zeigen.

Ist die Jochhöhe noch größer, so wird die obere Bumbzange in die Höhe des höchsten Wassers gelegt. Fig. 5.

Bei den aufgesetzten Jochen unterscheidet man das eigentliche Joch und das Grundjoch.

Das Grundjoch, welches dem eigentlichen Joch als Unterlage dient, besteht aus einer Reihe von eingerammten Pfählen, welche mit einer Schwelle bedeckt sind. Schon vor dem Einrammen erhalten diese Grundpfähle an ihrem obern Ende gewöhnlich einen eisernen Haken, in welchen nach der Aufsetzung der Schwelle das Dreh eines Schraubenbolzens eingehängt wird. Die Grundschwelle des eigentlichen Joches wird sodann gegen die Schwelle des Grundjoches mittelst Bolzen befestigt. Fig. 6.

Besters geschieht die Verbindung des eigentlichen Joches mit dem Grundjoch dadurch, daß man zwei Reihen Grundpfähle einrammt und die Grundschwelle des erstern zwischen diese letzteren einsetzt und verbolzt.

[Noch andere Verbindungsarten im Vortrage.]

Bei hölzernen Jochbrücken, welche stark befahren werden, ist es wegen der öfteren Reparaturen der Joche zweckmäßig, sie so zu construiren, daß während die eine Hälfte reparirt wird, die andere noch zur Unterstützung der halben Fahrbahn stehen bleiben kann; eine solche Construction ist aus Fig. 6 ersichtlich.

Sehr hohe Joche kommen mitunter bei dem Eisenbahnbau vor, wenn entweder statt hohen Erdanschüttungen oder bis zur Vollendung steinerner Brücken und Viaducte hölzerne Jochbrücken errichtet werden müssen. Solche hohe Joche können die Construction Fig. 7, 8 und 9 erhalten.

Hat die zu erbauende Jochbrücke ziemlich große Oeffnungen oder wird die Bahn durch Sprengwerke unterstützt, so kann den Jochen auch dadurch eine größere Stabilität gegeben werden, daß man zwei einfache Joche nebeneinander stellt und ein Doppeljoch construirt.

Welche Construction aber die in einem Flusse stehenden Joche auch haben mögen, sind sie doch immer gewissen Angriffen von Seiten des strömenden Wassers ausgesetzt, und die Jochständer werden besonders an den Stellen bald geschwächt, welche abwechselnd naß und trocken sind. Dieß hat zunächst Veranlassung zur Construction gußeiserner Joche gegeben, wie solche aus den Fig. 10, 11, 12 und 14 ersichtlich sind.

Die Leichtigkeit und Zierlichkeit solcher Joche macht sie besonders auch geeignet zu Straßen- und Eisenbahnübergängen in der Nähe größerer Städte. Hier können sie die in Fig. 10 angegebene Construction erhalten.

Was die Dimensionen der hölzernen Jochständer anbelangt, so müßten diese eigentlich nach dem Drucke bemessen werden, welchem sie zu widerstehen haben; da jedoch das Holz eine sehr bedeutende rückwirkende Festigkeit hat, so führt eine solche Berechnung zu unpraktischen Dimensionen, und es ist daher rathsam, sich an die durch Erfahrung bestimmten Angaben zu halten.

Für Joche, welche in einem Flusse stehen, mache man die Jochständer:

bei einer Höhe von 2—3 Mtr. $\frac{0.24}{0.24}$ Mtr. stark,

bei einer Höhe von 3—4 Mtr. $\frac{0.3}{0.3}$ Mtr. stark,

bei einer Höhe von 5—10 Mtr. $\frac{0.3}{0.36}$ Mtr. stark.

Die Abstände der Jochständer von Mitte zu Mitte sind 0.75 bis 0.9 Mtr. Die Joche müssen stets parallel mit der Strömung gestellt werden.

§. 9.

Pfeiler.

Weit solidere Unterstüzungen wie die Joche sind die massiven steinernen Pfeiler. Es sind dieß in dem Flußbette stehende Mauern, welche gewöhnlich im Verhältniß ihrer Breite sehr schmal sind und eine rechteckige Grundform haben, an deren schmale Seiten sich verschieden geformte Flächen anschließen. Die Achse des Pfeilers ist stets parallel zur Strömung gerichtet.

Die einfachsten Pfeiler sind offenbar die mit rechteckiger Grundform, allein sie können nur dann Anwendung finden, wenn sie entweder ganz im Trocknen oder in einem stehenden Wasser erbaut werden. In strömendem Wasser würde die der Strömung entgegengesetzte Fläche einen Aufstau und eine Seitenströmung verursachen, die für die Fundation des Pfeilers äußerst gefährlich werden könnte; dazu kommt noch, daß die vorderen Kanten desselben bei etwa eintretendem Eisgange unfehlbar abgestoßen würden. Hier bedürfen die Pfeiler jeweils auf die Höhe von dem Fundamente bis über den höchsten Wasserspiegel eines Schutz- oder Vorpfeilers. Die Grundform des Schutzpfeilers ist entweder ein gleichseitiges geradlinigtes Dreieck, oder ein Halbkreis, oder ein sphärisches Dreieck, oder endlich eine halbe Ellipse.

Von allen diesen Formen muß aber offenbar diejenige die beste sein, bei

welcher der Schutzpfeiler den kleinsten Aufstau und die geringste Seitenströmung verursacht, dabei aber auch an allen Punkten den Stößen schwimmender Körper genügenden Widerstand entgegensezt. Nach den von Gauthey angestellten Versuchen mit Pfeilern von verschiedenen Querschnittsformen entspricht diesen Bedingungen die elliptische Form am ersten; nach dieser folgt das sphärische Dreieck und nach diesem kommt erst der Halbkreis.

Wie sich an die rechteckige Form des Pfeilers der Schutzpfeiler anschließt, so muß auch auf der entgegengesetzten Seite der sogenannte Hinterpfeiler angeschlossen werden, damit das Wasser ohne Widerströme von der Durchfluß-Öffnung der Brücke in das Flußprofil überströmt. Die Form des Hinterpfeilers ist gewöhnlich identisch mit der Form des Schutzpfeilers.

Da es zwecklos wäre, den Schutz- und Hinterpfeiler über dem höchsten Wasser noch fortzusetzen, so schließt man beide an dem Hochwasserspiegel ab und bedeckt sie dafelbst mit einer einfachen, der Grundform des Pfeilers entsprechenden Kappe, welche etwa zur Verschönerung mit einer Gurte versehen sein kann.

Die Fig. 1—18, Taf. II. zeigen eine Reihe ausgeführter Pfeiler von verschiedenen Formen. Die gewöhnlich bei Balkenbrücken angewendeten Pfeiler haben die in Fig. 1 und 2 angedeutete Form.

Die Fig. 3 und 4 zeigen den Backsteinpfeiler eines Viaducts auf der badischen Eisenbahn.

Was die Anordnung der Steine für die Quader- oder Backsteinpfeiler betrifft, so gibt hierüber der §. 71 der Allgemeinen Baukunde den nöthigen Aufschluß, wie auch der sechste Abschnitt derselben das Nähere über die Gründungen der Pfeiler besagt.

Die Bestimmung der Stärke eines Pfeilers kann auch hier nicht in der Art geschehen, daß man lediglich aus dem Vertikaldruck und der rückwirkenden Festigkeit des Materials auf den Pfeilerquerschnitt schließt — man würde hierdurch viel zu geringe Dimensionen erhalten —; die Stärke des Pfeilers muß auch darauf berechnet sein, daß derselbe, vorausgesetzt, daß er in einem strömenden Wasser steht,

- 1) den Stößen schwimmender Körper, insbesondere dem Treibeise, hinreichend widersteht; und
- 2) mit den übrigen Verhältnissen des Baues harmonirt.

Die Wirkung der Stöße schwimmender Eiszhollen läßt sich theoretisch nicht genau ermitteln, ebenso wenig läßt sich eine Formel aufstellen, welche dem Constructeur das ästhetische und praktische Gefühl ersetzt; man pflegt daher auch die Stärke der Pfeiler für Balken- und Hängwerkbrücken nach der Erfahrung zu ermitteln.

Schon Röder gibt in seinem Brückenbau*) eine empirische Formel zur Bestimmung der Pfeilerstärken, nämlich wenn die Pfeilerhöhe = h :

$$\text{Obere Pfeilerstärke} = 0.54 + 0.2 h.$$

*) Praktische Darstellung der Brückenbaukunde von A. Röder, 2 Theile. Darmst. 1821.

Diese Formel hat aber offenbar das Mangelhafte, daß sie die Weite der Brückenöffnung, als Hauptelement, nicht enthält; wir geben daher eine andere auf die Erfahrung sich stützende Formel, nämlich

$$\text{Obere Pfeilerstärke} = 0.762 + 0.147 h \sqrt[3]{\frac{w}{h}}, \text{ worin}$$

w die Entfernung der Pfeiler von Mitte zu Mitte bedeutet.

Wird ein Pfeiler ziemlich hoch oder will man ihm überhaupt eine breitere Basis geben, so erhalten die Seitenwände einen Anzug von $\frac{1}{20}$ bis $\frac{1}{12}$, die untersten Quaderschichten treten hervor und bilden somit einige Abfäße.

§. 10.

Träger der Fahrbahn.

Einfache Balkenbrücken für Straßen erhalten in der Regel 6 bis 8 Meter weite Oeffnungen; dabei liegen die Tragbalken, Streckbäume oder Straßen-träger 0.75 bis 0.96 Mtr. von Mitte zu Mitte auseinander und haben eine

Stärke von $\frac{0.3}{0.3}$ bis $\frac{0.36}{0.3}$ Mtr. Kernhaftes Forlenholz eignet sich vorzugsweise

zu den Streckbäumen; selten und höchstens zu den äußersten Streckbäumen verwendet man Eichenholz, da solches nur schwer in den erforderlichen Dimensionen zu erhalten ist. Die Forlenstämme pflegt man nicht immer kantig zu bearbeiten, sondern befreit sie nur von der Rinde und beschlägt sie an zwei Seiten, so daß an allen Punkten die erforderliche Höhe des Querschnitts vorhanden ist.

Sowohl die Jochholme, wie die Mauerlatten der Widerlager, deren Zweck ist, den Druck der Streckbäume zu vertheilen, erhalten an den Auflagerungs-punkten kleine Einschnitte und Dübel, um jedwede Verschiebung der Streckbäume zu verhindern.

Nicht immer werden die Streckbäume direct auf die Jochholme oder Mauerlatten aufgelegt, sondern man sucht sie vielmehr durch sogenannte Sattelhölzer zu verstärken; es sind dieß 2.5 bis 2.8 Mtr. lange Balken, welche in dem Joch-holm verkammt sind. Die Taf. IV. Fig. 1, 2 und 3 zeigt den Aufriß, Grundriß und Querschnitt der Knielinger Abbrücke. Dieselbe hat 2 Oeffnungen von je 6 Mtr. Weite, welche durch ein eingerammtes Joch getrennt sind. Die $\frac{0.36}{0.3}$ Mtr. starken Streckbäume sind durch ebenso starke Sattelhölzer verstärkt und liegen 0.96 Mtr. von Mitte zu Mitte auseinander. Die Fahrbahnbeschotterung liegt auf einer 0.065 Mtr. starken eichenen Bedielung und ist zu beiden Seiten durch steinerne Wasserabzugsrinnen begränzt, an welche sich die hölzernen Gurthölzer mit den Geländern anschließen.

Werden die Träger einer Balkenbrücke künstlich verstärkt, dann können die Entfernungen der Stützpunkte bei Straßen 12 bis 18 Mtr., bei Eisenbahnen 4 bis 6 Mtr. betragen.

Die Verstärkung der Träger kann auf verschiedene Arten bewirkt werden:

- 1) durch Verzahnung oder Verdübelung zweier oder mehrerer Balken aufeinander;

- 2) durch Uebereinanderlegung zweier oder mehrerer Balken mit dazwischengelegten kurzen Balkenstücken;
- 3) durch Aufbiegung der Balken und Verspannung derselben mit eisernen Zugstangen, nach dem System von Wiegman;
- 4) durch Biegung und Verspannung zweier Balken nach dem System von Laves;
- 5) durch Verbindung zweier vertikal übereinander liegender Balken, mittelst dem Town'schen Gitter oder nach dem System von Howe mittelst Bolzen und Streben.

Am häufigsten ist die Verstärkung durch Verzahnung oder Verdübelung, wovon der §. 75 der Allgem. Baukunde das Nöthige enthält. Die Fig. 4, 5 u. 6 zeigen die Konstruktion einer solchen Brücke auf der badischen Eisenbahn*).

Die $\frac{0.48}{0.36}$ starken verdübelten Balken liegen direct unter den Schienensträngen, die Entfernung der Widerlager ist 6 Mtr. Einige Querriegel mit durchgehenden eisernen Bolzen verbinden die 4 Träger miteinander. Neben der Eisenbahn befindet sich eine einfache Balkenbrücke für einen Parallelweg.

Die Fig. 11, 12 und 13 zeigen die Konstruktion einer Balkenbrücke mit verstärkten Trägern, wie sie auf der württembergischen Eisenbahn häufig zu sehen ist.

Die Schienenstränge liegen zwischen je 2 Trägern, welche aus 3 aufeinander durch schräge Dübel und Bolzen befestigten Balken bestehen. Die freiliegende Weite dieser Träger ist 12 Mtr.; ihre Stärke $\frac{1.14}{0.36}$ Mtr. Zur Verstärkung der

Schienenstränge selbst sind 2 Vignoleschienen mit ihren Fußplatten gegeneinander genietet; in Abständen von 2.4 Mtr. befinden sich nun zwischen je 2 Trägern gußeiserne Lagerstütze, Fig. 13, welche die Doppelschienenstränge unterstützen.

Die zweite Verstärkungsart ist aus den Fig. 7, 8 und 9, Taf. IV. ersichtlich, welche eine Oeffnung der Brücke über die Tauber zu Bischofsheim darstellen.

Im Ganzen hat diese Brücke 5 Oeffnungen von 13.2 Mtr. Lichtweite. Unter jedem Fußwege befinden sich 2 verstärkte Träger, zwischen denen noch zur weitem Vermehrung ihres Tragvermögens 2 nebeneinander stehende Sprengwerke liegen, deren Streben aber von Außen nicht sichtbar sind; durch eine doppelte Lage von Sattelhölzern ist die freie Weite der Träger auf 9 Mtr. verringert. Drei mittelst Bolzen an die Träger und Sprengwerke angehängte Unterzüge sind dazu bestimmt, den Zwischenträgern der Fahrbahn als Unterlager zu dienen.

Die Fahrbahn besteht aus einer Schotterlage, welche auf einem Bohlenbelag von Eichenholz zwischen 2 hölzernen Rinnen liegt. Die Fußwege sind durch hölzerne Geländer mit Andreaskreuzen begrenzt.

Widerlager und Pfeiler sind massiv aus Quadersteinen ausgeführt; die Stärke der ersteren geht aus den Zeichnungen Fig. 8 und 10 hervor, letztere haben unten 1.8 Mtr. Dicke.

*) Ist jetzt eine eiserne Brücke.

Brücken der Art mit Trägern, die aus 3 Balken zusammengesetzt sind, wie Fig. 119, Taf. IV. der Allgemeinen Baukunde, haben besonders in manchen Gegenden Oestreichs, sowie auch in Baden und Hessen Anwendung gefunden. In der Regel erhalten die Träger eine solche Höhe, daß sie gleichzeitig als Geländer dienen können; mehrere an eiserne Bolzen angehängte oder zwischen die beiden unteren Balken der Träger eingeschobene Unterzüge tragen die Fahrbahn. Der Vortheil dieser Anordnung ist hauptsächlich der, daß die Brücke bei einer Weite von 12 bis 14 Mtr. nur sehr wenig Raum zwischen Hochwasser und Fahrbahn nöthig hat.

Die dritte Art der Verstärkung kann aus den Fig. 14, 15, 16, 17, Taf. IV., entnommen werden, welche eine über den Dossbach in Baden-Baden ausgeführte Brücke darstellen.

Von sämtlichen Streckbäumen, welche alle etwas aufgebogen sind, erhielten die beiden äußersten eine angemessene Verstärkung durch eiserne Zugketten; die inneren sind auf die beiden Unterzüge einfach aufgebübelt. Eine doppelte 0.045 Mtr. starke Bedielung bildet die Bahn. Für Spannweiten von 10 bis 12 Mtr. ist eine derartige Anordnung für Straßenbrücken, die nicht mit großen Lastwagen befahren werden, um so mehr zu empfehlen, als sie denselben bei einem leichten zierlichen Außern doch viel Festigkeit verleiht und dabei nur wenig Raum zwischen Hochwasser und Fahrbahn bedingt.

Die vierte Art der Verstärkung nach dem System von Laves hat in dem Brückenbau noch wenig Anwendung gefunden; eine Brücke von 19 Mtr. Spannweite, in dem Plauen'schen Grunde bei Dresden ausgeführt, ist aus den Fig. 21 bis 24 ersichtlich; eine nähere Betrachtung zeigt, daß keine besonderen Vortheile an dieser Konstruktion gefunden werden können, indem sie bei einem großen Aufwand von Material keine größere Tragkraft besitzt, wie z. B. ein einfaches Town'sches Gitter, und die mit der Zeit nöthigen Reparaturen schwierig und kostspielig sind.

Was endlich die fünfte Verstärkungsart betrifft, so hat diese schon vielfach Anwendung gefunden, indem man mit ihr bei verhältnißmäßig wenig Material Brückenträger für sehr große Spannweiten konstruiren kann, allein die Dauer ist gering und daher diese Konstruktion mehr nur zu provisorischen oder Nothbrücken, Dienst- und Transportbrücken geeignet.

Eine kleinere Brücke nach dem System von Town ist aus den Fig. 18, 19 und 20, Taf. IV., ersichtlich. Die Fahrbahn mit den beiderseitigen Trottoirs wird von 2 Gitterwänden getragen, welche auf 12 Mtr. frei liegen und eine Höhe von 1.32 Mtr. haben. Die mit eisernen Zugbändern verstärkten Unterzüge sind mittelst Hängeisen an die Gitterwerke angehängt.

Die Konstruktion größerer Gitterbrücken, sowie der Brücken nach dem Howe'schen System, wird in dem Folgenden bei Gelegenheit der Betrachtung der amerikanischen Brücken näher erläutert werden.

In neuerer Zeit, wo die Eisenpreise gegen die Holzpreise sehr nieder stehen, sind alle die obigen Balkenträger mehr und mehr in Abgang gekommen und hat man solche durch eiserne gewalzte Barren, wie sie z. B. auf der Burbacher Eisen-

hütte in verschiedenen Dimensionen hergestellt werden, und durch zusammengesetzte Eisenconstruktion ersetzt. Die Barren haben für einfache Ueberbrückungen die Doppel-T Form und werden je nach der Entfernung der Widerlager 0.21 bis 0.45 Mtr. hoch angenommen. Näheres über die Dimensionen und Gewicht der Barren findet sich im 4. Abschnitt, der die eisernen Brücken behandelt.

§. 11.

Fahrbahn.

Die Fahrbahn einer Straßenbrücke muß eben, fest und dauerhaft sein; sie besteht entweder:

- 1) aus einer einfachen oder doppelten Bohlenlage aus Eichenholz; Taf. VIII. Fig. 22;
- 2) aus einer Bohlenlage mit Schotter- oder Kiesdecke; Fig. 23 und 24;
- 3) aus einer Bohlenlage mit Holz- oder Steinpflaster; Figur 26.

Es wird hauptsächlich von der Frequenz der Straße abhängen, ob man die eine oder andere Art wählen will, denn wird die Straße nur wenig befahren, so wird stets eine einfache oder besser eine doppelte Bohlenlage für die Fahrbahn das Vortheilhafteste sein, da bei ziemlich langer Dauer derselben noch zwei wesentliche Vorthelle erreicht werden, nämlich geringe Belastung der Brückenträger und leichte Reparatur. Der Umstand, daß eine solche Fahrbahn die Brücke am wenigsten belastet, ist öfters Ursache, daß man sie auch bei stark frequentirten Straßenbrücken anzuwenden pflegt. Die Bohlen der untern Lage werden dabei in der Regel quer über sämtliche Träger dicht nebeneinander gelegt und erhalten eine Stärke von 0.9 Mtr.; die obere Bohlenlage dagegen ist nur für die Fuhrwerke bestimmt und erhält deßhalb eine Breite von 4.2 bis 4.5 Mtr. Die Stärke der Bohlen beträgt 0.045 bis 0.06 Mtr. Die Erhaltung des Holzes macht es erforderlich, daß das auf die Brücke fallende Regenwasser möglichst rasch abgeleitet werde, man pflegt daher stets der Fahrbahn eine Wölbung von 0.03—0.06 Meter zu geben; um aber die Bohlen nicht ungleich dick machen zu müssen, werden entweder die Träger gegen die Mitte der Brückenachse hin stärker gemacht, oder man läßt sie weniger tief in die Hochholme oder Mauerlatten ein.

Bei Balkenbrücken von geringer Spannweite, die auf sehr frequenten Straßen liegen, ist eine Bohlenlage mit Schotter- oder Kiesdecke der doppelten Bedielung vorzuziehen, denn sie gewährt den Vortheil einer weit größeren Dauer; während vielleicht die obere Bohlenlage in einem Jahre durchgefahren ist, kann die Fahrbahnbedielung mit Schotter- oder Kiesdecke bei sorgfältiger Unterhaltung 10 bis 12 Jahre ohne Reparatur bleiben, was um so mehr berücksichtigt zu werden verdient, als eben dadurch die Communication nur höchst selten gestört wird.

Bei dem gewöhnlichen Abstand der Streckbäume einer Balkenbrücke erhält der Bohlenbelag eine Stärke von 0.075 bis 0.09 Mtr., die Kies- oder Schotterdecke muß mindestens eine Dicke von 0.105 Mtr. bis 0.15 Mtr. haben; ihre Erhöhung in der Mitte richtet sich nach dem Schottermaterial und beträgt $\frac{1}{100}$ bis $\frac{1}{40}$ der Fahrbahnbreite.

Die Begränzung der Schotterdecke geschieht entweder durch die beiderseitigen Saumschwellen, Fig. 23, oder durch Rinnen von Holz oder Stein, Fig. 24. Werden durch die obwaltenden Verhältnisse der Frequenz besondere Fußwege geboten, so sind diese etwas gegen die Fahrbahn erhöht und aus einem einfachen Bohlenbelag gebildet, wie die Fig. 25 und 26 zeigen.

Nur bei Brücken in größeren Städten pflegt man öfters die Fußwege zu asphaltiren; dabei ist es alsdann rathsam, um etwaige Risse und Sprünge zu verhüten, den Bohlenbelag zuerst mit einem starken gut getheerten Segeltuche zu überziehen.

Was nun das Holzpflaster betrifft, so dürfte sich dieses mehr nur für gedeckte Brücken eignen, wie für Balkenbrücken, die der Witterung vollständig preis gegeben sind. Selbst das beste Holz, wenn es abwechselnd naß und trocken wird, verliert nach und nach seine Festigkeit; die Abnutzung der Holzbahn an der Oberfläche muß also um so rascher vor sich gehen, als auch noch durch die Pferde und Fuhrwerke eine Zerstörung des Zusammenhangs der Holzfasern unvermeidlich ist. Dazu kommt aber noch der weitere Umstand, daß das Holz je nach dem Grade der Feuchtigkeit schwindet oder aufquillt, somit die Holzwürfel der Bahn einmal zu locker, das andere Mal zu fest werden. Letzteres kann für die Saumschwellen, Geländer, Brüstungen und Pilaster zc. sehr nachtheilig sein.

Bei gedeckten Brücken sind die Vortheile des Holzpflasters nicht zu verkennen, es bildet eine ebene, etwas elastische Bahn, wodurch etwaige Stöße von den passirenden Fuhrwerken wesentlich gemindert werden; es hat ferner weniger Gewicht als die Beschotterung, was gerade bei Holzconstruktionen, die weit gesprengt sind, von Vortheil ist, und gewährt eine lange Dauer.

Man hat bei dem Holzpflaster verschiedene Systeme versucht. Zuerst nahm man einfache Holzwürfel und stellte sie auf die Hirnfläche hart nebeneinander, ohne alle weitere Verbindung. Später vereinigte man die Würfel mittelst Dübeln und gab denselben auch öfters die Form des regelmäßigen Sechsecks.

Noch später gab man den einzelnen Blöcken die Rhomboidalform und suchte sie mit Dübeln und kleinen eisernen Klammern miteinander zu verbinden. Man setzte immer Stücke von 24 Blöcken zusammen und bildete mit denselben einzelne Bänder oder Streifen, die die Achse der Fahrbahn unter einem Winkel von 45° kreuzten. Um die Kopfflächen der Blöcke rauher zu machen, schnitt man mit der Säge 2 Kerben ein. Alle diese Zusammensetzungen der Blöcke hatten aber den Nachtheil, daß der Druck auf einen Block sich nicht genugsam auf die Umgebung vertheilte; man gab daher den einzelnen Blöcken wieder die Rhomboidalform legte sie aber in anderer Weise zusammen und vereinigte sie mit Dübeln, so daß jeder Block mit 4 anstoßenden Blöcken in Verbindung stand. Zu diesem Behufe mußten die Blöcke reihenweise und zwar nach entgegengesetzter Richtung aufgelegt werden und man mußte die Dübelpunkte da annehmen, wo die Vertikalen $b\ c$ und $f\ d$, Fig. 27, Taf. VIII., die Diagonale $a\ c$ durchschneiden; die Rhomboeder selbst müssen dabei so geschnitten werden, daß $g\ b = \frac{1}{2} g\ f$ und $a\ g = g\ f$.

Es ist begreiflich, daß diese letzte Construction den Vorzug verdient. Bei

der Ausführung des Holzpflasters wird man daher vor Allem auf den Bohlenbelag eine 0.06 Mtr. hohe Sandschicht führen und darauf die auf obige Art angefertigten Blöcke, je 24 an einem Stück, aufsetzen.

Was endlich das Steinpflaster anbelangt, so wird dies äußerst selten bei hölzernen Brücken angewendet, indem es dieselben zu sehr beschwert. Nur in größeren Städten, wo eine Brücke sehr häufig befahren wird, kann das Steinpflaster von Vortheil sein indem es am wenigsten Reparatur erfordert.

Von Beton- oder Asphaltbahnen hat man bei hölzernen Brücken noch wenig Gebrauch gemacht, der Grund dabon mag wohl darin liegen, daß eine gute Beschotterung in kurzer Zeit beinahe ebenso fest wird wie eine Betonmasse, dabei aber weniger kostet, und die Asphaltbahn sich zu schnell abnutzt.

Die Eindedung der Eisenbahnbrücken ist meist sehr einfach. Zwischen die Träger werden entweder eichene Bohlen mit ausgeschnittenen Fugen gebracht, oder was bei größern Holzconstruktionen zur Verhütung von Feuerzgefahr zweckmäßig ist die Felder zwischen den Bahnsträngen werden mit einem Bohlenbelag einge-
deckt, und dieser mit einer dünnen Kiesschicht oder mit Asphalt überzogen.

§. 12.

Geländer und Gurten.

Geländer sind nur bei Straßenbrücken absolut nöthig; bei Eisenbahnbrücken können sie weggelassen werden, und ihre Anwendung wird nur dann begründet erscheinen, wenn die Brückenbahn zu beiden Seiten Fußwege hat, welche von Jedermann begangen werden dürfen, wenn etwa die Geländerconstruktion als Verstärkung der Träger dienen soll, wenn die Fahrbahn der Brücke sehr hoch über der Thalsohle liegt, oder endlich, wenn das Geländer zur Verschönerung der Construktion im Allgemeinen wesentlich beiträgt.

Das Geländer einer hölzernen Brücke wird entweder von Holz oder von Schmiedeeisen, selten von Gußeisen. Seine Construktion muß mit dem ganzen Brückenbau harmoniren und darf in keinem Falle zu schwerfällig sein. Die Höhe des Geländers wechselt zwischen 0.9 und 1.2 Mtr. Auf Taf. III. sind mehrere Geländerconstruktionen angegeben.

Was die Gurten betrifft, so dienen diese stets zur Verschönerung des Mauerwerks, somit des ganzen Baues; auch sie sind also nicht absolut nöthig, und sollen deshalb auch nie in zu reichem Maße angebracht werden, da hierdurch die Kosten um ein Bedeutendes vermehrt würden. Eine totale Verbannung der Gurten aber würde ebenso wenig zweckmäßig sein, durch sie würde offenbar einem größern Baue ein zu flaches unschönes Außere gegeben werden. Die Aufgabe des Ingenieurs ist aber nicht allein die, jeden Bau zweckmäßig und möglichst dauerhaft herzustellen, sondern ihm auch ein gefälliges mit der Umgebung harmonirendes Außere zu verschaffen. Eine größere Anzahl von Gurten ist auf der Tafel III. enthalten.

§. 13.

Eisbrecher.

Sowohl in kleinern wie in größern Flüssen und Strömen kommen Eisgänge vor. Bei anhaltender Kälte von einigen Graden unter Null bildet sich schon bei schwacher Strömung Eis an den Ufern und an seichten Stellen des Flussbettes; dazu tritt aber, wenn die Kälte bis zu 6 und 8 Grad zunimmt, das sogenannte Grundeis, welches sich am Grunde bildet, und sobald es ein gewisses Volumen erreicht hat, in die Höhe treibt und von der Strömung ergriffen, auf dem Wasserspiegel fortswimmt. In der Nähe der Ufer verbindet sich das Grundeis mit dem Ufer- oder Bankeis und bildet eine zusammenhängende Eisdecke, die fortwährend gegen den Thalweg hin sich ausdehnt und schließlich, wenn die Kälte andauert, den ganzen Wasserspiegel bedeckt. Schon ein Eisgang mit Grundeis ist für schwache hölzerne Joche gefährlich — weit gefährlicher aber ist es, wenn plötzlich Thauwetter eintritt und die ganze Eisdecke in Stücke bricht, die sich allmählig in Bewegung setzen und gegen die Brücke treiben. Finden diese Eisstücke kein Hinderniß, so hat der Eisgang auch keine weitere nachtheiligen Folgen; kommen aber Flußengen oder Brücken mit Mitteljochen oder Pfeilern vor, durch welche der Eisgang seinen Weg zu nehmen genöthigt ist, dann kann er oft sehr gefährlich für die Umgebung wie für die Brücke selbst werden, indem sich die Eismassen, in ihrem Laufe gehemmt, ansammeln, übereinanderschieben und dermaßen aufthürmen, daß eine förmliche Verstopfung des Profils entsteht, in Folge deren sich das Wasser immer höher und höher anstaut, bis es zuletzt über die Ufer tritt und somit Ueberfluthungen und Auskolkungen der Fundamente verursacht. Wenn nun bei den Jochbrücken schon kleinere Eisgänge den Nachtheil haben, daß die Joche durch die heftigen Stöße im Grunde erschüttert und somit gelockert werden, so kommt es nicht selten vor, daß bei größeren Eisgängen die ganze Brücke dem Drucke des davorstehenden Wassers nachgibt und zusammenstürzt.

Um solchen Vorgängen zu begegnen, schützt man die Joche durch Eisbrecher und bewaffnet die obern Kanten spitziger Pfeile mit Eisen, damit sich alsdann an diesen die herbeikommenden Eisschollen in kleinere Stücke zertheilen und ohne Nachtheil ihren Weg durch die Brückenöffnungen fortsetzen.

Bei geringen Eisgängen genügt es öfters, die obern Jochständer etwas schräge in das Flussbett einzurammen und mit Eisen zu bewaffnen. Sind aber die Eisgänge bedeutender, so pflegt man besondere Eisbrecher vor die Joche zu stellen, doch nicht so, daß dieselben mit den Jochen in Berührung sind oder gar in einer zu großen Entfernung von denselben, sondern etwa in einem Abstand von 1 bis 3 Mtr., je nach der Höhe des Wasserstandes zur Zeit der Eisgänge.

Die Fig. 15, 16 und 17, Taf. I., zeigen die Construction kleinerer Eisbrecher für 2.5 bis 3 Mtr. Höhe.

Aus den Fig. 18, 19 und 20 ist die Construction größerer Eisbrecher ersichtlich.

§. 14.

Aus obiger Betrachtung der Balkenbrücken mit einfachen oder verstärkten

Trägern geht hervor: daß dieselben im Allgemeinen nur wenig Raum zwischen Hochwasser und Fahrbahn erfordern, in ihrer Construction möglichst einfach sind und eine leichte Reparatur gestatten. Insbesondere sind es aber die gewöhnlichen Hochbrücken, welche sich durch ihre Einfachheit und deshalb auch Wohlfeilheit auszeichnen und daher auch häufig Anwendung finden.

§. 15.

Berechnung des Oberbaues einer Brücke im Allgemeinen.

Der Oberbau einer Brücke besteht aus der Brückenbahn und den Brückenträgern; die Berechnung desselben zerfällt daher auch in zwei Theile und bezieht sich auf die Bestimmung der Dimensionen der Bahntheile und der Träger. Die wichtigste Frage bei dieser Berechnung ist offenbar: Welches ist die größte ruhende Last, die auf eine Brücke möglicherweise kommen kann? Diese Frage hat schon Reichenbach dahin beantwortet; daß unter allen Belastungen einer Brücke diejenige die größte sei, wenn die Brückenbahn dicht mit Menschen besetzt ist; selbst die Belastungen durch Reiter mit Waffen und Pferde, sodann durch achtpännige vier- und zwanzigpfündige Kanonen und endlich durch zwölfspännige Frachtwagen sind kleiner, wie das Menschengedränge. Für einen Mann mit Gepäc und Waffen rechnet man 3 □' Raum und 150 Pfund Gewicht, d. i. f. 1 □' 50 Pfund oder für den □Meter 278 Kilogr. Die französischen Ingenieure nehmen häufig nur 200 Kil., die amerikanischen nur 140 Kil. an. In der Folge sollen immer für die größte zufällige Belastung einer Straßenbrücke 360 Kil. per □Metr. gerechnet werden, weil die Belastung durch Menschengedränge keine ruhige ist.

Bei einer Eisenbahnbrücke ist nicht die Belastung durch ein Menschengedränge die größte, besonders wenn dieselbe nur ein Bahngleise und eine geringe Länge hat. Es bleibt somit in jedem einzelnen Falle zu untersuchen, wie viel das Gewicht eines auf der Brücke befindlichen Eisenbahnzugs beträgt, wobei man von den ungünstigsten Voraussetzungen ausgeht. Man sehe hierüber §. 105.

Bei einer Canalbrücke bestimmt sich die größte gleichförmig vertheilte Last nach oder in dem Canal stehenden Wassermenge. Für die Ziehwege wird die Belastung durch ein Menschengedränge angenommen.

Bei der Berechnung der Fahrbahn einer Straßenbrücke, beziehungsweise bei der Bestimmung der Dimensionen des Bohlenbelags, ist es nicht die gleichförmig vertheilte größte Belastung, welche einen einzelnen Bohlen am stärksten beansprucht, sondern solcher wird mehr belastet, wenn das Rad eines großen Frachtwagens in seiner Mitte steht. Die größten Frachtwagen haben ein Gewicht von 160 bis 200 Centner oder 8 bis 10,000 Kilogr. Hiernach ist somit die Fahrbahnbedielung zu berechnen und erhält bei der üblichen Entfernung der Träger gewöhnlich eine Stärke von 0.09 Mtr. Wenn die Fahrbahn keine Beschotterung erhält, so nimmt man in der Regel wegen Abnutzung dieses Bohlenbelags noch einen zweiten 0.06 Mtr. starken Belag wie ersteren von Eichenholz; das Gewicht eines Quadratmeters des doppelten Bohlenbelags ist somit. 120 Kilogr.

Das Gewicht eines 0.09 Mtr. starken Bohlenbelags mit einer	
0.15 Mtr. hohen Schotterdecke beträgt	288 Kilogr.
Dasselbe mit 0.12 Mtr. hohem Holzpflaster	263.8 "
" " " " " Steinpflaster	453.6 "

Hat man hiernach das Gewicht der Fahrbahn einer Brücke ermittelt, so schreitet man an die Bestimmung der Dimensionen der Träger, deren Belastung besteht:

- 1) aus dem Gewicht der Fahrbahn,
- 2) aus der zufälligen Belastung durch ein Menschengedränge,
- 3) aus dem Eigengewicht der Träger.

Bei Eisenbahn- oder Canalbrücken ist die zufällige Belastung erst nach dem Früheren auszumitteln.

§. 16.

Formeln zur Bestimmung der Dimensionen der Träger für Balkenbrücken.

1) Die Träger seien einfache Balken mit rechteckigem Querschnitte von der Breite b und Höhe h , so hat man, für den Fall nur eine gleichförmige Belastung angenommen wird und die Träger mit beiden Enden frei aufliegen, nach §. 61 der Allgemeinen Baukunde

$$\text{bei zehnfacher Sicherheit für Eichenholz } b h^2 = \frac{p l^2}{80}$$

$$\text{" " " " Tannenholz } b h^2 = \frac{p l^2}{68}$$

p die Belastung für die Längeneinheit und
 l die freiliegende Weite in Centimeter bezeichnet.

2) Die Träger seien verzahnt oder verdübelt und haben einen rechteckigen Querschnitt von der Breite b und Höhe h , so hat man nach §. 75 der Allgemeinen Baukunde

$$\text{bei 10facher Sicherheit für Eichen- oder Tannenholz } b h^2 = \frac{p l^2}{53}$$

3) Die Träger seien offen gebaut, d. h. zwischen zwei Balken von rechteckigem Querschnitte seien Balkenstücke eingesetzt. Die Höhe des Trägerquerschnitts sei h
 Breite des Trägerquerschnitts b
 Die Entfernung beider Balken h'

so hat man nach §. 76 der Allg. Baukunde

$$\text{für 10fache Sicherheit und Eichenholz: } \frac{p l^2}{8} = \frac{10 b}{h} (h^3 - h'^3).$$

Sind die Träger an beiden Enden eingemauert, so tragen sie die doppelte Last; ist die gleichförmig vertheilte Last in der Mitte concentrirt und sind die Träger frei aufgelegt, so tragen sie nur die Hälfte.

[Berechnung einiger Balkenbrücken im Vortrage.]

a) Hängwerkbrücken.

§. 17.

Werden die Träger einer Brückenbahn durch ein Hängwerk getragen, d. h. durch eine aus Streben, Spannriegeln und Hängsäulen gebildete Holzconstruktion, welche sich über den genannten Trägern befindet, so hat man eine Hängwerkbrücke. Vermöge dieser Anordnung der Construktion haben diese Brücken immer zwei Vortheile:

- 1) daß sie nur wenig Raum zwischen Hochwasser und Fahrbahn erfordern;
- 2) daß sie auf ihre Widerlager nur einen Vertikaldruck, aber keinen Horizontaldruck ausüben.

Die Träger einer Brückenbahn können natürlich nicht alle durch solche Hängwerke verstärkt werden, weil dadurch der Uebergang gehindert wäre, sondern es geschieht diese Verstärkung nur an den beiden äußersten, öfters auch noch an dem mittlern, oder zuweilen, wenn auf beiden Seiten der Fahrbahn Fußwege liegen, an den zwischen den letztern und der Fahrbahn liegenden Trägern. Alle übrigen Träger werden durch die an den Hängwerken angehängten Unterzüge getragen.

Die Streben der Hängwerke dürfen nicht zu flach liegen, denn je kleiner der Winkel ist, den dieselben mit dem Horizonte machen, desto weniger nehmen sie von der die Bahn treffenden Belastung auf. Der kleinste zulässige Winkel ist 22° .

Bei kleinern Hängwerkbrücken für Straßen und Eisenbahnen gibt man den Hängwerken nur eine Höhe von 1.2 bis 1.35 Mtr., damit sie zugleich als Geländer dienen können. Wird nun bei einem Hängwerk mit einer Hängsäule ein Strebewinkel von 22° angenommen, so kann die Entfernung der Widerlager nur 6 Mtr. betragen. Bei zwei Hängsäulen und der Länge des Spannriegels von 3.6 Mtr. könnte die ganze Spannweite höchstens 9.6 Mtr. sein.

Es geht hieraus deutlich hervor, daß das Hängwerk nur dann für größere Spannweiten zulässig ist, wenn man ihm eine entsprechende Höhe gibt. Für die Höhe der Hängsäulen von 4.2 Mtr. würde man bei der Spannriegellänge von 7.5 Mtr. (Taf. V. Fig. 134 d. Allg. Baukunde) und dem Strebewinkel von 25° eine Spannweite von 25.5 Mtr. erhalten, und es könnte somit im äußersten Falle eine Weite von 30 Mtr. mit dem Hängwerke überbrückt werden, wenn der Strebewinkel noch etwas kleiner angenommen würde. Hängwerke, welche eine größere Höhe als 2 Mtr. haben, bedürfen zur Sicherung ihrer vertikalen Stellung schon seitlicher Bestrebungen; beträgt die Höhe 3 bis 4 Mtr. und darüber, so sind selbst diese nicht mehr hinreichend, und es müssen sämtliche Hängwerke durch obere Querbalken mit einander verbunden werden, welche stets in einer Höhe von 4 Mtr. über der Bahn angebracht sein müssen, damit die höchsten Lastwagen unter ihnen hindurch passieren können.

Wenn aber bei irgend einer Construktion darauf geachtet werden muß, daß die verschiedenen Versagungen durch den Einfluß der Witterung nicht Noth leiden, so ist dieß bei größern Hängwerkbrücken, wo Alles von der Unveränderlichkeit dieser Versagungen abhängt; man kam daher zunächst auf den Gedanken, dieselben

mit einem leichten Dache zu versehen und somit eine gedeckte Brücke zu construiren. Viele ältere Brücken mit Bedachungen haben auch noch verschaltete Seitenwände, um die Construction noch mehr vor Rässe zu schützen; allein wenn man erwägt, daß ein vorspringendes Dach den gleichen Zweck erfüllt wie die Verschaltung und letztere noch zudem die ständige Belastung der Brücke vergrößert, ferner der Bahn Licht und Luftzug entzieht, dem Sturmwind eine große Fläche darbietet, wodurch nachtheilige Seitenausbiegungen zu beforgen sind, endlich der Brücke ein äußerst unschönes Ansehen gibt, so begreift man leicht, daß solche möglichst vermieden werden sollte.

Bei Eisenbahnen hat man bis jetzt die Hängwerke in Deutschland nur für kleinere Spannweiten angewendet und selbst hier ließ man an den Versatzungen der Streben in die Tragbalken und an den Verbindungen derselben mit dem Spannriegel alle möglichen Verstärkungen eintreten, um die Construction hinlänglich steif und fähig zu machen, die bei dem Darüberrollen der Eisenbahnzüge vorkommenden Erschütterungen und Stöße ertragen zu können. Für größere Spannweiten konnten die Hängwerke um so weniger Eingang finden, als die neueren amerikanischen Holzconstructions, von denen später die Rede ist, sich als zweckmäßiger bewährt haben, und dabei nicht die große Zahl langer kernhafter Baumstämme bedingen, wie die Hängwerke.

Wie jede hölzerne Brücke in vertikalem Sinne die der größten Belastung entsprechende Stärke besitzen muß, so bedarf sie auch in horizontalem Sinne einen gewissen Grad von Steifigkeit, wodurch sie vermögend wird, einseitigen Stößen, sowie heftigen Windströmungen widerstehen zu können. Diese horizontale Versteifung oder Verstrebung der Brücken geschieht durch Anbringung horizontalliegender Dreiecke, welche sich mit ihrer Grundlinie an die Widerlager anschließen und die man Windkreuze nennt. Hängwerke von 12 Mtr. Spannweite und darüber müssen mit Windkreuzen versehen sein und man pflegt solche unmittelbar unter den Brückenbahnträgern anzubringen. Bei sehr hohen Hängwerken befindet sich ein zweites System von Windkreuzen zwischen den obern Querverbindungen.

Zur Erklärung der Construction der Hängwerkbrücken folgt die Beschreibung zweier Brücken von verschiedener Spannweite, mit Hinzufügung der vorkommenden Modificationen und Verbesserungen für ähnliche Verhältnisse.

§. 18.

Die Taf. V., Figur 1 bis 4, zeigt die Brücke über dem Dreifamkanal bei Rimbürg im Großherzogthum Baden. Sie hat drei gleiche Oeffnungen von 11.4 Mtr. Weite; ihr Unterbau besteht aus 2 Jochen und 2 steinernen Widerlagern. Die Bahn, deren Breite 6 Mtr. beträgt, ruht auf 9 Trägern, wovon die beiden äußersten durch Hängwerke mit 2 Hängsäulen verstärkt sind. Die Streben der Hängwerke sind 36 Mtr. lang $\frac{0.27}{0.24}$ Mtr. stark und stemmen sich mit ihren unteren Enden in gußeiserne Schuhe ein, welche noch senkrechte Geländerpfosten aufnehmen. Die Spannriegel haben 4.2 Mtr. Länge und wurden durch einen

Mittelpfosten gegen Ausbiegung gesichert. Mitten durch die Hängsäulen und Pfosten gehen 0.03 Mtr. starke eiserne Bolzen, an welchen die $\frac{0.36}{0.3}$ Mtr. starken Unterzüge hängen.

Dieselbe Construction kann auch für etwas größere Spannweiten mit Beibehaltung der Geländerhöhe Anwendung finden, wenn man den Neigungswinkel der Streben dadurch vergrößert, daß man die letztern statt gegen den äußeren Träger, welcher auch Tramen genannt wird, in den Hochholm stemmt, und wenn es die Höhe der Bahn über dem Hochwasser gestattet, noch Sattelhölzer anordnet, wie solches durch die Fig. 5, Taf. V., angedeutet ist.

Wollte man eine solche Brücke für eine Eisenbahn bauen, so müßte sie für ein doppeltes Schienengeleise wenigstens drei Hängwerke erhalten. Die Streben dieser Hängwerke müßten in gußeiserne Schuhe versetzt und zur Verbindung mit dem Spannriegel in gemeinschaftliche gußeiserne Köpfe, durch welche die schmiedeisernen Hängbolzen gehen, eingesetzt werden.

Bei der Brücke zur Grizena über die Saale, welche 31 Oeffnungen von 12 Mtr. Spannweite hat, wurde das Gußeisen, vermuthlich der Kosten wegen, vermieden, dafür aber hat man an dem Hängwerke jedwede Beweglichkeit dadurch unstatthaft gemacht, daß in die Winkelräume zwischen Streben und Spannriegel kräftige verzahnte Hölzer eingesetzt und verbolzt wurden. Die Brücke hat ebenfalls ein doppeltes Geleise und die Bahn wird von 4 Hängwerken, 2 äußeren und 2 mittleren, getragen.

§. 19.

Eine gedeckte Brücke, im Königreich Württemberg ausgeführt, sieht man aus den Figuren 1, 2, 3, Taf. VI.

Die Brücke hat eine Oeffnung von 21 Mtr. Weite; die Bahn, deren lichte Breite 5.4 Mtr. beträgt, wird von 2 Hängwerktrippen getragen; jede Rippe enthält 2 Hängwerke, eines mit doppelten Streben und einer Hängsäule, und eines mit einfachen Streben und 2 Hängsäulen; es sind somit 3 Hängsäulen in einer Entfernung von Mitte zu Mitte von 4.95 und 5.1 Mtr. Sämmtliche Hölzer für

die Streben, Spannriegel und Hängsäulen haben eine Stärke von $\frac{0.3}{0.3}$ Mtr.; die

Hängsäulen sind doppelt. Die Rippen haben von der Brückenbahn an gemessen eine Höhe von 4.56 Mtr.; in dieser Höhe liegen die Querverbindungs balken und beginnt die Bedachung. Die Fahrbahn, bestehend aus einem Holzplaster, welches auf einer Lehmlage und mit dieser auf einem Bohlenbelag ruht, wird von 7 Streckbäumen getragen, die auf $\frac{0.42}{0.3}$ Mtr. starken Unterzügen liegen.

Sowohl unter der Bahn als oben zwischen den Querverbindungen befinden sich Windkreuze zur Verhütung horizontaler Seitenschwankungen der Brücke.

Die Widerlager haben bei ihrer Höhe von 3.84 Meter eine untere Stärke von 1.8 und eine obere von 1.5 Mtr.

An den Seiten ist die Brücke mit einer Verschalung versehen.

§. 20.

Nöthige Formeln zur Berechnung der Hängwerkbrücken.

Es sei:

p die Belastung auf die laufende Längeneinheit des Tramens;

$2a$ die Spannweite;

n die Anzahl der in gleicher Entfernung angebrachten Hängsäulen;

so ist jeder Theil des Tramens zwischen 2 Hängsäulen für die gleichförmig vertheilte Last $\frac{2ap}{n+1}$ zu berechnen.

Der Zug an einer Hängsäule wäre ebenfalls $\frac{2ap}{n+1}$; folglich wenn von dieser Hängsäule 2 Streben ausgehen und dieselben den Winkel α mit der Vertikalen machen, die Pressung nach einer Strebe $= \frac{ap}{(n+1)\cos\alpha}$ und der Horizontalschub $\frac{ap}{n+1} \cdot \tan\alpha$.

Gehen von der Hängsäule eine Strebe und ein Spannriegel aus, dann ist die Pressung nach dem letztern gleich dem Horizontalschub.

Nach den hieraus entspringenden Pressungen und Spannungen sind die Dimensionen der einzelnen Theile der Hängwerke nach der in den §§. 60—66 der Allgem. Baukunde enthaltenen Lehre von der Festigkeit der Körper zu bestimmen.

[Berechnung einer Hängwerkbrücke im Vortrage.]

Bei obiger Berechnung wurde von der Voraussetzung ausgegangen, daß die Träger des Hängwerks an den Aufhängepunkten durchschnitten seien; wenn dies nicht angenommen wird und die Träger reichen von einem Widerlager zum andern, so sind die Büge an den Hängsäulen nach der Lehre der elastischen Linie, §. 1 des Anhangs zu bestimmen.

γ) Sprengwerkbrücken.

§. 21.

Werden die Träger einer Brückenbahn durch Sprengwerke unterstützt, deren Streben sich gegen unerrückbare Widerlager stemmen, so erhält man die Sprengwerkbrücke.

Da die Streben der einzelnen Sprengwerke nicht wohl unter 25° gegen den Horizont geneigt und ihre Stützpunkte vom Wasser nicht berührt werden dürfen, so erfordert eine solche Brücke stets einen mehr oder weniger großen Raum zwischen Hochwasser und Fahrbahn, je nach der zu überbrückenden Weite.

Läßt sich dieser Raum unbeschadet anderer Verhältnisse leicht gewinnen oder ist er schon in der natürlichen Höhenlage der Brückenbahn gegen den Wasserspiegel des zu überschreitenden Flusses begründet, dann hat die Sprengwerkbrücke entschiedene Vortheile vor den gewöhnlichen Balken- oder Hängwerkbrücken, nämlich sie gestattet größere Spannweiten, die Brückenbahn kann beliebig oft unterstützt

werden, die Construction ist auf ihre größte Höhe mit den Widerlagern vereinigt, erhält daher viel Stabilität, die Constructionstheile sind von der Bahn bedeckt und daher vor Nässe geschützt, die Duerverbindungen können in beliebiger Zahl unter der Bahn angebracht werden, und endlich sind Reparaturen eher ohne besondere Stützung der Bahn möglich, wie bei den Hängwerken.

Größere Sprengwerkbrücken haben allerdings auch wieder Nachteile, die ihrer Anwendung hindernd entgegenreten, und die gerade in neuerer Zeit, wo man mit den amerikanischen Constructionen von Town und Howe bekannt geworden ist, sie noch mehr verdrängen; diese Nachteile bestehen darin: daß die Widerlager wegen dem Horizontalschub eine bedeutende Stärke erfordern, wodurch die Kosten des Mauerwerks vermehrt werden, sodann daß die Construction der Sprengwerke lange kernhafte Stämme bedingt, die nicht an allen Orten zu haben sind.

In dem §. 88 der Allgemeinen Baukunde sind bereits die Sprengwerke an und für sich als Verstärkungsconstructionen für verschiedene Spannweiten betrachtet worden.

Bei einer Sprengwerkbrücke hat man immer eine der Breite und Belastung der Bahn entsprechende Anzahl von Sprengwerken in gleicher Höhe zwischen die beiderseitigen Widerlager zu setzen und mit einander zu verbinden; horizontalen Ausbiegungen oder Schwingungen wird durch ein oder mehrere Systeme von Windstreben begegnet.

Bei Straßenbrücken pflegt man sodann unmittelbar auf die Sprengwerke den Bohlenbeleg der Fahrbahn zu legen, während bei Eisenbahnübergängen, wo auf eine möglichste Vertheilung des Drucks zu sehen ist, gewöhnlich zuerst Querbalken aufgekämmt werden, auf welchen die Langschwelen der Bahn ruhen.

§. 22.

Die Fig. 8, 9 und 10 Taf. VI., stellen eine Construction dar, welche in Württemberg für Straßenbrücken in ähnlichen Fällen als Norm gilt. Auf 15 bis 18 Mtr. Weite zwischen den Stützpunkten werden für eine Fahrbahnbreite von 6 Mtr. 3 doppelte Sprengwerke aufgestellt. Die Streben und Spannriegel jedes einzelnen Sprengwerks sind $\frac{0.3}{0.3}$ Meter stark und werden durch Dübel und Bolzen mit einander verbunden. Auf 7 eichenen Unterzügen, welche theils unmittelbar, theils mittelst Pfosten auf die Sprengwerke gestützt sind, liegen 5 Streckbäume als Unterlage für die aus einer doppelten Bohlenlage bestehende Fahrbahn. Zwischen den benannten Unterzügen sind Windstreben angebracht. Einfache hölzerne Geländer begrenzen die Fahrbahn.

Bei andern Sprengwerkbrücken für Spannweiten von 18 bis 20 Mtr. hat man statt der doppelten Sprengwerke mehrere einzelne mit parallel- oder verschieden geneigten Streben aufgestellt und sie durch normal auf letztere gerichtete Zangen verbunden, die an den Tragbalken befestigt sind.

Diese Anordnung verdient in sofern, vor der erstern den Vorzug, als Repa-

raturen an den Sprengwerken selbst leichter ohne besondere Stützung der Bahn vorgenommen werden können, und die Streben hauptsächlich nur auf ihre rückwirkende Festigkeit beansprucht sind, folglich die Gefahr einer Ausbiegung um so weniger zu gewärtigen ist, als sie durch die Zangen zwischen ihren Enden gefaßt und an feste Punkte angehängt sind.

§. 23.

Eine solche Construction, für eine provisorische Eisenbahn angewendet, ist auf Taf. V. durch die Fig. 6, 7, 8, 9 dargestellt. Bei dem Baue der steinernen Brücke über den Neckar bei Ladenburg, welcher mehrere Jahre dauerte, ließ man nämlich die Züge über eine Nothbrücke gehen, um mit der Eröffnung der Bahn nicht bis zur gänzlichen Vollendung der ersteren warten zu müssen. Die ganze Länge der Nothbrücke betrug 442·5 Mtr. und bestand aus 9 größeren Oeffnungen von je 30 Mtr. und 23 kleineren Oeffnungen von je 7·5 Mtr. Weite. Von den letztern befanden sich 18 auf dem linksseitigen und 5 auf dem rechtsseitigen Neckarufer. In jeder Oeffnung sind 2 Tragrippen in einer Entfernung von 2·1 Mtr. von Mitte zu Mitte aufgestellt. Diese Tragrippen einer großen Oeffnung bestehen aus 5 Sprengwerken, die theilweise über-, theilweise nebeneinander liegen und durch 7 Zangenpaare mit dem Tragbalken verbunden sind. Wie aus dem Grundrisse ersichtlich, sind die Streben der Sprengwerke nicht alle in derselben Vertikalebene, sondern gehen von der Mitte gegen die Stützpunkte hin etwas auseinander, um gleichzeitig als Seitenverstreben gegen horizontale Ausbiegungen zu dienen.

Zur Herstellung der Bahn legte man auf beide Tragrippen in Entfernungen von 1·05 Mtr. von Mitte zu Mitte Querbalken, und auf diese die Langschwellen zur Aufnahme der Schienen. Zum Schutze gegen ein Abgleiten der Räder der Locomotive waren noch zwei weitere ebenfalls mit Schienen versehene Langschwellen neben erstere gelegt. Im Uebrigen war die Bahn zwischen den Geländern und Langschwellen mit 0·06 Mtr. starken Bohlen bedeckt und der mittlere Theil der Bohlenlage mit Kies überworfen.

Die Joche, deren Höhe 12 Mtr. betrug, waren aufgesetzte und erhielten die aus Fig. 9 ersichtliche Construction.

Um feste Widerlagspunkte zu erhalten, führte man Massive von Mauerwerk auf, die sich gegen den festen Boden stützten und zur Aufnahme starker Schwellen dienten, gegen welche sich sodann die Sprengstreben anstemmten.

In Bezug auf die Ausführung der Brücke mag bemerkt werden, daß sämtliche Hölzer auf dem Werkplatze abgebunden und zusammengesetzt wurden, und daß man sich alsdann bei dem Aufschlagen der Hauptsprengwerke theils hängender, theils fester Gerüste bediente.

Die die Brücke passirenden Locomotiven verursachten Senkungen von 0·06 Mtr.

Die Kosten der Brücke betragen 65,000 Gulden.

§. 24.

Die Taf. V., Fig. 10, 11, 12 gibt die Construction der Neckarbrücke bei Cannstatt. *) Diese Brücke führt die Eisenbahn, nachdem sie den sogenannten Rosensteintunnel verlassen, über die Straße von Stuttgart nach Cannstatt, über den Mühl- und Floßcanal und den längs demselben hinlaufenden Leinpfad, über eine schmale Landzunge sofort über den Neckar und jenseits desselben noch auf eine gewisse Entfernung über die Neckarthalsohle.

Die Niveauverschiedenheiten der Straße, des Leinpfades und Canals gestatteten jedoch nicht, ein und dasselbe Constructionssystem von einem Ende der Brücke bis zum andern anzunehmen, sondern erforderten für die Ueberbrückung der Staatsstraße eine Balkenbrücke mit drei Unterstützungen und für die Ueberbrückung des Neckars eine Sprengwerfbrücke mit 9 Oeffnungen, also 8 Pfeilern und 2 Widerlagern, welche letztere mit Durchgängen, einerseits für den Leinpfad, andererseits für die jenseitige Straße, versehen sind. Mit dem Hauptübergang mußte noch ein Fußsteg verbunden werden, und es wurde dieser an die mittlern Träger der Eisenbahnbrücke angehängt. Die Inundationsverhältnisse der Umgebungen von Cannstatt erforderten eine Gesamtdurchflußweite der Brücke von 200·2 Mtr. Das Hochwasser von 1824 stieg an der Brückenbaustelle 4 Mtr. über den mittleren Wasserstand des Neckars und befand sich in der Mitte der Brücke noch 5·14 Mtr. unter der Oberfläche der Schienen. Die erforderliche Lichtweite für eine Brückenöffnung beträgt 21·45 Mtr. Die Brücke liegt nicht nur in einem Gefälle von 1 : 125, sondern auch in einem Bogen von 514·8 Mtr. Halbmesser. Die einzelnen Sprengwerke mußten daher nach diesem Gefälle abgebunden werden, während der Krümmung der Brücke dadurch Rechnung getragen wurde, daß man die einander gegenüberstehenden Seiten je zweier Pfeiler parallel, die Pfeiler selbst mithin auf der concaven Seite schwächer anlegte, als auf der convexen. Die Gründung der Brücke bot keine außerordentlichen Schwierigkeiten, da die Beschaffenheit des Flussbettes, welches bis auf eine beträchtliche Tiefe aus ziemlich gleichartigen Geschieben besteht, die Anwendung von Pfahlrösten anzeigte. Nachdem diese Geschiebe auf die erforderliche Tiefe ausgebaggert waren, wurden die Pfähle geschlagen, zwischen und um dieselben eine etwa 0·56 Mtr. starke, möglichst ebene Schichte Bëton eingebracht, und auf diese ein Kasten versenkt, welcher nach einmaligem Auspumpen leicht wasserfrei erhalten werden konnte.

Die mittlere Stärke der Pfeiler beträgt über dem Sockel 3·14 Mtr., auf der Höhe der Stützpunkte 2·57 Mtr., oberhalb der Stützpunkte 1·43 Mtr. Die Höhe derselben vom Kopfe bis auf das Bahnniveau beträgt im Mittel 10·86 Mtr.

Die Sprengwerke der Brücke in einer Oeffnung bestehen aus 6 Rippen, wovon die 4 mittleren die beiden Geleise der Bahn unterstützen, die beiden äußeren zur Gewinnung der nöthigen Breite der Brücke und zur Unterstützung der Geländer

*) Ist später durch eine eiserne Bogenbrücke ersetzt worden.

dienen. Die Konstruktion und Dimensionen der einzelnen Sprengwerke zeigt Fig. 10 und ist in Beziehung auf dieselben nur zu bemerken, daß die Streben und Hängsäulen der äußeren Rippen aus Eichenholz bestehen, während die übrigen Bestandtheile der Rippen von Nadelholz ausgeführt sind.

Sämmtliche Streben stemmen sich gegen gußeiserne Schuhe, Fig. 17, auch die Querverbindungen sind von Gußeisen. Fig. 16, 16^a und 16^b. Die vertikalen Hängsäulen, deren beide mittlere bei den 4 äußeren Rippen nur in kurzen Stückchen Holz bestehen, sind auf die in Fig. 15 angegebene Weise seitwärts an die Längsbalken angekämmt.

In unmittelbarem Zusammenhange mit den Querverbindungsrahmen stehen die horizontalen Windstrebenbänder der Brückenfächer, welche den bei dem Ueberfahren eines Eisenbahnzuges nicht unbeträchtlichen Seitenschwankungen entgegen wirken. Sie sind von 0.016 auf 0.04 Mtr. starkem Flacheisen angefertigt. Fig. 11, 18, 19. Um endlich die Oscillationen, welche die einzelnen Brückenfächer bei dem Ueberfahren eines Eisenbahnzuges erleiden, nicht ausschließlich auf die Pfeiler der Brücke wirken zu lassen, sondern denselben in der Fahrbahn selbst einen kräftigen Widerstand entgegenzusetzen, sind die Längsbalken aller Brückenfächer mittelst Sattelhölzer zu einem Ganzen verbunden. Die ganze Fahrbahn der Brücke ist mit 0.11 Mtr. starken verdübelten tannenen Bohlen bedeckt, welche auf die Längsbalken festgenagelt sind. Auf diese Bohlenlage sind sofort 0.16 Mtr. starke eichene Langschwellen angeschraubt, von welchen die 4 inneren die Schienen, die zwei äußeren die Geländer der Brücke tragen. Das Geländer der Brücke besteht aus hölzernen Andreaskreuzen, welche mit den horizontalen Geländerhölzern durch Bolzen verspannt sind. Fig. 13 und 14. Die Konstruktion des Fußsteigs ist aus der Zeichnung ersichtlich. Eine der schwierigsten Aufgaben bei größeren nicht bedeckten Holzbrücken bleibt stets die, denselben gegen das Eindringen von Nässe den gehörigen Schutz zu geben. Im vorliegenden Falle wurde dieser Zweck theils mit Blech, theils mit Asphalt erreicht. Mit Blech bedeckt sind die Streben der äußeren Bünde, die Langschwellen der Schienen, sowie des Geländers, und endlich sind die Andreaskreuze des Geländers mit blechernen Schuhen versehen. Mit Asphalt bedeckt ist die Bohlenlage der Brücke zwischen den Langschwellen. Der Asphaltüberzug ist auf ausgespannter Sackleinwand angebracht und schließt an Streifen von Asphaltpappe. Um den Abfluß des Tagewassers zu erzielen, sind zwischen den Geleisen muldenförmige Vertiefungen in den Bohlenboden gearbeitet, an welche sich die Asphaltirung anschließt.

Sämmtliche Holztheile erhielten nach vollkommener Austrocknung einen Del-
farbanstrich.

§. 25.

Nöthige Formeln zur Berechnung der Sprengwerkbrücken.

1. Widerlager.

Das Widerlager einer Sprengwerkbrücke wird unter der Voraussetzung berechnet, als stünde es frei und hätte nur von einer Seite her einen Horizontal-

schub auszuhalten, also entweder den Erddruck von der einen, oder den Druck der Konstruktion von der andern Seite, welcher eben der größere ist. In den meisten Fällen wird der letztere auch der größere sein, und das Widerlager wird entweder eine Drehung um die äußere Kante A, Fig. 31, Taf. VIII. der Basis annehmen, indem sich das Mauerwerk nach der Linie AG trennt, oder es wird auf der Basis AD verschoben.

a) Berechnung auf Drehung.

Es sei: d die Stärke des Widerlagers an der Basis;

h die ganze Höhe desselben;

h' die Höhe des Angriffspunktes des Horizontalschubs von der Basis;

l die Länge des Widerlagers;

LK = n die Höhe } des Ausschnitts;
IK = m die Tiefe }

EF = a: CE = a'; Winkel CGE = α

p die Last auf die Längeneinheit des Trägers eines Sprengwerks;

π ein zufälliges Gewicht in der Mitte der Oeffnung F;

s die Anzahl Sprengwerke;

γ das Gewicht der Kubiteinheit Mauerwerk,

so hat man, wenn der Vertikaldruck der Konstruktion in dem Punkt C wirksam gedacht und die Cohäsion des Mauerwerks vernachlässigt wird:

$$\text{den Vertikaldruck } V = s \left\{ p (a + a') + \frac{\pi}{2} \right\}$$

$$\text{den Horizontalschub } H = s \left\{ p \left(a + \frac{a'}{2} \right) + \frac{\pi}{2} \right\} \text{ tang } \alpha$$

daher:

$$H \cdot h' = V \cdot d + \frac{d^2 h l \gamma}{2} - \frac{m^2 n l \gamma}{2} - \frac{d^2 h' l \gamma}{3}$$

und hieraus:

$$d^2 + d \cdot \frac{6V}{(3h - 2h') l \gamma} = \frac{3}{(3h - 2h') l \gamma} \left\{ 2Hh' + m^2 n l \gamma \right\}$$

also:

$$d = -\frac{3V}{(3h - 2h') l \gamma} + \sqrt{\frac{3}{(3h - 2h') l \gamma} \left\{ 2h'H + m^2 n l \gamma + \frac{3V^2}{(3h - 2h') l \gamma} \right\}}$$

für $m = n = 0$

$$d = -\frac{3V}{(3h - 2h') l \gamma} + \sqrt{\frac{3}{(3h - 2h') l \gamma} \left\{ 2h'H + \frac{3V^2}{(3h - 2h') l \gamma} \right\}}$$

b) Berechnung auf Verschiebung.

Eine Verschiebung des Mauerwerks kann entweder in der Höhe der Stützpunkte oder auf der Basis stattfinden, je nachdem das Widerlager hoch oder nieder ist.

Bedeutet μ den Coefficienten der Reibung zwischen dem Mauerwerk und dem Fundament, so hat man:

$$H = \mu \{ h d l \gamma - m n l \gamma + V \}$$

daher:

$$d = \frac{H - \mu (V - m n l \gamma)}{\mu h l \gamma}$$

Der Werth von μ wechselt zwischen 0.5 und 0.75.

2. Pfeiler.

Ist wieder:

h die Höhe des Pfeilers;

h' die Höhe des Angriffspunktes des einseitigen Horizontalschubs, welcher entsteht, wenn eine Bahn belastet, die andere unbelastet ist;

d die Pfeilerdicke;

V der Vertikaldruck von der belasteten Brückenbahn;

$H - H'$ der Horizontalschub;

γ Gewicht des Mauerwerks,

so hat man die Gleichung in Bezug auf Drehung um die Kante der Basis.

$$(H - H') h' = V d + \frac{d^2 h l \gamma}{2} \text{ und hieraus}$$

$$d = -\frac{V}{h l \gamma} + \sqrt{\frac{2(H - H') h'}{h l \gamma} + \left(\frac{V}{h l \gamma}\right)^2}$$

3. Sprengwerke.

Hat man das Gewicht der Brückenbahn und der zufälligen Belastung ausgemittelt, so läßt sich der Gesamtdruck auf ein Sprengwerk, und daraus auch der Druck auf jeden einzelnen Unterstützungspunkt leicht berechnen. Die Vertheilung des Drucks auf die Stützpunkte kann wieder, wie bei den Hängwerken, einfach nach der Lehre der parallelen Kräfte oder nach der Theorie der elastischen Linie gesehen, §. 1. des Anhangs.

Bedeutet nun:

D den Druck auf einen Unterstützungspunkt;

α den Winkel, welchen die Strebe mit der Vertikalen macht,

so ist die Pressung nach der Strebe:

$$\frac{D}{\cos \alpha}$$

die Pressung nach dem Spannriegel oder der Horizontalschub:

$$D \tan \alpha.$$

Hiernach werden die Dimensionen dieser Theile bestimmt.

Der Träger des Sprengwerks wird hauptsächlich auf seine relative Festigkeit in Anspruch genommen, es können daher die Dimensionen desselben nach dem Vertikaldrucke oder der entsprechenden Belastung bemessen werden.

Die Spannriegel eines Sprengwerks haben sowohl einer Längenpressung wie einer senkrecht wirkenden Belastung zu widerstehen und sind daher auf rückwirkende und relative Festigkeit zu berechnen.

d) Häng- und Sprengwerkbrücken.

S. 26.

Wird die Brückenbahn theils durch Häng- und theils durch Sprengwerke getragen, so entsteht die Häng- und Sprengwerkbrücke.

Wenn die reine Hängwerkbrücke für Spannweiten bis zu 30 Mtr., und die reine Sprengwerkbrücke bis zu Spannweiten von 45 Mtr. anwendbar ist, so kann mit der Häng- und Sprengwerkbrücke, bei hinlänglichem Raume zwischen Hochwasser und Fahrbahn, eine freie Weite von 70 und 80, ja von 100 Mtr. überschritten werden.

Schon im Jahr 1757 baute der Zimmermann Johann Ulrich Grubenmann eine Häng- und Sprengwerkbrücke über den Rhein bei Schaffhausen, welche zwei Oeffnungen hatte, eine von 51·9 Mtr. und die andere von 58·8 Mtr. Spannweite; und im Jahre 1778 construirte derselbe Zimmermann in Gemeinschaft seines Bruders eine Brücke über die Limmat bei der Abtei Wettingen, welche eine Spannweite von 118·89 Mtr. hatte. Leider konnten an beiden Bauwerken keine Erfahrungen über ihre Haltbarkeit gemacht werden, da sie schon in den Jahren 1799 durch Brand zerstört worden sind. *)

Unter anderen Brücken der Art, wobon man Zeichnungen in den älteren Werken über Brückenbau findet, verdient noch besondere Erwähnung die im Jahr 1808 in Galizien durch den Straßenbaudirektor Groß ausgeführte Häng- und Sprengwerkbrücke von 99 Mtr. Spannweite, deren Construction in einfachen Linien auf Taf. VI. Fig. 16 angegeben ist.

Eine einfache Betrachtung dieser älteren Constructionen zeigt jedoch schon deutlich ihre Mängel, welche darin bestehen: daß sie

- 1) zu viel langes kernhaftes Bauholz erfordern;
- 2) daß die Last des Brückenholzes zu groß ist;
- 3) die Reparaturen schwer und kostspielig sind;
- 4) die Widerlager sehr stark sein müssen.

In Nordamerika, wo vortreffliches Bauholz im Ueberfluß vorhanden ist, und der Holzbrückenbau auf einer hohen Stufe der Vollkommenheit steht, findet man keine Nachahmungen dieser schwerfälligen Häng- und Sprengwerke; statt ihrer wurden neue Systeme ausgeführt, mittelst welcher bei dem Minimum von Materialaufwand Spannweiten von 50 bis 60 Mtr. überbrückt werden konnten. Die Nothwendigkeit zur Annahme noch größerer Weiten als 60 Mtr. ist nur in äußerst seltenen Fällen vorhanden, denn fast immer können Mittelpfeiler angeordnet werden, und man wird deßhalb um so weniger zu einer Häng- und Sprengwerkconstruction von größerer Spannweite greifen, als die Erfahrung gelehrt hat, daß die Holzbrücken alsdann überhaupt nicht mehr zweckmäßig sind.

Die einzelnen Verbindungen der Construction eines Häng- und Sprengwerks sind im Allgemeinen dieselben, wie die der reinen Häng- oder Sprengwerke; nur

*) Zeichnungen findet man in: *Traité de la Construction des Ponts* par M. Gauthey. Paris 1813. Tome II. Seite 57 und 60. — Ferner in Müller's Brückenbaukunde.

zwei Stellen derselben verdienen eine nähere Beleuchtung, die Kreuzungen der Streben mit den Tramen, und die Versäzungen der Streben auf den Widerlagern. Die ersteren werden auf mehrere Arten dargestellt, entweder durch Verblattung beider Hölzer, oder durch Versäzung der Streben in die Tramen, oder durch Anwendung eines doppelten Tramens, welcher die Streben zangenartig umfaßt, oder endlich dadurch, daß man die Streben an der Seite des Tramens vorbeigehen läßt. Die letztere Anordnung ist die gewöhnlichste und wohl auch die vortheilhafteste, indem bei ihr weder eine Schwächung der Strebe noch des Tramens eintritt — wohl tritt auch bei der vorletzten Anordnung keine Schwächung ein, allein sie erfordert mehr Material und ist somit kostspieliger.

Gewöhnlich sind es nur die Anordnungen Fig. 11 bis 15, Taf. VI., welche bei der Konstruktion der Häng- und Sprengwerfbrücken in Anwendung kommen, und zwar Fig. 11, 12, 13 für Spannweiten von 11·5 bis 14 Mtr., Fig. 14 und 15 für Spannweiten von 18 bis 30 Mtr. Bei den letzteren erreichen schon die Hängsäulen eine solche Höhe, daß die einzelnen Tragrippen mit einander durch obere Quersangen verbunden sein müssen, daher auch den Brücken, der Erhaltung des Holzes wegen, eine Bedachung und nicht selten eine Verschalung gegeben wird. Eine solche Bedachung, obwohl sie das Gewicht der Konstruktion bedeutend vermehrt, erscheint bei größeren Holzbrücken, die viele Versäzungen haben, um so eher gerechtfertigt, als deren Festigkeit und Dauer von der Erhaltung letzterer abhängt. Daß das Dach an und für sich möglichst leicht konstruirt sein muß, versteht sich wohl von selbst. Was aber die Verschalung betrifft, so sollte diese aus den schon oben bezeichneten Gründen möglichst vermieden oder nur auf der Wetterseite angebracht werden.

Die Versäzungen der Streben auf den Widerlagern sind ebenfalls verschieden, und zwar je nach dem Material, aus welchen die letzteren ausgeführt werden. Stemmen sich die Streben gegen einen massiven Quaderbau, so werden sie am einfachsten in die Quader eingesetzt, und man wird vorzugsweise an die Versäzungsstellen möglichst lange und harte Steine wählen. Hat das Widerlager aber nur eine Quaderverkleidung und besteht im Uebrigen aus rauhem Mauerwerk, so ist eine directe Versäzung in die Verkleidungsquader nur für kleinere Spannweiten noch angehend, für größere hingegen muß eine Vertheilung des Drucks auf das ganze Widerlager angestrebt werden. Am Besten wird diese Vertheilung bewirkt durch einen starken eichenen Mauerbalken, gegen welchen sich alle Streben anstemmen. Obgleich nun diese Mauerbalken immer über dem höchsten Wasser liegen müssen, so verlieren sie doch, wie alles Holz, nach und nach ihre Festigkeit und müssen durch neue ersetzt werden, was nicht allein sehr mühsam, sondern auch sehr kostspielig ist, indem die Brücke provisorisch unterstützt und etwas gehoben werden muß. Man hat deßhalb diese Mauerbalken öfters durch gußeiserne Winkelplatten oder Lager Schuhe ersetzt, und diesen zur Vertheilung des Drucks eine möglichst große Basis gegeben. Derartige Gußplatten dürften insbesondere bei Eisenbahnbrücken den Vorzug verdienen, weil hier ein Eindringen der Streben in die Mauerbalken am meisten zu befürchten ist, und größere Reparaturen für den Be-

trieb sehr nachtheilig sind. Ebenso sind bei diesen Brücken, ähnlich wie bei den reinen Hängwerken, gewisse Verstärkungen anzuordnen, um jede Beweglichkeit oder Formänderung der Konstruktion thunlichst zu verhindern.

Im Allgemeinen müssen bei der Konstruktion aller hölzernen Brücken, insbesondere aber der Häng- und Sprengwerke, folgende Regeln befolgt werden:

- 1) Die Tragrippen sollen bei einem Minimum von Materialaufwand die nöthige Stärke und Tragkraft besitzen; dieß erfordert, daß sämtliche Konstruktionstheile gleichmäßig belastet, und vorzugsweise nur mit ihrer rückwirkenden und absoluten Festigkeit in Anspruch genommen werden;
- 2) die Auswechselung schadhafter Hölzer soll jederzeit ohne große Mühe bewerkstelligt werden können.

b) Brücken aus gebogenen oder nach Bogen zusammengesetzten Hölzern.

a) Bogenhängwerkbrücken.

§. 27.

Auch diese Brücken werden wie die Hängwerkbrücken aus geraden Hölzern da angewendet, wo die zu überbrückende Oeffnung für gewöhnliche Träger zu groß und der Raum zwischen Hochwasser und Fahrbahn nur gering ist. Sie unterscheiden sich von den benannten Brücken nur dadurch, daß an die Stelle der Streben und Spannriegel ein hölzerner Bogen tritt, somit auch die Versatzungen an den Punkten, wo die Hängsäulen gefast sind, wegfallen. Durch diese Anordnung tritt demnach eine Verstärkung ein, welche um so mehr an Bedeutung gewinnt, je mehr Versatzungen durch den Bogen vermieden werden, also je größer die Spannweite ist. Die größte Spannweite für das Bogenhängwerk kann zu 60 Mtr. angenommen werden, indem größere Bogen nur bei übermäßiger Stärke den genügenden Grad von Steifigkeit erlangen und ihre Form bei einer zufälligen beweglichen Belastung nicht verändern würden. Die Hauptaufgabe bei der Konstruktion einer Bogenhängwerkbrücke ist überhaupt immer die, den Bogen eines Trägers so mit dem Tramen, in welchen er versetzt ist, zu verbinden, daß die an irgend einem Punkte desselben befindliche Last möglichst nach der Länge vertheilt werde und der Bogen selbst keine Formänderung zulasse.

Der bairische Oberbaudirektor v. Wiebeking, welcher zuerst hölzerne Bogen für Sprengwerke von 30 bis 60 Mtr. Weite im Brückenbau angewendete, hat auf die Verhinderung einer Formänderung zu wenig Gewicht gelegt, weshalb auch seine Brücke bald in Zerfall geriethen; betrachtet man dagegen die neuen amerikanischen Hängwerkbrücken von Brown, so sieht man den Bogen immer in Gemeinschaft mit dem Fachwerk angewendet, welches zur Vertheilung der Last dient und dem Bogen nicht gestattet, seine ursprüngliche Form zu verändern.

Alle hölzernen Bogen, welche in den §§. 80, 81 und 82 der Allgemeinen Baukunde betrachtet worden sind, können bei den Tragrippen der Bogenhängwerke

Anwendung finden, und es wird die Entscheidung der Frage: „welches ist der vortheilhafteste Bogen“, hauptsächlich abhängig sein von der anzuwendenden Holzart und von der Spannweite. Im Allgemeinen wird man zwar dem Eichenholz immer den Vorzug vor dem Fichtenholz geben, weil es unter dem Einflusse der Witterung eine längere Dauer zeigt, allein es können Fälle eintreten, wo dasselbe entweder gar nicht, oder nur zu sehr hohen Preisen zu verschaffen ist; hier wird man also vorzugsweise auf fichtene Balkenbogen greifen, während in allen anderen Fällen die eichenen Bohlenbogen entschieden den Vorzug verdienen.

Einfach gebogene Balken von $\frac{0.36}{0.3}$ Mtr. Stärke eignen sich nur für Hängwerke von höchstens 15 Mtr. Weite; für größere Spannweiten pflegt man entweder mehrere Balkenlagen aufeinander zu verzahnen oder zu verbübeln, oder endlich, was noch vorzuziehen ist, die Balkenlagen mit dazwischen gelegten Balkenstückchen aufeinander zu verschrauben. Bei ausschließlicher Verwendung des Eichenholzes können entweder krumm gewachsene Balkenstücke von etwa 2.5 Mtr. Länge zur Zusammenfügung eines Balkenbogens genommen werden, oder man greift zu den Bohlenbogen, bei welchen sodann diejenigen von Junk wegen leichterer Reparatur den Vorzug haben.

§. 28.

Die einfachsten Bogenhängwerkbrücken für Spannweiten von 13.5 bis 15 Mtr. sind die, bei welchen die äußersten Tramen mit einfachen gekrümmten Balken verstärkt werden. Zur Vereinigung von Bogen und Tramen sind etwa alle 1.8 Mtr. kurze Pfosten eingesetzt, welche gewissermaßen die Ordinaten des Bogens bilden; durch Bogen, Pfosten und Tramen gehen schmiedeeiserne Bolzen, von denen zwei als Hängeisen dienen und noch die Enden der Unterzüge fassen. Zur Verstärkung der Bogenenden pflegt man Sattelhölzer anzuordnen und schmiedeeiserne Bänder anzulegen. Die Brückenbahn, gewöhnlich 6 Mtr. breit und aus einer doppelten Bohlenlage bestehend, ruht auf den $\frac{0.3}{0.3}$ Mtr. starken Streckbäumen, welche theils auf den Widerlagern, theils auf den Unterzügen aufliegen. Der Bogen darf nicht stärker gebogen werden als $\frac{1}{25}$ bis $\frac{1}{20}$ der Spannweite, und zwar geschieht die Biegung am Besten auf dem Tramen, wobei man nach früherer Anleitung §. 79 der Allgemeinen Baukunde verfährt.

§. 29.

Pechmann's Bogenhängwerke.

Die Bogenhängwerke von Pechmann wurden besonders in Baiern vielfältig in Ausführung gebracht, nachdem sich schon vorher ähnliche Konstruktionen nach Wiebeking's Angabe bei einigen Brücken über die Donau und den Inn unter gewissen Verhältnissen als zweckdienlich bewährt hatten.

Die bedeutendste Brücke der Art ist jene bei Passau über die Donau; sie hat 7 Oeffnungen von 26 Mtr. Spannweite, und 6 steinerne 2.2 Mtr. dicke Pfeiler;

in ihrer Konstruktion ist sie von den übrigen Pechmann'schen Brücken nur darin verschieden, daß sie in der Mitte der Fahrbahn statt des verzahnten Balkens einen Rippenbogen hat. Die Brücke bei Ottershausen, welche durch die Fig. 19, 20, 21 auf Taf. VIII. dargestellt ist, zeigt die gewöhnliche Anordnung der Hölzer bei dem Pechmann'schen Hängwerk. Die Brücke hat drei Oeffnungen, jede von 20 Mtr. Lichtweite. Die 8 Mtr. breite Fahrbahn wird von 2 Hängwerken und einem in der Brückenachse liegenden verzahnten Balken getragen. Die Tragbalken der Hängwerke sind $\frac{0.8}{0.3}$ Mtr. stark. Die Bogen aus 2 übereinander liegenden Kurven be-

stehend, haben eine Pfeilhöhe im Lichten von 1 Mtr. und sind $\frac{0.5}{0.3}$ stark. Bogen und Tragbalken sind mittelst 5 Pfosten und durchgehenden eisernen Bolzen, an welchen die Unterzüge hängen, befestigt. Die Pfosten setzen sich über dem Bogen fort und sind sammt dem Geländerholz von den genannten Bolzen gefaßt. Die Konstruktion der Brückenbahn ist aus der Zeichnung ersichtlich.

Auch in Oesterreich hat man eine derartige Bogenhängwerkbrücke bei der Ueberführung der Kaiser-Ferdinands-Nordbahn über die Donau in Ausführung gebracht. Sie hat 23 Oeffnungen von je 18 bis 20 Mtr. Weite von Mitte zu Mitte der Pfahljoche. Die Dimensionen der Hölzer sind dieselben wie bei der Brücke zu Ottershausen, allein in der Konstruktion unterscheidet sie sich darin von der letztern, daß die Pfosten durch doppelte Zangenhölzer ersetzt wurden, welche bis auf die Unterzüge herabgehen, sodann daß die Bogenenden durch aufgelegte kurze Balken eine Verstärkung erhielten.

Diese Bauart ist jedoch nur anzuempfehlen, wo die Spannweite nicht über 18 Mtr. beträgt, und wo Hochwasser oder andere Umstände kein Sprengwerk zulässig machen.

§. 30.

Die erste Bogenhängwerke mit Bohlenbogen baute der Strombaudirektor Funk über die Weser bei Minden in den Jahren 1799 und 1800. Die Bohlenbogen sind nach dem Princip von de l'Orme konstruirt und bestehen aus 2 Lagen von 0.18 Mtr. Stärke und 0.48 Mtr. Höhe. Die 7.5 Mtr. breite Brückenbahn ruht auf 2 Land- und 5 Mittelpfeilern, welche letztere in einer Entfernung von 14 Mtr. auseinander stehen. 7 Unterzüge, wovon 2 an den Enden der Bogen, tragen die Bahn einer Oeffnung und sind mittelst eisernen Bolzen an die Bogen angehängt. Die Bogenenden sind nicht in die Tramen versetzt, sondern stemmen sich gegen aufgekämmte und verbolzte Klöße von Eichenholz.

Wenn gleichwohl die Funk'schen Bohlenbogenbrücken mit einigen Modificationen, welche sich hauptsächlich auf die Bogenconstruction beziehen, vielfach Anwendung gefunden haben, so hat man in neuerer Zeit noch mehr von den zuerst im Jahr 1809 von Wiebeking bei der Brücke zu Altenmarkt angewandten und später von Oberst Emh vervollkommeneten Bohlenbogen, bei welchen die Bohlen horizontal übereinander liegen, Gebrauch gemacht. Besonders in Holland, Eng-

land und Amerika wurden die kühnsten Bauwerke mit Benutzung dieses Bohlenbogensystems ausgeführt.

Bei Bogenhängwerkbrücken von 14 bis 15 Mtr. Spannweite pflegt man bei Straßenbahnen von 6 Mtr. Breite die Bohlenbogen auf die äußersten Streckbalken oder Tramen in gußeiserne Schuhe zu verkegen. Jeder Bohlenbogen wird aus 6 Lagen von 0.06 Mtr. Stärke und 0.3 Mtr. Breite zusammengesetzt und mit dem Tramen durch hinlänglich viele Pfosten und durchgehende Bolzen vereinigt. Die gewöhnlich aus einer doppelten Bohlenlage bestehende Fahrbahn ruht auf tannenen Streckbäumen von $\frac{0.3}{0.3}$ Mtr. Stärke, welche durch die Mauerbalken der Widerlager und durch mindestens 3 Unterzüge unterstützt sind. Diese Unterzüge erhalten $\frac{0.36}{0.3}$ Mtr. Stärke und sind an die schon oben erwähnten Bolzen angehängt.

Bei einem Krümmungspfeil von 0.75 Mtr. erhält das ganze Hängwerk eine Höhe von 1.2 Mtr., wenn noch ein Abdachungsbohlen von 0.09 Mtr. Dicke, sich horizontal von einem Widerlager zum andern erstreckend, angewendet ist. Die vertikale Stellung des Bogens läßt sich stets durch einige eiserne Strebchen, welche gegen die Verlängerung der Unterzüge herabgehen, hinlänglich sichern.

Auf der holländischen Eisenbahn von Amsterdam nach Leyden befinden sich mehrere Bogenhängwerke von 24 Mtr. Spannweite. Das doppelte Bahngelise wird von 3 Bogen getragen; jeder Bogen besteht ausschließlich der Bedachung aus 7 Lagen von 0.08 Mtr. Stärke und 0.46 Mtr. Breite, und sitzt mittelst gußeisernen Schuhen auf dem verdübelten $\frac{0.6}{0.46}$ Mtr. starken Tramen. Die Vereinigung von Bogen und Tramen ist durch 7 Pfosten bewerkstelligt, zwischen denen sich, zur Verhinderung einer Formänderung, sowie zur Vertheilung des Drucks, Andreaskreuze befinden. Bogen, Pfosten und Tramen sind mit $\frac{0.09}{0.03}$ Mtr. starken eisernen Bändern verbunden, die den Vortheil haben, daß sie keine Schwächung des Bogens veranlassen; ihre Form sowie die Art ihrer Verbindung ist aus Fig. 9, Taf. VII., ersichtlich.

Der Krümmungspfeil der Bogen ist 3 Mtr., demungeachtet sind die Bogen selbst weder seitlich verstrebt noch auf sonstige Art in ihrer vertikalen Stellung gesichert, was nicht wohl anginge, wenn die starken eisernen Bänder fehlen würden.

Quer über die Tramen der 3 Hängwerke sind eichene Durchzüge verlammt und aufgebübelt, worauf die Langschwellen der Eisenbahn ruhen. Die Eindeckung der Brücke besteht nur aus einer einfachen Bohlenlage mit offenen Fugen zur Ableitung des Regenwassers.

β) Bogenstrengwerkbrücken.

§. 31.

Werden die Bogen unter der Brückenbahn angebracht, so entsteht die Bogenstrengwerkbrücke. Da es Grundsatz ist, die Anfänge der Bogen über den

höchsten Wasserspiegel zu legen, so erfordert die Anwendung dieser Construction immer eine gewisse Höhe zwischen dem Hochwasser und der Fahrbahn. Für die Spannweite = w und die Höhe der Construction im Scheitel = h wäre die geringste erforderliche Höhe bei Balkenbogen $\frac{1}{12} w + h$; für Bohlenbogen $\frac{1}{10} w + h$.

Auch bei diesem Brückensystem können alle früher betrachteten Bogen zur Unterstüzung der Bahn verwendet werden, doch wird man nur immer denjenigen wählen, welcher den obwaltenden Verhältnissen am Besten entspricht; in Ermangelung von Eichenholz ist dieß der Balkenbogen, in Ermangelung langer kräftiger Fichtenhölzer der Bohlenbogen.

Wenn die für den Bogen erforderliche Höhe bei dem Entwurf einer Straße oder Eisenbahn gewonnen werden kann, ohne anderweitige Nachteile herbeizuführen, hat das Bogensprengwerk immer die Vortheile vor dem Hängwerk, daß es mehr Stabilität, Festigkeit und Dauer besitzt; wo daher mehr auf Solidität als auf den Kostenpunkt gehalten wird, kann es keinem Zweifel unterliegen, welche Construction zur Ausführung empfohlen werden soll.

Die erste Idee zu den Bogensprengwerkbrücken gab Hydrotekt Fuchs. *) Er bildete die Bogenrippen auf folgende Art: Ein 15 bis 18 Mtr. langer Balken wurde mit seinen Enden an 2 feste Wände angelegt und alsdann gekrümmt. Hierauf wurden beide Enden, etwa $\frac{3}{7}$ der ganzen Balkenlänge von jedem Ende gegen die Mitte hin ausgezahnt und auf jedes dieser Endstücke ein Balkenstück von gedachter Länge, welches ebenfalls ausgezahnt war, mit dem untern fest verbunden. Sodann wurde der Balken noch einmal gekrümmt und die gebliebene Lücke durch ein drittes Balkenstück ausgefüllt und mit dem untern durch Schraubenbolzen verbunden. Gewöhnlich waren nur 2 Rippen zwischen den Widerlagern aufgestellt, um die Brückenbahn zu tragen. Es erforderte dieß die Anordnung von Querverbindungsschwellen, welche sich direct auf die beiden Bogen lagerten und zunächst die Bestimmung hatten, die Streckbalken aufzunehmen. Die aus einer doppelten Bohlenlage gebildete Fahrbahn wurde durch Geländer mit Andreaskreuzen begränzt, deren Pfosten und Brustlehnen mittelst durchgehenden eisernen Bolzen gegen Tramen und Bogen befestigt waren.

Für eine Brücke mit größerer Breite als 6 Mtr. stellte Fuchs drei Bogenrippen auf, und unterstüzte somit die Verbindungsschwellen auch in ihrer Mitte.

Sollte die Brücke noch mehr verstärkt werden, oder für weitere Spannweiten als 18 Mtr. dienen, so gab man auch den Brustlehnen eine kreisförmige Krümmung und stüzte sie gegen feste Punkte; gegen horizontale Ausbiegungen und Schwingungen wurden in jedem Falle Windkreuze angebracht.

§. 82.

Wiebeking'sche Bogensprengwerkbrücken.

Die meisten Erfahrungen über Brücken mit sehr weiten Oeffnungen und aus gekrümmten Hölzern zusammengesetzt, sind vor Allem in Baiern gemacht, und da-

*) Fuchs, praktisches Handbuch für Hydrotechniker. 1791.

selbst, wie bekannt, die kühnsten Werke dieser Art unter dem Namen „Wiebefing'sche Bogenbrücken“ ausgeführt worden.

Zur Erklärung dieser Construction betrachten wir die Brücke bei Ruffstein über den Inn, welche 3 Bogen von 31·6 Mtr. Spannweite hat, und wovon die Zeichnungen auf Taf. VIII. Fig. 1 bis 7 ersichtlich sind. Die 5·8 Mtr. breite beschotterte Brückenbahn wird von 3 Balkenbogen getragen, wovon jeder wieder aus 3 Kurven von $\frac{0\cdot33}{0\cdot33}$ Mtr. Stärke besteht. Ueber jedem Bogen liegt ein gesprengter verdrübelter Träger, welcher an 7 Punkten durch die Unterzüge und Balkenwände gestützt, und mittelst durchgehender Bolzen mit dem Bogen verbunden wird.

Durch zwei Sprengstreben wird jedem Bogen ein Theil der auf ihm ruhenden Last abgenommen.

Die Fahrbahnbedielung ruht auf 5 Streckbäumen von $\frac{0\cdot3}{0\cdot3}$ Mtr. Stärke, welche zur Abhaltung des Regenwassers mit Verdachungsbohlen von Eichenholz überdeckt sind.

Die durch die Träger und Bogen vertikal herabgehenden eisernen Bolzen sind nach aufwärts so weit verlängert, daß sie die Pfosten und Geländerhölzer aufnehmen können, haben aber unmittelbar über den Trägern einen Ansaß.

Zur Verhütung horizontaler Ausbiegungen und Schwankungen sind direct unter den Streckbalken Windkreuze angebracht, wie aus Fig. 2 ersichtlich

Ganz ähnlich wie die Brücke zu Ruffstein waren auch die Brücken zu Fünsterminz über den Inn und die sogenannte Pflacherbrücke construirt, nur daß diese Spannweiten von 38 Mtr. haben und daß 2 Systeme von Windstreben angebracht waren, das eine unter der Fahrbahn und das andere unter dem Bogen.

Abweichend von diesen Brücken war die Brücke bei Neuhaus construirt; diese erhielt nämlich bei der Spannweite von 48 Mtr. hölzerne Widerlager. Drei innere Bogen von 49·2 Mtr. Sehne und 5·2 Mtr. Pfeilhöhe, und zwei äußere Bogen von 58 Mtr. Sehne mit der gleichen Pfeilhöhe tragen die Bahn.

Die Bogenbrücke über die Roth bei Scharding hatte 66 Mtr. Spannweite, allein nach 8 Jahren erforderte sie bereits eine sehr kostspielige Reparatur, und hielt im Ganzen nur 18 Jahre.

Die Freyhinger Bogenbrücke über die Nyar mit 3 auf Mitteljochen ruhenden Bogen, von denen jeder 35 Mtr. Spannweite hatte, mußte nach einigen Jahren schon mit Zwischenjochen versehen werden, um einem Einsturze vorzubeugen.

Dermaßen sind in Baiern beinahe alle Wiebefing'schen Brücken verschwunden und durch Brücken anderer Art, besonders durch Pechmann'sche Hängwerke oder Sprengwerke aus geraden Hölzern ersetzt.

Der Grund dieses schleunigen Verfalls der Wiebefing'schen Bogenbrücken darf jedoch keineswegs in dem Principe der Bauart gesucht werden, sondern liegt vielmehr in Folgendem:

- 1) Hat Wiebefing seine Brücken zu sehr vielfältigt, wobei, um die

Kosten nicht zu erhöhen, weiches und frisches Holz, hölzerne Widerlager, hölzerne Joche angewendet wurden, was die Erhaltung schwierig machen mußte;

- 2) erhielten die Brücken meist zu flache Bogen, welche ungenügend mit der Bahn verbunden waren, somit ihre Form leicht veränderten, und
- 3) wurden die Bogen bei mehreren Brücken mit ihren Enden unter das höchste Wasser geführt, was die Zerstörung des Holzes gerade an den wichtigsten Theilen der Bogen beschleunigte.

Wird die Spannweite einer solchen Bogenbrücke nicht über 24 Mtr. angenommen, und erhalten die Bogen bei einer Krümmung von $\frac{1}{10}$ der Spannweite und bei verhältnißmäßiger Stärke eine solide Verbindung mit den etwas gesprengten Tramen, so daß sie ihre Form nicht leicht ändern können, werden endlich die Widerlager der Brücke massiv aus Steinen erbaut, dann ist in Fällen, wo wegen der obwaltenden Lokalverhältnisse und bei dem Vorhandensein des nöthigen Holzes die Kosten im Vergleich zu Eisen-, Stein- oder Kettenbrücken mit Rücksicht auf die Unterhaltung noch günstig ausfallen, die Bogenconstruction nicht unzuweckmäßig.

Man hat selbst auf der Petersburg-Zarskoe-Selo Eisenbahn eine Wiebeking'sche Brücke von 25 Mtr. Spannweite bei 2.4 Mtr. Pfeilhöhe in Ausführung gebracht. Die 7 unter der Bahn stehenden Bogenrippen sind aber durch 15 Jangenaare mit den Tramen vereinigt, und ruhen in gußeisernen Schuhen auf den 10 Mtr. dicken Widerlagern.

Ueber den Tramen liegen Querverbindungsschwellen, auf diesen ruht eine doppelte Bedielung, worauf erst die Querschwellen der Bahn folgen, um ein elastisches Unterlager für die Schienen zu erhalten und die Construction gegen die sonst sehr nachtheiligen Stöße zu sichern.

Die Hauptdimensionen der Wiebeking'schen Bogenbrücken sind in folgender Zusammenstellung enthalten:

Bezeichnung der Strüden.		Breite der Strüdenbahn.	Breite einer Strüdenöffnung.	Abstand der Strüdenöffnung.	Länge der größten Balken.	Querschnitt der Kurven.	Abstand der Strüden b. einzeln. Balken.	Verhältnis der Länge zum Pfeil der Kurven.	Entfernung der Stützen oder Bänke, welche die Bahn tragen.	Verhältnis der Spannweite zum Pfeil des gansen Bogens.
Str. zu Bamberg	9.34	62.76	5.11	16.05	0.34 auf 0.389	0.316	50.8	3.95	12.5	
Str. zu Schwabing über die Moth 1808—1809	7.59	53.38	5.69	18.97	0.316 auf 0.389	0.51	37.14	4.79	10.26	
Str. zu Freyding über die Spar 1807—1808	7.59	46.41	3.50	14.01	0.316 auf 0.364	0.437	32.0	5.84	13.25	
Str. zu Mugsburg über den See 1807—1808	7.64	34.44	3.21	12.51	0.316 auf 0.364	0.486	23.28	5.7	10.72	
Str. zu Ettlingen 1808 und 1809	7.59	42.03	2.41	13.82	0.316 auf 0.389	0.535	26.2	3.5	17.46	
Diagonalkurven dieser Strüde	7.59	49.33	2.12	14.60	0.291 auf 0.364	0.486	30.0	4.67	17.9	
Strüde zu Strüden über die Bertach 1808	7.59	37.95	2.12	14.60	0.291 auf 0.364	0.486	30.0	4.67	17.9	
Str. zu Dettlingen über den Saan 1807	7.59	31.23	2.04	17.81	0.316 auf 0.364	0.729	24.4	5.25	15.29	
Str. zu Milschhofen 1809	8.17	54.00	3.36	11.68	0.340 auf 0.389	0.364	30.0	3.5	16.09	
Str. zu Miltensmarkt über die Mfg 1809	8.17	40.97	3.89	11.68	0.243	0.364	30.0	2.38	10.96	

§. 33.

Werden die einzelnen Balkenkurven eines Bogens nicht unmittelbar aufeinandergelegt, sondern durch kurze Balkenstücke von einander getrennt, so erreicht man zwei Vortheile: einmal erhält der Bogen bei derselben Masse von Material eine größere Widerstandsfähigkeit gegen Biegung, weil die äußeren Balkenkurven weit von der neutralen Achse entfernt liegen, sodann verspricht er eine längere Dauer, indem sich die Feuchtigkeit und Nässe nicht so in die Hölzer hineinziehen kann wie bei den Wiebeking'schen Bogen, sondern diese durch den zwischen den einzelnen Kurven stattfindenden Luftzug trocken erhalten werden.

In Amerika hat man diesen Vortheil schon längst erkannt, und Burr hat deshalb seine Balkenkurven nie dicht aufeinander gelegt; auch in der Schweiz und in manchen Gegenden Deutschlands sind Bogenbrücken mit den verbesserten Bogenrippen in Ausführung gekommen.

Die Taf. VII, Fig. 5, 6, 7, 8 zeigt eine Schweizer Brücke der Art mit 3 Oeffnungen, jede von 30 Mtr. Spannweite. Die Anordnung der Hölzer ist aus den Zeichnungen ersichtlich; sie kann als eine sehr verständige und zweckmäßige empfohlen werden, indem durch die große Anzahl radialer Doppelzangen eine innige Verbindung des Bogens mit der Brückenbahn, und somit eine große Steifigkeit der Construction erreicht wurde, ohne daß die ganze Brücke ein unschönes Aeußere erhalten hätte. Daß die Bogenschenkel durch Streben im Giebel Felde etwas entlastet wurden, ist sehr zweckmäßig; auch fehlt es der Construction nicht an den nöthigen Querverbindungen und Verstrebungen in horizontalem Sinne, wodurch seitliche Ausbiegungen vermieden sind. Ein leichtes Dach schützt die Hölzer der Brücke vor Nässe, und eine Verschalung der Seitenwände ist wohlweislich weggelassen, um der Brückenbahn den Luftzug nicht zu nehmen, die constante Belastung nicht noch mehr zu vergrößern, den darüber Gehenden die Aussicht nicht zu rauben, und endlich die Construction der Brücke nicht zu verdecken.

§. 34.

In Ermangelung von langen fichtenen Stämmen hat man auch die Bogenrippen von Eichenholz construirt; 2, 3 oder 4 Balkenkurven bilden einen Bogen, und jede Kurve besteht aus 2·5 bis 3 Mtr. langen, etwas krumm gewachsenen, kantig behauenen Balken, die stumpf gestoßen sind; die Stöße in den aufeinander folgenden Kurven wechseln regelmäßig ab, damit der Bogen überall gleiche Stärke erhält; die Befestigung der Kurven aufeinander geschieht mit Bolzen und Bändern.

Die meisten Bogenbrücken in Frankreich sind mit solchen Bogenrippen ausgeführt, und haben dabei einzelne Oeffnungen von 18 bis 24 Mtr.; die Verdükkung der Bogen beträgt $\frac{1}{6}$ bis $\frac{1}{10}$; im Uebrigen ist die Construction ähnlich mit der auf Taf. VII. Fig. 1 bis 4 angegebenen Construction der Murgbrücke bei Rastadt, wobei nur die Anordnung getroffen ist, daß über den Bogenschenkeln noch Streben liegen, welche von den Bogenenden ausgehen und sich gegen Sattelhölzer stemmen.

Die Entfernung der Bogenrippen von Mitte zu Mitte beträgt gewöhnlich 1·6 Mtr.

Außerst interessant sind die Bogenbrücken auf der Eisenbahn von Paris nach St. Germain*). Bei einer derselben macht die Achse der Eisenbahn mit der Straßenachse einen Winkel von 25° , und es ergab sich eine Spannweite von 21·38 Mtr. Die lichte Höhe der Durchfahrt unter dem Scheitel der Brückenbogen war auf 5·5 Mtr. festgesetzt und eine Veränderung des Straßenniveaus nicht gestattet. Um ferner eine möglichst geringe Aufdämmung der Eisenbahn zu erhalten, wurde die Höhe der Brückenconstruction über dem Scheitel des Bogens auf 0·75 Mtr., die Höhe der Widerlager auf 3 Mtr., und der Pfeil des Brückenbogens auf 2·5 Mtr. festgesetzt. Da man befürchtete, die Erschütterung, welche ein über die Brücke passirender Zug verursacht, möchte, wenn sie den einzelnen Bogen der Construction unmittelbar mitgetheilt würde, auf diese verderblich einwirken, so hielt man es für zweckmäßig, diese Bogen nicht in die Schienenlinien, sondern den Zwischenräumen derselben entsprechend und so die Last des Zugs durch das elastische Medium eines solid construirten Bohlenbodens auf alle 5 Bogen wirken zu lassen. Der erforderliche Querschnitt jedes dieser Bogen wird durch 6 Kurven von 0·2 auf 0·2 Mtr. Querschnitt, deren Stöße gehörig abwechseln, gebildet. Da aber die geringe Höhe am Scheitel der Bogen nicht gestattete, sämtliche Kurven vertikal übereinander zu legen, wie dieß sonst geschieht, so wurden sie in der Höhe dreifach und in der Breite doppelt zusammengestellt und mittelst Bändern vereinigt.

Vertikale Zangen und Bolzen mit dazwischen angebrachten Andreaskreuzen stellen die Verbindung der Boden mit den Tramen zu einem steifen System her. Die Zangen der einzelnen Bogenrippen sind so angeordnet, daß sie in die gleichen normal auf die Brückenachse stehenden Vertikalebene fallen, es konnten deßhalb noch zur Vertheilung der Last auf alle Bogen Streben und Zugbolzen angebracht werden, welche letztere sich zwischen je 2 Bogen kreuzten.

Die Eindeckung der Brücke wurde durch 0·12 Mtr. starke Bohlen gebildet, welche 0·4 Mtr. von einander liegen, um zwischen sich einen ebenso breiten, in der Mitte 0·12 Mtr., an den Rändern der Brücke aber nur 0·4 Mtr. hohen Bohlenstreifen aufzunehmen, auf welchem das Tagewasser von der Bahn abfließt. Auf dem Bohlenbelag liegen niedere Längschwelle, und darauf endlich die Schienen. Die Geländer der Brücke sind durch Verlängerung der äußern Hälften der Zangen an den Stirnbogen mit eingeschobenen Andreaskreuzen und Schwellen gebildet.

§. 35.

Mehr noch wie die Balkenbogen haben in neuerer Zeit die Bohlenbogen im Brückenbau Anwendung gefunden, und es empfehlen sich besonders die Funck'schen Bohlenbogen dadurch, daß sie zu ihrer Zusammensetzung nur 0·06 Mtr. starker und 0·3 bis 0·6 Mtr. breiter Bohlen bedürfen, dabei leicht auszuführen und zu

*) Förster's Bauzeitung 1842.

repariren sind, und endlich einen so steifen Bogen bilden, daß der Seitenschub auf die Widerlager weit geringer ist, als bei den Balkenbogen.

Eine in jeder Beziehung solide Construction der Art zeigt die Murgbrücke bei Rastadt auf der badischen Eisenbahn, wovon die nöthigen Zeichnungen auf Taf. VII. Fig. 1, 2, 3, 4 enthalten sind. Dieselbe hat 5 Oeffnungen zu 12 Mtr. Weite. In jeder Oeffnung stehen 4 Bohlenbogen und an den Rändern der Bahn noch 2 Balkenbogen, deren Verdrückung $\frac{1}{8}$ ist. Die Bohlenbogen bestehen jeder aus 4 Lagen von 0.06 Mtr. Stärke und 0.75 Mtr. Höhe, welche mittelst eiserner Bolzen zusammengehalten sind. Alles Uebrige geht aus den Zeichnungen deutlich hervor.

Eine großartige Anwendung der Bohlenbogen mit horizontal übereinandergelegten Bohlen fand in England bei Erbauung der Viaducte der North-Shields-Newcastle Eisenbahn statt.

Die beiden Viaducte von Willington-Dean und Duse-Burn bestehen der erste aus 6 gezimmerten Bogen, jeder von 38.43 Mtr. Oeffnung, der andere aus 5 gezimmerten Bogen, jeder von 35.38 Mtr., an welche sich beiderseits 2 gewölbte Bogen von 13.72 Mtr. Weite anschließen. Beide Viaducte sind ganz nach demselben System gebaut, daher nur hier die Beschreibung des Duse-Burn-Viaducts folgen soll; derselbe ist auf Taf. VIII. durch die Fig. 8 bis 17 dargestellt.

Jedes Brückenfeld besteht aus 3 Bogen, die durch Querböhlen und eiserne Bolzen mit einander verbunden sind. Jeder Bogen wird von Bohlen gebildet, die gehobelt und flach aufeinander gelegt sind, wobei die Vorkkehrung getroffen ist, daß nie Fuge auf Fuge stößt. Jede Bohle hat 0.076 Mtr. Dike und 6 bis 13.7 Mtr. Länge; 15 Lagen bilden die Höhe eines Bogens, dessen Breite 0.56 Mtr. ist; die erste Lage wird von 3 Bohlen gebildet, die zweite von 2, die dritte wieder von 3 zc. Die obere Fläche des Bogens ist mit einer vorspringenden Bohle bedeckt, die eine Bedachung bildet. Um außerdem den Einfluß der Nässe abzuhalten und die Berührung der Bohlen vollkommen zu machen, legte man zwischen jede Fuge ein mit Theer getränktes Blatt starkes Löschpapier. Endlich hat man durch eichene Dübel, die senkrecht in die Bogen eingetrieben je 1.2 Mtr. von einander entfernt und lang genug sind, um 3 Bohlen zu durchdringen, das Verschieben der Bohlen übereinander unmöglich gemacht und so die Festigkeit des Bogens vervollständigt.

Die Aufrichtung dieser Bogen ist auf sehr einfache Weise bewirkt worden; es wurde nämlich ein Lehrgerüst aufgestellt und auf diesem die Zusammensetzung derselben vorgenommen, indem man eine Bohle nach der andern auflegte und befestigte.

Die Auflagerung der Bogen auf den Pfeilern und Widerlagern ist aus den Fig. 11 und 16 zu ersehen. Der das Giebelfeld in zwei Theile trennende

Giebelbalken hat $\frac{0.33}{0.33}$ Mtr. Stärke und wird verbunden mit dem Bogen durch

radial gestellte Stützen, mit der Bahnunterlage aber durch vertikale Pfosten, die wie die ersteren an beiden Enden eingezapft sind. Die Fig. 13 zeigt die Verbin-

dung des Zugbalkens (a) mit dem Bogen; die Fig. 14 und 15 beziehen sich auf die Befestigung des Giebelbalkens mit dem Bogen.

Die Konstruktion der Bahn und Eindeckung ist aus der Zeichnung ersichtlich.

Die Breite des Viaducts beträgt im Ganzen 8.55 Mtr.; hievon kommen 6.41 Mtr. auf den doppelten Schienenweg und 1.53 Mtr. auf den Weg für die Fußgänger.

Was endlich noch die Pfeiler des Viaducts betrifft, so sind diese hohl gemauert, wie aus Fig. 8 ersichtlich, und die Höhlungen sind mit Béton ausgefüllt. In der Höhe, wo die Bogen und Giebelbalken sich auf den Pfeiler stützen, befinden sich im Innern Schlaudern von Schmiedeeisen, um Verschiebungen zu verhindern.

7) Bogenhäng- und Sprengwerkbrücken.

§. 36.

Bei Ueberbrückung großer Spannweiten kann das Bogenhängwerk mit dem Sprengwerk in Verbindung treten, wodurch man die Bogenhäng- und Sprengwerkbrücke erhält.

Wie bei jedem Hängwerk, so können auch hier nur höchstens 4 Tragrrippen aufgestellt werden und es gelten bezüglich der Sicherung ihrer vertikalen Stellung dieselben Regeln, welche früher im §. 17 angegeben worden sind.

Nur bei kleineren Spannweiten werden die Tragrrippen einfache Verbindungen von Bogen und Tramen sein; die Bahn wird von Unterzügen getragen, welche an den Bogen mittelst Hängbolzen angehängt sind. Bei größerer Spannweiten, wo der Bogen mehr als 2 Mtr. über die Brückenbahn hervorragt, pflegt man nicht allein zur Verstärkung noch gerade Streben anzuordnen, sondern auch sämmtliche tragende Theile mit Zangen zu fassen, die nach oben verlängert, sich mit einem zweiten Längsbalken (Obertramen) verbinden. Ueber die Obertramen der Rippen werden die Querverbindungsgehölzer eingekammt und es haben diese zugleich die Dachkonstruktion zu tragen.

Ein oberes und ein unteres Windstrebenssystem sichern die Brücke vor horizontalen Ausbiegungen.

Die Anordnung der Hölzer im Allgemeinen kann bei den Häng- und Sprengwerkbrücken sehr verschieden sein, aber immer werden einige Hauptregeln als Richtschnur gelten müssen, nämlich:

- 1) Daß die Gesammtlast, welche die Brücke zu tragen hat, auf alle tragenden Theile möglichst gleichmäßig vertheilt wird;
- 2) daß der Konstruktion mit dem Minimum von Material, sowohl in vertikalem wie in horizontalem Sinne, die nöthige Steifigkeit gegeben wird;
- 3) daß ein Auswechseln schadhafter Theile jederzeit mit Leichtigkeit geschehen kann.

Auf Taf. VI. Fig. 4, 5, 6 und 7 ist eine Bogenhäng- und Sprengwerkbrücke von 31.2 Mtr. Spannweite dargestellt, welche im Großherzogthum Baden ausgeführt wurde. Die Zeichnungen machen jede weitere Erklärung überflüssig.

§. 37.

Practische Formeln zur Berechnung der Bogenbrücken.

Mit Bezugnahme auf die in dem Anhange der Allgemeinen Baukunde gegebene Theorie der Bogen, und auf die im §. 83 derselben gemachten Andeutungen können folgende Formeln zur Bestimmung der Querschnittsdimensionen der Brückenbogen Anwendung finden:

- 1) Für einen gedrückten Bogen, welcher die Form der Parabel hat und gleichmäßig belastet ist, hat man, wenn

p die Belastung auf die Längeneinheit der Spannweite,

X die halbe Spannweite,

Y die Pfeilhöhe,

R_1 die erlaubte Pressung für den Quadratmeter,

die größte Pressung in den Stützpunkten des Bogens;

$$T = \frac{p X}{2 Y} \sqrt{X^2 + 4 Y^2}$$

Sind b und h die Querschnittsdimensionen des Bogens, so ist:

$$bh = \frac{1}{R_1} \cdot \frac{p X}{2 Y} \sqrt{X^2 + 4 Y^2}$$

R_1 ist für Tannen- und Eichenholz 2 bis 300,000 Kil.

- 2) Wenn an dem parabolischen Bogen eine Last W an der Bruchstelle wirkt, welche 0.557 Mtr. der halben Spannweite vom Scheitel entfernt ist, so hat man die größte Pressung:

$$T = \frac{p X^2}{2 Y} + \frac{W Y (X + \alpha) \alpha}{X^3} + \frac{5 W}{64} \cdot \frac{5 X^4 - 6 X^2 \alpha^2 + \alpha^4}{X^3 Y}$$

wo $\alpha = 0.557 X$

$$\text{und } bh^2 = \frac{1}{R_1} \{ T h + 1.023 X W \}$$

- 3) Hat der gedrückte Bogen die Kreisform und ist P die ganze gleichförmig vertheilte Last, welche der Bogen zu tragen hat, so hat man:

$$bh^2 = \frac{P}{2 R_1} \left\{ \frac{5 M h}{4} + \frac{N Y}{8} \left(\frac{X^2}{Y^2} + 1 \right) \right\}$$

R_1 ist 300,000 bis 350,000 Kil.

Die Werthe von M und N sind:

für

$$\frac{X}{Y} + 2 \quad - \quad 3 \quad - \quad 4 \quad - \quad 5 \quad - \quad 10 \quad - \quad 15 \quad - \quad 20$$

$$M \quad 1.08 \quad - \quad 1.55 \quad - \quad 2.04 \quad - \quad 2.66 \quad - \quad 6.66 \quad - \quad 7.63 \quad - \quad 9.52$$

$$N \quad 0.792 \quad - \quad 0.263 \quad - \quad 0.117 \quad - \quad 0.053 \quad - \quad 0.034 \quad - \quad 0.022 \quad - \quad 0.001$$

Der Horizontalschub des Bogens ist $\frac{PM}{2}$ und bestimmt die Widerlagsstärke.

- 4) Bildet die Bogenrippe einen Halbkreisbogen vom Radius A , so hat man für die gleichförmig auf die Horizontale verteilte Last P

$$bh^2 = \frac{P}{R_1} \left\{ 0.68 h + 0.25 A \right\}$$

der Horizontalschub ist $0.22 P$.

- 5) Befindet sich die Last P im Scheitel der Konstruktion, so ist

$$bh^2 = \frac{P}{R_1} \left\{ 0.592 h + 0.55 A \right\}$$

und Horizontalschub $0.32 P$.

Genauere Berechnungen können nur mit Hilfe der Theorie der elastischen Linie geschehen (§. 103 *).

§. 38.

Hölzerne Brücken in Nordamerika.

Die Amerikaner haben die Anzahl der Pfeiler möglichst zu vermindern gesucht, dabei aber die Schwierigkeit, die mit der Foundation steinerne Pfeiler in großen und reißenden Flüssen verbunden ist, nicht gescheut, sondern vielmehr den Grundsatz festgehalten, den Unterbau von Steinen und nur den Oberbau von Holz herzustellen.

Was den Oberbau betrifft, so haben die Brücken fast durchgehends die Anwendung der großen Spannweite, dann das Princip miteinander gemein, daß der sich selbst tragende Oberbau sich von einem Pfeiler zum andern horizontal erstreckt, und auf diesen bloß aufliegt, so daß die Pfeiler und Widerlager keinen Seitendruck erleiden, sondern nur mittelst ihrer rückwirkenden Festigkeit, den vertikalen Druck der Brücke und ihre Belastung zu tragen haben. Im Uebrigen zerfällt der Verband des Oberbaues in folgende Konstruktionsarten:

- 1) Die Fachwerkbrücken,
- 2) Die Long's-Brücken,
- 3) Die Howe'sche Brücken,
- 4) Die Burr'schen Brücken,
- 5) Brücken von Thayer,
- 6) " " Brown,
- 7) " " Town,
- 8) " " Remington.

§. 39.

Die Fachwerkbrücken.

Diese Art Brücken bestehen immer aus doppelten oder dreifachen oberen und unteren Strekbalken, welche durch 2 Systeme von Streben, wovon eines beinahe immer vertikal steht und dann Pfosten heißt, miteinander verbunden sind.

Bei 2 Reihen Streben wird manchmal noch irgend ein anderes Sprengwerk zwischen denselben angebracht, wie dieß bei der auf Taf. IX. Fig. 1 dargestellten Brücke über den Potomac bei Washington der Fall ist.

Die Brücke besteht aus 2 Rippen zu beiden Seiten der 25 Fuß breiten Fahrbahn, Fig. 2, wovon jede 3 obere und 3 untere nebeneinander liegende Streckbäume von $\frac{1}{2}$ Zoll Stärke hat. Diese Streckbäume umfassen zangenartig die beiden Reihen der $\frac{1}{2}$ Zoll starken Pfosten, welche sich zwischen je 2 Streckbäumen befinden. Die lichte Höhe zwischen den Streckbäumen beträgt 15 Fuß; die Entfernung der Pfosten von Mitte zu Mitte 10 Fuß. Die Diagonalfstreben, $\frac{1}{2}$ Zoll stark, liegen mit den Pfosten in einer Ebene. Zwischen den beiden Reihen Pfosten und Streben befindet sich ein Zwischenraum von 3 Zoll, in welchem, von dem Kopf jeder Strebe (Fig. 3^a) nach einem über dem Pfeiler liegenden gußeisernen Schuh, Fig. 3, $\frac{1}{2}$ Zoll starke Streben geführt sind. Die beiden gußeisernen Schuhe werden durch einen starken Eichenblock auseinander gehalten.

Diese Brücken sind zwar nicht sehr stark, allein in holzreichen Gegenden sehr wohlfeil, und eignen sich daher für den leichten Straßenverkehr und für nicht zu große Spannweiten vorzüglich.

Oft wird auch das mittlere Strebenssystem durch einen Bogen ersetzt.

§. 40.

Die Long's-Brücken.

Die Brücken nach dem System von Long sind in Amerika ziemlich verbreitet; sie sind eine Modification der Fachwerke und haben in jedem Felde eine Gegenstrebe.

Die Konstruktion ist aus den Fig. 4, 5, 6 und 7, Taf. IX., ersichtlich. Hinter den Pfosten und zwischen den Streckbäumen und Streben sind Keile angebracht, um entstandene Senkungen wieder adjustiren zu können. Da Keile bei allen Erschütterungen ausgelegten Konstruktionen bald lose werden, so wurden sie bei den späteren Konstruktionen von Howe nicht angewendet. Ueber der Brücke bringt Long stets ein kräftiges System von Windstreben an, indem er eine förmliche horizontal gelegte Latten-Tragrippe konstruirt.

Da die Gegenstreben, wenn sie bloß eingeschoben sind, wie die Hauptstreben, selbst bei der Belastung der Brücke nicht nur nichts tragen, sondern vielmehr lose werden, so ließ sich Long im Jahr 1839 seine verbesserte Strebebrücke patentiren, welche Fig. 8 abgebildet ist.

Die Gegenstreben sind hier zwischen den beiden Reihen Pfosten durchgesteckt und durch Holznägel, Fig. 9, 10, 9^a, mit diesen befestigt, so daß sie dem Zug sowohl als auch dem Druck widerstehen können. Fig. 9^a zeigt die Art, wie die unteren Streckbäume an ihren Stößen mit einander verbunden sind.

Die dritte Konstruktionsart der Long'schen Brücken ist durch die Fig. 11, 12 und 13 dargestellt. Long nannte diese Brücken „Hängbrücken oder Suspension bridges“. Sie unterscheiden sich von der vorhergehenden Konstruktion hauptsächlich dadurch, daß die Hauptstreben gespannt, statt gedrückt werden. Die Hauptstreben sind hier von den Widerlagern gegen die Mitte der Brücke zu geneigt sind doppelt und mittelst Holznägeln zwischen den Streckbäumen befestigt. Die Pfosten und

Gegenstreben stützen nur stumpf auf den Streckbäumen auf und sind ebenfalls mit Holznägeln festgehalten.

Wenn diese Brücken den Vortheil haben, daß nur schmales Holz (Bohlen) erfordert wird, so haben sie dagegen den Nachtheil, daß die Befestigungsweise mit den Holznägeln sehr unsolid ist.

Die Long'schen Brücken wurden verdrängt durch die in den folgenden Paragraphen beschriebenen Howe'schen Konstruktionen.

§. 41.

Die Howe'schen Brücken.

Howe hat ganz das System von Long beibehalten, hat aber die hölzernen Pfosten der Brücke durch eiserne Hängstangen ersetzt.

Da diese Konstruktion bis jetzt in anderen Ländern, namentlich auch in Deutschland, am meisten Eingang gefunden hat, so soll in dem Folgenden die Brücke über den Connecticut-Fluß näher beschrieben werden. *)

Die Taf. X. Fig. 1 zeigt die Ansicht, Fig. 2 den Grundriß, Fig. 3, 4, 5 und 6 Details dieser Brücke, mittelst welcher die große ostwestliche Eisenbahnverbindung zwischen der atlantischen Küste und den Niagara-Fällen, den Seen Erie und Ontario von Boston über Albany nach Niagara und Buffalo, den Connecticut-Fluß bei Springfield überseht. Sie hat 7 Oeffnungen, jede zu 180 Fuß Spannweite, von Mitte zu Mitte der Pfeiler gemessen, und eine Gesamtlänge von 1320 Fuß. Ihr Unterbau besteht sonach aus zwei Land- und sechs Mittelpfeilern, welche sämmtlich auf Pilotenrösten gegründet und von Stein erbaut sind.

Die beiden Tragwände bestehen aus Feldern und diese aus 3 Haupttheilen, durch deren Verbindung untereinander das Ganze zu einem eigentlichen Hängwerke für sich gebildet wird. Es sind folgende:

- 1) Die Kreuzstreben $\frac{3}{8}$ Zoll stark;
- 2) die oberen und unteren Zangenhölzer, $\frac{3}{16}$ Zoll stark;
- 3) die Hängschraubenstäbe, 2 Zoll stark.

Die Kreuzstreben bilden ein System von Hauptstreben und Gegenstreben, welche sich mit ihren Enden unter einem gewissen Winkel auf feste unbewegliche Punkte stützen. Diese letzteren werden durch die Zangenhölzer und Hängschrauben hergestellt. Die Fig. 3, 4, 5 und 6 machen jede weitere Beschreibung überflüssig.

Die 18' hohe Tragwand ist an den Auflagern mittelst eines Rahmens befestigt, welcher aus je 3 neben einander stehenden senkrechten $\frac{3}{8}$ zölligen vertikalen Ständern, dann aus den in den oberen Zangenhölzer eingelassenen kleinen Untezügen, in welche erstere eingezapft sind, und aus Diagonalstreben besteht; durch diese Anordnung werden die als Stützpunkte für die von dem Auflager rechts und links auslaufenden Hauptstreben nothwendigen festen Punkte erhalten. Der Rahmen steht überdies in einem gußeisernen Gehäuse, welches in die Zangenhölzer eingelassen und mit Vertiefungen, den sich darin stützenden Ständern und Streben ent-

*) Ohega, über nordamerikanischen Brückenbau. Wien, 1845.

sprechend, versehen ist. Die an den Rahmen sich anstimmenden letzten Gegenstreben werden in die vertikalen Ständer eingezapft, und diese sind an den Punkten a a (Fig. 3) durch 2 Querriegel auseinander gehalten.

Zur Verminderung horizontaler Schwankungen bei der Bewegung der Lasten, zur Sicherung gegen die Seitenwirkung des Windes und zur Erhaltung der zwei Tragwände in stets lothrechten unter sich parallelen Ebenen sind oben und unten Windstreben angebracht.

Die ganze Brücke ist für ein Geleise bestimmt und die innere Breite der Fahrbahn beträgt 16 Fuß. Die Tragwände haben eine Ueberhöhung von 6 Zoll.

Die Streben und Zangenhölzer sind aus Fichtenbalken, die Stützklöbchen aus weißem Eichenholz geschnitten. Die Baukosten betragen 111,000 Doll., 83,000 Doll. für den Unterbau und 28,000 Doll. für den Oberbau.

Zuweilen wird die Brückenbahn auch auf die oberen Zangenhölzer aufgelegt, wie dies bei folgender Brücke über den Fluß Msta auf der St. Petersburg-Moskauer Bahn der Fall ist.

Auf der 86 geographische Meilen langen Bahn von Petersburg nach Moskau waren sehr viele Sümpfe und Gewässer zu passiren, wovon die einen theils mit Erde ausgefüllt, theils mit Pfahlrosten zur Gründung der Bahntrace versehen, die anderen aber mit Brücken überspannt wurden. Besonders zwischen Wolchow und Msta finden sich nur wenige trockene Stellen; alles ist Morast, der oft 25 Fuß tief ist. Von den Brücken sind die über die Wolchow, Msta und Werebja führenden die bedeutendsten; auf der Taf. X. ist die Brücke über die Msta in einem Theil der Ansicht und in zwei Querschnitten dargestellt. Dieselbe hat 9 Oeffnungen und ist im Ganzen $1927\frac{1}{2}$ englische Fuß lang und $31\frac{1}{2}$ Fuß breit. Die Pfeiler sind von Mitte zu Mitte $199\frac{1}{2}$ Fuß entfernt. Der Oberbau ist nach dem Howe'schen System konstruirt und hat eine Höhe von 21 Fuß. Fig. 7, 8, 9. Der untere Theil der Brücke liegt $101\frac{1}{2}$ über dem mittlern Wasserstand. Wie aus der Zeichnung Fig. 7 und 8 ersichtlich, ist jeder Pfeiler in seinem untern Theile aus Mauerwerk, in seinem obern Theile aber aus 15 hölzernen Ständern konstruirt, welche durch eiserne Zugbänder und hölzerne Kreuzstreben mit einander verbunden sind. Die hölzernen Theile der Pfeiler und die Stirnseiten der Träger sind mit Eisenblech beschlagen.

Von den in Deutschland nach dem Muster der Connecticutfußbrücke ausgeführten Howe'schen Konstruktionen sind besonders hervorragend: die Brücke über die Elbe bei Wittenberg, welche mehrere Oeffnungen von 171·3 rh. Fuß Weite hat und wobei die Träger 19' hoch sind und die $\frac{3}{8}$ '' starken Haupt- und Gegenstreben sich gegen gußeiserne Schuhe stemmen; sodann die Brücke bei Besigheim auf der württembergischen Staatsbahn, deren Dimensionen schon in der Allgemeinen Baukunde S. 76 angegeben wurden. Die Brücke über die Rench bei Waldkirch mit 100' Spannweite; die Brücke über die Nagold bei Reichenbach von 100' Spannweite. Auch in der Schweiz sieht man eine solche Brücke über den Rhein bei Nagaz mit 96 Fuß weiten Oeffnungen.

§. 42.

Die Vortheile der Howe'schen Brücken bestehen im Wesentlichen darin:

- 1) daß sie bei einer einfachen Construction große Spannweiten zulassen;
- 2) daß sie sich zu allen erdenklichen Communicationswegen vollkommen eignen;
- 3) daß sie bei eingetretenen Senkungen der Bahn durch Anziehen der Schraubenmutter an den Hängbolzen wieder in ihre anfängliche Lage und Spannung zurückgebracht werden können, was namentlich bei den Long'schen weniger und bei den Town'schen Brücken gar nicht der Fall ist;
- 4) daß es in der Möglichkeit liegt, die Construction aus meist kurzen und nur mittelmäßig starken Hölzern zusammenzusetzen.

§. 43.

Die Burr'schen Brücken.

Der Hauptbestandtheil aller Burr'schen Brücken ist der Bogen, welcher mit irgend einer Fachwerkconstruction in Verbindung tritt.

In der Regel besteht das Fachwerk aus einer einzigen Reihe von Hauptstreben und Pfosten, aus einem einzigen oberem Streckbaum, in dem die Pfosten bloß verzapft sind, und aus 2 unteren Streckbäumen, zwischen denen die Pfosten durchlaufen.

In Staate Indiana sind mehrere Brücken der Art für Straßen auf 150' Spannweite ausgeführt worden. Die beiden Fahrbahnen von 14' Breite werden von drei 16½ Fuß hohen Rippen getragen, welche durch obere und untere Windstreben-systeme horizontal verspannt sind. Auf jeder Seite eines Fachwerkes befinden sich 2 Bogen übereinander, jedoch mit Belassung eines kleinen Zwischenraums; jeder Bogen ist 1½ Zoll stark; die einzelnen Bogenhölzer sind stumpf gestossen und mit den Pfosten verbolzt.

Auch bei Cincinnati sieht man eine derartige Brücke über den Mill-creek von 195' Spannweite. Die beiden Seitenrippen sind 18', die Mittelrippe dagegen 25' hoch. Die Bogen sind etwas in die Pfosten eingelassen und mit denselben verbolzt. Bei den neuesten Burrbrücken sind die Bogen mit den Fachwerkspfosten nicht einfach verbolzt oder eingelassen und verbolzt, sondern sie tragen die Fahrbahn mittelst Hängeisen und untergelegten Klöbchen. Eine solche Brücke ist auf Taf. IX. Fig. 14, 15 und 16 abgebildet; sie dient dazu, die Chesire-Eisenbahn bei Bellows Falls über den Connecticut zu führen. Die Spannweite der Brücke ist 175'; die lichte Höhe einer Fachwand 22'. Die Verbindung der Bogen mit den Pfosten ist hier mittelst zweier Klöße bewirkt, Fig. 16, welche zwischen dem obern Bogen und zweien zu beiden Seiten in den Pfosten eingeschnittenen Schultern eingeschoben sind, und die unteren Streckbäume werden in der Mitte zwischen je zwei Pfosten noch einmal mittelst einer Hängstange an den Boden aufgehängt. Die Brücke ist wie die meisten amerikanischen Brücken gedeckt und verschalt.

Eine andere Brücke der Art über den Onion, 3 Meilen von Burlington entfernt, besteht aus zwei Oeffnungen von 140' Spannweite. Der tragende Bogen besteht bei jeder Rippe aus 2 doppelten Bogen, von denen der untere, wie aus Fig. 17 zu ersehen, mit Bohlen verschalt ist. Die Verbindung der Pfosten mit den Bogen geschieht mittelst eines Keils, der durch eine Oeffnung mitten im Pfosten durchgesteckt ist, und der auf beiden Seiten auf 2 an dem Bogen befestigten Satteln ruht. Außerdem sind die Bogen noch mit den Pfosten verbolzt.

Die Eisenbahn liegt hier auf den Tragrippen, welche gleichzeitig eine Straßenbahn tragen.

§. 44.

Brücken von Thayer.

Thayer suchte die in ihrer Art vollkommensten Systeme von Howe und Burr zu vereinigen. Er behielt das Fachwerk bei, verstärkte es durch einen Bogen, setzte aber, um den Seitenschub auf die Widerlager aufzuheben, die Bogenenden in die untern Streckhölzer. Hierdurch wird nicht allein jedem Träger eine in allen Punkten gleichmäßige Stärke verliehen, sondern etwaige Senkungen der Bahn können auch wieder durch Anziehen der Schraubenmutter an den Hängbolzen entfernt werden.

Die Fig. 18 und 19 stellen eine Thayer'sche Tragrippe dar. Dieselbe hat 4 obere und 4 untere Streckbäume, zwischen denen sich 3 Zwischenräume ergeben; über dem mittelfsten derselben befindet sich der Bohlenbogen, in den beiden äußersten Zwischenräumen sind die Pfosten eines gewöhnlichen Fachwerks, welches bloß Hauptstreben, aber keine Gegenstreben hat; statt dieser sind zwischen den Pfosten und Hauptstreben andere Pfosten und Hängeisen angebracht, mittelst denen das Fachwerk mit dem Bogen verbunden ist.

Diese Thayer'schen Träger haben, wie alle aus verschiedenen Systemen zusammengesetzten Tragrippen, den Nachtheil, daß Bogen und Fachwerk verschiedene Senkungen annehmen und selten mit einander tragen; obgleich daher in der Idee gut, sind sie für die Ausführung nicht zu empfehlen.

§. 45.

Brücken von Brown.

Ähnlich verhält es sich mit den Brücken von Brown. Die auf Taf. IX. Fig. 20, 21 und 22 dargestellte Brücke, welche 150' Spannweite hat, unterscheidet sich von obigen Brücken bloß dadurch, daß der Bogen wieder mehr als allein tragender Theil hervortritt. Die obern Streckbäume sind nur schwach, die untern dagegen sehr stark und liegen nicht nebeneinander, sondern übereinander, in der Ebene des Bogens selbst. Die Pfosten und Streben des Fachwerks sind doppelt und bilden Zangen, welche den Bögen und die Streckbäume umfassen. Außerdem sind noch doppelte Gegenstreben angebracht, welche in der Diagonale der beiden Trapeze liegen, in welche jedes Fach durch den Bogen getheilt wird.

Die größte Brücke, welche Brown, jedoch abweichend von der vorigen Con-

struction, erbaut hat, ist die Cascadebrücke, welche die Erie-Eisenbahn über eine 175' tiefe und oben mehr als 300' weite Schlucht führt. Eine halbe Ansicht dieser Brücke und ein Theil ihres Querschnitts ist durch die Fig. 23 und 24 gegeben. Wie ersichtlich sind die Tragrippen lediglich als nach einem Kreissegment gebogene Howe'sche Rippen zu betrachten, deren rückwirkende Festigkeit in Anspruch genommen ist. *)

§. 46.

Town's Gitterbrücken.

Eine vor etwa 20 Jahren eingeführte, ganz eigenthümliche Brückenconstruction ist jene des Ingenieur Town aus New-Haven. Es sind Wände, welche aus zwei in entgegengesetzter Richtung schräg gestellten Reihen von sich kreuzenden 3" dicken und 12" breiten fichtenen Bohlen zusammengesetzt sind, und vertikal auf den Pfeilern ruhen. (Allgemeine Baukunde, S. 118.) Diese Wände, welche noch an ihrer oberen und untern Kante mittelst an beiden Seiten angebrachter fortlaufenden Streckhölzer zusammengehalten sind, bilden die eigentlichen Träger der Bahn. An allen Punkten, wo die Bohlen sich kreuzen, werden sie mit hölzernen Nägeln aneinander befestigt.

Es hat für diese Constructionsort eine Modeepoche gegeben, wo ihre Anwendung eine fast allgemein gewordene war, und sich auch in verschiedene Theile Deutschlands erstreckte. Die gänzliche Vermeidung von großen Balken und von Eisenbestandtheilen, und die fast ausschließliche Benützung von gewöhnlichen Bohlen bei Erzielung von großen Spannweiten durch einen einfachen Verband, rechtfertigte allerdings den Ruf, den sich diese amerikanische Erfindung erworben hat. Daß sie aber heut zu Tage nicht mehr diese ausgebehnte Anwendung findet, erklärt sich einfach dadurch, daß man durch die Howe'sche Construction in den Besitz einer solidern Brückengattung kam, die zwar mehr kostet, aber dafür auch mehr Sicherheit und Dauer gewährt, sodann daß man mehr zu Eisenconstructionen greift.

Die Eisenbahn von New-York nach Harlem hat eine 700' Fuß lange Town'sche Gitterbrücke mit 4 Oeffnungen zu 175 Fuß im Lichten. In und bei Philadelphia, auf der Philadelphia-Columbia-Eisenbahn, in Utica, Rochester und Lockport über den Erie-Canal findet man diese Construction sehr häufig angewendet.

Bei Richmond in Virginien geht die lange Südeisenbahn über den Jamesfluß mit einer Town'schen Gitterbrücke, die 12 Oeffnungen hat, jede zu 150 Fuß.

Noch andere Gitterbrücken sind in der Zusammenstellung auf Seite 120 der Allgemeinen Baukunde angegeben.

Verschiedene Anordnungen hinsichtlich der Auflagerung der Bahn auf den Gittern sieht man aus der Taf. VIII.

Die Fig. 28 zeigt den Querschnitt einer Gitterbrücke auf der Philadelphia-Wilmington-Baltimore-Eisenbahn.

Die Fig. 29 zeigt den Querschnitt einer Gitterbrücke auf derselben Bahn.

*) Förster's Bauzeitung 1851. S. 78.

§. 47.

Brücken von Remington.

Erst im Jahre 1848 trat Remington mit einer Construction auf, die durch- aus von allen bis jetzt bekannten Holzconstruktionen abweicht. Sie gründet sich auf die absolute Festigkeit der Holzfasern und besteht darin, daß schmale Holzstreifen von einem Widerlager zum andern ausgespannt werden, ähnlich wie die Balzisenstreifen einer Bandbrücke, und daß sodann die Brückenbahn auf denselben entweder unmittelbar aufliegt, oder, wenn sie horizontal sein soll, auf Posten ruht, die durch Andreaskreuze miteinander verbunden sind und den Druck etwas vertheilen.

Remington machte den Entwurf zu einer Brücke von 436 Fuß Spannweite. Der tragende Theil dieser Brücke besteht aus einem 10' breiten und 1½" dicken Band von Tannenholz, das aus 10 Reihen von neben einander gelegten, an ihren Enden überplatteten und zusammengeleimten Brettern von 1' Breite gebildet wird. Die 2 letzten Bretterlängen werden bis zu 5½ Zoll verstärkt wegen der Befestigung an die Widerlager.

Der Leim ist vermuthlich sogenannter Seeleim, der die Eigenschaft hat, mit außerordentlicher Kraft an dem Holz zu haften und in Wasser nicht zu erweichen.

Bis jetzt sind noch keine größeren Brücken der Art in Ausführung gekommen, allein in Erwägung des Umstandes, daß die absolute Festigkeit des Holzes 3 bis 4 Mal so groß ist, wie die rückwirkende, auf die man eine Masse von Holzconstruktionen zu gründen pflegte, dürfte das System von Remington nicht ganz zu verwerfen sein, zumal wenn es gelingen sollte, die Verbindung der dünnen Holzstreifen auf eine solide Art zu bewerkstelligen.

§. 47 a.

Ueber hölzerne Brücken für Eisenbahnen.

Es gibt Fälle, wo es vortheilhaft erscheint, die Brücken in provisorischer Weise aus Holz herzustellen und erst später wenn die Bahn eine Rente abwirft, sie durch steinerne oder eiserne Construktionen zu ersetzen. Für solche Provisorien hat die k. k. priv. Südbahngesellschaft Normalien gefertigt und dazu folgende Grundsätze aufgestellt.

- a) Alle Verbindungen der einzelnen Theile einer Holzconstruktion sollen einfach sein; sie sollen nicht durch complicirte Verschneidungen der aus Holz gebildeten Bestandtheile, sondern durch Schraubenbolzen bewerkstelligt werden. Doch ist das Maas der Anwendung des Eisens auf das zulässige Minimum zu reduciren, da nunmehr die Eisenconstruktionen und die Erzeugung des Eisens in dem Grade vervollkommenet sind, daß die Baukosten, früheren Perioden gegenüber, sich bedeutend vermindert haben, und also eine verschwenderische Benützung des Eisens bei Holzconstruktionen die ökonomischen Vortheile dieses Bauystems in vielen Fällen illusorisch machen würde.

- b) Nothwendig werdende Reparaturen und Auswechslungen sollen, ohne Störung und Unterbrechung des Bahnbetriebs bewerkstelligt werden können.
- c) Constructions bei welchen schon bei der Anfertigung, also noch vor erfolgter Belastung, eine zu große Anstrengung der Holzfasern einzelner Theile eintritt (bei gekrümmten Balken oder Streben) sind auszuschließen.
- d) Für alle Brückenträger soll nur ein einziges Constructions-system zur Anwendung gelangen. Die, von der ältern Schule, beliebte Combination verschiedenartiger Systeme, welche sich in die Aufnahme der Belastung des Trägers theilen, soll unterbleiben und ein einziges, aber einfaches Constructions-system durchgeführt werden.
- e) Die Joche und die größeren Holzpfiler sind vorzugsweise vertikal zu belasten. Jeder schädliche Seitenschub ist von denselben abzuhalten.
- f) Die für den □ Cm. der Holzconstruktion zulässige Inanspruchnahme für Pressung und Spannung soll in keinem der einzelnen Bestandtheile überschritten werden.
- g) Da Luft und Licht die Trockenheit der Hölzer, somit auch deren Dauer wesentlich fördern, so soll den Bestandtheilen einer Holzconstruktion der conservirende Einfluß des Luftzuges und des Lichtes nicht entzogen, und das eindringende Wasser auf dem kürzesten Wege rasch abgeleitet werden.

Charakteristik der verschiedenen bis jetzt angewendeten Constructions-systeme.

Die Anwendung dieser so wichtigen allgemeinen Bau-Grundsätze führte zu nachstehenden Schlüssen bezüglich der Wahl und Ausbildung der Constructions-systeme.

1. Für gewöhnliche Balkenbrücken ist die künstliche Verstärkung der Träger durch Uebereinanderlegen mehrerer Balken aus weichem Holze — oder mit zwischen denselben angebrachten Untersätzen, — dann durch Anwendung von Keilen aus Eichenholz, der üblichen Verzahnung und Verdüblung unbedingt vorzuziehen.

Bei der Verzahnung kann nur selten der erforderliche Grad der Genauigkeit in der Bearbeitung der Zähne erreicht werden; in der Regel schließen nur einzelne Zähne aneinander, welche dann allein einem übermäßigen Drucke zu widerstehen haben. Dies ist aber ohne Anwendung von Keilen nicht zu vermeiden, indem die Hirnflächen einer und derselben Holzgattung, namentlich der weicheren, sich stark in einander drücken, und nachtheilige Einsenkungen veranlassen.

Die Tiefe der Zahneinschnitte verursacht einen Verlust an der Gesamthöhe des Balkens und verringert somit dessen Tragfähigkeit.

Die Verdüblung der Balken, mit schräg eingesetzten, zwischen den Fugen ansteigenden Bohlenstüden oder Holzdübeln, erfordert ebenfalls eine schwer zu erzielende Genauigkeit in der Anarbeitung der Balken, und es kann eine erfolgte Senkung der Träger nicht verbessert werden, während bei der Anwendung von Keilen, durch Nachtreiben derselben, die dem Träger ursprünglich gegebene Sprengung wieder hergestellt werden kann.

2. Das System der gekrümmten Sprengbalken ist mit vielen Uebelsständen behaftet.

Soll die Festigkeit des Tannenholzes durch das Krümmbiegen nicht leiden, so darf der Krümmungspfeil nicht mehr als etwa $\frac{1}{30}$ der Länge des Balkens betragen; — bei geringen Biegungen ist aber der Effekt der vollzogenen Biegung nicht hoch anzuschlagen.

Die solide Verbindung der Bogenanläufe mit dem horizontalen Streckbalken ist stets schwierig auszuführen, und erfordert bedenkliche Schwächungen der Träger zu beiden Seiten der Stützen.

Die Herstellung der gekrümmten Sprengbalken beansprucht viel Zeit; — die gebogenen Balken müssen 1–2 Monate lang in ihrer Form erhalten werden, ehe man zu deren Aufstellung schreitet. Ueber den Auslagern kommt eine beträchtliche Holzmasse zur Verwendung, welche nicht tragfähig gemacht werden kann, und nur zur horizontalen Abgleichung und Absteifung der Bogenanläufe der Tragbalken dient.

Das Holzmaterial, welches man in der Mitte der Brückenöffnung erspart, wird daher, mehr oder weniger nutzlos, an den Auflagern verschwendet. Auch ist es nicht wohl zulässig die Querschwellen auf die Sprengbalken zu legen. Sie sind, selbst bei mehr als ausreichender Constructionshöhe, aufzuhängen, eine Anordnung, welche, bei ziemlich beträchtlicher Balkenhöhe, wirksame Vorkehrungen gegen störende Seitenschwankungen und horizontale Verschiebungen der Tragwände beinahe ausschließt.

3. Die gewöhnlichen Hängwerkbrücken mit geradlinigten Hölzern haben erfahrungsgemäß eine sehr geringe Dauer; sie erfordern außergewöhnlich lange Hölzer, die solide Verbindung der stark geneigten Streben mit den horizontalen Streckbalken ist äußerst schwierig, und es ist die, für Eisenbahnzwecke, nöthige Steifigkeit der Construction nicht, oder sehr schwer zu erzielen. Dasselbe gilt von den Bogenhängwerken.

Bohlenbogen mit vertikal stehenden, neben einander gelegten Bohlen, nach dem Systeme de l'Orme zusammengesetzt, sind ganz unzweckmäßig.

Emy'sche Bohlenconstructions-systeme, bei welchen die Bohlen in ihrer ganzen Länge mit ihren breiten Flächen übereinander gelegt und durch Bänder und Bolzen verbunden werden, sind für größere Spannweiten allenfalls noch anwendbar, doch sind sie kostspielig und haben bloß eine geringe Steifigkeit.

4. Sprengwerkbrücken sind dort zulässig, wo die nöthige Constructionshöhe und natürliche Stützpunkte vorhanden sind, oder wo künstliche, aus Steinen hergestellte Stützpunkte billig geschaffen werden können. Da die Sprengwerke starke Widerlager erfordern, so werden sie in der Regel für Hochbrücken von größeren Spannweiten nicht anwendbar sein.

Für Straßenbrücken mit steinernen Widerlagern eignen sich Sprengwerke zuweilen vorzüglich.

Eine besondere Aufmerksamkeit muß dem Fuße der Streben zugewendet werden; jede Feuchtigkeit ist soviel als möglich von demselben fern zu halten.

Bogensprengwerkbrücken werden mit Vortheil zur Verwendung gelangen, wenn große Oeffnungen bis zu 100 Mtr. zu überbrücken sind, wenn die nöthige Constructionshöhe zur Verfügung steht, und wenn die Stütze für die Bogenfüße auf feste Widerlager (Felsen) treffen.

Böhlenbögen setzen sich in Folge der vielen Stöße beträchtlich, leiden stark durch die Feuchtigkeit und gehen daher bald zu Grunde.

Aus geraden oder krummbehauenen Balken zusammengesetzte Bögen verdienen den Vorzug und gewähren, wenn sie als reine Fachwerke construirt werden, jede mögliche Garantie in Betreff der Sicherheit und der Dauer, wenn in genügender Weise für seitliche Absteifung Sorge getragen wird.

5. Combinirte Häng- und Sprengwerkbrücken, sie mögen aus geraden Balken oder aus solchen mit Vereinigung von Bögen zusammengesetzt sein, bringen die Gebrechen der einfachen Systeme zur erhöhten Wirkung und eignen sich nicht für Eisenbahnen.

6. Von den amerikanischen Gitterbrücken ist das Howe'sche System als das vollkommenste erkannt worden, und die Erfahrungen, welche auf der österreichischen Südbahn und auf den württembergischen Bahnen gemacht wurden, haben ergeben, daß dieses Gittersystem, schon wegen der Verwendung geschnittener Hölzer von geringen Längen, sich ganz vorzüglich zur Ueberbrückung größerer Spannweiten eignet und daß es allen Anforderungen, die man an Brückenconstruktionen in Absicht auf Dauer, Solidität und Tragfähigkeit stellen kann, vollkommen entspricht.

Gitterbrücken nach dem Systeme Town und Lattenbrücken sind zur Aufnahme größerer Lasten unbrauchbar.

Schlüsse für die Wahl der zur Anwendung kommenden Systeme.

Vorstehende gedrängte Analyse der bekanntesten Constructionssysteme führt zu dem Resultate: für kleinere Spannweiten sind solid verbundene, aus parallelen Balkenlagen zusammengesetzte Träger, — für größere Lichtweiten Howe'sche Gitter, durch solid zusammengesetzte Joche unterstützt, als die zweckmäßigsten Constructionen für Eisenbahnobjecte anzusehen, und da dieselben in allen gewöhnlich vorkommenden Fällen anwendbar sind, so haben die in diesem Sinne ausgearbeiteten Pläne als Normalien der Ueberbrückungen mittelst Holzconstruktionen für diejenigen Linten zu dienen, bei welchen Rücksichten der Oeconomie oder die kurze Dauer der Bauzeit die ausschließliche Anwendung des Holzes für die genannten Zwecke angemessen erscheinen lassen.

Rücksichtnahme auf den später erfolgenden Umbau der Bauobjecte.

Treten nach einer längeren oder kürzeren Reihe von Jahren Umstände ein, welche die Veretzung der gesammten Bahnanlage in absolut dauerhaften Zustände rechtfertigen oder erfordern, so ist es wünschenswerth, daß der Umbau der hölzernen Objecte, in Objecte aus Stein oder Eisen, mit Leichtigkeit, geringen Kosten und ohne Störung des Verkehrs durchgeführt wird. Dieser Fall ist bei der Project's-

verfassung der Normalien für hölzerne Brücken in's Auge gefaßt worden, indem in erster Linie die Pläne für die entsprechenden Stein- und Eisenconstruktionen angefertigt und die Dispositionen für die Holzconstruktionen so getroffen wurden, daß der Umbau der letzteren in der angegebenen Weise vollzogen werden kann.

Nehmen Holzbrücken die Stelle gewölbter Objecte ein, so müssen die Joche in solchen Abständen von den Widerlagern errichtet werden, daß ihre Stabilität durch den Fundamentaushub für das steinerne Object nicht gefährdet wird. Sie sind daher bei Anwendung von Stirnflügeln, namentlich bei niedrigen Dämmen, in genügender Entfernung von diesen Flügeln aufzustellen.

Bei schiefen und bei geraden Flügeln sollen die Joche möglichst nahe bei den Widerlagern zu stehen kommen, damit die Gesamtspannweite der Holzconstruktion möglichst reducirt werde.

Die Mehrauslagen, welche in Folge der vorzeitigen Rücksichtnahme auf den definitiven Steinbau, durch die nothwendig werdende Verlängerung der Holzbrücken, entstehen, finden in den meisten Fällen eine Deckung in der bewirkten Reduction der Erdbewegung.

Die Anschüttung des Dammes zu beiden Seiten des Objectes ist mit Rücksicht auf die später herzustellende Steinconstruktion anzuordnen und es soll namentlich der Abschlußkörper des Bahndammes möglichst solid ausgeführt werden, um die für den Bestand hoher Joche gefährlichen Setzungen zu verhüten. Es wird zweckmäßig sein, den genannten Theil des Dammkörpers zu stampfen und, wenn Steinmaterial oder Geschiebe vorhanden ist, den Fuß des Dammes aus letzterem Material herzustellen.

Gewölbte Durchlässe und Viaducte von größeren Spannweiten lassen auch Jochstellungen zu, bei welchen Oeffnungen im Gewölbescheitel ausgespart werden können. Die Arbeit des Einwölbens wird durch die Jochständer nicht erschwert, indem auf den steinernen Pfeilern und auf den Widerlagern provisorische Stützen für die Aufnahme der Brückenträger eingesetzt werden, wodurch die vollständige Beseitigung der Joche möglich gemacht wird.

Die Holzconstruktion soll mindestens 2 Mtr. in die Dammkrone hineingreifen, und bei hohen Dämmen das Tragbalkenende durch Piloten mit darüber gelegten Kapphölzern unterstüzt werden. — Bei niederen Dämmen genügt ein Unterziehen der Träger mittelst 1 oder 2 in Schotter gelegten Querschwellen.

Um den im Dammkörper eingreifenden Theil der Holzconstruktion, bei welchem das Abfaulen zuerst eintritt, möglichst lange zu erhalten, muß der Tragbalken, vom Widerlagsjoch an bis zu seinem Ende, einen Ueberschuß von Tragfähigkeit erhalten, und es ist das im Damme gelagerte Stück mit gutem Schottermaterial zu umgeben.

Die Auflagerschwellen des Widerlager-Joches, sowie die darunter befindlichen Kapphölzer sind dem Zutritte der Luft und des Lichtes zugänglich zu halten. Die Böschungsfäche des Dammkörpers soll daher erst 0.5 Mtr. unter der letzten Auflagerschwelle des Widerlagsjoches, auf die Piloten desselben treffen.

Bei hohen Dämmen und bei Mangel an Steinmaterial wird es vortheilhaft.

fein, zuerst den Bahndamm auf eine solide Weise bis zur Höhe des Jochauflages herzustellen und nachträglich ein Pfahlwerk auszuführen.

Objecte von Stein werden immer die Herstellung der Holzconstruction in der Bahnachse selbst gestatten, da dieselben einen Abstand des Gewölbschittels von der Schienenunterkante bedingen, welches zur Erzielung der nöthigen Trägerhöhe für den Holzbau ausreicht. Bilden hölzerne Brücken einen Ersatz für Eisenconstructions, so sind für erstere die zulässige Constructionshöhe und die Trägerstellung von der Anlage der in Aussicht genommenen eisernen Brücke abhängig zu machen.

Bezüglich der, den Holzbrücken zu Grunde gelegten Eisenconstructions wird bemerkt, daß die Oeffnungen von 4^m, 6^m, 8^m, 10^m und 12^m mit Blechträgern, jene von 15^m, 20^m, 30^m, 40^m, 50^m mit Gitterbalken überspannt sind, daß ferner bei Objecten mit mehreren Oeffnungen, die Gitterträger über sämtliche Pfeiler continuirlich fortgesetzt sind, und daß das Verhältniß der äußeren zu einer mittleren Oeffnung wie 5 zu 6 angenommen worden ist.

Die Holzconstruction ist nach den Spannweiten der Eisenconstruction und nach dem Abstände der eisernen Brückenträger, welcher 2,0, 2,5 und 4,2^m betragen kann, einzurichten, damit die Eisenconstruction ohne weitere Rüstungen versetzt werden können.

Holzbrücken bis zu 20^m Spannweite sollen nicht aus der Bahnachse gerückt werden, damit weder der Bahnbetrieb durch Ausweichcurven erschwert, noch die Betriebs- und Anlagekosten vermehrt werden.

Wird, mit Rücksicht auf die Eventualität des Umbaues in Eisen eingeleisiger Bahnhöfen, bei Brücken von mehr als 20^m Spannweite eine Abweichung von der Bahnachse für nöthig erachtet, so sind die Joche entsprechend zu stellen und zu construiren, und es soll dabei dahin gestrebt werden, die Entfernung der Brückenachse von der Bahnachse auf ein Minimum zurückzuführen.

Statische Verhältnisse.

Die Größe des Widerstandes, welche das Holz- und das Eisenmaterial der Brücken den, aus der zufälligen und aus der constanten Belastung der Constructionen, resultirenden und auf letztere einwirkenden Kräften zu leisten vermag, bedingt das Maß der Sicherheit und der Dauer der Bauten.

Da die Gesetze der Biegung nur so lange richtig sind, als die Inanspruchnahme des Materials sich innerhalb der Elasticitätsgrenze bewegt und da mit der Ueberschreitung der letzteren bereits eine Gefahr für den dauerhaften Bestand einer Construction eintritt, so werden bei der Bestimmung der Sicherheitscoefficienten für die einzelnen Glieder des Bauobjectes nicht allein die Bruchfestigkeit, sondern vielmehr die, bei der Erreichung der Elasticitätsgrenze vorhandene Festigkeit des Materiales einen bestimmenden Einfluß zu nehmen haben.

Diese allgemeinen Regeln vorausgeschickt, ergeben sich nun für die zweckmäßige Ausführung der hier speciell behandelten Constructionen folgende Bedingungen:

Gesundes gut ausgetrocknetes Tannenholz eignet sich am besten zu Brückenconstructions, namentlich für jene Bestandtheile, welche eine Biegung zu erleiden haben.

Sehr schätzbare Eigenschaften besitzt das in den Hochgebirgen wachsende Lärchenholz, und es ist dessen Verwendung in allen Fällen, in welchen der Kostenpunkt nicht ein Hinderniß bietet, sehr zu empfehlen, besonders für jene Constructionstheile, welche mit dem Terrain in directe Berührung kommen, und deßhalb vor allen andern der Fäulniß ausgesetzt sind.

Für Tannenholz von mittlerer Qualität sind nun folgende der Erfahrung entnommene, und auf den \square^{cm} bezogene Daten, der Festigkeitsrechnung zu Grunde gelegt worden:

	Absolute Festigkeit gegen Ausdehnung (a)	900 Kilgr.
	Absolut rückwirkende Festigkeit (r)	520 "
	Elasticitätsgrenze (E)		
	für die absolute Festigkeit gegen Ausdehnung	200 "
	" " rückwirkende Festigkeit	160 "
	Zulässige Inanspruchnahme:		
Mehrzährige Dauer (5—10 Jahre) der Holzconstruktionen (Provisorische Holzconstruktionen)	für einfache Tragbalken und Streckbäume der Gitter ($\frac{3}{4}$ E)	a =	150 "
		r =	120 "
	für zusammengesetzte Tragbalken bei Bahn oben und Bahn unten	a =	120 "
		r =	100 "
Möglichst lange Dauer der Holzconstruktionen (Definitive Holzconstruktion)	für einfache Tragbalken und Streckbäume ($\frac{1}{2}$ E)	a =	100 "
		r =	80 "
	für zusammengesetzte Balkenträger, Bahn oben und Bahn unten	a =	80 "
		r =	65 "
für Balkenträger Bahn in der Mitte	a =	75 "	
	r =	60 "	

Schmiedeeisen von guter Qualität setzt erfahrungsgemäß nahezu gleichen Widerstand der Ausdehnung und dem Zusammendrücken entgegen, wobei vorausgesetzt wird, daß die Längendimensionen und die Querschnittsform in einem angemessenen Verhältniß zu einander stehen. —

Es beträgt auf den \square^{cm} die Ziffer für absolute Zugfestigkeit, wie für die absolut rückwirkende Festigkeit 3000 Kilg. bis 3500 Kilg.

Die Elasticitätsgrenze wird bei Schmiedeeisen mit einer Inanspruchnahme von 1600 Kilg. per \square^{cm} erreicht.

Zulässig ist daher für Schraubeneisen zur Erzielung der nöthigen Sicherheit eine Inanspruchnahme von 800 Kilg. bis 1000 Kilg. per \square^{cm} .

Guß Eisen darf einer Pressung von 1200 bis 1500 Kilg. ausgesetzt werden, wobei die genügende Sicherheit geboten ist.

Unter Beibehaltung der angegebenen Festigkeitsgrenzen sind die Dimensionen der einzelnen Brückenbestandtheile nach der zufälligen Maximal-Belastung zu bestimmen, und es ist in dieser Richtung der Unterschied zwischen Hauptbahnen und Bahnen zweiten Ranges gemacht und angenommen worden, daß letztere die Ein-

führung eines Betriebes mit leichten Maschinen gestatten, während erstere den Gebrauch schwerer Lastzugmaschinen erforderlich, oder vortheilhaft erscheinen lassen.

Die nachstehende Tabelle I enthält für verschiedene Spannweiten der Brücken die, auf den laufenden Meter entfallende, gleichförmig vertheilte veränderliche Last für leichte und schwere Maschinen. Diese ergibt nahezu dieselben Maximalwerthe der Angriffsmomente und Vertikalkräfte wie die, über die Brücke sich bewegende mehr oder weniger ungleichförmig vertheilte Belastung.

Die in Betracht gezogenen Locomotiven haben, mit Einschluß der Tender, ein Gewicht von 30000 Kilg. und eine Maximalachsenbelastung von 10800 Kilg. — Die schwersten Gebirgs-Lastzugmaschinen haben ein Gewicht von 67800 Kilg. und eine Maximalachsenbelastung von 12100 Kilg. Es können diese Gewichte als Grenzwerte für leicht und für schwere Maschinen angesehen werden, und es sind demgemäß dieselben hier maßgebend gewesen.

Für Straßenbrücken lassen sich, wegen der Verschiedenartigkeit ihrer Anlagen und der über dieselben sich bewegenden Lasten, bestimmte allgemein gültige Annahmen nicht machen.

Für gewöhnliche Verhältnisse wird eine größte zufällige, durch Menschengedränge herbeigeführte Belastung von 350 bis 500 Kilg. per \square^m zu rechnen sein. Wenn die Brücke eine Beschotterung bis zu 20^{cm} Dicke aufzunehmen hat, so vermehrt sich die gleichförmig vertheilte Eigenlast um circa 400 Kilg. per \square^m .

Der wiewohl nur selten vorkommende Fall des Transports von schweren Maschinen über eine Straßenbahn, wird eine besondere Berücksichtigung verdienen.

Tabelle I.

Zusammenstellung

der über die Längeneinheit, 1 Meter, der Brückenbahnen, gleichförmig vertheilten zufälligen Belastungen für Brücken von verschiedenen Spannweiten.

a) bei der Befahrung mit leichten Locomotiven.

b) " " " " schweren " "

Spannweite in Meter.	Belastung		Anmerkung.
	mit leichten Locomotiven	mit schweren Locomotiven	
	in Kilogrammen p. l. Meter.		
4	6000	11200	a) Gewicht der leichten Maschine sammt Tender: 30000 Kilogramm. Maximalbelastung per Achse: 10800 Kilogramm.
5	5380	10560	
6	4680	9280	
8	3750	8340	
10	3220	7450	
12	2940	7130	b) Gewicht der schweren Maschine sammt Tender: 67800 Kilogramm. Maximalbelastung per Achse: 12100 Kilogramm.
15	2790	6220	
20	2570	5760	
25	2550	5480	
30	2530	5300	
40	2460	4800	
50	2400	4500	

Die nachstehende Tabelle II. gibt die theoretischen Maximalspannweiten an, welche den Balken- und Gitterträgern unter den obigen Voraussetzungen gegeben werden dürfen.

Für gewöhnliche Balkenbrücken mit einem Geleise sind, im Maximum, 4 Fahrbahnträger in Verwendung zu bringen. Die Stärke der einzelnen kantigbehauenen Balken ist bei zusammengesetzten Trägern durchgehends mit $2\frac{5}{8}$ cm angenommen, und es ist bei Feststellung der, dem Eigengewichte der Construction und der zufälligen Last entsprechenden Spannweiten, auf die Continuität der Träger über den Mitteljochen keine Rücksicht genommen worden, weil die Stöße der Balken an dieser Stelle eine bedeutende Schwächung verursachen.

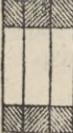
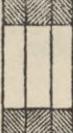
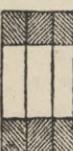
Tabelle II.

Zusammenstellung

der theoretischen Maximalspannweiten für Balkenbrücken.

a) Für welche eine Verwendung von bloß einigen Jahren,

b) " " " " " " möglichst langer Dauer in Aussicht genommen ist.

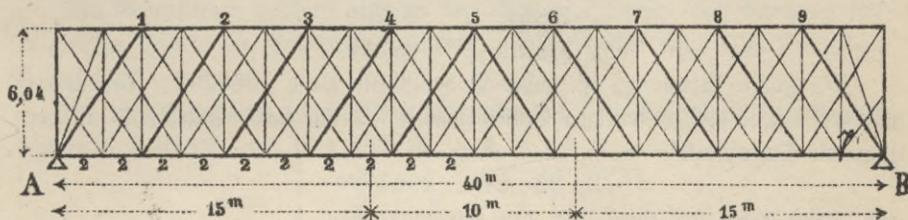
Querschnitt.		Anzahl der Trag- hälften.	Maximalspannweite für die Belastung mit leichten Locomotiven.		Maximalspannweite für die Belastung mit schweren Locomotiven.	
Höhe der Träger.	Construction der Träger.		Mehrjährige Dauer.	Möglichst lange Dauer.	Mehrjährige Dauer.	Möglichst lange Dauer.
			Meter.	Meter.	Meter.	Meter.
0.67m		2	7.1	5.8	4.9	3.9
		3	9.5	7.6	6.4	4.8
		4	11.5	9.3	7.7	5.9
1.02m		2	13.2	10.0	8.2	6.4
		3	15.7	12.4	10.5	8.0
		4	17.9	16.1	12.2	10.8
1.37m		2	19.6	15.8	13.4	10.5
		3	24.2	18.9	17.1	13.0
		4	27.4	22.0	20.1	15.7
1.72m		2	21.9	17.2	15.4	11.5
		3	26.2	21.0	18.7	14.2
		4	29.4	23.6	21.8	17.0
0.92m		2	11.2	8.6	7.0	5.4
		4	16.5	13.1	10.8	8.4
1.62m		2	21.0	16.2	13.5	10.8
		4	27.7	22.5	20.4	16.1
2.34m		2	38.6	31.5	29.8	23.9
3.48m		2	48.7	39.0	38.1	30.7
6.04m		2	65.9	54.6	53.8	43.6

§. 48.

Berechnung einer Howe'schen Brücke.

Für die Berechnung der Holzconstruktionen im Allgemeinen, insbesondere der hölzernen Brücken nach den amerikanischen Systemen von Town und Howe, gelten dieselben Betrachtungen und Formeln, welche zur Berechnung eiserner Brückenträger der Gitter- und Fachwerke dienen und kann daher hier auf die §. 105 und 106 a und b, sowie auf die §. 1 und 2 des Anhangs verwiesen werden.

Nehmen wir z. B. an, es soll eine Howe'sche Brücke von 40 Mtr. Weite und für ein Eisenbahngleise berechnet werden. Die beiden Hauptträger, welche die unten liegende Brückenbahn tragen, haben die beistehende Form und Größe.



Von der Mitte des Trägers gehen die doppelten Hauptstreben nach rechts und links ab, zwischen denselben liegen die Gegenstreben und an jedem Knotenpunkte befinden sich vertikale Anker der Hängestangen.

Die Gurtungen bestehen aus 3 nebeneinander liegenden kantigen Balken von gleichem Querschnitte.

Das Eigengewicht der Brücke berechnet sich auf 1500^k pro laufenden Meter und für einen Träger, daher $p = 1500^k$.

Die zufällige Belastung, welche gleichförmig vertheilt die gleiche Wirkung äußert, wie ein über die Brücke gehender Eisenbahnzug, sei nach §. 105 für einen Träger $k = 2400^k$

$$\text{daher } q = p + k = 3900^k$$

Da wir es hier mit dem System des rechtwinkligen Dreiecks oder dem unsymmetrischen Systeme zu thun haben, so gelten zunächst für das einfache System die Formeln §. 106 a (1).

Die Höhe des zu berechnenden Trägers bzw. die Distanz der Gurtungsschwerpunkte sei $H = 5.72\text{m}$, folglich da $l = 40\text{m}$ hat man für die gesammte Pressung im mittleren Querschnitte

$$(\text{Max}) \frac{N}{H} = \frac{q l^2}{8 H} = \frac{3900 \cdot 40^2}{8 \cdot 5.72} = 136360^k.$$

Und da der Träger 10 Felder hat, die Kräfteinheit

$$A = \frac{1}{25} \cdot 136360 = 5450^k.$$

Daher die horizontalen Pressungen und Spannungen im oberen und unteren Rahmen:

In der Mitte	25 A =	136360 ^k
im ersten Felde	24 A =	130800 „
„ zweiten „	=	114450 „
„ dritten „	=	87200 „
„ vierten „	=	49050 „
„ fünften „	=	0

Im untern Rahmen rücken die obigen Spannungen um ein Feld weiter gegen die Auflager hin und sind im

ersten Felde	136360 ^k
im zweiten „	130800 „
„ dritten „	114440 „
„ vierten „	87200 „
„ fünften „	49050 „

Die größte Spannung ist daher in der Mitte gleich 136360^k. Der untere Rahmen bestehe aus 3 kantigen Balken von je 32 auf 24^{cm} Stärke, so ist der gesammte Querschnitt

$$3 \cdot 32 \cdot 24 = 2304 \square^{cm}$$

und kommt daher auf einen \square^{cm} eine Spannung von

$$\frac{136360}{2304} = 60 \text{ Kil.}$$

während 80^k zulässig sind.

Bei der oberen Gurtung ist die stärkste Pressung ebenfalls 136360^k und kommt daher auf den \square^{cm} bei einem Rahmen von 3 Balken zu 32 auf 24^{cm} 60^k, was der für Tannenholz erlaubten Pressung genau entspricht.

In der unteren Gurtung dürfen selbstverständlich die einzelnen Balken des Rahmens nicht in den beiden mittleren Feldern gestoßen sein und müssen überhaupt die Stöße abwechseln und gegen eine Trennung mit eisernen Bändern und Keilen versehen werden.

Zur Berechnung der Streben hat man:

$$\text{Cosec } \alpha = \frac{\sqrt{4^2 + 5 \cdot 72^2}}{5 \cdot 72} = 1,2$$

ferner

$$\text{den Werth } \frac{P}{2} = \frac{4 \cdot 3900}{2} = 7800^k.$$

Daher Druck in der ersten Strebe von der Mitte ab:

$$N = 7800 \cdot 1,2 = 9360^k$$

$$\text{in der zweiten Strebe } 3 N = 28080 \text{ „}$$

$$\text{„ „ dritten „ } 5 N = 46800 \text{ „}$$

$$\text{„ „ vierten „ } 7 N = 65520 \text{ „}$$

$$\text{„ „ fünften „ } 9 N = 84240 \text{ „}$$

Da das System ein zweifaches, so ist der stärkste Strebendruck $\frac{84240}{2} =$

42120^k und da die Hauptstreben doppelt sind, so kommt auf eine Strebe eine Kraft

$$N = 21060^k.$$

Die erlaubte Pressung auf den \square^{cm} ist wegen der 15fachen Länge der Strebe zur Querschnittshöhe 40^k daher der stärkste Strebenquerschnitt

$$\frac{21060}{40} = 526 \square^{cm}.$$

Wir nehmen kantige Hölzer von 24 auf 24^{cm} Stärke und erhalten somit einen Querschnitt von 576 \square^{cm} .

Wie die Rahmen in allen Punkten des Trägers die gleiche obengenannte Stärke erhalten, so erhalten auch die Hauptstreben überall die gleiche Stärke.

Die Gegenstreben gehören nicht zu dem System, werden aber durchweg mit der gleichen Stärke zur Anwendung gebracht. Sie erhalten einen Querschnitt von 24 auf 24^{cm}.

Um diejenige Länge zu erhalten, in welcher bei dem Träger ein Druck- oder Zugwechsel stattfindet, hat man nach Gl. q §. 2 des Anhangs:

$$a = l \left\{ -\frac{P}{K} + \sqrt{\frac{P}{K} + \left(\frac{P}{K}\right)^2} \right\}$$

woraus

$$a = 15m \text{ und } l - 2a = 40 - 30 = 10m.$$

Es müssen demnach jedenfalls in den 5 Mittelfeldern des zweifachen Systems die Gegenstreben angebracht sein.

Endlich haben wir zur Berechnung der Anker des einfachen Systems für den Mittelanker:

$$2. \frac{P}{2} = 15600^k.$$

Für den ersten Anker von der Mitte an:

$$3. \frac{P}{2} = 23400^k.$$

$$\text{Für zweiten Anker } 5. \frac{P}{2} = 39000^k$$

$$\text{„ dritten „ } 7. \frac{P}{2} = 54600^k$$

$$\text{„ vierten „ } 9. \frac{P}{2} = 70200^k$$

$$\text{„ fünften „ } 10. \frac{P}{2} = 78000^k = 0.5 \cdot q \cdot l = (\max) B'.$$

Da das System ein zweifaches ist, so erhalten wir für den Zug in den beiden Anker des 5. Feldes je 39000^k und da die Anker aus 2 eisernen Rundstangen bestehen, so kommt auf eine Stange ein Zug von $\frac{1}{2} 39000 = 18500^k$.

Bei einer erlaubten Spannung von 800^k pro \square^{cm} wäre daher der Durchmesser der Stange:

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot 18500}{3,14 \cdot 800}} = 5,4^{\text{cm}}.$$

Für eine Stange im vierten Felde hätte man den Zug $\frac{1}{4} \cdot 70200 = 17550^{\text{a}}$ und

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot 17550}{3,14 \cdot 800}} = 5,3^{\text{cm}}$$

im dritten Felde

$$d = 4,6^{\text{cm}}$$

im zweiten Felde

$$d = 4^{\text{cm}}$$

im ersten Felde und in der Mitte

$$d = 3,5^{\text{cm}}$$

§. 49.

Ausführung hölzerner Brücken.

Nachdem im Allgemeinen die Construction der neu auszuführenden Brücke bestimmt ist, werden die erforderlichen Risse oder Baupläne nach einem so großen Maßstabe gezeichnet, daß alle Einzelheiten deutlich darauf zu ersehen sind. Bei sehr verwickelten Holzconstructions für große Spannweiten fällt aber dieser Maßstab gewöhnlich für die Details noch zu klein aus, daher diese noch besonders in $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{2}$ der natürlichen Größe herausgetragen werden müssen; auch die Anfertigung eines Modells ist hier oftmals sehr vortheilhaft und gibt zu mancherlei Verbesserungen Anlaß.

Die Werkzeichnungen werden nur einfach ausgezogen, cobirt, und die Schnitte mit einer dem Material entsprechenden Farbe angegeben.

Die ersten Arbeiten bei der Ausführung des Baues bestehen in der Herbeischaffung der nöthigen Materialien und der erforderlichen Maschinen zum Einrammen der Pfähle und Verlegen der Steine. Nächstdem wird die Brücke im Grundrisse abgesteckt, und die Achse derselben, sowie eine Normalhöhe über dem niedrigsten Wasser, worauf sich alle Höhen des Baues beziehen, genau bestimmt. Die Brückenachse wird durch kantig bearbeitete eingerammte Pfähle, die zugleich als Höhenfixpunkte dienen können, bezeichnet.

Bei einer Joehbrücke wird nunmehr an das Einrammen der Joehpfähle geschritten, wobei man die Rammmaschine entweder auf stehende oder schwimmende Gerüste stellt, je nachdem es die Verhältnisse erfordern. Nachdem sämmtliche Pfähle eingerammt sind, werden die Schwellen genau nach dem Nivellement aufgezapft und verbolzt. Bei Grundjoeh erfordert die letztere Arbeit öfters eine Abdämmung der Baustelle. Sind die Joehständer eingesetzt und horizontal abgeschnitten, so werden endlich die Joehholme aufgezapft und die Bundzangen angelegt. Gleichzeitig mit der Aufstellung der Joeh werden die Fundamente der Widerlager hergerichtet und die Mauern schichtenweise aufgeführt. Dabei sind nun wieder gewisse

Zurüstungen erforderlich, die den obwaltenden Verhältnissen entsprechend angeordnet sein müssen.

Bei einer Pfeilerbrücke sind gleichzeitig mit den Widerlagern auch die Pfeiler aufzuführen; hierbei hat man nur hauptsächlich darauf zu achten, daß die Fundamente in ein und dieselbe Tiefe zu liegen kommen und das Mauerwerk sorgfältig nach der Absteckung und dem Nivellement ausgeführt wird. Sind die Joche oder Pfeiler aufgestellt, so werden die Straßenträger oder überhaupt die Tragrippen aufgebracht, zu welchem Behufe man sich abermals einfacher Gerüste bedienen kann.

Die Tragrippen müssen aber vorher auf dem Werkplatze nach einer Zeichnung in natürlicher Größe auf einem Reißboden so zusammengesetzt oder abgebunden werden, wie sie beim Aufschlagen zu stehen kommen sollen, oder mit andern Worten, es muß der Werkfuß angelegt werden. Alle Hölzer sind genau nach dem Ritze zuzuschneiden und mit ihren Zapfen und Versatzungen zu versehen. Sind Balken oder Bohlen zu krümmen, so hat man dabei nach früherer Anleitung zu verfahren, und es wird sich hauptsächlich nur darum handeln, ob die Bogen gleich an Ort und Stelle auf einer Flußkrüftung oder auf dem Werkplatze mit Hilfe einer Landkrüftung zusammengesetzt werden sollen. Ersteres stellt sich gemeinlich für größere, letzteres für kleinere Bogen vortheilhafter heraus.

Bei den Howe'schen Brücken hat man besonders darauf zu achten, daß zwischen die Stöße der oberen Längsbalken Eisenblech kommt, wegen der Zusammenpressung der Hölzer an den Hirnholzflächen, ferner, daß die Längenverbindung der einzelnen untern Längsbalken möglichst solid durch eiserne Zwischenplatten und schmiedeiserne Bänder bewirkt wird, damit kein Auseinandergehen der Stoßflächen Statt haben kann. Eiserne Bänder allein sind nicht ausreichend, vielmehr sind noch gußeiserne Zwischenplatten mit rechtwinklichem Hakenblatt fast unerläßlich und sollten deshalb nie weggelassen werden, da Senkungen unter die Horizontale niemals vorkommen dürfen. Die Köpfe und Muttern der Hängbolzen müssen mit großen Scheiben oder eisernen Platten unterlegt sein.

Bei allen künstlich verstärkten Trägern hölzerner Brücken hat man bei der Anordnung des Werkfußes Rücksicht auf die spätere Senkung zu nehmen, und es wird sich die Größe dieser Senkung nach der Spannweite und der Zahl der Verbindungen und Versatzungen richten. Gewöhnliche Häng- oder Sprengwerke bedürfen bei guter Ausführung einer Ueberhöhung von $\frac{1}{200}$ der Spannweite; Wiebeking'sche Balkenbogen dagegen müssen um $\frac{1}{160}$ und Bohlenbogen aus Eichenholz um $\frac{1}{230}$ der Spannweite überhöht werden. Außer dieser Ueberhöhung pflegt man bei größeren hölzernen Straßenbrücken noch eine weitere hinzuzufügen, um für alle Zeiten eine Convergenz der Brückenbahn zu erhalten; eine Steigung der Bahn von 2 Procent kann ohne Bedenken angenommen werden.

Die Howe'schen Brücken dürfen nur 0,002 bis 0,003 der Spannweite überhöht werden, indem sonst bei einer Senkung die Gegenstreben locker werden und nicht mehr tragen helfen.

Nachdem die Tragrippen aufgeschlagen sind, wird der Oberbau der Brücke vollendet und die Wegnahme der Gerüste bewerkstelligt.

Obgleich alles zur Construction verwendete Holz möglichst trocken sein muß, so ist es doch rathsam, den zum Schutze desselben nöthigen Oelfarbanstrich nicht sogleich aufzubringen, sondern erst, nachdem das Holz einige Zeit der Luft ausgesetzt war. Die Theile der Construction, welche in das Wasser zu stehen kommen, müssen ihren Theeranstrich natürlich schon dann erhalten, wenn sie noch zugänglich sind.

Um endlich die Brücke auf die größte Belastung zu probiren, fährt man eine Stein-, Kies- oder Sandlage auf, welche an Gewicht dieser Belastung gleichkommt. Weder in dem Mauerwerke noch in der Holzconstruction dürfen hierdurch die geringsten Risse oder Sprünge bewirkt werden.

Dritter Abschnitt.

I. Feste Brücken.

2. Steinerne Brücken.

I. Feste Brücken.

2. Steinerne Brücken.

Historische Einleitung.

§. 50.

Steinerne Brücken in Europa.

Die steinernen Brücken gehören wohl zu den ältesten Constructionen, welche man ausgeführt hat, um mit Straßen oder Canälen die Thalwege der Bäche und Flüsse zu überschreiten; sie sind in der That auch die einfachsten Bauwerke in Hinsicht auf ihre Zusammensetzung, da sie immer nur die Darstellung eines oder mehrerer Gewölbe erfordern, welche sich zwischen festen unverrückbaren Widerlagern befinden, und übertreffen dabei an Dauerhaftigkeit und Solidität alle anderen Constructionen, welche zur Erlangung des gleichen Zweckes angewendet werden können.

In Italien wurde schon 100 Jahre vor Christus die Brücke Emilius zu Rom über die Tiber gebaut. *) Sie hatte 7 Bogen von 15·6 bis 23·7 Mtr. Oeffnung; 127 Jahre vor Christus baute Flavius Scipio die Ponte Rotto über die Tiber, welche Gregor VIII. im Jahr 1575 restauriren ließ und wovon noch ein Bogen von 24·36 Mtr. Oeffnung und 13 Mtr. Breite erhalten ist. Palladio bezeichnet die Brücke von Rimini, unter Augustus erbaut, als das schönste Bauwerk früherer Zeit; sie ist aus 5 Halbkreisbogen zusammengesetzt, wovon die beiden äußeren 7·14 Mtr. und die 3 mittleren 8·77 Mtr. Oeffnung haben. Besondere Erwähnung verdienen die Brücken Fabricius und Sestius zu Rom; erstere, unter Paps Innocent XI. im Jahr 1680 wieder hergestellt, hat einen einzigen Bogen von 24·36 Mtr. Oeffnung; letztere, unter den Kaisern Valens und Valentinian erbaut, hat 2 Bogen von 25·34 Mtr. Weite und es befindet sich in dem Zwischenpfeiler eine große Oeffnung, um für die Hochwasser einen größern Fluthraum zu erhalten. Ihre Breite ist 15·6 Mtr. Beide Brücken wurden auf Steinwürfe und umgekehrte Quadergewölbe gegründet, da der Boden sehr zusammenpressbar gewesen sein soll.

*) *Traité de la construction des ponts par Gauthey. Paris. 1809.*

Außer den beiden Brücken bei Vicenza, Spoleto, Civita-Castellane u. a. m. ist die unter Trajan gegen das Jahr 120 erbaute Brücke bemerkenswerth; sie hatte 5 Halbkreisbogen von je 55 Mtr. Oeffnung, welche mit ihren Anfängern 14 Mtr. über dem Mittelwasser lagen; die Pfeiler waren 19·5 Mtr. stark und 26 Mtr. breit. Der bedeutenden Strömung des Wassers wegen befestigte man die Sohle des Flusses durch versenkte Steinschiffe und füllte die Zwischenräume mit eingeworfenen Steinsäcken aus. Einige Ueberreste der Pfeiler bezeichnen noch die Stelle, wo dieses colossale Bauwerk errichtet war.

Von den Bauwerken späterer Zeit ist besonders wichtig die Brücke zu Pavia über den Tessin und zu Florenz über den Arno. Letztere, von Michel Angelo erbaut, hat einen Bogen von 42·23 Mtr. Weite und 9·1 Mtr. Pfeilhöhe; ihre Breite ist 11 Mtr. Das Gewölbe hat nur 1·62 Mtr. Stärke im Scheitel.

Ferner sind bemerkenswerth die Brücken: Rialto in Venedig, erbaut im Jahr 1578; Corvo bei Aquino, im Jahr 1505 vollendet; Felice zu Rom 1587; Dora in Turin. Die erstere hat einen Bogen von 29·56 Mtr. Weite und 6·28 Mtr. Pfeilhöhe und besteht ganz aus Marmorquadern. Letztere hat einen Bogen von 45 Mtr. Weite und 5·5 Mtr. Pfeilhöhe und ist ebenfalls aus Marmor ausgeführt. Die Taf. XI. Fig. 2 gibt ihre Ansicht.

Auch England hat großartige steinerne Brücken aufzuweisen. Die älteste Brücke zu London über die Themse wurde im Jahr 1176 angefangen; sie bestand aus 9 Bogen von 18·5 bis 19·5 Mtr. Oeffnung, welche eine gothische Form hatten und durch sehr starke Pfeiler von einander getrennt waren.

Nach dieser folgt die von La-Belle erbaute Westminster-Brücke über die Themse zu London, wobei die ersten Senkkasten zur Foundation der Pfeiler angewendet wurden. Die Bogen haben 16·6 bis 23·4 Mtr. Weite und sind durch 3·3 bis 4·7 Mtr. starke Pfeiler getrennt.

Auch die Brücken von Blaf-Friards und von Kiou, von Hennelay über die Themse verdienen Erwähnung; erstere hat 9 Bogen von 22·09 bis 29·56 Mtr. Weite; die Pfeiler haben $\frac{1}{4}$ der Spannweite zur Stärke.

Von Brücken neuerer Zeit sind durch die Spannweiten der Bogen ausgezeichnet: die Chester-Brücke über den Dee, welche einen Bogen von 62 Mtr. Weite mit $\frac{1}{5}$ Verdrückung hat, Taf. XI. Fig. 1; sodann die neue London- und die Waterloo-Brücke über die Themse in London. Die erstere hat fünf Bogen, zwei von 39·5, zwei von 42·5, und der Mittelbogen von 46·2 Mtr. Spannweite bei $\frac{1}{4\cdot4}$

Verdrückung. Wie die Fig. 3 zeigt, bildet die ganze Brücke eine ruhige großartige Masse, welche durch das gute Verhältniß der Weite der Bogen zu der Höhe derselben, und der Höhe und Dicke der Pfeiler noch mehr hervorgehoben wird.

Die Waterloo-Brücke hat 9 Oeffnungen von 40·8 Mtr. Weite und $\frac{1}{4\cdot2}$ Verdrückung. Noch andere wichtige Bauwerke hat Telford ausgeführt und in seinem Werke näher beschrieben.

Frankreich ist reich an steinernen Brücken. Zu den ältesten gehören ohne

Zweifel die Brücken von Avignon (1187), von Guillotière (1245) und von Saint-Espirit (1285) über die Rhone, alle mit Halbkreisbogen von 8 bis 33 Mtr. Weite.

Sodann sind erwähnungswerth: die Brücke von Cèret über den Tech (1336), welche einen Halbkreisbogen von 45 Mtr. Weite hat; ferner die Brücke von Vieille-Brioude über den Allier (1454) mit einem Bogen von 54·2 Mtr. Weite und 21 Mtr. Pfeilhöhe; es ist dies der größte Bogen, welcher in Frankreich vorkommt, seine Stärke im Scheitel beträgt 1·62 Mtr.

Brücken aus dem 16. und 17. Jahrhundert sind:

Die Brücke Notre-Dame zu Paris (1512); sie hat 6 Halbkreisbogen von 9·5 bis 17·3 Mtr. Spannweite; die Pfeiler sind 3·5 Mtr. stark.

Die Brücke von Toulouse über die Garonne (1543), mit 7 Oeffnungen, welche Korbbogen bilden von 14·6 bis 34·4 Spannweite.

Die Pont-Neuf zu Paris (1604) mit Halbkreisbogen von 14 bis 19·2 Mtr. Weite.

Die Brücke Saint-Michel zu Paris (1618) mit 4 Bogen, 2 von 13·7 und 2 von 9·7 Mtr. Oeffnung.

Die Brücken Hôtel-Dieu, Arcueil, Marie, alle mit Halbkreisbogen von 7·8 bis 17·8 Mtr. Weite.

Von Brücken mit Korbbogen ist besonders die Tuilerienbrücke in Paris zu nennen (1685); sie hat 5 Bogen von 21 bis 23·5 Mtr. Spannweite. Der belgische Baumeister Romano soll bei der Fundation der Pfeiler dieser Brücke die erste Baggermaschine und auch zum ersten Male die Betonmasse in Frankreich angewendet haben. Aus dem 18. Jahrhundert sind folgende Bauwerke erwähnungswürdig: Die Brücke von Orleans über die Loire (1760) von Hupéau entworfen. Sie hat 9 Korbbogen von 29·9 bis 32·5 Mtr. Oeffnung und $\frac{1}{4}$ Verdrückung. Die Pfeilerstärken wechseln zwischen 5·5 bis 5·85 Mtr. und die Widerlager haben bei einer Höhe von 3·25 Mtr. 7·15 Mtr. Dicke. Die Fundamentirung geschah auf Pfahlroste.

Die Brücke von Saumur über die Loire (1764), von Cessart vollendet. Sie hat 12 Korbbogen von 19·5 Mtr. Weite und $\frac{1}{3}$ Verdrückung. Die Pfeiler sind 3·9 Mtr. stark und wurden mit Senkfaßen gegründet.

Die Brücke von Moulin über den Allier (1764), von Regemortes erbaut, hat 13 Korbbogen von 19·5 Mtr. Weite mit 3·57 Mtr. starken Zwischenpfeilern.

Die Brücke von Mantès über die Seine (1765), von Perronet vollendet, hat 3 Korbbogen von 35·1 und 39 Mtr. Oeffnung. Die 1·14 Mtr. hohen Pfeiler sind 7·8 Mtr., die Widerlager dagegen 8·77 Mtr. stark.

Die Brücke von Nogent über die Seine, 1769 von Perronet erbaut, hat einen Korbbogen von 29·24 Mtr. Weite und 8·77 Pfeilhöhe.

Die Brücke von Pesmes, im Jahr 1772 von Bertrand erbaut, hat 3 Stiehbogen von 13·64 Mtr. Weite und $\frac{1}{2}$ Verdrückung. Die Dicke des Schlußsteins ist 1·19; die Höhe der Widerlager 3·57 und ihre Stärke 3·9; Pfeilerstärke 1·95 Mtr. Es war die erste Brücke in Frankreich, bei welcher die Gewölbe

ganz über das Hochwasser gelegt wurden, welche aber wegen zu geringer Widerlagstärke bedeutende Senkungen zeigte.

Die Neuilly-Brücke über die Seine bei Paris von Perronet, in den Jahren 1768 bis 1774 erbaut, gilt für das kühnste und schönste Bauwerk der damaligen Zeit. Wie aus Taf. XI. Fig. 4 ersichtlich, hat dieselbe 5 Korbbogen von $\frac{1}{4}$ Verdrückung und 39 Mtr. Weite. Die Anfänge der Gewölbe sind mit dem Niederwasser in einer Ebene. Die Dicke der Pfeiler ist 4.22 Mtr., die der Widerlager 10.8 Mtr. Die Breite der Brücke beträgt 14.62 Mtr., wovon 9.42 auf die Fahrbahn und 2.03 auf jedes Trottoir kommen. Die Gewölbe sind mit sogenannten Kuhhörnern versehen, um die Contraction des durchströmenden Wassers zu mindern und der Brücke ein leichteres Ansehen zu geben. Die Foundation geschah auf Pfahlroste 2.3 Mtr. unter dem Niederwasser.

Durch Leichtigkeit und Kühnheit der Gewölbe zeichnen sich unter anderen Brücken besonders aus:

Die Brücke Fouichards zu Saumur, welche 3 Stichbogen von 25.99 Mtr. Weite und 2.635 Pfeilhöhe hat. Die Widerlager haben bei einer Höhe von 5.2 Mtr. eine Stärke von 9.74 Mtr., und die Pfeiler sind an der Basis 3.9 Mtr. stark. Die Gewölbe wurden 0.35 Mtr. überhöht und zeigten nach der Ausrüstung eine Senkung von 0.19 Mtr. Die Brücke Saint-Maxence über die Oise (1784) mit 3 Stichbogen von 23.39 Mtr. Weite und 1.95 Pfeilhöhe. Die Pfeiler sind durchbrochen und haben 2.92 Mtr. Stärke. Die Dicke der Gewölbe im Scheitel ist 1.46 Mtr. Die Brücke Chateau-Thierry über die Marne (1786), nach Perronee ausgeführt, hat 3 Korbbogen von 15.6 und 17.5 Mtr. Weite mit $\frac{1}{4}$ Verdrückung. Die Stärke der 4.14 Mtr. hohen Pfeiler ist 4.38 Mtr., die der mit Strebepfeiler verstärkten Widerlager 4.55. Die Gewölbe haben im Scheitel 1.14 und 1.22 Mtr. Dicke.

Die Brücke Concordia zu Paris (1791), nach dem Entwurfe von Perronet, hat 5 Stichbogen von 23.4 Mtr., 26 Mtr. und 28.6 Mtr. Weite und 1.95 Mtr., 2.66 Mtr. und 2.99 Mtr. Pfeilhöhe. Die Pfeiler, welche 5.85 Mtr. über das Niederwasser hervortragen, haben 2.92 Mtr., die Widerlager 15.6 Mtr. Stärke. Die Dicke der Gewölbe im Scheitel beträgt 0.97, 1.06 und 1.14 Mtr.

Die Nemoursbrücke über den Loing (1805) von Boistard, nach dem Entwurf von Perronet erbaut, hat 3 Stichbogen von 16.24 Mtr. Weite und nur 0.955 Mtr. Pfeilhöhe. Die 5.85 Mtr. hohen Widerlager sind 5.14 Mtr. stark und haben 3 Strebepfeiler von 5.2 Mtr. Länge und 1.95 Mtr. Stärke. Die Dicke der Gewölbe beträgt 0.975 Mtr., die der Pfeiler 2.27 Mtr. Die Brücke hat trotz ihrer starken Verdrückung keine nachtheiligen Senkungen angenommen.

Auch Deutschland fehlt es nicht an merkwürdigen Brückenbauten. Eine der ältesten Brücken ist die zu Dresden über die Elbe, welche während der Jahre 1727 und 1731 restaurirt wurde. Sie hat 18 Halbkreisbogen und eine Gesamtlänge von 441 Mtr. Nach dieser folgen die Brücken zu Prag, Regensburg, Würzburg, Nürnberg; alle, mit Ausnahme der letztern, welche 29.6 Mtr. Weite und 3.9 Mtr. Pfeilhöhe hat, mit Halbkreisbogen und dicken Pfeilern.

Die Fortschritte, welche der Brückenbau in Frankreich im 18. Jahrhundert machte, konnten für Deutschland nicht ohne günstigen Einfluß sein. An die Stelle der Halbfreisgewölbe traten die Korbbogen oder Segmente und an Statt der dicken Pfeiler wurden dünnere erbaut. Wenn die steinernen Brücken hierdurch schon häufiger als die solidesten Bauwerke in den Vordergrund treten mußten, so gab der vor einigen Jahrzehnten begonnene und bis auf die neueste Zeit fortgesetzte Eisenbahnbau noch mehr Veranlassung zu ihrer Anwendung. Fast kein Theil von Deutschland ist ohne interessante Bauwerke, insbesondere aber hat Sachsen das größte aufzuweisen, was je auf diesem Gebiete der Baukunst zu Tage gefördert wurde; es ist die Gölschthal-Ueberbrückung. Ihre Länge ist 579 Mtr. und ihre größte Höhe über der Thalsohle 77·84 Mtr.; der Bau ist in 4 Etagen getheilt und hat in der obersten Etage 27 Halbkreisbogen von 14 Mtr. und einen Mittelbogen von 28·3 Mtr. Weite. Die Fig. 6, Taf. XI., gibt die Hauptansicht dieses großartigen Werkes.

Etwas kleiner ist die Elstertal-Ueberbrückung; ihre Länge ist 271·4 Mtr.; ihre größte Höhe 67·9 Mtr. Die Gewölbe in den beiden Etagen haben 28·3 Mtr. Durchmesser. Fig. 7. Auch die Bietigheimer Enzthal-Ueberbrückung auf der württembergischen Staatsbahn ist durch ihre Größe und Schönheit ihrer Ausführung hervorragend, die größte Höhe ist 32·1 Mtr.; 21 Halbkreisbogen von 12 Mtr. Weite tragen den Schienenweg und liegen mit ihren Anfängern über den ebenso weiten, aber flachen Spanngewölben. Die Pfeiler haben oben nur 1·68 Mtr. Stärke bei einer Höhe über dem Sockel von 16 Mtr. Die Stärke der Hauptgewölbe ist 0·84 Mtr., die der Spanngewölbe 0·7 Mtr.

Ausgezeichnet durch ihre Größe und harmonischen Verhältnisse ist die Neckarbrücke bei Ladenburg auf der badischen Staatsbahn. Fig. 5. Sie hat 7 Segmentbogen von 27 Mtr. Spannweite mit $\frac{1}{8}$ Verdrückung. Die Stärke der 9 Mtr. hohen Pfeiler beträgt oben 3·15 Mtr., unten 3·6 Mtr., die der Widerlager 12 Mtr.

Von den steinernen Brücken im Allgemeinen.

§. 51.

Form der Gewölbe.

Jede steinerne Brücke ist eine Zusammensetzung von Steinen in Form eines Gewölbes, welches die Eigenschaft hat, sich selbst und die sie treffenden größten Lasten mit Sicherheit zu tragen.

Je nach der Form des Gewölbes unterscheidet man:

- 1) Brücken mit Halbkreisbogen;
- 2) " " Stiebogen (Segmente);
- 3) " " gedrückten Bogen, Korbbogen, Ellipsen;
- 4) " " überhöhten Bogen, Ellipsen, gothischen Bogen.

Die Halbkreisform, als die älteste, ist zugleich die einfachste und am leichtesten auszuführende. Das Halbkreisgewölbe ist auch in Bezug auf Festigkeit und Dauer jedem andern Gewölbe vorzuziehen, allein seine Anwendung bedingt entweder eine bedeutende Höhe der Construction, oder wenn diese gegeben, eine große Anzahl von Pfeilern. Bei Brückcanälen und Viaducten, die oft über ein hohes Thal führen, pflegt man daher vorzugsweise die Halbkreisgewölbe zu wählen, während solche bei Flußüberbrückungen, wo die Größe der Durchflußöffnung und die Gründung der Pfeiler in Betracht kommen, weniger zweckmäßig sind.

Die Stichtbogen oder Segmente geben nicht nur, auf hohen Pfeilern stehend, die größte Durchflußöffnung, sondern sie gestatten auch bei gleicher Höhe der Bahn über dem Hochwasser die größten Spannweiten. Ihre Nachteile sind: daß sie einen bedeutenden Seitenschub ausüben, daher größere Gewölbfstärke und dickere Widerlager erfordern, wie die Halbkreise, und ferner, daß sie mehr Schwierigkeiten in der Ausführung machen. Die flachsten Gewölbe, welche in Frankreich ausgeführt wurden, haben zwar $\frac{1}{13}$ bis $\frac{1}{17}$ Verdrückung, allein die Erfahrung lehrt, daß eine Verdrückung von $\frac{1}{12}$ schon als Maximum betrachtet werden sollte, wenn das Gewölbe höchstens 10 Mtr. Weite hat; für Gewölbe von 10 bis 20 Mtr. $\frac{1}{10}$; für 20 bis 30 Mtr. $\frac{1}{8}$; für 30 bis 60 Mtr. $\frac{1}{6}$. Dabei muß noch vorausgesetzt werden, daß die Gewölbe aus Quadern oder hart gebrannten Backsteinen bestehen, denn Bruchsteingewölbe dürfen höchstens eine Verdrückung von $\frac{1}{6}$ oder bei kleinen Spannweiten von $\frac{1}{8}$ haben.

Auch die gedrückten Bogen, Korbhogen oder Ellipsen, gewähren in gewissen Fällen mehr Vortheile, wie der Halbkreis; sie lassen unter sonst gleichen Verhältnissen größere Spannweiten zu und geben einen größern Fluthraum. Dabei haben sie noch gegen den Stichtbogen den Vorzug, daß der Seitenschub auf die Widerlager geringer ist. Ihre Verdrückung darf höchstens $\frac{1}{3}$ sein.

Ueberhöhte Bogen, Ellipsen oder gothische Bogen, sind nur in seltenen Fällen anwendbar, weil sie eine bedeutende Höhe der Construction bedingen, haben aber immer den Vortheil vor allen anderen Gewölbbogen, daß sie den geringsten Seitenschub ausüben.

Bei der Wahl des Gewölbbogens wird man somit immer verschiedene Punkte zu berücksichtigen haben: die disponible Höhe, die Beschaffenheit des Flußbetts wegen den Gründungen, das zu Gebot stehende Material, den Zweck der Brücke.

§. 52.

Höhe des Hochwassers in Bezug auf die Gewölbanfänge.

Es wird immer das angemessenste und natürlichste sein, die Gewölbanfänge in das gleiche Niveau zu legen. Dieses Niveau kann in verschiedenen Höhen liegen, je nach der Form der Gewölbbogen. Für Segmente mit dem Maximum der Verdrückung pflegt man es mit dem Hochwasserspiegel zusammenfallend anzunehmen; für weniger gedrückte Segmente kann es um die Hälfte der Pfeilhöhe, für Korbhogen um $\frac{3}{4}$, für Halbkreise und überhöhte Bogen um $\frac{2}{3}$ der Pfeilhöhe unter dem Hochwasserspiegel angenommen werden.

Um die Contraction des durchströmenden Hochwassers zu mindern und um schwimmende Körper gegen die Mitte der Oeffnungen zu lenken, erscheint es immer angemessen, die Kanten der Gewölbe vom Scheitel gegen die Pfeiler hin mit zunehmender Breite abzufagen oder förmliche Rauhörner anzuordnen.

§. 53.

Längenprofil der Fahrbahn einer steinernen Brücke.

Die Fahrbahnhöhe einer steinernen Brücke ist entweder gegeben oder muß angenommen werden. Im letzten Falle ist die Fahrbahn so zu legen, daß sie mit den anstoßenden Straßen- oder Eisenbahnstrecken übereinstimmt, oder daß auf die Brücke keine zu große Steigungen führen, und überhaupt die Erdarbeiten möglichst wenig Kosten verursachen. Auffahrten auf Straßenbrücken dürfen höchstens 3 % Steigung haben.

Hat man die Höhe der Fahrbahn festgesetzt, so handelt es sich um die Bestimmung der Anzahl Oeffnungen, wobei die nöthige Rücksicht auf die Größe des Fluthraums zu nehmen ist. Hydrotechnische Gründe und Rücksichten für die Flößerei oder Schifffahrt gebieten in der Regel eine ungerade Zahl von Oeffnungen; nur in seltenen Fällen, wenn entweder nur wenig oder gar keine Strömung in einem Flusse stattfindet, darf eine Ausnahme gemacht werden.

Erhält die Brücke mehrere Oeffnungen und dient sie für eine Straße, so kann die Bahn von den Ufern gegen die Mitte zu mit 2 bis 3 Procent steigen, die Anfänge der Gewölbe aber kommen alle in gleiches Niveau zu liegen, und es erscheint somit angemessen, den Gewölbobogen verschiedene Weiten zu geben, so daß der Mittelbogen am größten, die beiden äußersten Seitenbogen am kleinsten werden und die Zunahme der Weiten nach arithmetischer Reihe geschieht.

Zuweilen wird auch die Fahrbahn auf den mittlern Bogen horizontal angelegt, und fällt von da gegen beide Ufer hin mit 2 bis 3 %. Desters hat man dieselbe auch nach einer stetigen krummen Linie angeordnet.

Eisenbahnbrücken werden gewöhnlich mit horizontaler Fahrbahn gebaut, doch können sie auch ohne Nachtheil mit steigender Bahn angelegt werden.

Betrachtungen der einzelnen Theile einer steinernen Brücke.

§. 54.

Gewölbe.

a) Statische Betrachtung des Gewölbes.

1. Die Mittellinie des Drucks nach H. Scheffler.*)

Wenn der Gewölbobogen, Fig. 20, Taf. XV., zwischen den Endflächen m_1 und m_2 , n_1 und n_2 eine gewisse Anzahl von Fugenschnitten hat, so seien diese m_1 , n_1 , m_2 , n_2 , m_3 , n_3 zc., P_1 , P_2 , P_3 die in den vertikalen Richtungen wirkenden Gewichte der

*) Theorie der Gewölbe, Futtermauern und eisernen Brücken von Dr. H. Scheffler, Braunschweig 1857.

Theile $m n m_1 n_1$, $m n m_2 n_2$, $m n m_3 n_3$ nebst den resp. auf dem Umfange in $m n_1$, $m m_2$, $m m_3$ ruhenden Belastungen, wobei diese Belastungen sowohl in stetig zusammenhängenden Massen, als in einzelnen Gewichten bestehen können; ferner sei H eine in dem Punkt C der obersten Fuge angebrachte horizontale Kraft, welche die Richtungen der Gewichte P_1 , P_2 , P_3 in den Punkten C_1 , C_2 , C_3 durchschneidet und welche nebst dem gegen die unterste Fuge $m_3 n_3$ wirkenden Widerstande R_1 , den Gewölbbogen im Gleichgewicht erhalten soll. Werden nun in den Eckpunkten C_1 , C_2 , C_3 über den zusammengehörigen beiden Kräften H und P_1 , H und P_2 , H und P_3 Rechtecke gezeichnet, und die Diagonallinien gezogen, welche alsdann die Resultanten von je zweien dieser Kräfte nach Größe und Richtung darstellen, sodann dieselben verlängert resp. bis zu den Durchschnitten N_1 , N_2 , N_3 mit den Fugen $m_1 n_1$, $m_2 n_2$, $m_3 n_3$, so stellen diese Punkte C , N_1 , N_2 , N_3 die Angriffspunkte der Kräfte vor, mit welchen die Fugen $m n m_1 n_1$, $m_2 n_2$, $m_3 n_3$ in den Richtungen $H C$, $C_1 N_1$, $C_2 N_2$, $C_3 N_3$ gedrückt werden und die Linie $C N_1 N_2 N_3$, welche hier eine gebrochene Linie ist, heißt die Mittellinie des Druckes.

Die erste Widerlagsfläche $m_3 n_3$ muß bei N_3 mit einer Kraft R_1 widerstehen, welche in der Richtung $C_3 N_3$ liegt und deren vertikale Componente gleich P_3 und horizontale Componente H ist.

Damit nun der Gewölbbogen unter der Wirkung der horizontalen Kraft H überhaupt im Gleichgewicht bleiben könne, ist es nothwendig:

- 1) daß die Durchschnittspunkte C , N_1 , N_2 , N_3 innerhalb der Fugenflächen $m n m_1 n_1$, $m_2 n_2$, $m_3 n_3$ liegen. Wäre dieß bei irgend einer Fuge nicht der Fall und läge z. B. der Punkt N_2 oberhalb des Punktes m_2 , so würde die Masse $m n m_2 n_2$ um die Kante m_2 gedreht werden;
- 2) ist es erforderlich, daß die Richtungen $H C$, $C_1 N_1$, $C_2 N_2$, $C_3 N_3$ der auf die Fugenschnitte wirkenden Pressungen mit den Normalen auf den Fugenflächen Winkel einschließen, welche nicht größer sind als der Reibungswinkel. Denn wäre dieß z. B. in der Fuge $m_2 n_2$ nicht der Fall, so würde die Masse $m n m_2 n_2$ in der Richtung $m_2 n_2$ auf dieser Fuge herabgleiten.

Da die Reibung gewöhnlich so stark ist, daß der Einsturz des Gewölbes durch Gleiten nicht zu befürchten ist, so genügt die Untersuchung des Gewölbes in Bezug auf Drehung schon vollkommen.

Praktisches Verfahren zur Construction der Mittellinien des Druckes.

Eine Mittellinie des Druckes ist vollkommen bestimmt, wenn ein Punkt derselben und der diesem Punkte entsprechende Druck nach Größe und Richtung, oder wenn z. B. ihr oberster Punkt in der Scheitelfuge und der horizontale Schub gegeben sind. Dieselbe ist auch dadurch bestimmt, daß zwei ihrer Punkte gegeben sind. In allen Fällen geht man zunächst darauf aus, aus den gegebenen Elementen den obersten Punkt in der Scheitelfuge und den horizontalen Schub zu bestimmen.

Es sei AB Fig. 21, Taf. XV., die durch den obersten Punkt A der Scheitelfuge gehende Horizontale und A der Anfangspunkt der horizontalen und vertikalen Abstände der in Betracht kommenden Kräfte;

H der Horizontalschub,

q dessen vertikaler Abstand von A ,

N irgend ein Punkt der Mittellinie des Druckes,

$g, h = NC$ und AC die Ordinaten des Punktes N ,

P das dem Bogentheile MN entsprechende Gewicht,

p der horizontale Abstand des Schwerpunktes dieses Gewichtes von A .

Käme noch ein anderer Punkt N' der Mittellinie des Druckes in Betracht, so haben für denselben $g' h' P' p'$ ähnliche auf den Punkt A bezogene Bedeutungen, und es sei noch zur Abkürzung

$$\begin{aligned} g - p &= a & g' - p' &= a' \\ h - q &= b & h' - q' &= b' \\ h - h' &= b - b' = e \end{aligned}$$

Wäre nun

- 1) der Angriffspunkt M des horizontalen Schubes H und dieser Schub selbst gegeben, so bedarf es weiter keiner Rechnung, um die Construction der Drucklinie beginnen zu können.
- 2) Wäre jedoch der Angriffspunkt M des horizontalen Schubs H , also der Werth von q und außerdem ein anderer Punkt N gegeben, durch welchen die Kurve gehen soll, so hat man wegen der Beziehung

$$\begin{aligned} aP &= bH \\ H &= \frac{aP}{b} \end{aligned} \quad (1)$$

- 3) Wären dagegen zwei andere Punkte N, N' der Mittellinie des Druckes gegeben, so finden sich die Werthe von H und q aus den Beziehungen

$$\begin{aligned} aP &= bH = (b' + e)H \\ a'P' &= b'H \end{aligned}$$

horaus

$$H = \frac{aP - a'P'}{e} \quad (2)$$

$$q = h - \frac{aP}{H} \quad (3)$$

Was die in diesen Formeln vorkommenden Gewichte P und die Abstände p der Schwerpunkte derselben betrifft, so gewährt das nachfolgende Verfahren, welches zugleich zur Construction der gesuchten Drucklinie dient, ein einfaches Mittel zur Bestimmung derselben ohne höhere Rechnung.

Man denke sich eine Gewölbschichte von der Dicke $= 1$ mit allen darauf ruhenden Lasten. Nimmt man das Gewicht einer Kubikeinheit des Wölbmaterials zur Masseneinheit aller Kräfte an, so repräsentiren die Flächen des vertikalen Querschnitts des Gewölbes, gemessen nach Quadrateinheiten, die Gewichte des zugehörigen Gewölbtheiles.

Ist der Gewölbbogen durch stetige Massen belastet, welche ein anderes spezifisches Gewicht haben, als der Bogen selbst, so verzeichnet man die obere Begrenzungslinie DE der Belastung in Fig. 22 so, daß ihre vertikalen Abstände AD , CE 2c. von der äußeren Bogenlinie im Verhältniß der beiden spezifischen Gewichte reducirt erscheinen, also $ADEC$ das Profil einer Masse vorstellt, welche nicht dasselbe spezifische Gewicht wie der Gewölbbogen, aber dasselbe absolute Gewicht wie die wirkliche Belastung besitzt.

Kämen in gewissen Punkten des Bogens Belastungen durch isolirte Gewichte F in Betracht, so hat man statt deren eine Anzahl von Kubikeinheiten des Wölbsteinmaterials zu denken, deren Gesamtgewicht ebenso groß ist, als das der aufgesetzten Belastung.

Nun macht man auf der Linie AB Abschnitte von gleicher Länge, zieht Vertikallinien von der unteren Bogenlinie bis zur oberen Begrenzungslinie DE der stetigen Belastung und berechnet nach und nach die hierdurch gebildeten Paralleltrapeze, indem man zu diesem Zwecke durch die Mitte eines jeden derselben noch eine Vertikale zieht und das Paralleltrapez als ein Rechteck betrachtet, dessen Höhe die erwähnte Vertikale ist.

Ferner nimmt man an, der Schwerpunkt dieses Trapezes liege in dem Schwerpunkte des Rechtecks, also in der Vertikalen $d g$.

Zieht man durch C_3 die Fuge $C_3 H_3$, so betrachten wir die Masse $DD_3 G_3 G$ als das auf dieser Fuge ruhende Gewicht. Der hierbei begangene Fehler ist das Dreieck $C_3 H_3 G_3$. Dieser Fehler ist fast immer sehr klein. Hält man ihn jedoch für erheblich, was z. B. bei den Fugen in der Nähe des Kämpfers und im Allgemeinen dann eintritt, wenn die Belastung $A d$ des Gewölbes sehr schwach oder gar nicht vorhanden ist, so thut man wohl die Fuge ein wenig zu corrigiren, also für die zu dem Gewichte $DD_3 C_3 G$ gehörige Fuge nicht $C_3 H_3$, sondern eine andere ch anzunehmen. Man zieht, Fig. 23, durch die Mitte $G H$ die Linie $b D$, alsdann $G c$ parallel zu $b D$, so ist die durch c gezogene Fuge ch die corrigirte, welcher das durch $D G$ begränzte Gewicht entspricht.

Bei gänzlich fehlender Belastung kann man die Fuge ch durch den Mittelpunkt von $C G$ ziehen.

Wäre umgekehrt in Fig. 24 die Fuge CH gegeben, um die ihr zugehörige vertikale Theilungslinie $d g$ mit Rücksicht auf die vorstehende Correction zu bestimmen, so zieht man durch C die Vertikale $D G$. Um dieselbe zu corrigiren, halbirt man $H G$ in b , zieht $D b$ und alsdann durch C mit $D b$ die Parallele $C g$. Eine durch g gelegte Vertikale, $d g$ ist die gesuchte corrigirte Theilungslinie.

Kommen isolirte Gewichte F auf dem Gewölbe vor, so ist es gut die Eintheilung der Trapeze so zu nehmen, daß eine Theilungslinie durch den Angriffspunkt eines solchen Gewichts geht.

Nach diesen Vorbereitungen berechnet man nach nachstehendem Schema die Gewichte der einzelnen Theile $D G G_1 D, D_1 G_1 G_2 D_2$ 2c., welche einfach mit Nr. 1, 2 2c. bezeichnet sind. Diese Gewichte ergeben sich in der Spalte (4). In

er Spalte (5) sind die Abstände der Schwerpunkte dieser Gewichte von der Scheitelfuge D G. Aus (4) und (5) ergeben sich dann durch Multiplication in Spalte (6) die Momente jener Gewichte. In (8) sind die einzelnen Gewichte (4) und in (9) die einzelnen Momente (6) addirt, so daß diese Zahlen resp. die Gewichte und Momente der Theilsummen Nro. 1, Nro. 1—2, Nro. 1—3 u. s. w., also der Theilsummen D G G₁ D₁, D G G₂ D₂, D G G₃ D₃ u. s. w. darstellen. Eine Division von (8) in (9) gibt endlich die Abstände der Schwerpunkte der letzteren Theilsumme von der Scheitelfuge D G.

Der einzelnen Gewichte						Summen der einzelnen Gewichte.			
Nro.	Breite.	Höhe.	Fläche.	Hebelarm.	Moment.	Nro.	Fläche.	Moment.	Hebelarm.
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
1	3	5	15	1·5	22·5	1	15	22·5	1·5
2	3	7	21	4·5	94·5	1—2	36	117	3·25
3	3	10	30	7·5	225	1—3	66	342	5·18
4	3	12	36	10·5	378	1—4	102	720	7·06
5	2	15	30	13	390	1—5	132	1110	8·41
	13		132		1110				

Kommen isolirte Gewichte vor, so kann man denselben die römischen Nummern I, II, III zc. geben, und hat dieselben gehörigen Orts in der Reihe der Gewichte Nro. 1, 2, 3 zc. in Spalte (1) einzuführen.

Aus vorstehender Tafel ergibt sich, daß die Fläche der ganzen Gewölbhälfte gleich 132 Quadratfuß, ihr Moment gleich 1110 und der Abstand ihres Schwerpunkts von der Scheitelfuge gleich 8,41 Fuß ist. Für diesen Fall hat man also

$$P = 132 \quad p = 8·41 \quad pP = 1110.$$

Sollte nun eine Mittellinie des Druckes durch den obersten Punkt der Scheitelfuge und durch den innern Punkt der Widerlagsfuge gehen und wäre $q = 0$, $b = h = 15$, $g = 12$, also $a = g - p = 3·59$, so hätte man nach obiger Formel für den Horizontalschub

$$H = \frac{3·59 \cdot 132}{15} = 31·59.$$

Wollte man dagegen eine Mittellinie des Druckes construiren, welche durch den obersten Punkt der zweiten Fuge und durch den untersten Punkt der vierten Fuge ginge, und wäre für den ersten $h' = 0·25$, $g' = 3$ und für den zweiten Punkt $h = 9$, $g = 10$, so hätte man für den ersten Punkt, welchem die Masse Nro. 1 entspricht:

$$p' = 1·5 \quad P' = 15 \quad a' = g' - p' = 1·5,$$

für den zweiten Punkt, welchem die Masse Nro. 1—3 entspricht,

$$p = 5·18 \quad P = 66 \quad a = g - p = 10 - 5·18 = 4·82.$$

Außerdem ist

$$c = h - h' = 8.75.$$

Hiernach ergeben die obigen Formeln für den Horizontalschub H und den Abstand q desselben unter dem obersten Punkte der Scheitelfuge

$$H = \frac{4.82 \cdot 66 - 1.5 \cdot 15}{8.75} = 33, 8$$

$$q = 9 - \frac{4.82 \cdot 66}{33.8} = - 0,4$$

die Mittellinie des Druckes beginnt also 0.4 über dem Scheitel des Gewölbes.

Setzt man jetzt den Horizontalschub H , dessen Größe und Angriffspunkt man durch eine der beiden vorstehenden Rechnungen kennen gelernt hat, nach und nach mit den vertikalen Gewichten, deren Größe und Angriffslinien in den beiden Spalten (9) und (10) der obigen Tabelle verzeichnet stehen, nach dem Parallelogramme der Kräfte zusammen, so liefern die Durchschnitte der resultirenden Diagonalen mit den zugehörigen Fugen die successiven Punkte der gesuchten Mittellinie des Druckes.

Die Aufgabe ist nun folgende: Unter allen möglichen Mittellinien des Druckes, bei welchen das Gewölbe im Gleichgewicht zu bleiben vermag, und welche also nirgend auf ihrer ganzen Erstreckung von der Scheitelfuge bis zur festen Widerlagfuge aus der äußern oder innern Wölbungslinie heraustreten, diejenige zu suchen, für welche der horizontale Schub H den kleinsten Werth hat, indem diese Mittellinie des Druckes, vermöge des Prinzips vom kleinsten Widerstande, die in der Wirklichkeit existirende ist.

Wenn der dieser Mittellinie des Druckes entsprechende Schub H im Nachfolgenden das Minimum des horizontalen Schubes genannt wird, so ist dabei nicht an ein absolutes Minimum der Analysis zu denken, sondern nur an den kleinsten Werth von H , welcher unter den gegebenen Verhältnissen des Gewölbogens möglich ist. Erwägend, daß der möglichst kleinste Betrag des horizontalen Schubes dann erreicht werden würde, wenn die Mittellinie des Druckes durch die beiden Punkte A und D , Fig. 18, ginge, ergibt sich für die Prüfung der Stabilität eines gewölbten Bogens ohne Schwierigkeit folgender Gang der Untersuchung.

Man construirt vor Allem eine Mittellinie des Druckes AD , welche durch den äußern Punkt A der Scheitelfuge und durch den innern Punkt D der Widerlagfuge geht. Hierbei können folgende 5 Fälle vorkommen.

Erster Fall. Die Kurve AD liegt in ihrer ganzen Erstreckung von A bis D zwischen den beiden Wölbungslinien AF und BD . In diesem Falle ist die fragliche Mittellinie des Druckes DA die wahre und das Gleichgewicht des Bogens ist gesichert. Dieser Fall findet besonders bei Gewölben nach einem flachen Kurvensegmente statt.

Zweiter Fall. Die Mittellinie des Druckes AD schneidet die innere Wölbungslinie in einem oder in mehreren Punkten, nicht aber die äußere Wölbungslinie.

Alsdann ist die wahre gesuchte Mittellinie des Druckes diejenige, welche durch den Scheitelpunkt A der äußeren Wölbung geht und die innere Wölbungslinie BD berührt, insofern diese Kurve sonst überall in der Gewölbstärke liegt.

Dritter Fall. Die Mittellinie des Druckes A D schneidet die äußere Wölbungslinie entweder in einem oder in mehreren Punkten, nicht aber die innere Wölbungslinie.

Alsdann ist die wahre gesuchte Mittellinie des Druckes diejenige, welche durch den tiefsten Punkt D der innern Wölbung an der Widerlagstufe geht und die äußere Wölbungslinie A F unterhalb des Punktes A berührt, insofern diese Kurve sonst überall in der Gewölbstärke liegt.

Vierter Fall. Die Mittellinie des Druckes A D schneidet sowohl die innere als die äußere Wölbungslinie in einem oder in mehreren Punkten, ohne jedoch mehr als einmal von der einen Wölbungslinie zur andern überzugehen, oder die ganze Gewölbstärke mehr als einmal zu durchkreuzen.

Alsdann ist die wahre und gesuchte Mittellinie des Druckes diejenige, welche sowohl die innere als die äußere Wölbung berührt, und zwar die innere Wölbungslinie in der Tiefe, die äußere in der Höhe.

Fünfter Fall. Die Mittellinie des Druckes A D schneidet die innere und die äußere Wölbungslinie in beliebig vielen Punkten dergestalt, daß sie die ganze Gewölbstärke mehr als einmal (also wenigstens dreimal, da zweimal unmöglich) durchkreuzt. In diesem Falle ist das Gleichgewicht des Bogens unmöglich, wie aus den Eigenschaften der Mittellinie des Druckes leicht zu ersehen ist. Unter solchen Umständen bricht das Gewölbe jedenfalls zusammen, indem es sich in mehrere Stücke sondert.

Um in den verschiedenen vorstehend betrachteten Fällen nach der besonderen Lage der Mittellinie des Druckes A D die wahre Mittellinie des Druckes zu verzeichnen, hat man nach dem Vorstehenden eine Mittellinie des Druckes zu construiren, welche entweder erstens durch zwei gegebene Punkte geht, oder zweitens durch einen gegebenen Punkt geht und eine gegebene Kurve tangirt, oder drittens zwei gegebene Kurven tangirt.

Das constructive Verfahren zur Auffindung dieser Mittellinie ist oben angegeben und hat man nur noch zu bemerken, daß die letzten beiden der vorstehenden drei Bedingungen bei der praktischen Anwendung immer auf die erste Bedingung, also auf die Verzeichnung einer Mittellinie des Druckes zurückgeführt werden können, welche durch zwei gegebene Punkte geht. Denn tritt die durch A und D gelegte Mittellinie des Druckes unten aus der innern oder oben aus der äußern Wölbungslinie heraus, so erkennt man aus der Form, welche die Kurve A D annimmt, sehr nahe den Punkt, in welchem die innere oder die äußere Wölbungslinie tangirt werden muß. Durch diesen und den nach dem Obigen ebenfalls bestimmten andern Punkt construirt man nun die gesuchte Mittellinie des Druckes. Entspräche dieselbe den gestellten Bedingungen noch nicht ganz vollständig, so wird sie doch von der wahren Mittellinie des Druckes nur sehr wenig abweichen.

2. Navier'sche Theorie.

Die Stabilitätsverhältnisse in Beziehung auf Drehung lassen sich auch von einer andern Seite auffassen, welche Navier angibt. Die Bedingungsgleichungen, welche stattfinden müssen, damit an keiner Fuge weder ein Gleiten noch ein Drehen der Gewölbtheile nach Innen oder nach Außen vorkommt, sind in dem Anhange § 3 gegeben. Hiernach hat man das Gewölbe $A B C D$ mit der Uebermauerung $C D H K$, Fig. 26, Taf. XV., durch die Fugenlinien $E^1 F^1 L^1$, $E^2 F^2 L^2$ u. in einzelne Theile zu theilen, die Inhalte und die Schwerpunkte T_1, T_2, T_3 u. sowie S^1, S^2, S^3 u. dieser Theile zu suchen und alsdann nachzusehen, ob die Bedingungsgleichungen (A) (A_1) (B) (B_1) und (b) (b_1) in dem erwähnten Paragraph des Anhanges wirklich stattfinden.

b) Bestimmung der Gewölbstärke mit Rücksicht auf die Festigkeit des Materials.

Ein an und für sich stabiler Gewölbbogen kann, wenn die Widerlager unverrückbar sind, nicht in Folge der Drehung seiner Wölbsteine um gewisse Kanten zusammenbrechen; jedoch wäre es möglich, daß derselbe in Folge einer Zermalmung der Wölbsteine durch zu großen Druck, oder in Folge eines Gleitens der Wölbsteine auf gewissen Fugenflächen einstürze. Die Sicherheit gegen die Gefahr, daß die Wölbsteine durch eine zu große Pressung zerdrückt werden, erfordert in allen Punkten des Bogens eine gewisse Stärke der Wölbsteine, welche sich in den besondern Fällen nur nach den Maaßen bereits ausgeführter ähnlicher und dauerhaft befundener Gewölbe bestimmen läßt.

Die Bestimmung der Bogenstärke mit Rücksicht auf die Festigkeit des Materials kann für die gewöhnlichen Brückenformen nach abgekürzten Formeln, wie folgt, geschehen.

In dem nach der Linie $H K$, Fig. 26, Taf. XV., mit einer gleichartigen Materie horizontal belasteten Bogen $B C D A$ sei

a die halbe Spannweite $B G$,

b der Pfeil oder die Bogenhöhe $A G$,

h die Bogenstärke $A D$ im Scheitel,

h' die „ $B C$ am Widerlager,

e die Höhe $D H$ der homogenen und horizontal abgeglichenen Belastung über dem Scheitel. Besitzt die Materie der Belastung nicht dasselbe spezifische Gewicht wie die Wölbsteinmasse, so muß die Linie $H K$ entsprechend tiefer oder höher angenommen werden, wie wenn das Gewölbe mit einer gleichartigen Masse überdeckt wäre.

β der Neigungswinkel $C O H$ der Widerlagersfuge gegen die Vertikale,

$\delta = h' \sin \beta$ die Horizontalprojection $K R$ der Widerlagersfuge $B C$,

H der Horizontalschub im Scheitel.

$\frac{H}{h}$ der mittlere horizontale Druck auf jede Flächeneinheit der Scheitelfuge,

P das Gewicht des Gewölb Bogens mit Belastung $B A H K C$,

M das Moment von P für den Drehungspunkt B,
 R der Gesamtdruck gegen die Widerlagsfuge B C,
 S der Normaldruck gegen die Widerlagsfuge,

$\frac{S}{h}$ der mittlere Normaldruck auf jede Flächeneinheit der Widerlagsfuge.

Denkt man sich unter der Figur B A H K O eine Mauermaße, deren Dicke senkrecht zur Ebene der Figur, gleich derselben Längeneinheit ist, nach welcher die Linien a, b, h, h', e gemessen sein sollen, und nimmt man zur Bestimmung der Kräfte P, H, R S die Flächenräume jener Figur als Stellvertreter der Gewichte der betreffenden Mauermassen, so erscheinen jene Kräfte als Flächenräume, welchen die angenommene Quadratinheit der Figur zu Grunde liegt, oder auch als die Gewichte von eben so viel Kubikeinheiten der gegebenen Mauermaße.

Unter den Kräften $\frac{H}{h}$ und $\frac{S}{h'}$ kann man sich dann auch das Gewicht einer Säule des gleichartigen Materials von der Höhe $\frac{H}{h}$ und $\frac{S}{h'}$ vorstellen.

Behufs der Entwicklung einer Näherungsformel werden 2 Fälle unterschieden:

Im ersten Falle, wenn der Winkel β kleiner oder gleich 60° ist, nehmen wir an, die wahre Mittellinie des Druckes gehe durch den höchsten Punkt D der Scheitelfuge und durch den tiefsten Punkt B der Widerlagsfuge, so daß sich die in D wirkende horizontale Kraft H mit dem im Schwerpunkte der Figur B A H K C vertikal wirkenden Gewichte P um den Punkt B im Gleichgewichte erhalten muß.

Ferner nehmen wir an, der Inhalt der Fläche B J A sei gleich $\frac{a \cdot b}{3}$ und

der horizontale Abstand des Schwerpunktes jener Fläche von B gleich $\frac{a}{4}$.

Endlich wird das Parallelogramm B R K C wie ein Rechteck von der Höhe B R und der Breite B K = δ angesehen. Dieß gibt in Beziehung zum Punkte B als Drehungspunkt

Fläche.	Hebelarm.	Moment.
$B J A = \frac{a \cdot b}{3}$	$\frac{a}{4}$	$\frac{a^2 \cdot b}{12}$
$J A H R = a (h + e)$	$\frac{a}{2}$	$\frac{a^2 (h + e)}{2}$
$B R K C = \delta (b + h e)$	$\frac{\delta}{2}$	$\frac{\delta^2 (b + h + e)}{2}$

also
$$P = \frac{a \cdot b}{3} + a (h + e) + \delta (b + h + e) \quad (1)$$

$$M = \frac{a^2 \cdot b}{12} + \frac{a (h^2 + e)}{2} - \frac{\delta^2}{2} (b + h + e) \quad (2)$$

$$H = \frac{M}{b + h} \quad (3)$$

$$S = P \sin \beta + H \cos \beta \quad (4)$$

Im zweiten Falle, wenn der Winkel β größer als 60 Grad ist, nehmen wir an, die Brechungsfuge neige sich unter einem Winkel von 60 Grad gegen die Vertikale, die Mittellinie des Druckes gehe also durch den untersten Punkt B' derjenigen Fuge B' C', welche sich unter dem Winkel C' O' H von 60 Grad gegen die Vertikale neigt, so daß sich die in D wirkende horizontale Kraft H mit dem Gewichte B' C' K' H A um den Punkt B' im Gleichgewicht erhalten muß.

Für den Punkt B' sei, Fig. 26,

a' der horizontale Abstand B' G',

b' der vertikale Abstand G' A,

z die Gewölbstärke B' C', welche man näherungsweise

$$z = h + \frac{b'}{b} (h' - h)$$

$\delta' = 0,8 z$ die Horizontalprojection K' R' der Fuge B' C',

P' das Gewicht B' A H R' C',

M' das Moment von P' für den Punkt B'.

Man erhält:

$$(5) \quad P' = \frac{a' b'}{3} + a' (h + e) + 0,8 z (b' + h + e)$$

$$(6) \quad M' = \frac{a'^2 b'}{12} + \frac{a'^2 (h + e)}{2} - 0,32 \cdot z^2 (b' + h + e)$$

$$(7) \quad H = \frac{M'}{b' + h}$$

Das Gewicht P des Bogens B C K H A behält seinen früheren Werth (Formel 1) und man hat auch hier die Normalpressung gegen die Widerlagfuge

$$(8) \quad S = P \sin \beta + H \cos \beta.$$

Es kommt nun darauf an, diejenigen Werthe der mittlern Pressungen $\frac{H}{h}$

und $\frac{S}{h'}$ gegen die Scheitel- und Widerlagfuge für die Flächeneinheit zu ermitteln,

welche diese Größen in den bestehenden Brückengewölben besitzen. Zu diesem Behufe hat Baurath Scheffler in seiner schätzungswerthen Schrift über Gewölbe, Futtermauern und eiserne Brücken (Braunschweig 1857) die Werthe von H; S,

$\frac{H}{h}$, $\frac{S}{h'}$ für eine Reihe bekannter Brücken berechnet. Das Ergebnis dieser Rechnung,

wobei, wenn die Belastung nur in einer gewöhnlichen Fahrbahn bestund, $e = 2$ Fuß gesetzt und wenn die etwaige Vermehrung der Gewölbstärke nach den Widerlagern hin unbekannt war, $h = h'$ angenommen wurde, theilen wir in dem Folgenden mit und bemerken, daß dabei auf die Verschiedenheit des Fußmaßes, des spezifischen Gewichtes der Steine und ihrer Festigkeit keine Rücksicht genommen wurde, was auch, wo es sich nur um Näherungswerthe handelt, ohne Belang ist. Auch wird weiter bemerkt, daß in der Brücke No. 38 bei Schwelm eine große Zahl der Wölbsteine in allen Theilen des Gewölbes zerdrückt sind, daß aber auch

das angewandte Baumaterial nicht von vorzüglicher Beschaffenheit gewesen ist. Die Brücke Nro. 37 ist eingestürzt, indem die Wölbsteine im Scheitel zerdrückt wurden.

Die Brücke Nro. 33 und 40 bei Neuilly gilt zwar für sehr solid und hat sehr festes Material, gleichwohl haben sich in den oberen Wölbsteinen der Häupter verschiedene Sprünge gezeigt. Die Brücke Nro. 35 über den Taff ist zwar vor der Belastung des Gewölbes eingestürzt, im Uebrigen ist kein Zerdrücken der Gewölbsteine berichtet worden.

Die nachstehende Tabelle lehrt:

- 1) Der horizontale Druck $\frac{H}{h}$ ist weit entfernt, für alle Brücken nahezu constant zu bleiben, derselbe wächst vielmehr mit der Größe der Brücken oder mit dem absoluten Werth des Horizontalschubs H.
- 2) Diese Variation des Druckes $\frac{H}{h}$ ist so bedeutend, daß der fragliche Druck im Scheitel bei ganz kleinen Brücken dem Gewichte einer Säule des Wölbsteinmaterials von etwa 10 Fuß Höhe, bei den größeren Brücken dagegen dem Gewichte einer Säule von etwa 200 Fuß Höhe entspricht.
- 3) Ähnliche Verhältnisse finden für den Normaldruck $\frac{S}{h'}$ pro Quadratfuß in der Widerlagsfuge statt. Dieser Druck ist fast immer erheblich größer, als der horizontale Druck $\frac{H}{h}$ und erhebt sich bis auf das 3—4fache des letztern oder bis zu dem Gewicht einer Steinsäule von 800 Fuß Höhe. In Erwägung, daß sich die Drucke H und S niemals gleichförmig über die ganze Breite h und h' der betreffenden Fuge vertheilen, daß vielmehr einzelne Theile dieser Fuge das zwei- und dreifache des mittleren Druckes erhalten können, wird es rathsam sein, die Bestimmung anzunehmen, daß die Scheitelfuge selbst des größten Gewölbes nicht mit einer größern Kraft, als mit dem Gewichte einer Säule von 200 Fuß Höhe, die Widerlagsfuge dagegen nicht mit einer größern Kraft, als dem Gewicht einer Säule von 300 Fuß Höhe normal gepreßt, daß also höchstens

$$\frac{H}{h} = 200 \text{ und } \frac{S}{h'} = 300 \text{ Fuß}$$

werden soll.

Legt man diese Werthe zu Grunde, so erhält man aus der Taf. II. die Taf. III. Seite 106, welche dazu dient, aus den übrigen gegebenen Dimensionen einer Brücke die nothwendige Gewölbstärke am Scheitel und Widerlager zu bestimmen.

I. T a

der Dimensionen, sowie der Pressungs- und Stabilitäts-

Nummer.	Bezeichnung der Brücke.	Baumeister.	Jahr der Erbauung.
2	Bei Brunoy über den Jyères	Perronet	1789
3	Gewöhnliche Brücke		
4	Zu Niederpleis über die Pleis		
5	Braunschweig über die Ocker		1852
6	Ueber die Wupper		
7	Chateau Thierry		
8	Bei Opladen über die Wupper	Perronet	1786
9	St. Angelo zu Rom	Messius Rusticus	138
10	Montius über den Allier	Regemortes	1764
11	Zu Besmes	Vertrand	1772
12	Zu Saumur über die Loire	Voglie	1764
13	Zu Elberfeld über die Wupper		
14	Blackfriars zu London	Mylne	1776
15	Ferrato zu Rom	Cestius Gallus	
16	Trilport über Marne	Perronet	1765
17	Fabricius zu Rom		
18	Tours über die Loire	Bayeux	1762
19	Vielle-Brionde über Allier		1753
20	Nemours über Loing	Perronet	1805
21	Blackfriars zu London	Mylne	1776
22	Rovent über Seine	Perronet	1769
23	Orleans über Loire	Hupear	1759
24	Saint Maixence	Perronet	1784
25	Orleans über Soire	Hupear	1759
26	Des Tetes über Durance	Henriana	1732
27	Nantes über die Seine	Hupear	1765
28	Fleischbrücke zu Nürnberg	Carle	1599
29	Jena zu Paris	Lamandé	1813
30	Clai über Trac		1611
31	Tournon über Doubs		1545
32	Mantes über die Seine	Hupear und Perronet	1765
33	Neuilly	Perronet	1774
34	Pontoise		
35	Taff in England	Edwards	1756
36	Marmorbrücke in Florenz	M. Angelo	
37	Vielle-Brionde über Allier	Gernier	
38	Schwelm unter der Eisenbahn	Martens	1848
39	Severn in England	Telfort	
40	Haupter der Neuillybrücke	Perronet	1774

fel

Verhältnissen an mehreren bekannten Brückengewölben.

Bogenform.	Spannweite.	Halbe Spannweite.	Höhe des Bogens.	Verhältnisse der Höhe zur Höhe.	Bogenstärke		Höhe der Bekleidung.	Höhe der Widerlager			Widerlagstärke.	Steigungswinkel der Widerlagfläche gegen die Vertikale.
					im Scheitel.	am Absetz-lager.		unter dem Gewölbe.	im Bogen mit Bekleidung.	c		
Halbkreis	12	6	6	2	1	1	2	0	9	4	90°	
Kreisbogen	18	9	2.5	7.2	1	2	2	7	13.5	10	31° 3'	
ditto	24	12	6.5	3.7	1.5	1.5	2	5	15	7	56° 47'	
ditto	32	16	9	3.6	1.75	1.75	2	2	14.75	6	58° 7'	
ditto	37	18.5	5.	7.4	2	3	2	10	19	12	30° 15'	
ditto	45	22.5	11.25	4	2.5	2.5	2	1	16.75	13	53° 7'	
Korbogen	48	24	16	3	3.5	3.5	2	8	29.5	14	90°	
Halbkreis	56	28	28	2	3	3	2	2.5	85.5	18	90°	
ditto	58	29	29	2	4.6	4.6	2	21.7	57.3	24	90°	
Korbogen	60	30	20	3	3	3	2	3	28	36	90°	
Kreisbogen	34.5	21.7	3.8	11.4	3.8	3.8	2	11.5	21.1	12.4	19° 55'	
Korbogen	60	30	20	3	4.5	4.5	2	16	42.5	12	90°	
Kreisbogen	56	28	9	6.2	2.75	2.75	2	1.5	15.25	22	35° 45'	
ditto	72	36	29	2.2	6.5	6.5	2	8	45.5	38	84° 33'	
Halbkreis	74	37	37	2	4	4	2	0	43	29	90°	
Kreisbogen	72	36	26	2.8	4.5	4.5	2	15	47.5	18	71° 5'	
Halbkreis	80	40	40	2	5	5	2	0	48	26	90°	
Korbogen	75	37.5	25	3	3	3	2	6.2	36.2	15	90°	
ditto	75	37.5	25	3	4.65	4.65	2	0	31.65	19	90°	
Kreisbogen	50	25	3	16.7	3	3	2	19	27	16	13° 39'	
ditto	94	47	39	2.4	6.5	6.5	2	—	—	—	79° 37'	
Korbogen	90	45	27	3.3	4	4	2	1.3	34.3	18	90°	
ditto	92	46	25	3.7	4	4	2	12	43	22	90°	
Kreisbogen	72	36	6.5	9.6	4.5	4.5	2	18	31	18	23° 33'	
Korbogen	100	50	28	3.6	4	4	2	—	—	—	90°	
Halbkreis	120	60	60	2	4.6	4.6	2	—	—	—	90°	
Korbogen	108	54	33.5	3.2	5	5	2	6	46.5	27	90°	
Kreisbogen	94	47	12.4	7.6	3.9	3.9	2	0	18.3	41	30° 15'	
ditto	90	45	10.6	8.5	4.8	4.8	2	0	17.4	31	26° 79'	
ditto	140	70	52	2.7	3	3	2	0	57	21	73° 3'	
ditto	152	76	63	2.4	2.7	2.7	2	0	67.7	25	79° 37'	
Korbogen	120	60	35	3.4	5	5	2	—	—	—	90°	
ditto	120	60	30	4	5	5	2	6	43	30	90°	
Kreisbogen	90	45	6.67	13.5	5	5	2	—	—	—	16° 51'	
ditto	140	70	35	4	3.5	3.5	2	0	40.5	25	53° 7'	
ditto	134	67	29	4.6	5.2	5.2	2	0	36.2	10.3	46° 59'	
ditto	173	86.5	67	2.6	4.14	4.14	2	0	73.1	45	75° 8'	
Halbkreis	36	18	18	2	3	3	80	3	104	—	90°	
Korbogen	150	75	35	4.3	4.5	4.5	2	0	41.5	22	90°	
Kreisbogen	122	61	13.1	9.3	5	9	6	—	—	—	24° 17'	

II. Ta

der Dimensionen, sowie der Pressungs- und Stabilitäts-

Nummer.	Für die näherungsweise angenommene Berechnungsfuge, welche einen Winkel von 60° mit der Vertikalen bildet.			Vertikaler Druck. P	Horizontalschub. H	Normalsdruck gegen die Überlagungsfuge. S	Horizontalschub pro Fuß der Fuge. $\frac{h}{H}$	Normalsdruck pro Fuß der Überlagungsfuge. $\frac{s}{h'}$	Verhältnis von $\frac{S}{h'}$ zu $\frac{H}{h}$.	Moment des Galtbogens. M
	a'	b'	p'							
1	5.2	3	25.6	39	11.4	39	11.4	39	3.4	67
2	—	—	—	56	37	61	18.5	30	1.6	166
3	—	—	—	83	40	91	26.5	61	2.3	319
4	—	—	—	130	61	143	34.2	82	2.3	652
5	—	—	—	132	112	163	56	54	0.96	786
6	—	—	—	225	114	248	45	99	2.2	1565
7	22	10	238	335	124	335	35	96	2.7	2220
8	24.8	14	285	500	129	500	43	167	3.9	3641
9	25.7	14.5	371	635	148	635	32	138	4.3	4431
10	28	12	293	425	180	425	60	142	2.3	3637
11	—	—	—	190	190	243	50	64	1.3	1446
12	28	12	361	514	195	514	43	115	2.6	4157
13	—	—	—	255	204	314	74	114	1.5	2398
14	23.6	18.4	537	898	206	913	32	140	4.4	7848
15	32.8	18.5	478	850	212	850	53	213	4.0	7984
16	33.6	18.9	522	692	226	728	50	162	3.2	6691
17	35.4	20	592	1048	250	1048	50	210	4.2	10345
18	35	15.3	412	590	259	590	86	197	2.3	6310
19	35	15.3	493	709	275	709	59	152	2.6	7264
20	—	—	—	174	280	314	93	105	1.1	1683
21	42.4	23.9	867	1319	355	1362	55	209	3.8	15564
22	42	16	546	807	377	807	94	202	2.1	10367
23	43	16	558	783	395	783	99	196	2.0	10508
24	—	—	—	370	435	547	97	121	1.2	4782
25	47	17	622	903	459	903	115	226	1.9	13060
26	53	30	1018	1902	467	1902	102	413	4.0	29185
27	50	20	791	1183	508	1183	102	237	2.3	17840
28	—	—	—	543	531	732	136	188	1.4	8660
29	—	—	—	548	550	737	115	154	1.3	8473
30	64.8	36.6	1214	1734	585	1827	195	610	3.1	33226
31	68.5	38.7	1299	2136	629	2214	233	820	3.5	43651
32	56.5	21.3	910	1330	632	1330	126	266	2.1	22575
33	57	17.5	875	1205	671	1205	134	241	1.8	21137
34	—	—	—	483	689	799	138	160	1.1	8041
35	—	—	—	1343	715	1503	204	430	2.1	27517
36	—	—	—	1318	775	1493	149	287	1.9	26519
37	79.2	44.7	1835	2766	867	2895	209	699	3.3	64118
38	15.2	9	1588	1905	868	1905	289	635	2.2	13477
39	72.5	26.5	1230	1549	918	1549	204	344	1.7	34267
40	—	—	—	1154	1301	1661	260	185	0.7	23552

fel

Verhältnisse an mehreren bekannten Brückengewölben.

Stabilität des Gewölbes gegen Drehung.	Tangente des Neigungswinkels des Strudels am Auflager gegen die Horizontale.	Neigungswinkel des Strudels am Auflager gegen die Normale auf der Überlagungsfuge.	Reinigungswinkel des Strudels am Auflager gegen die Normale auf der Überlagungsfuge.	Gewicht des Bogens und der Füllmauerung. W	Stabilität des Gewölbes gegen das Gleiten. $\frac{H}{W}$	Stabilität gegen das Gleiten. m
n	$\frac{P}{H}$	α	γ			
3.70	3.42	73° 42'	+ 16° 18'	66	0.173	5.79
3.31	1.51	56° 33'	— 25° 30'	108	0.343	2.92
2.45	2.07	64° 16'	— 7° 29'	138	0.290	3.45
2.20	2.13	64° 52'	— 6° 45'	184	9.331	3.02
1.96	1.18	49° 41'	— 19° 26'	213	0.526	1.90
3.52	1.97	63° 8'	— 10° 1'	390	0.292	3.42
2.87	2.70	69° 41'	+ 20° 19'	560	0.221	4.52
4.24	3.88	75° 32'	+ 14° 28'	995	0.130	7.71
4.41	4.29	76° 53'	+ 13° 7'	1326	0.112	8.96
7.93	2.36	67° 2'	+ 22° 58'	1250	0.144	6.94
1.49	1.00	45° —	— 25° 5'	271	0.702	1.42
1.70	2.64	69° 14'	+ 20° 46'	713	0.274	3.65
4.33	1.25	51° 20'	— 15° 35'	520	0.393	2.55
8.34	4.36	77° 5'	+ 7° 28'	2079	0.099	10.09
7.93	4.01	76° —	+ 14° —	1925	0.110	9.08
2.61	3.06	71° 55'	— 0° 50'	1131	0.200	5.00
4.75	4.19	76° 35'	+ 13° 25'	2035	0.123	8.14
2.17	2.28	66° 18'	+ 23° 42'	950	0.273	3.28
3.24	2.58	68° 48'	+ 21° 12'	1163	0.231	4.23
1.13	0.62	31° 50'	— 18° 11'	280	1.009	1.00
—	3.71	74° 56'	+ 4° 41'	—	—	—
2.52	2.14	64° 57'	+ 25° 3'	1269	0.297	3.37
2.36	1.98	63° 14'	+ 26° 46'	1341	0.294	3.39
1.31	0.85	40° 23'	— 16° 50'	546	0.797	1.25
—	1.97	63° 3'	+ 26° 57'	—	—	—
—	4.07	76° 12'	+ 13° 48'	—	—	—
2.95	2.33	66° 45'	+ 23° 15'	2074	0.245	4.08
5.35	1.02	45° 39'	— 15° 24'	1222	0.434	2.30
3.99	1.00	44° 1'	— 17° 32'	1004	0.548	1.80
2.55	2.96	71° 22'	+ 1° 41'	2760	2.212	4.72
2.96	3.40	73° 35'	+ 6° 4'	3645	0.172	5.79
—	2.10	64° 35'	+ 25° 25'	—	—	—
2.78	1.80	60° 54'	+ 29° 6'	2130	0.315	3.17
—	0.70	35° 2'	— 18° 11'	—	—	—
2.68	1.88	61° 58'	— 8° 51'	2214	0.323	3.10
1.58	1.70	59° 33'	— 12° 34'	1503	0.516	1.94
4.26	3.19	72° 36'	+ 2° 32'	5754	0.151	6.64
—	2.19	65° 30'	+ 24° 30'	—	—	—
2.16	1.96	59° 21'	+ 30° 39'	2275	0.404	2.48
—	0.89	41° 35'	— 17° 18'	—	—	—

III. Tafel

zur Bestimmung der Gewölbstärke.

Bogenstärke h im Scheitel oder h' am Widerlager.	Horizontal- schub H	Normaldruck gegen Wider- lager in maximo S	Mittlerer Druck pro \square Fuß		Verhältnis des letzteren Druckes zum ersteren $\frac{S}{h'} : \frac{H}{h}$
			im Scheitel $\frac{H}{h}$	an Widerlager in maximo $\frac{S}{h'}$	
0	0	0	0	0	0
0·9	10	30	11	33	3
1·11	20	60	18	54	3
1·36	30	90	22	66	3
1·53	40	119	26	78	3
1·61	50	150	31	93	3
1·71	60	180	35	105	3
1·84	70	210	38	114	3
1·95	80	240	41	123	3
2·09	90	270	43	129	3
2·22	100	300	45	135	3
2·49	120	359	48	144	3
2·73	140	419	51	154	3
2·95	160	481	54	163	3
3·13	180	539	57	172	3
3·31	200	601	60	181	3
3·46	220	660	64	191	3
3·59	240	718	67	200	3
3·72	260	779	70	209	3
3·84	280	840	73	219	3
3·94	300	898	76	228	3
4·18	350	1050	84	251	3
4·37	400	1200	91	274	3
4·53	450	1348	99	298	3
4·67	500	1401	107	300	2·8
4·79	550	1437	115	300	2·6
4·88	600	1464	122	300	2·4
4·99	650	1497	130	300	2·3
5·07	700	1521	138	300	2·17
5·15	750	1545	146	300	2·06
5·21	800	1563	153	300	1·95
5·27	850	1581	161	300	1·86
5·32	900	1596	169	300	1·77
5·37	950	1611	177	300	1·70
5·42	1000	1626	184	300	1·62
5·50	1100	1650	200	300	1·5
6·0	1200	1800	200	300	1·5
6·50	1300	1950	200	300	1·5
7·0	1400	2100	200	300	1·5
7·50	1500	2250	200	300	1·5

Der Gebrauch vorstehender Tafel ist folgender:

Nachdem die Form der inneren Wölbungsklinie, sowie die Höhe der Belastung gegeben ist, nimmt man für die Bogenstärken h und h' [hier in Fuß den Fußmaßes ausgedrückt] solche Werthe nach der Tabelle I. an, welche den Dimensionen ausgeführter Gewölbe entsprechen.

Mit diesen Größen rechnet man nach der obigen Formel 3 resp. 7 den Horizontalschub H . Hierauf nimmt man als corrigirten Werth der Bogenstärke h im Scheitel aus der ersten Spalte der vorstehenden Tafel diejenige Zahl, welche dem gefundenen Werth entspricht. Ebenso berechnet man nach der Formel 4 beziehungsweise 8 den Normaldruck S am Widerlager. Ist derselbe kleiner als der in vorstehender Tafel mit dem gefundenen Werth von H correspondirende Maximalwerth von S , so gibt man dem Gewölbe am Widerlager die nämliche Stärke, wie im Scheitel. Erhält man dagegen durch die Formel 4 resp. 8 für S einen größern Werth, so muß man die Bogenstärke h' am Widerlager gleich derjenigen Zahl setzen, welche in der ersten Spalte der Tafel dem gefundenen Werthe von S in der dritten Spalte entspricht.

Insoferne die hierdurch für h und h' gefundenen Werthe von den ursprünglich angenommenen bedeutend abweichen, kann man dieselben durch nochmalige Anwendung der Formeln P und S leicht corrigiren.

In keinem Falle der Straßen- oder Eisenbahnpraxis ist h oder h' kleiner als 0·3 Mtr. oder 1 Fuß zu nehmen.

Beispiel 1. Brücke St. Maigence Nr. 24 der Zusammenstellung S. 102. Nähme man die Bogenstärke 4·5' und zwar $h = h' = 4·5$, so erhielte man nach den Formeln 3 und 4, $H = 435$ $S = 547$. Nach der vorstehenden Tafel entspricht diesem Werth von H die Bogenstärke $h = 4·48$, welche man auch am Widerlager nimmt. In Wirklichkeit ist $h = 4·5'$.

Beispiel 2. Für die Brücke bei Neuilly Nr. 33 nähme man $h = h' = 5$ Fuß, so liefern die Formeln 7 und 8 $H = 671$ und $S = 1205$. Diesem Werth von H entspricht nach der vorstehenden Tafel die Bogenstärke $h = 5·02$ Fuß, also nahe mit dem wirklichen Maße übereinstimmend.

Was die Anwendung der vorstehenden Formeln und Resultate auf Eisenbahnbrücken betrifft, so ist es rathsam wegen der stärkeren Belastung und Erschütterung die Höhe e der constanten Belastung noch um 3 Fuß zu vermehren, also $e = 5$ Fuß zu nehmen.

Beispiel 3. Neckarbrücke bei Ladenburg, Zusammenstellung Seite 89.

Die Formeln 3 und 4 geben für $h = 4'$ $H = 714·7$, $S = 934·34$; diesem Werthe von H entspricht nach der Tafel die Bogenstärke im Scheitel, $h = 5·07'$, welche auch für die Widerlagsfuge gelten kann. In Wirklichkeit ist die Stärke im Scheitel 4', an den Widerlagern 8'.

Schließlich wird erinnert, daß bei den vorstehenden Formeln die Anwendung der sehr festen Steinarten und deren quaderartige Bearbeitung vorausgesetzt ist. Bei weichem Material muß man daher die Wölbstärke größer nehmen, als in der Tafel angegeben ist.

Zum Anhaltspunkte kann man bei Ziegelsteingewölben eine Vergrößerung der Bogenstärke auf das $1\frac{1}{2}$ -fache annehmen. Besteht ein solcher Bogen aus mehreren concentrischen Bogenschalen von je einer Steindicke, so muß die äußere Schale der etwa vorhandenen n Schalen für sich allein mit dem n^{ten} Theil der Gesamtbelastung hinreichend stabil sein. Ist dieß der Fall, so sind es auch die übrigen Schalen.

Es muß ferner bemerkt werden, daß bei der Belastung e des Gewölbes stets vorausgesetzt ist, daß dieselbe oben horizontal abgeglichen sei und aus einer mit den Gewölbsteinen gleichartigen Masse bestehe. Wäre letzteres nicht der Fall und wäre das Gewölbe z. B. mit Erde bedeckt, so ist für e die Höhe eines Mauerkörpers zu nehmen, dessen Gewicht gleich dem der Belastung ist. Bei Straßenbrücken, welche nur die Fahrbahn zu tragen haben, kann man e stets nur $= 2$ Fuß setzen. Bei Eisenbahnbrücken dagegen e nie kleiner als 5 Fuß.

Empirische Formeln für die Schlußsteinhöhe.

Die älteren Brückenbaumeister geben für die Schlußsteinhöhe empirische Formeln an. Perronet setzt allgemein die Schlußsteinhöhe $= \frac{5}{144} \cdot 2a + 0\cdot325$, wenn die Spannweite $2a$ unter 30 Mtr. ist; für größere Spannweiten als 30 Mtr. nimmt er $\frac{1}{24} \cdot 2a$.

Gauthey sagt im ersten Theil seines Werkes Seite 191: Man gebe allen Gewölben unter 2 Mtr. Weite eine Dicke von 0·33 Mtr. Bei Weiten von 2 bis 16 Mtr. gebe man der Dicke den 48^{ten} Theil der Weite mehr 0·33 Mtr. Bei Weiten von 16 bis 32 Mtr. gebe man dem Schlußstein $\frac{1}{2}$ der Spannweite zur Höhe. Bei Gewölben von über 32 Mtr. Weite nehme man für die ersten 32 Mtr. den 24^{ten} Theil der Weite und addire dazu den 48^{ten} Theil des Restes.

Minard gibt für Aquaducte die Regel: für Gewölbe von 3 Mtr. Oeffnung nehme man 0·65 Mtr. Schlußsteinhöhe, und wenn die Oeffnung größer ist, so gebe man für jeden Mtr. weiter 0·06 Mtr. zu.

Tulla gibt für Halbkreisgewölbe vom Radius R für festes Gestein:

$$\text{Schlußsteinhöhe} = 0\cdot3 \sqrt{R}$$

$$\text{für weiches Gestein dagegen } 0\cdot4 \sqrt{R}.$$

e) Ausführung der Gewölbe.

In den §§. 97 bis 103 der Allgemeinen Baukunde wurden bereits die Grundsätze für die Ausführung eines Gewölbes näher erörtert, und das Nöthige über die Construction und Aufstellung der Lehrgerüste mitgetheilt. Die Anordnung und Wahl der Baugerüste wird vorzugsweise durch die localen Verhältnisse bedingt werden, was aber die Einrüstung der Gewölbbogen betrifft, so treten verschiedene Fälle ein, je nach ihrer Anzahl und der Stärke der Zwischenpfeiler. Erhält eine Brücke nur wenige Bogen und dünne Pfeiler, dann bleibt immer die gleichzeitige Einrüstung aller Bogen, folglich auch die gleichzeitige Wölbung derselben

am sichersten und zweckmäßigsten. Ist die Anzahl der Bogen sehr groß, und sind in passenden Entfernungen Widerlagspfeiler angeordnet, so kann die Einrüstung abtheilungsweise stattfinden, und es können dieselben Lehrgerüste zwei oder mehrere Mal verwendet werden; hat aber der herzustellende Bau nur dünne Pfeiler bei einer sehr großen Anzahl von Bogen, so ist die gleichzeitige Wölbung aller mit unverhältnißmäßig großem Kostenaufwande verbunden, und man pflegt deshalb mit der Einwölbung an einem Widerlager zu beginnen, und einen Bogen nach dem andern zu wölben, wobei aber mindestens die 3 folgenden Bogen eingerüstet sein müssen, um eine Verschiebung der Pfeiler zu verhindern. Bei dem Aquaduct zu Agen über die Garonne, welcher 23 Bogen, jeder zu 20 Mtr. Weite, hat, konnten die gleichen Lehrbogen 5 Mal gebraucht werden; zwischen einem ausgerüsteten Bogen und einem anzufangenden befanden sich immer noch 2 Bogen, deren einer beendet, aber noch nicht ausgerüstet, der andere aber bereits mit einem Lehrgerüste versehen war. Mit den beweglichen Versetzkränen konnte ein vollständiges Lehrgerüst in 4 Tagen versetzt werden. (Allg. Baukunde, S. 154.)

d) Uebermauerung der Gewölbe.

Nachdem die Gewölbe hergestellt sind, schreitet man an die Uebermauerung derselben und Aufführung der Stirnmauern.

Jedes Brückengewölbe von nur einiger Bedeutung hat nicht durchgängig gleiche Stärke, sondern es ist an den Kämpfern 1·2 bis 1·5 Mal so stark wie im Scheitel. Gewölbe, die das Maximum der Verdrückung haben, sind sogar durch eine Horizontallinie begrenzt, welche durch den Scheitel der obern Gewölblinie geht, und es setzen sich die Gewölbesteine gewöhnlich bis an diese fort.

Weniger gedrückte Segment- und Korbbogen sind entweder durch 2 gerade gegen die Pfeiler geneigte Linien oder durch eine Kurve begrenzt, deren tiefster Punkt in der Höhe des innern Gewölbscheitels liegt. Bei größeren Korbbogen und Halbkreisen würde aber eine solche Begrenzung eine viel zu große Mauermaße bedingen, wodurch außerdem die Gewölbschintel zu sehr belastet würden; man läßt daher Hohlräume in dem Mauerwerke in Form von überwölbten oder mit Steinplatten überdeckten Quer- oder Längkanälen. Fig. 10 und 11, Taf. XII., und Fig. 3, 3^a und 3^b, Taf. XIV.

Nach Vollendung der Uebermauerung der Gewölbe wird die obere Mauerfläche möglichst geebnet oder abgeglichen, und zum Schutz gegen die eindringende Nässe mit einer 0·06 Mtr. hohen hydraulischen Mörtellage überdeckt; zuweilen wird auch eine etwa 0·15 Mtr. hohe Lage von Béton aufgebracht, und selbst diese wieder mit einer Thonlage überzogen, um das Durchdringen der Feuchtigkeit zu verhindern.

Im Allgemeinen ist auf die Ueberdeckung der Brückengewölbe, besonders der Viaducte, große Sorgfalt zu verwenden, da von ihr die Dauer des Bauwerks wesentlich abhängt. Wenn daher die nöthigen Materialien zur Darstellung eines guten Bétons oder hydraulischen Mörtels fehlen, so muß die Ueberdeckung nach den vorhandenen Materialien modificirt werden, und es kann z. B. der Gewölbe-

rücken mit einer Plattschicht möglichst dichter, ganz festgebrannter Ziegelsteine in Cement mit oben offenen Fugen übermauert, und dann mit einem Cementguß, welcher in die offenen Fugen eindringt, überzogen werden; man hat nur dafür zu sorgen, daß in dem letztern keine Risse entstehen. Kann sich das Filtrationswasser über dem Gewölbe ansammeln, dann ist es besser, statt dem Cementguß eine Asphaltdecke von 0.01 Mtr. Stärke über die Plattschicht zu bringen, und diese wenigstens 0.18 Mtr. hoch an der Hinterseite der Stirnmauer heraufzuziehen. In dieser Weise sind mehrere Viaducte der Niederschlesisch-Märkischen Eisenbahn überdeckt worden.

Vollständig aber werden die Gewölbe erst gegen den Einfluß des Filtrationswassers gesichert, wenn dasselbe auf dem kürzesten Wege ganz abgeführt wird, bevor es in die Gewölbe eindringt, und dazu gibt es verschiedene Anordnungen.

Bei allen gewölbten Brücken mit einer Oeffnung bedarf es weiter nichts, als daß die Uebermauerung des Gewölbes in Sattelform, Fig. 1, Taf. XII., bewirkt wird. Wird dieser Sattel auf eine oder die andere Art gedeckt, und der Raum hinter den Stirnmauern mit Sand ausgefüllt, so läuft das sich auf der Decklage ansammelnde Wasser mit dem Gefälle derselben ab und ergießt sich in die Erdhinterfüllung, durch welche es auf den Boden heruntersinkt und in feinen Wasserfäden einen Ausweg sucht. Jedensfalls ist es vortheilhaft, das Regenwasser schon von der Fahrbahn der Brücke abzuleiten, indem man derselben eine Wölbung gibt und zu beiden Seiten mit Rinnen versieht, die ein kleines Gefälle haben.

Umständlicher wird die Wasserableitung bei einer Brücke mit mehreren Bogen. Hier werden zur Erzielung einer Entwässerung zuweilen die Stirnmauern über den Pfeilern durchbrochen, und bilden diese Oeffnungen die Zugänge zu gemauerten Quercanälen, nach welchen hin die Sattelflächen der überdeckten Gewölbe abfallen, und in welchen sich das auf demselben niedergeschlagene Wasser sammelt, Fig. 20 und 21, Taf. XII.

Das angesammelte Wasser könnte nun zwar durch die Oeffnungen in den Stirnmauern herablaufen, wie es auch manchmal angeordnet ist, es geschieht dies aber zum Nachtheil des Bauwerkes.*) Bei den größeren englischen Brücken werden daher gewöhnlich innerhalb der Pfeiler vertikale gußeiserne Abfallröhren angebracht, welche am Fuße derselben mit einer scharfen Biegung ausmünden, und so das in den Canälen sich sammelnde Wasser abführen. Diese Anordnung hat aber den Nachtheil, daß die Röhren niemals gereinigt werden können, und zuweilen auch zufrieren. Besser ist es, das in diesen Canälen sich ansammelnde Wasser mittelst metallener Röhren schräge durch die Gewölbe zu führen, wie aus den Fig. 12 und 13 näher ersichtlich ist, welche einen Bogen des Bellinger Viaducts auf der bad. Bahn vorstellen. Auch hierbei ist es von großer Wichtigkeit, das auf die Brückenbahn fallende Regenwasser so schnell als möglich von der Oberfläche der Fahrbahn abzuleiten, etwa in der Art, daß man den Rinnen neben der Fahrbahn ein Gefälle gegen den Scheitel des Gewölbes hin gibt, und dort vertikale Abfallröhren anordnet, wie Fig. 19 zeigt, oder indem man den Rinnen ein Gefälle

*) Viaduct bei Vietigheim über die Enz. Förster's Bauzeitung 1856.

gegen die Pfeiler hin gibt, und letztere mit vertikal herabgehenden Canälen oder Abfallröhren versehen. Bei Eisenbahnbrücken, wo die Bahn nicht mit Steinen gepflastert ist, kann eine solche Ableitung nicht stattfinden, um so sorgfältiger muß deshalb die Ueberdeckung der Gewölbe ausgeführt werden. Bei der Neckarbrücke zu Ladenburg hat man, wie aus Fig. 14 ersichtlich, die Sattelflächen aus Steinplatten zusammengesetzt, und denselben ein Gefälle gegen den Scheitel der Gewölbe gegeben, wo das gesammelte Wasser einen Abzug findet; damit aber keine Verstopfung der Längencanäle eintritt, wurden sie oben offen gelassen und mit eisernen Gittern bedeckt.

Etwas abweichend von der angegebenen Methode wird die Ableitung des Filtrationswassers bei Brücken mit sehr großen Oeffnungen veranstaltet, wo in der Uebermauerung Hohlräume sind, wie in Fig. 17 und 18.

Den Sattelflächen wird ein doppeltes Gefälle gegeben, einmal von den Stirnmauern gegen die Brückenachse zu, sodann von den Pfeilermitten gegen die Gewölbscheitel hin, wo der Abzug des Wassers durch vertikale Abfallröhren stattfindet.

§. 55.

Widerlager.

Die zunächst den Ufern der Brücke befindlichen Mauerwerke, gegen welche sich die Gewölbe anstemmen und welche man Widerlager nennt, sind wohl die wichtigsten Theile einer steinernen Brücke, denn selbst das stärkste, ganz den Gesetzen der Statik entsprechende Gewölbe müßte eine Senkung annehmen, wenn die Widerlager nur um das Geringste weichen würden, sei es durch Drehung um die äußere Kante der Basis oder durch Gleiten auf dem Fundamente. Schreitet diese Senkung fort, indem die Gewölbssteine da, wo der Normaldruck sich auf eine geringe Fläche concentrirt, zerdrückt werden, so muß zulezt ein Bruch erfolgen. Darum sind die Widerlager mit der größten Sorgfalt zu fundamentiren und aufzubauen. Bezüglich der Fundamentirung gelten die in der Allgemeinen Baukunde Abschn. VI. gegebenen Regeln und Grundsätze, was aber die Stärke und Form, Construction und Ausführung der Widerlager betrifft, so bemerken wir hierüber Folgendes:

Jedes Widerlager hat einem Vertikaldrucke und einem Horizontalschube zu widerstehen; beiden Kräften sind entweder normal auf ihre Richtungslinien gewisse Massen direct entgegenzusetzen oder diese letzteren sind so anzuordnen, daß sie den Normaldruck des Gewölbes gegen das Fundament hin fortpflanzen.

Hiernach gibt es demnach nur dreierlei Formen der Widerlager und Anordnungen der Steinschichten in denselben; eine mit horizontalen, gleich hohen Schichten, wie bei der Beraunbrücke in Böhmen, Taf. XII. Fig. 1; die andere mit ungleich hohen convergirenden Schichten, wie bei der Stainesbrücke über die Themse, Fig. 2; und die dritte mit horizontalen und convergirenden Schichten zugleich, wie bei der Ourthbrücke in Belgien, Fig. 3, oder der Val-Benoitbrücke über die Maaß in Lüttich, Fig. 4.

Die erstere Anordnung ist die gewöhnliche für Gewölbe von geringer Spann-

weite, eignet sich aber auch für größere Spannweiten, wenn das Gewölbe mit zunehmender Stärke noch etwas in das Massiv des Widerlagers verlängert wird; die beiden anderen eignen sich besonders für weitgespannte Bogen und sind sowohl in England als hauptsächlich in Belgien sehr gebräuchlich.

Bei der Berechnung der Stärke eines Widerlagers hat man je nach der Anordnung der Steinschichten verschiedene Voraussetzungen zu machen; hat das Widerlager die Anordnung Fig. 1, Taf. XII., so kann sowohl ein Abgleiten auf dem Fundamente, oder in der Höhe der Gewölbansätze, als auch eine Drehung nur die äußere Kante der Basis stattfinden; hat es die Anordnung Fig. 2 oder 3, so ist nur eine Drehung möglich, wobei entweder das Mauerwerk als ein zusammenhängendes Massiv angesehen, oder in demselben eine Trennungslinie angenommen werden kann, je nach dem Material und der Art der Ausführung der Widerlager

a) Statische Betrachtung des Widerlagers.

1) Stabilität gegen das Drehen.

Das Gewölbe $ABDC$, Fig. 19, Taf. XV., wird gewöhnlich auf jeder Seite gegen ein Widerlager von der Form $AEFKZ$ gestützt. Dieses Widerlager ruht auf dem Fundamente $EFUT$, dessen Grundfläche UT als absolut fest angesehen wird.

Die obere Fläche des Widerlagers liegt häufig unter der horizontalen Linie GJ , etwa in der Linie LN , zuweilen übersteigt sie die Grenze und fällt in die Linie KZ .

Was den Fugenschnitt betrifft, so werden die Fugen von AO an abwärts in den meisten Fällen horizontal sein. Wie dem aber auch sei, so wird man die Mittellinie des Druckes nach den früheren Prinzipien auch durch den unteren Theil des Widerlagers und Fundamentes fortsetzen und sich dadurch von der Stabilität dieser Massen Rechenschaft geben können.

Diese Drucklinie VWX wird sich in der Fuge AO wegen der plötzlichen Aenderung der Fugrichtung und der vertikalen Componente von der im Gewölbhoben liegenden Drucklinie DJ trennen.

Durch die Verbreiterung des Fundamentes FE wird der untere Theil der Drucklinie WX steiler werden. Fast immer wird sich die Mittellinie des Druckes in der Grundfläche EF des Widerlagers der äußeren Kante F und in der Grundfläche TU des Fundaments der äußeren Kante U am meisten nähern, so daß für diese beiden Körper immer die Grundflächen die schwächsten Stellen in Bezug auf das Gleichgewicht gegen das Drehen sind. Demnach genügt es in der Regel zur Beurtheilung der Stabilität des Widerlagers mit sammt dem Fundamente den Punkt X zu betrachten. Der erste Punkt W wird erhalten, wenn man mit dem in der Widerlagsfuge AB herrschenden durch J gehenden Drucke R das durch den Schwerpunkt des Widerlagers gehende vertikale Gewicht dieses Widerlagers $AEFKZ$ zusammensetzt, und den Durchschnittspunkt der Resultante mit EF sucht, oder auch wenn man den durch D gehenden horizontalen Schub H mit dem durch den Schwerpunkt des halben Brückenkörpers $CEFKZHG$ gehenden Gewichte P dieses

Körpers componirt. Der zweite Punkt X findet sich auf dieselbe Weise, indem man das genannte Gewicht mit auf das Fundament ausdehnt; wäre aber der Punkt W bereits construirt, so brauchte man mit dem durch W gehenden Drucke nur noch das Gewicht des Fundaments ETUF zusammenzusetzen.

Wenn der Punkt W mit F oder der Punkt X mit U zusammenfällt, befindet sich die Construction auf der Grenze des Gleichgewichts. In der Praxis muß ein gewisses Uebermaß von Stabilität vorhanden sein. Dieß erreicht man entweder dadurch, daß man verlangt, der Abstand FW des Punktes W von der äußeren Kante F solle einen bestimmten Theil, etwa $\frac{1}{3}$ oder $\frac{1}{2}$ von der ganzen Breite FE des Widerlagers betragen, oder auch dadurch, daß man bestimmt, erst ein gewisses Vielfaches des Schubes H solle im Stande sein, den Umsturz herbeizuführen, also den Punkt W in F oder X in U zu verrücken. Der letzteren Bestimmungsweise geben wir den Vorzug.

Um nun zu ermitteln, wie vielmal der horizontale Schub sich in den bestehenden Bauwerken vermehren kann, ehe der Umsturz der Widerlager erfolgt, nehmen wir an, die Verbreiterung des Fundaments sei nicht vorhanden, und untersuchen, bei welcher Vielfachfältigung von H die Resultante aller Kräfte durch den äußersten Punkt F' des mit dem Widerlager vereinigten Fundaments gehe.

Es sei:

c die constante Widerlagsstärke AO;

f die Höhe E'A des Widerlagers incl. des Fundaments;

g die Höhe F'K des ganzen Widerlagers;

n der Coefficient, mit welchem der horizontale Schub H multiplicirt werden muß, damit F' der Drehungspunkt des ganzen Systems werde, oder das Gleichgewicht in den Grenzzustand gelange.

Drückt man nun aus, daß um den Punkt F' die durch D wirkende horizontale Kraft nH mit dem Gewichte der halben Brücke nebst deren Belastung im Gleichgewicht sei, so erhält man:

$$n(f + b + h)H = \frac{1}{2}(c - \delta)^2(g - f) + \frac{1}{2}c^2f + cP + M$$

oder

$$\frac{1}{2}c^2g + c[P - \delta(g - f)] - [n(f + b + h)H - M - \frac{1}{2}\delta^2(g - f)] = 0 \quad (1)$$

hieraus

$$n = \frac{\frac{1}{2}c^2g + c[P - \delta(g - f)] + M + \frac{1}{2}\delta^2(g - f)}{(f + b + h)H} \quad (2)$$

Bei den gewöhnlichen Brücken, wo die Belastung auch über die Widerlager hinweggeht, hat man:

$$g = f + b + h + e.$$

In der Taf. II. des §. 54 ist der Werth des Stabilitäts-Coefficienten n für eine große Zahl ausgeführter Brücken berechnet, wobei jedoch für die Widerlagsstärke c mit Vernachlässigung etwaiger Strebebeyläer immer nur derjenige Werth angenommen ist, welchen die Widerlager an den normalen Stellen der Brücke besitzen. Im Allgemeinen ist daraus zu entnehmen, daß für Brücken unter gewöhn-

lichen Chausséen der Werth 2,5 genügend sei. Bei Eisenbahnbrücken dürfte $n = 3$ angenommen werden. Aus Gleichung (1) ergibt sich:

$$(3) c = \frac{1}{g} \left\{ \sqrt{2g [n(f + b + h)H - M - \frac{1}{2} \delta^2 (g - f)] + [P - \delta(g - f)]^2} - [P - \delta(g - f)] \right\}.$$

In dieser Formel haben die beiden Größen P und M stets die Werthe (1) und (2) §. 54 b. Die Größe H dagegen je nach der Form des Gewölbes den Werth (3) oder (7) aus §. 54 b.

In der Praxis darf die Widerlagsstärke c nicht kleiner als 2' oder 0.6 Mtr. genommen werden, weil schwächere Mauern von Bruchsteinen keinen soliden Verband darbieten.

2) Stabilität gegen das Gleiten.

Es sei in Fig. 17, Taf. XV.:

P der vertikale Druck des Gewölbes gegen die Widerlagsfuge BC , also das Gewicht des Halbbogens mit Belastung,

H der Horizontalschub,

α der Neigungswinkel RAH der Resultante P und H mit der Horizontalen,

β der Neigungswinkel BAP der Widerlagsfuge gegen die Vertikale,

γ der Neigungswinkel RAD der Resultante P und H gegen die Normale AD auf der Widerlagsfuge, welcher positiv oder negativ ist, je nachdem die Resultante AR unterhalb oder oberhalb der Normalen liegt,

α' der Neigungswinkel des Gesamtdruckes auf den durch den Bogenanfang gehenden horizontalen Querschnitt des Widerlagers gegen die Vertikale,

c, f, g haben die frühere Bedeutung,

φ der Reibungswinkel für das bearbeitete Wölsteinmaterial im Mittel $= 35^\circ$,

ψ der Reibungswinkel für die weniger gut bearbeiteten Mauersteine der Widerlagsmasse,

m der Stabilitätscoefficient gegen das Gleiten, oder der Faktor, mit welchem der Horizontalschub H multiplicirt werden muß, um ein Gleiten der Widerlagsmasse auf einem horizontalen Querschnitte herbeizuführen,

so hat man

$$(1) \quad \text{tang } \alpha = \frac{P}{H} \text{ und } \gamma = \beta - \alpha.$$

Berechnet man nach diesen Formeln die Werthe α und γ , so ergeben sich für verschieden ausgeführte Brücken die betreffenden Werthe in der Taf. II. §. 54, und man erkennt daraus, daß in der Praxis der Winkel γ bis zu 30° ansteigt, also fast den Reibungswinkel erreicht. Dieser Umstand bezeichnet zwar eine geringe

Stabilität gegen das Gleiten, man darf aber nicht übersehen, daß es sich bloß um die Stabilität des eigentlichen Bogens auf der Widerlagsfuge handelt.

Betrachtet man die Stabilität gegen das Gleiten für den Bogen mit sammt der Belastung oder Hintermauerung, so kann man für den Reibungswinkel wegen den rauheren Mauersteinen $\psi = 45^\circ$ oder $\text{tang } \psi = 1$ annehmen.

Der schwächste Querschnitt ist offenbar der durch den Bogenanfang gehende; für diesen ist der vertikale Druck:

$$= P + (c - \delta)(b + h + e)$$

der Horizontalschub = H mithin:

$$\text{tang } \alpha' = \frac{H}{P + (c - \delta)(b + h + e)} \quad (2)$$

und wenn der Horizontalschub m H den Winkel α' in den Reibungswinkel $\psi = 45^\circ$ verwandeln soll:

$$\frac{mH}{P + (c - \delta)(b + h + e)} = \text{tang } \psi = 1. \quad (3)$$

Aus dieser Formel folgt:

$$m = \frac{P + (c - \delta)(b + h + e)}{H}, \quad \text{tang } \psi = \frac{P + (c - \delta)(b + h + e)}{H} \quad (4)$$

Die Taf. II, §. 54 zeigt, daß der Stabilitätscoefficient m für das Gleiten in der Praxis fast immer viel größer ist, als der Stabilitätscoefficient n für die Drehung. Wenn das Widerlager so construirt ist, daß n zwischen 2 und 3 liegt, so hält sich auch m zwischen 2 und 3, und eine Kontrolle des mit Rücksicht auf die Drehung hinreichend stabilen Widerlagers ist für das Gleiten im Allgemeinen nicht erforderlich.

Wenn man eine solche Kontrolle will, so hat man annähernd die Widerlagsstärke c

$$c = \frac{mH - P}{b + h + e} + \delta \quad (5)$$

worin m denselben Werth, wie früher für n angegeben, erhält.

§. 56.

Tafeln der Bogen- und Widerlagsstärken.

Erläuterungen. Bei der Belastung e, Fig. 25, des Gewölbes ist vorausgesetzt, daß dieselbe oben horizontal abgeglichen sei und aus einer mit den Wölbsteinen gleichartigen Masse bestehe.

Wäre letzteres nicht der Fall und das Gewölbe z. B. mit Erde überfüllt, so ist für e die Höhe eines Mauerkörpers zu nehmen, dessen Gewicht gleich dem der Belastung ist. Bei Chausséebrücken ohne Erdüberhöhung kann man $e = 2'$ oder 0.6 Mtr. annehmen. Bei Eisenbahnbrücken ist die Höhe der genannten Belastung nie kleiner als 5' oder 1.5 Mtr. zu nehmen.

Bei der Bestimmung der Bogenstärke h und h' ist angenommen, daß es sich um ein quaderartig zusammengesetztes Gewölbe von festem Sand- oder Kalkstein handle, und daß dieser Stein bei den großen Brücken einer Pressung unterworfen

werden solle, deren mittlerer Betrag in der Scheitelfuge höchstens dem Gewichte einer Steinsäule von 200 und in der Widerlagsfuge höchstens dem Gewichte einer solchen Säule von 300' Höhe gleichkommt.

Bogenstärken unter 1' oder 0.3 Mtr. sind nicht mehr zulässig.

Für weichere Steinarten ist die Bogenstärke nöthigenfalls bis auf das $1\frac{1}{2}$ fache zu vergrößern. Ziegelgewölbe erfordern gleichfalls die $1\frac{1}{2}$ fache Stärke und müssen im Verbande ausgeführt sein.

Bei der Widerlagsstärke c ist angenommen, daß das Widerlager eine Mauermaße bilde, welche vorn und hinten von der Sohle des Fundaments bis zur Höhe der Belastung durch vertikale Flächen begrenzt ist.

Die in der Praxis vorkommende Abschrägung der hintern Fläche, sowie die gewöhnlich stattfindende Verbreiterung des Fundamentes kommen also der Stabilität der Brücke noch zu gut.

Chausseebrücken mit Erdüberhebungen von einiger Stärke erfordern den Stabilitätscoefficienten 2.

Bei großen Chausseebrücken mit gar keiner Erddede ist der Coefficient $2\frac{1}{2}$.

Bei Eisenbahnbrücken mit Erdüberhebungen von einiger Stärke ist der Coefficient $2\frac{1}{2}$; bei großen Eisenbahnbrücken mit geringer Erddede 3 zu nehmen.

Widerlagsstärken unter 2' oder 0.6 Mtr. sind nicht zulässig.

Endlich soll für hohe Belastungen e die Widerlagsstärke c nicht schwächer genommen werden, als der Maximalwerth, welchen das Widerlager für niedrigere Belastungen erfordert.

Die Mittelpfeiler bei Brücken mit mehreren Oeffnungen erhalten, wenn alle Bögen gleichzeitig gewölbt werden, die halbe Widerlagsstärke c .

Scheffler's Tafeln
über Bogen- und Widerlagsstärken für Chaussée- und Eisenbahnbrücken.

a) Halbkreis.
(Maßeinheit, der Fuß in jedem Fußmaß.)

Radius der Brückung.	Spannweite.	Bogenhöhe.	Höhe der Relaffung über der Scheitel.	Gewölbestärke		Höhe der Überlager unter dem Gewölbe.	Widerlagsstärke unter Annahme des Stabilitäts-Coefficienten.		
				im Scheitel.	am Überlager.		2	2 1/2	3
				r	2a		b	e	h
Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.
2·5	5	2·5	0	1	1	5	2	2	2
—	—	—	—	—	—	15	2	2	2
—	—	—	2	1	1	5	2·5	2·9	3·3
—	—	—	—	—	—	15	3·1	3·6	4·0
—	—	—	5	1	1	5	2·7	3·2	3·7
—	—	—	—	—	—	15	3·8	4·4	4·9
5	10	5	0	1	1	5	2	2·1	2·4
—	—	—	—	—	—	15	2	2·4	2·7
—	—	—	2	1	1	5	3·3	4·0	4·6
—	—	—	—	—	—	15	4·4	5·1	5·7
—	—	—	5	1	1	5	3·9	4·8	5·5
—	—	—	—	—	—	15	5·5	6·4	7·2
10	20	10	0	1	1	5	3·2	4·0	4·8
—	—	—	—	—	—	15	4·3	5·2	5·9
—	—	—	2	1·2	1·3	5	4·8	5·9	7·0
—	—	—	—	—	—	15	6·4	7·6	8·7
—	—	—	5	1·5	1·5	5	5·9	7·3	8·6
—	—	—	—	—	—	15	7·9	9·4	10·7
15	30	15	0	1·2	1·5	5	3·8	5·1	6·2
—	—	—	—	—	—	15	5·4	6·7	7·8
—	—	—	2	1·6	1·7	5	6·1	7·8	9·2
—	—	—	—	—	—	15	8·0	9·6	11·1
—	—	—	5	1·8	1·9	5	7·4	9·4	11·1
—	—	—	—	—	—	15	9·8	11·8	13·5
20	40	20	0	1·5	1·8	5	5·1	6·8	8·2
—	—	—	—	—	—	15	6·9	8·5	10·0
—	—	—	2	1·9	2·0	5	7·1	9·2	11
—	—	—	—	—	—	15	9·2	11·3	13·2
—	—	—	5	2·3	2·4	5	8·7	11·1	13·3
—	—	—	—	—	—	15	11·2	13·6	15·8
25	50	25	0	1·8	2·3	5	6	8	9·8
—	—	—	—	—	—	15	7·9	10	11·8
—	—	—	2	2·2	2·6	5	8·2	10·7	12·9

Radius der Abkürzung.	Spannweite.	Höhenhöhe.	Höhe der Befestigung über dem Scheitel.	Gewölbstärke		Höhe der Abberlager unter dem Gewölbe.	Widerlagstärke unter Annahme des Stabilitäts-Coefficienten.			
				im Scheitel.	am Abberlager.		2	2½	3	
							Chausseebrücken in mäßigen u. hohen Dämmen.	Chausseebrücken in niedrigen Dämmen und für Eisenbahnbrücken in mäßigen u. hohen Dämmen.	Eisenbahnbrücken in niedrigen Dämmen.	
r	3a	b	e	h	h ₁	f				
Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.
—	—	—	—	—	—	15	10·4	12·9	15·1	
—	—	—	5	2·8	3	5	10	12·9	15·5	
—	—	—	—	—	—	15	12·6	15·6	18·2	
30	60	30	0	2·1	2·8	5	6·9	9·4	11·6	
—	—	—	—	—	—	15	9·0	11·5	13·7	
—	—	—	2	2·6	3·1	5	9·1	12·1	14·6	
—	—	—	—	—	—	15	11·5	14·4	17·0	
—	—	—	5	3·2	3·5	5	11·3	14·6	17·6	
—	—	—	—	—	—	15	13·9	17·3	20·4	
35	70	35	0	2·5	3·4	5	7·9	10·8	13·4	
—	—	—	—	—	—	15	10·1	13·0	15·6	
—	—	—	2	3·1	3·6	5	10·2	13·5	16·5	
—	—	—	—	—	—	15	12·6	16·0	19·0	
—	—	—	5	3·6	3·9	5	12·4	16·2	19·6	
—	—	—	—	—	—	15	15·1	19	22·4	
40	80	40	0	2·9	3·8	5	8·9	12·3	15·2	
—	—	—	—	—	—	15	11·2	14·6	17·5	
—	—	—	2	3·4	4·1	5	11·2	15	18·3	
—	—	—	—	—	—	15	13·7	17·5	20·9	
—	—	—	5	3·9	4·2	5	13·5	17·8	21·5	
—	—	—	—	—	—	15	16·3	20·6	24·4	
45	90	45	0	3·3	4·1	5	10·0	13·8	17·1	
—	—	—	—	—	—	15	12·4	16·2	19·5	
—	—	—	2	3·8	4·3	5	12·1	16·3	20·0	
—	—	—	—	—	—	15	14·7	18·9	22·6	
—	—	—	5	4·2	4·5	5	14·6	19·3	23·4	
—	—	—	—	—	—	15	17·4	22·1	26·3	
50	100	50	0	3·6	4·4	5	10·7	14·9	18·6	
—	—	—	—	—	—	15	13·2	17·3	21·0	
—	—	—	2	4·1	4·7	5	13·1	17·7	21·8	
—	—	—	—	—	—	15	15·7	20·3	24·4	
—	—	—	5	4·4	5·4	5	15·3	20·7	25·2	
—	—	—	—	—	—	15	18·5	23·6	28·1	

b) Gewölbe nach einem Kreisbogen mit $\frac{1}{4}$ Verdrückung.

2·5	4	1	0	1	1	5	2	2	2
—	—	—	—	—	—	15	2	2	2
—	—	—	2	1	1	5	2·6	3·0	3·4
—	—	—	—	—	—	15	3·3	3·7	4·1

Radius der Abwölbung.	Spannweite.	Bogenhöhe.	Höhe der Belastung über dem Scheitel.	Gewölbstärke		Höhe der Abwölbung unter dem Gewölbe.	Widerlagstärke unter Annahme des Stabilitäts-Coefficienten.		
				im Scheitel.	am Stützlager.		2	2½	3
				r	2a		b	e	h
Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.
—	—	—	5	1	1	5	2·8	3·2	3·7
—	—	—	—	—	—	15	3·9	4·5	5·0
5	8	2	0	1	1	5	2·1	2·4	2·7
—	—	—	—	—	—	15	2·5	2·8	3·1
—	—	—	2	1	1	5	3·5	4·2	4·7
—	—	—	—	—	—	15	4·7	5·4	6·0
—	—	—	5	1	1	5	3·9	4·7	5·4
—	—	—	—	—	—	15	5·7	6·6	7·3
10	16	4	0	1	1	5	3·9	4·7	5·4
—	—	—	—	—	—	15	5·0	5·8	6·5
—	—	—	2	1·2	1·3	5	5·1	6·2	7·3
—	—	—	—	—	—	15	7·1	8·2	9·2
—	—	—	4	1·5	1·5	5	5·8	7·1	8·2
—	—	—	—	—	—	15	8·4	9·8	11·1
15	24	6	0	1·2	1·4	5	5·2	6·4	7·4
—	—	—	—	—	—	15	6·9	8·0	9·1
—	—	—	2	1·6	1·7	5	6·4	7·9	9·3
—	—	—	—	—	—	15	8·9	10·4	11·8
—	—	—	5	1·8	1·9	5	7·2	9·0	10·6
—	—	—	—	—	—	15	10·5	12·4	14·1
20	32	8	0	1·5	1·7	5	6·4	8·0	9·4
—	—	—	—	—	—	15	8·5	10·1	11·5
—	—	—	2	1·9	2	5	7·7	6·9	11·4
—	—	—	—	—	—	15	10·6	12·6	14·3
—	—	—	5	2·3	2·4	5	8·5	10·8	12·8
—	—	—	—	—	—	15	12·2	14·5	16·6
25	40	10	0	1·8	2·1	5	7·5	9·4	11·2
—	—	—	—	—	—	15	10·0	12·0	13·7
—	—	—	2	2·2	2·4	5	8·8	11·1	13·3
—	—	—	—	—	—	15	12·1	14·4	16·6
—	—	—	5	2·8	2·9	5	9·7	12·4	14·8
—	—	—	—	—	—	15	13·7	16·5	19·0
30	48	12	0	2·5	2·5	5	8·5	10·9	13·0
—	—	—	—	—	—	15	11·5	13·8	15·8
—	—	—	2	2·9	2·9	5	9·8	12·6	15·1
—	—	—	—	—	—	15	11·5	13·8	15·8
—	—	—	5	3·4	3·4	5	10·9	14·0	16·8
—	—	—	—	—	—	15	15·1	18·8	21·2
35	56	14	0	3	3	5	9·6	12·4	14·8
—	—	—	—	—	—	15	12·8	15·5	18·0

Radius der Abkürzung.	Spannweite.	Bogenhöhe.	Höhe der Belastung über dem Scheitel.	Gewölbestärke		Höhe der Mittelstütze unter dem Gewölbe.	Widerlagstärke unter Annahme des Stabilitäts-Coefficienten.			
				im Scheitel.	am Mittelager.		2	2½	3	
							Chausseebrücken in niedrigen Dämmen.	Chausseebrücken in niedrigen Dämmen und für Eisenbahnbrücken in niedrigen Dämmen.	Eisenbahnbrücken in niedrigen Dämmen.	
r	2a	b	e	h	h ₁	f				
Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.
—	—	—	2	3·1	3·4	5	10·9	14·1	16·9	
—	—	—	—	—	—	15	14·7	18	20·8	
—	—	—	5	3·6	3·8	5	12·0	15·6	18·8	
—	—	—	—	—	—	15	16·5	20·1	23·4	
40	64	16	0	2·9	3·4	5	10·7	13·7	16·7	
—	—	—	—	—	—	15	14·2	17·3	20·1	
—	—	—	2	3·4	3·8	5	12·0	15·6	18·8	
—	—	—	—	—	—	15	16·0	19·6	22·8	
—	—	—	5	3·9	4·1	5	13·0	17·0	10·6	
—	—	—	—	—	—	15	17·7	21·7	25·4	
45	72	18	0	3·3	3·8	5	11·8	15·3	16·1	
—	—	—	—	—	—	15	15·5	19·0	22·1	
—	—	—	2	3·8	4·1	5	13·1	17·6	20·6	
—	—	—	—	—	—	15	17·3	21·3	24·9	
—	—	—	5	4·2	4·4	5	14·2	18·6	22·6	
—	—	—	—	—	—	15	19·0	23·5	27·5	
50	80	20	0	3·6	4·1	5	12·8	16·7	20·2	
—	—	—	—	—	—	15	16·7	20·6	24·1	
—	—	—	2	4·1	4·5	5	14·1	18·5	22·4	
—	—	—	—	—	—	15	18·4	22·8	26·8	
—	—	—	5	4·4	5·0	5	15·3	20·1	24·3	
—	—	—	—	—	—	15	20·2	25	29·4	
55	88	22	0	3·9	4·5	5	13·8	18·1	22·0	
—	—	—	—	—	—	15	17·8	22·1	26·0	
—	—	—	2	4·3	5·8	5	15·0	19·8	29·0	
—	—	—	—	—	—	15	19·5	24·3	28·6	
—	—	—	5	4·6	5·7	5	16·2	41·4	26·0	
—	—	—	—	—	—	15	21·2	26·5	31·2	
60	96	24	0	4·2	5·3	5	14·7	19·4	23·6	
—	—	—	—	—	—	15	18·9	23·6	27·7	
—	—	—	2	4·5	5·9	5	15·9	21·0	25·6	
—	—	—	—	—	—	15	20·5	25·6	30·2	
—	—	—	5	4·8	6·6	5	17·1	22·7	27·7	
—	—	—	—	—	—	15	22·2	27·9	32·9	
65	104	26	0	4·4	6·2	5	15·5	20·6	25·1	
—	—	—	—	—	—	15	19·8	24·9	29·3	
—	—	—	2	4·7	6·6	5	16·8	22·3	27·2	
—	—	—	—	—	—	15	21·5	27·0	31·9	
—	—	—	5	4·9	6·4	5	18·0	24·0	29·2	
—	—	—	—	—	—	15	23·2	29·2	34·6	

Radius der Abkrü- gung.	Spannweite.	Bogenhöhe.	Höhe bei Belastung über dem Scheitel.	Gewölbstärke		Höhe bei Mittelager unter dem Scheitel.	Widerlagstärke unter Annahme des Stabilitäts-Coefficienten.		
				in Scheitel.	am Widerlager.		2	2 1/2	3
				r	2a		b	e	h
Fuß	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.
70	112	28	0	4·6	7·1	5	16·4	21·8	26·6
—	—	—	—	—	—	15	20·7	26·1	30·9
—	—	—	2	4·8	7·5	5	17·6	23·4	28·6
—	—	—	—	—	—	15	22·4	28·2	33·5
—	—	—	5	5·0	8·8	5	18·9	25·2	30·8
—	—	—	—	—	—	15	24·1	30·5	36·2
75	120	30	0	4·8	7·9	5	17·2	23·0	28·1
—	—	—	—	—	—	15	21·7	27·4	32·5
—	—	—	2	5·0	8·5	5	18·4	24·6	30·1
—	—	—	—	—	—	15	23·2	29·5	35·0
—	—	—	5	5·0	9·4	5	19·7	26·4	32·3
—	—	—	—	—	—	15	25·1	31·8	37·8

c) Gewölbe nach einem Kreisbogen mit 1/6 Verdünnung.

2.5	3	0·5	0	1	1	5	2	2	2
—	—	—	—	—	—	15	2	2	2
—	—	—	2	1	1	5	2·6	3	3·3
—	—	—	—	—	—	15	3·2	3·6	3·9
—	—	—	5	1	1	5	2·6	3·0	3·4
—	—	—	—	—	—	15	3·6	4·1	4·5
5	6	1	0	1	1	5	2·0	2·3	2·5
—	—	—	—	—	—	15	2·2	2·5	2·7
—	—	—	2	1	1	5	3·4	4·0	4·5
—	—	—	—	—	—	15	4·4	5·1	5·6
—	—	—	5	1	1	5	3·8	4·5	5·1
—	—	—	—	—	—	15	5·4	6·2	6·9
10	12	2	0	1	1	5	4	4·6	5·2
—	—	—	—	—	—	15	4·7	5·4	6·0
—	—	—	2	1·2	1·2	5	5·2	6·1	7·0
—	—	—	—	—	—	15	6·9	7·9	8·9
—	—	—	5	1·5	1·5	5	5·6	6·8	7·8
—	—	—	—	—	—	15	8·2	9·5	10·6
15	18	3	0	1·2	1·3	5	5·2	6·2	7·1
—	—	—	—	—	—	15	6·6	7·6	8·5
—	—	—	2	1·6	1·6	5	6·5	7·9	9·1
—	—	—	—	—	—	15	8·9	10·3	11·5
—	—	—	5	1·8	1·8	5	7·2	8·2	10·2
—	—	—	—	—	—	15	10·5	12·2	13·7
20	24	4	0	1·5	1·6	5	6·4	7·7	8·9
—	—	—	—	—	—	15	8·3	9·6	10·8

Radius der Abflüßung.	Spannweite.	Bogenhöhe.	Höhe der Beladung über dem Schiel.	Gewölbfstärke		Höhe der Abflüßiger unter dem Gewölbe.	Widerlagstärke unter Annahme des Stabilitäts-Coefficienten.			
				im Schiel.	am Abflüßiger.		2	2 1/2	3	
							Chausseebrücken in niedrigen Dämmen.	Chausseebrücken in niedrigen Dämmen und für Eisenbahnbrücken in niedrigen Dämmen.	Eisenbahnbrücken in niedrigen Dämmen.	
r	2a	b	e	h	h ₁	f				
Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.
—	—	—	2	1·9	1·9	5	7·7	9·4	11·0	
—	—	—	—	—	—	15	10·6	12·4	14·0	
—	—	—	5	2·3	2·3	5	8·4	10·4	12·1	
—	—	—	—	—	—	15	12·2	14·3	16·2	
25	30	5	0	1·8	2	5	7·4	9·1	10·6	
—	—	—	—	—	—	15	9·9	11·5	13·0	
—	—	—	2	2·2	2·4	5	8·8	10·9	12·7	
—	—	—	—	—	—	15	12·2	14·3	16·2	
—	—	—	5	2·8	2·9	5	9·5	11·8	14	
—	—	—	—	—	—	15	13·8	16·2	18·5	
30	36	6	0	2·1	2·4	5	8·5	10·5	12·3	
—	—	—	—	—	—	15	11·3	13·3	15·1	
—	—	—	2	2·6	2·8	5	9·9	12·3	14·4	
—	—	—	—	—	—	15	13·6	16·1	18·3	
—	—	—	5	3·2	3·3	5	10·6	13·3	15·8	
—	—	—	—	—	—	15	15·3	18·1	20·7	
35	42	7	0	2·5	2·9	5	9·5	11·9	14·0	
—	—	—	—	—	—	15	12·2	15·1	17·1	
—	—	—	2	3·1	3·3	5	10·8	13·6	16·1	
—	—	—	—	—	—	15	15·0	17·8	20·3	
—	—	—	5	3·6	3·7	5	11·7	14·8	17·6	
—	—	—	—	—	—	15	16·7	19·9	22·8	
40	48	8	0	2·9	3·3	5	10·5	13·2	15·6	
—	—	—	—	—	—	15	14·1	16·8	19·2	
—	—	—	2	3·4	3·7	5	11·8	14·9	17·7	
—	—	—	—	—	—	15	16·2	19·4	22·2	
—	—	—	5	3·9	4·0	5	12·7	16·2	19·3	
—	—	—	—	—	—	15	18·0	21·6	24·8	
45	54	9	0	3·3	3·6	5	11·5	14·6	17·3	
—	—	—	—	—	—	15	15·5	18·5	21·2	
—	—	—	2	3·8	4·0	5	12·7	16·2	19·3	
—	—	—	—	—	—	15	17·5	21·0	24·1	
—	—	—	5	4·2	4·3	5	13·7	17·5	20·9	
—	—	—	—	—	—	15	19·3	23·2	26·8	
50	60	10	0	3·6	3·9	5	12·4	15·8	18·8	
—	—	—	—	—	—	15	16·7	20·0	23·0	
—	—	—	2	4·1	4·3	5	13·6	17·5	20·8	
—	—	—	—	—	—	15	18·7	22·5	26·1	
—	—	—	5	4·4	3·8	5	14·7	18·8	22·6	
—	—	—	—	—	—	15	20·5	34·8	28·6	

Radius der Krümmung.	Spannweite.	Bogenhöhe.	Höhe der Schallung über dem Scheitel.	Gewölbfstärke		Höhe der Stützbohlenlager unter dem Gewölbe.	Widerlagstärke unter Annahme des Stabilitäts-Coefficienten.			
				im Scheitel.	am Stützbohlenlager.		2	2½	3	
							Chausseebrücken in mä- ßigen u. hohen Dämmen.	Chausseebrücken in niedrigen Dämmen und für Eisenbahn- brücken in mä- ßigen u. hohen Dämmen.	Eisenbahn- brücken in niedrigen Dämmen.	
r	2a	b	e	h	h ₁	f				
Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.	Fuß.
55	66	11	0	3·9	4·3	5	13·5	17·2	20·6	
—	—	—	—	—	—	15	18·0	21·7	25·0	
—	—	—	2	4·3	4·9	5	14·5	18·6	22·3	
—	—	—	—	—	—	15	19·8	24·0	27·7	
—	—	—	5	4·6	5·4	5	15·6	20·1	24·1	
—	—	—	—	—	—	15	21·6	26·3	30·4	
60	72	12	0	4·2	5·0	5	14·2	18·2	21·8	
—	—	—	—	—	—	15	18·9	23	26·5	
—	—	—	2	4·5	5·4	5	15·4	19·8	23·8	
—	—	—	—	—	—	15	20·9	15·3	29·3	
—	—	—	5	4·8	6·0	5	16·5	21·4	25·7	
—	—	—	—	—	—	15	22·7	27·7	32·1	
65	78	13	0	4·4	5·6	5	15·0	19·3	23·2	
—	—	—	—	—	—	15	20·0	24·3	28·1	
—	—	—	2	4·7	6·1	5	16·2	21·0	25·2	
—	—	—	—	—	—	15	21·9	26·7	30·9	
—	—	—	5	4·9	6·6	5	18·1	23·5	28·2	
—	—	—	—	—	—	15	24·7	30·1	35·0	
70	84	14	0	4·6	6·3	5	15·8	20·4	24·6	
—	—	—	—	—	—	15	20·9	25·6	29·7	
—	—	—	2	4·8	6·7	5	17·0	22·1	26·6	
—	—	—	—	—	—	15	22·8	27·9	32·5	
—	—	—	5	5·0	7·3	5	18·2	23·7	28·6	
—	—	—	—	—	—	15	24·8	30·4	35·4	
75	90	15	0	4·8	7·9	5	16·6	21·5	25·9	
—	—	—	—	—	—	15	21·9	26·8	31·2	
—	—	—	2	5·2	7·4	5	17·8	23·2	28·0	
—	—	—	—	—	—	15	23·8	29·2	34·0	
—	—	—	5	5·2	8·1	5	19·0	24·9	30·1	
—	—	—	—	—	—	15	25·8	31·7	37·0	

§. 57.

Flügelmauern.

An die Widerlager schließen sich die Flügelmauern an; dieselben können verschieden angeordnet sein, je nachdem es die Verhältnisse erfordern. Man sehe die Fig. 5, 5°, 5°, 6, 6°, 6°, 6°, 7, 7°, 7°, 8, 9, Taf. XII.

Die Stärke der Flügelmauern bestimmt sich nach dem Erddrucke. In der Ausführung kommt hinter die Flügelmauern eine Steinpackung zur Entwässerung und Abnahme des Erddruckes.

§. 58.

Pfeiler.

Man unterscheidet zweierlei Arten von Pfeilern:

- 1) Dünne Pfeiler, oder solche, welche dem Horizontaldrucke eines Gewölbes nicht widerstehen;
- 2) Widerlagspfeiler, oder solche, welche dem Horizontaldrucke widerstehen können, im Falle ein Bogen der Brücke einstürzt.

Die Vortheile der dünnen Pfeiler sind:

- a) daß sie den Fluthraum wenig verengen;
- b) daß sie weniger Gründungskosten verursachen;
- c) daß bei eintretendem Eisgange keine Sperrung der Oeffnungen zu gewärtigen ist;
- d) daß sie weniger Material erfordern.

Dagegen bebingen sie bei der Wölbung eine gleichzeitige Einrüstung aller Bogen.

Die Vortheile der Widerlagspfeiler sind:

- a) daß ein Bogen nach dem andern gewölbt werden kann;
- b) daß während des Baues, der oft mehrere Jahre andauert, nur immer ein Bogen für die Schifffahrt und den Eisgange gesperrt ist;
- c) daß bei dem Einsturze eines Bogens nicht alle andern nachfallen.

Sowohl die dünnen wie die Widerlagspfeiler haben also gewisse Vortheile, die bei jeder Brücke zu würdigen sind. Eine Brücke mit vielen Oeffnungen und nur dünnen Pfeilern ist eben so wenig zweckmäßig, als eine solche mit nur dicken Pfeilern; man pflegt deshalb größere Bauwerke ihrer Länge nach durch Widerlagspfeiler in mehrere Theile zu theilen, und jedem Theil dünne Pfeiler zu geben; besonders wird eine solche Anordnung bei hohen und langen Viaducten gewählt werden müssen, um denselben mehr Stabilität zu geben und um zu verhüten, daß durch den zufälligen Einsturz eines Bogens der ganze Bau in Trümmern zerfällt.

Die Stärke der Pfeiler ist schwer genau theoretisch zu bestimmen, da dieselben nicht allein dem Vertikaldrucke, sondern auch starken Stößen schwimmender Körper zu widerstehen haben. Nur sehr hohe Pfeiler von Viaducten, welche nicht in einer Strömung stehen, lassen sich, bezüglich ihrer Stärke, nach der rückwirkenden Festigkeit des Materials beurtheilen; solche aber, die sich in einem strömenden Wasser befinden, und dabei wie gewöhnlich, eine kleine Höhe haben, müssen rein nach Erfahrungen bestimmt werden.

Die nachstehende Zusammenstellung der Dimensionen von Pfeilern ausgeführter Brücken gibt im Mittel die Stärke der dünnen Flusspfeiler $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{8}$ der Spannweite; die der Widerlagspfeiler hingegen $\frac{1}{5}$ bis $\frac{1}{4}$ der Spannweite.

Für die Widerlagsstärken erhält man:

bei Halbkreisgewölben	$\frac{1}{5}$ der Spannweite
bei Korbbogen und Segmenten mit $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{4}$ Verdrückung	$\frac{1}{4}$ " "
bei flachen Segmenten	$\frac{1}{3}$ " "

Der §. 9 des II. Abschnitts enthält das Nöthige über die Form, Construction und Ausführung der Pfeiler.

Dimensionen der Widerlager und Pfeiler verschiedener ausgeführter Brücken und Viaducte.

Bezeichnung der Brücken.	Spannweite	Pfeilhöhe.	Schiffhöhe.	Breite d. Brücke.	Widerlags-		Pfeiler-		Bemerkungen.
					Höhe.	Stärke.	Höhe.	Stärke.	
	Mtr.	Mtr.	Mtr.	Mtr.	Mtr.	Mtr.	Mtr.	Mtr.	
Br. auf der Straße von Mannheim n. Basel	3·6	1·8	0·45	9·6	0·45	1·38	—	—	(s) bedeutet mit Strebpfeiler.
" bei Rippoldsau . . .	7·8	1·98	0·6	7·5	2·19	2·37	—	—	(d) inclusive d. Durchgangs für den Ziehweg.
" bei Donaueschingen . .	8·85	0·96	0·66	10·65	2·64	3·75	2·64	1·2	
" über den Wehrfluß . . .	12·96	3·0	0·84	9·3	3·39	4·2	—	—	
" bei Simeldingen . . .	10·8	5·4	0·63	10·62	1·2	2·4	—	—	
" bei Ulm über die Donau	18·0	3·0	1·2	10·8	3·6	4·8	3·6	3·0	
" bei Cannstatt über den Neckar	18·59	1·859	1·0	10·8	3·6	8·5	5·1	2·57	Straße.
" über die Draisma bei Freiburg	18·0	2·4	1·5	9·3	3·6	6·0	—	—	"
" über die Draisma bei Freiburg	18·0	2·4	1·02 1·68	7·5	4·65	6·0	—	—	Eisenbahn.
Hydelerbrücke in Wien . .	44·8	17·8	1·8	12·0	5·7	16·5	—	—	Straße.
Veraunbrücke in Böhmen	26·54	3·57	1·1	9·2	6·95	7·58	6·95	3·79	"
Medanabrücke im Venetia- nischen	20·0	4·0	1·3	8·8	6·6	6·7 (s)	6·6	4·0	"
Buffalorabrücke über den Lefino	24·0	4·0	1·0 2·0	10·0	4·8	10·0	4·8	4·0	"
Jenabrücke in Paris . . .	26·5	3·299	1·44	13·4	7·35	10·0 (s)	7·35	3·0 — 3·4	"
Neckarbrücke bei Badenbrg	27·0	3·375	1·2 2·4	9·6	9·0	12·0 (d)	9·0	3·15 — 3·6	Eisenbahn.
St. Lambert in Belgien	25·0	3·0	1·2	8·5	7·5	14·0	7·5	2·5 — 3	"
Bal Benoit " " . . .	10·0	2·675	1·25	15·0	6·8	18·7 (d)	6·8	2·5 — 3	Eisenb. u. St. Eisenbahn.
Durthbrücke " " . . .	15·0	2·01	0·8	8·5	4·0	9·8	4·0	1·5 — 2·3	"
Sombrebücke " " . . .	10·0	1·0	0·75	9·0	6·22	5·0	6·22	1·5	"
Besder " "	10·0	1·67	0·66	10·15	6·4	4·6	6·4	1·4 — 1·68	"
" " "	7·0	0·94	0·55	9·5	4·0	3·8	—	—	"
" " "	9·0	2·25	0·66	10·6	3·4	3·6	—	—	"
" " "	6·5	1·2	0·66	10·6	4·2	2·51	—	—	"
Yorkbrücke in England	20·0	6·08	1·09	8·72	2·1	13·3 (d)	5·9	3 — 3·3	Straße.
Bellesleybr.	21·28	5·35	0·608	13·07	—	—	7·7	3 — 3·6	"
Stainbr. über die Themse	21·06	2·52	0·709	—	6·9	12·76 (d)	6·9	2·52	"
Londonbr. " "	46·2	11·27	1·5	17·02	8·51	22·19	10·0	7·29	"
Waterloobr. üb. d. Themse	40·8	10·6	1·46	13·5	—	12·1	6·68	6·08	"
Dovabrücke in Turin . . .	45·0	5·5	1·5	12·4	5·0	12·0	—	—	"
Mantesbrücke	35·1	10·9	1·87	10·8	1·14	8·77	1·14	7·8	"
Reuillybrücke	39·0	9·7	1·565	14·62	0·92	15·9 (d)	0·92	3·5 — 4·22	"
St. Nazence	23·39	1·95	1·46	12·2	6·5	5·6 (s)	6·5	2·92	"
Deanbrücke in Edinburgh.	27·3	9·1	—	—	—	—	20·3	3·34	"
Mouze-Waterbr. v. Telfort	15·8	7·9	—	—	—	—	27·0	2·4 3·0	"
Gyffylte-Aquaduct	13·6	—	—	—	—	—	36·4	2·73 3·95	Canal.
Viaduct Marseille-Avige- non-Br.	6·0	5·8	—	—	—	—	15·0	1·8 3·0	Eisenbahn.
Viaduct Bietigheim	12·0	6·0	—	—	—	—	16·0	1·68 1·84	"
" in Belgien	10·0	4·82	0·66	9·0	11·0	3·0	liber Soedel 11·0	2·0 2·4	"

§. 59.

Gurten.

Auf die Stirnmauern werden zunächst die Gurtsteine verlegt und zwar gewöhnlich in solcher Höhe, daß ihre obere Flächen in der Horizontalebene liegen, welche durch den Scheitel der Fahrbanwölbung oder bei einer Eisenbahn durch die obere Fläche der Lang- oder Querschwellen geht.

Die Gurtsteine selbst sind möglichst lang zu machen und erfordern keine künstliche Verbindung mit dem Stirnmauerwerk; das Gurtprofil muß einfach und dabei doch wieder dem Ganzen entsprechend sein. Verschiedene Gurtprofile sind auf Taf. III. angegeben.

§. 60.

Fahrbahn.

Gleichzeitig mit dem Verlegen der Gurtsteine pflegt man, sofern die wasser-dichte Ueberdeckung des Gewölbrückens vollständig hart geworden ist, den Raum zwischen den beiden Stirnmauern bis auf Gurthöhe mit Erde, Sand, Kies oder Schotter auszufüllen. Ueber dem Gewölbscheitel wird diese Erdschüttung ihre geringste Höhe haben, die jedoch bei einer Straßen- wie bei einer Eisenbahnbrücke mindestens 0.3 Mtr. betragen sollte; damit etwa vorkommende Stöße von den über das Gewölbe rollenden Wagen eine minder nachtheilige Wirkung äußern. Die Höhe der Erdschüttung im Scheitel größer zu machen, als gerade erforderlich ist, würde in den meisten Fällen unzweckmäßig sein, indem alsdann dem Gewölbe selbst eine geringere Pfeilhöhe, folglich eine größere Verdrückung gegeben werden müßte. Bei hohen Viaducten, wo man nicht an eine bestimmte Höhe der Gewölbanfänge gebunden ist, rechtfertigt sich eine höhere Erdschüttung um so eher, als dadurch eine größere Schonung der ganzen Construction bezweckt wird.

Die Fahrbahn einer Straßenbrücke kann auf zweierlei Arten an ihrer Oberfläche festgemacht werden, indem man entweder die Beschotterung der anstoßenden Straße einfach über die Brücke fortsetzt, oder indem man eine Steinabpflasterung anwendet; letzteres ist zwar kostspieliger, hat aber die Vortheile, daß es weniger Unterhaltung erfordert, und nur äußerst wenig Wasser durchsickern läßt, daher es auch gewöhnlich bei größeren, stark frequentirten Brücken der Beschotterung vorgezogen zu werden pflegt.

In jedem Falle ist dieser Fahrbahn eine Wölbung zu geben, die bei der Beschotterung, je nach der Beschaffenheit des Materials, $\frac{1}{40}$ bis $\frac{1}{50}$, bei der Abpflasterung $\frac{1}{70}$ bis $\frac{1}{80}$ der Straßenbreite beträgt, damit das auf die Brücke fallende Wasser möglichst rasch in die Abzugsrinnen strömt, von welchen es auf die eine oder andere im §. 54 erwähnte Art abgeleitet wird. Hat die Brückenbahn nicht schon an und für sich ein Längengefälle, sondern liegt sie horizontal, so erhalten nur die Rinnen ein kleines Gefälle, welches $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{2}$ Procent betragen kann.

Werden Fußwege angeordnet, so schließen sich diese unmittelbar an die Rinne

an. Die innern Kanten derselben liegen in der Regel gleich hoch, oder nur um das Quergefälle der Fußwege niedriger, als der höchste Punkt der Fahrbahn. Größtentheils werden die Fußwege durch Randsteine begrenzt und abgepflastert, zumeilen geschieht es aber auch, besonders in Städten, daß man sie aus starken Steinplatten konstruirt, oder auch, wenn solche zu kostspielig wären, daß man eine Asphaltirung auf eine ebene Backstein-Unterlage anordnet. Das zu Gebot stehende Material wird auf die Wahl der Anordnung wesentlichen Einfluß haben.

Die Fahrbahnen der Eisenbahnbrücken erhalten stets eine Beschötterung, auf welche die Unterlagschwellen der Bahnschienen gehörig festzurammen sind. Fig. 12 und 13, Taf. XII. Erhält die Beschötterung im Scheitel der Gewölbe eine kleinere Höhe als 0.3 Mtr., so sind die Querschwellen dafelbst zusammenzurücken, damit sich die Last der die Brücke passirenden Locomotiven auf eine größere Fläche vertheilt.

§. 61.

Brüstungen und Geländer.

Auf den Gurtsteinen stehen zum Schutz gegen Absturz die Brüstungen.

Diese sind gewöhnlich und für steinerne Brücken am geeignetsten aus gehauenen Werkstücken. Nur an solchen Orten, wo die Werkstücke sehr theuer sind, oder bei sehr flachen Gewölben erscheint es angemessen, einige größere Werkstücke oder Pilaster aufzustellen, und die Füllungen aus Backsteinen oder Gußeisen zu konstruiren, wie solches auf Taf. III. ersichtlich ist. Besteht die Brüstung ganz aus Werkstücken, so werden diese in der Regel ohne alle weitere Verbindung auf die Gurtsteine veretzt, und zwar gewöhnlich in der Art, daß ihre äußern Flächen in die Stirnebene des Gewölbes fallen. Die Höhe der Brüstungen wechselt zwischen 0.75 und 1.2 Mtr. Gewöhnlich ist sie 1 Mtr. Die Breite beträgt 0.3 bis 0.6 Mtr.

Bei kleineren Eisenbahnbrücken kann die Brüstung ganz wegbleiben; bei Viaducten und größeren Brücken dagegen fehlt sie nie und wird gemeinhin zur Gewinnung einer größern Breite für die Fußwege etwas gegen die Stirnebene vorgeückt. Fig. 14 und 16, Taf. XII.

§. 62.

Viaducte.

Die größten Viaducte neuerer Zeit sind durch den Bau der Eisenbahnen veranlaßt worden, und zwar an solchen Orten, wo dieselben über weite und tief eingeschnittene Thäler geführt werden mußten. Es geht aus der Natur der Sache hervor, daß solche Bauten bei der Ausführung alle mögliche Sorgfalt erfordern, indem sie gewöhnlich eine im Verhältniß ihrer Breite sehr bedeutende Höhe haben. Die Halbkreis- und überhöhten Bogen werden hier allen andern Gewölben vorzuziehen sein, da sie nicht allein den geringsten Seitenschub auf die Widerlager äußern, sondern auch den heftigen Stößen bei dem Darüberrollen der Locomotiven die größte Masse entgegensetzen. Die Spannweiten dieser Gewölbe pflegt man

der Sicherheit und Solidität wegen nicht groß anzunehmen, gewöhnlich sind sie nur 10—15 Mtr.

Was die Pfeiler betrifft, so können diese wohl auf 20 bis 25 Mtr. frei in die Höhe gebaut werden, da sie nur einem Vertikaldrucke zu widerstehen haben, allein es bedingt dieß ein gutes Material und äußerst sorgfältige Ausführung; den gewaltigen Erschütterungen, welchen ein Eisenbahn-Viaduct täglich mehrere Mal ausgesetzt ist, und die sich auch den Pfeilern mittheilen, kann nur durch große Massen begegnet werden, und aus diesem Grunde pflegt man außer den Traggewölben noch Spanngewölbe anzuordnen, die den ganzen Bau in zwei oder mehrere Stagen abtheilen. Dadurch, daß man alsdann die Stagen von oben nach unten immer etwas breiter macht, erhält der ganze Bau auch die nöthige Stabilität und Sicherheit.

Aus folgender Zusammenstellung sind die Hauptdimensionen mehrerer Viaducte zu entnehmen.

Eisenerne Brücken.

	Stabdruck von Barenton.	Stabdruck von Meaugency.	Stabdruck von Mittelville.	Stabdruck von St. Germain.	Stabdruck von Belgien in Belgien.	Stabdruck über das Thal von Gleyry.	Stabdruck zur ham-Junction Eisenbahn.	Stabdruck bei Mühlentenberg.	Stabdruck in Gassen.	Stabdruck in Gassen.	3erarrungen.
Baumaterial . . .	Badstein	Gaustein	Badstein	Strugstein	Dauere- u. Badstein	Badstein	Gaststein	Sandstein u. Granit	Gaststein-Dauer	Badstein u. Dauer	—
Höhe des Pfeilerrumpfs .	26.3 M.	12.9 M.	20.0 M.	16.73 M.	17.60 M.	14.89 (a) M.	15.0 (b) - 3.0 (a)	22.0	16.0 über Södel	—	—
Höhe der Söhnen über dem Fundament . . .	44.0	13.8	26.0	23.70	12.0 M.	37.8 M.	31.0 M.	45.0	32.1	77.84	Der Stabdruck von Barenton von Jng. Sode erbaut, stürzte wegen schlechter Ausführung zusammen.
Breite der Bogen von Rippe zu Rippe der Pfeiler . .	17.7	10.0	10.75	11.9	oben 2 M. unten 2.9 M.	11.47	13.0 M. 3.25 (b) - 5.10 (a)	50.5 55.6 u. 7.05	1.68 (b)	14 u. 28.3 im Stützen	—
Stärke der Pfeiler . . .	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Durchschnitt der Pfeiler am Bogenanfang	21.87 □M.	12.75 □M.	12.55 □M.	14.0 □M.	28.32 □M.	20.7 □M.	26.6 □M.	—	12.23 □M.	—	—
Berechnung dieses Profils zur Spannweite der Bogen	1.23	1.27	1.13	1.23	2.36	1.81	2.04	—	0.9	—	—
Wendelflächen am Schluß	0.75 M.	0.8 M.	0.6 M.	0.95 M.	0.66 M.	0.80	1.35	1.5 M.	0.84	—	—
Menge der Bogen . . .	27	—	—	—	9	17	7	4	21	27 (b)	—
Menge der Stützen . . .	1	1	1	1	1	2	2	1	2*)	4	—
Stärke des Baumaterials . . .	1800 K.	2400	1800	2240	—	—	—	—	—	—	—
Belastung der Überlags- schichten	3.95 K.	4.23 K.	3.10 K.	4.21 K.	—	—	—	—	—	—	—
Belastung der Pfeiler an dem Fundament . . .	3.52	—	2.02 K.	3.16 K.	—	—	—	—	—	—	—
Kosten	—	—	—	—	—	—	2000000 Francs.	50000 Pf. St. Strlg.	600000 Gulden.	—	—

*) Die Spannweiten der Pfeiler sind unter den Tragenden, und haben 0.7 Mtr. Stärke im Schluß.

(a) untere Etage.
(b) obere Etage.

§. 63.

Aquaducte.

Steinerne Aquaducte von sehr bedeutender Größe wurden schon in den frühesten Zeiten von den Römern ausgeführt. Das Charakteristische an diesen römischen Bauwerken besteht darin, daß sie ihrer bedeutenden Höhe wegen in mehrere Etagen abgetheilt sind, und die Bogen in jeder Etage die Halbkreisform haben; auch sind gewöhnlich die Spannweiten der untern Bogen größer wie die der obern. Neuere Bauwerke dieser Art findet man insbesondere in Frankreich und England; die Gewölbspannungen überschreiten selten 20 Mtr. und sind meist nur 10 bis 15 Mtr.; die Anordnung, wonach die Ziehwege auf flachen Gewölben liegen, die sich an das Halbkreisgewölbe des Canalbetts anschließen, wird häufig angetroffen; letzteres hat gewöhnlich nur die Breite für den Durchgang eines Schiffes und es befinden sich auf beiden Seiten desselben die Ziehwege.

Einer der größten Aquaducte Frankreichs ist bei Agen über die Garonne erbaut. Er hat 23 Bogen, jeder von 20 Mtr. Weite; sie ruhen auf 3·6 Mtr. starken Pfeilern und 5 Mtr. starken Widerlagern. Die Fig. 15 und 16, Taf. XII. zeigen einen Theil der Ansicht und den Querschnitt eines Bogens. Das Canalbett liegt unmittelbar auf der Bétonlage der Gewölbe, hat an der Sohle 7·5 Mtr. und in der Höhe des Wasserspiegels 8·28 Mtr. Breite und eine Tiefe von 2·7 Mtr. Jede Canalwand ist mit Backsteinen bekleidet und besteht außerdem noch aus der Stirnmauer und einer Bétonschicht. Die Sohle und die Canalwände sind mit Asphalt bedeckt, um das Einsickern des Wassers zu verhindern, und es hat diese Asphaltbekleidung auf dem Béton eine Stärke von 0·02 Mtr., und an den Backsteinwänden, welche etwas rauh gelassen sind, von 0·014 Mtr. Gegen Stoß und Reibung der Fahrzeuge ist die Asphaltbekleidung durch 0·11 Mtr. starke Vorseher geschützt, welche aus einer auf der Canalsohle liegenden Schwelle, mehreren Pfosten und einem Holme bestehen.

Nicht weniger interessant ist der Aquaduct von Roquefavour bei Marseille. Derselbe hat eine Gesamtlänge von 400 Mtr. und eine Höhe von 80·81 Mtr., welche in 3 Etagen abgetheilt ist; die Höhe der ersten Etage, mit Bogen von 13 Mtr. Weite, beträgt bis unter den Schlüsselstein derselben 26·5 Mtr.; die Bogen der zweiten Etage haben 16 Mtr. Weite und die Höhe der Pfeiler bis unter den Schluß derselben ist 31 Mtr.; die Bogen der dritten Etage endlich sind 5 Mtr. weit und die Pfeilerhöhe beträgt bis unter den Schluß 8·76 Mtr. Die Pfeiler der ersten Etage sind 3 Mtr. stark, die der zweiten Etage haben 2 Mtr. und die der dritten 1 Mtr. Stärke. Zur Vergrößerung der Stabilität des Baues sind 1 Mtr. starke Strebepfeiler angeordnet, welche sich bis an die dritte Etage hinaufziehen. In sämtlichen Etagen sind die Pfeiler mit Durchgängen versehen.

§. 64.

Beschreibung des Baues der Neckarbrücke bei Cannstatt.

Taf. XIII.

In Cannstatt bestand schon seit Jahrhunderten eine, theils auf steinernen, theils auf hölzernen Pfeilern ruhende hölzerne Brücke über den Neckar, welche die eigentliche Stadt mit der Vorstadt Cannstatt in Verbindung setzte. Schon ihrer ganzen Anlage, ihren Dimensionen und ihrer Bauart nach konnte diese Brücke ihrem Zwecke und den Anforderungen einer gesteigerten Frequenz nur höchst nothdürftig genügen, indem sie neben kaum praktikablen Zufahrten nicht mehr als 5·4 Mtr. Breite hatte. Als aber die Brücke nach mehreren kostbaren Reparaturen abermals in einen sehr beunruhigenden Zustand von Baufähigkeit gerieth, wurde dieselbe im Sommer 1831 für das schwere Fuhrwerk geschlossen, eine jeglichem Gebrauche dienliche Nothbrücke hergestellt und die Erbauung einer steinernen Brücke von angemessener Breite angeordnet.

Hauptdimensionen des Baues.

Die gesammte Länge der Brücke zwischen den beiderseitigen Ufermauern beträgt 105·8 Mtr. Sie wird durch 5 Bogen gebildet, deren jeder eine Spannweite von 18·59 Mtr. erhielt. Die Aufwölbung der 3 mittlern Bogen wurde auf 2·28 Mtr., die der beiden äußeren Bogen auf 1·85 Mtr. festgesetzt, weil die örtlichen Verhältnisse eine horizontale Anlage der Fahrbahn nur über den 3 mittlern Bogen zuließen, über den äußeren Bogen dagegen eine Neigung von 5pCt. forderten. Die Stärke der 5·1 Mtr. hohen Pfeiler beträgt über den Sockelvorspringen 2·57 Mtr. Die Dicke der Gewölbe beträgt bei den 3 mittlern Bogen an den Widerlagern 1·28, am Schlusse 1·0 Mtr., bei den beiden äußern Bogen aber an den Widerlagern 1·43 Mtr., am Schlusse 1·0 Mtr. Die Gesamtstärke der Brücke im Scheitel ist 1·43 Mtr., die Breite der Fahrbahn 6·86 Mtr. und die jedes Trottoirs 2 Mtr. Bei der Höhe der Widerlager von 3·6 Mtr. ist ihre Stärke 8·5 Mtr.

Baugrund.

Wie aus der Taf. XIII. Fig. 4 zu ersehen, begegnete man zuerst zwei sehr harten Steinmassen a a, welche mit einem ziemlich starken Gefälle von beiden Ufern sich nach der Mitte des Flußbettes zogen. Diese Massen waren in der Mitte des Flußbettes auf eine Breite von 54 Mtr. von einander getrennt und der dadurch gebildete Zwischenraum durch die gewöhnlichen Geschiebe ausgefüllt. Die untere Fläche dieser beiden Felsenmassen ruht etwa 2·5 Mtr. unter dem niedersten Wasserstande auf einer Schicht blauen Thones b, b von 1·5 bis 7·5 Mtr. Mächtigkeit, auf welche sodann Muschelkalkfels folgt.

Gründungen.

Welcher Vortheil aus dieser Beschaffenheit des Baugrundes für die Gründung des rechtseitigen Widerlagers der Brücke gezogen werden konnte, ist aus Fig. 4 A zu ersehen. Die Oberfläche der zu Tage liegenden Felsenmasse wurde nämlich,

nachdem man sich durch Bohrversuche von ihrer Mächtigkeit überzeugt hatte, auf die in der Zeichnung angegebene Weise stufenförmig für die Aufnahme des Widerlagers bearbeitet. Bedeutendere Schwierigkeiten setzten sich der Gründung des 1. Mittelpfeilers entgegen, Fig. 4 B. Der Felsen war nur noch etwa 2-1 Mtr. stark, und nachdem nun die obere Schicht desselben, welche in jeder Richtung zerklüftet war und mit dünnen Thonlagen wechselte, unter Wasser ausgesprengt war, fand sich die Mächtigkeit der Felschicht nicht mehr so bedeutend, daß derselben mit Sicherheit ein Pfeiler von so kleiner Grundfläche hätte anvertraut werden können. Man sah sich daher genöthigt, Pfähle anzuwenden. Diese Pfähle rammte man durch Löcher ein, welche zuvor durch den Felsen gebohrt worden waren; sie hatten 0-26 Mtr. Durchmesser und erhielten an den Spigen 12 Kilg. schwere Pfahlschuhe. Man rammte sie so lange ein, bis sie bei 20 Streichen eines 327 Kilog. schweren Rammtlozes nicht mehr als 0-014 Mtr. in den Boden eindringen. Auch die Pfeiler 2, 3 und 4 mußten auf Pfahlrost ge gründet werden, es war aber ein Vorbohren nicht nothwendig. Ueber die in einer Ebene abgeglichenen Pfähle legte man 0-09 Mtr. starke eichene Bohlen, worauf alsdann die Fundamentquader versetzt wurden.

Die Gründung des linksseitigen Widerlagers geschah auf dieselbe Art, wie die des rechtsseitigen. Des dortigen Mühlwehres wegen mußte aber die stufenweise Bearbeitung des Felsens an dieser Stelle in einem wasserdichten Kasten geschehen, was auch bei den Pfeilern 2, 3 und 4 der Fall war, um die Pfähle abzuschneiden.

Ausführung der Pfeiler.

Die Pfeiler sind durchaus von Quadern aus feinkörnigem Keuper-Sandstein gebaut, deren Schichtenhöhe aus den Zeichnungen zu ersehen ist. Die einzelnen Steine einer jeden Schicht wurden namentlich an der Peripherie des Pfeilers mittelst eiserner Klammern unter sich verbunden. Das Versetzen der Quader geschah mit einem besondern Gerüste, worauf die Windevorrichtung beweglich war, ähnlich wie solches aus Taf. VI., Fig. 153 der Allgem. Baukunde ersichtlich ist.

Ausführung der Bogen.

Gerüste. Nachdem alle Pfeiler und Widerlager aufgeführt waren, wurde das über die ganze Brücke laufende Gerüst eingesetzt, welches sammt der für die Beibringung der Materialien angelegten hölzernen Zufahrt aus der Zeichnung, Fig. 3, 4, 5, 6 Taf. XIII., ersichtlich ist. Was die Anordnung der Lehrgerüste betrifft, so kam es darauf an, möglich wenig vertikale Unterstützungen anzubringen, man gab daher jedem einzelnen Lehrbogen die Construction Fig. 4 A, machte die Theile f, g, h, i von Eichenholz und die Kurven und übrigen Theile aus Nadelholz. Sieben Lehrbogen kamen in eine Oeffnung zu stehen und zwar wurden alle Oeffnungen zu gleicher Zeit eingerüstet.

Wölbung der Bogen.

Die geringe Aufwölbung der Bogen und ihre schwachen Dimensionen machten bei dieser Arbeit die größte Genauigkeit zur Bedingung. Die Weite der Gewölb-

fugen wurde auf 0.0036 Mtr. festgesetzt, und der Schlußstein eines jeden Bogens mit einer 90 Kil. schweren eichenen Handramme eingetrieben. Welchen großen Schwierigkeiten die Herstellung stabiler hölzerner Bogengerüste für eine steinerne Brücke unterliegt, ist aus den Compressionen ersichtlich, welche die vorliegenden Bogengerüste erlitten, und welche sich bereits, als die 3. Gewölbschicht aufgelegt war, durch sichtbares Oeffnen der Fugen K, K Fig. 4 A offenbarte. Um dem Abdrücken der Ecken an den Gewölbssteinen vorzubeugen, welches bei einer so geringen Fugweite zu befürchten war, wurden alle Fugen der Gewölbssteine vor Wegnahme der Bogengerüste auf 0.056 Mtr. von außen nach innen ausgefägt. Als die 5 Bogen ausgerüstet waren, betrug die Senkungen an den Schlußsteinen:

unmittelbar nach der Ausschalung	0.0154 Mtr.
1 Tag nachher	0.0182 „
1 Jahr nachher	0.0224 „

An den Fugen des Gewölbes war durchaus keine erhebliche Veränderung wahrzunehmen.

Uebermauerung, Fahrbahn, Geländer.

Die Uebermauerung geschah in horizontalen Schichten auf die gleiche Höhe mit den Schlußsteinen der Brückenbogen. Unmittelbar auf dieser ruht die Fahrbahn, welche in einer Masse von Beton besteht, deren Stärke im Scheitel 0.429 Mtr. ist; das Auftragen dieses Betons geschah in 4 Schichten, deren letztere noch vor dem Erhärten mit einer 0.028 Mtr. dicken Schicht klein geschlagenen Kalksteinen bedeckt und sofort, wie die vorhergehende, festgestampft wurde. Die Gurtsteine sind auf die Stirnquader aufgedollt, um jede horizontale Verschiebung derselben zu verhindern. Auf den Gurtsteinen stehen die gußeisernen Geländer. Die Wasserrinnen zwischen den Trottoirs und der Fahrbahn sind von Stein und haben ein Gefälle von der Mitte der Brücke gegen die Widerlager hin, es ist somit für den Wasserabzug hinlänglich gesorgt. Die Gesamtbaukosten beliefen sich auf 417,000 Francs. *)

§. 65.

Beschreibung des Baues der Nydeckbrücke in Bern. Taf. XIV.

Am linken Ufer der Aar liegt 6 Stunden unterhalb ihres Auslaufes aus dem Thunersee die Stadt Bern.

Beide Ufer bilden Hügel, zwischen welchen der Fluß in einer starken Krümmung ziemlich reizend dahinströmt, indem er die zum Theil im Thalgrunde, größtentheils aber auf der Höhe liegende Stadt von 3 Seiten umgibt. Am Scheitel dieser großen Krümmung, wo sich alle Hauptstraßen des Oberlandes, der östlichen und nördlichen Schweiz concentriren, führte eine im Jahre 1461 erbaute steinerne Brücke mit 3 Oeffnungen über den Fluß. Um diesen Uebergang zu gewinnen, hat man auf beiden Ufern die steilen Abhänge auf- und abwärts zu

*) Allgemeine Bauzeitung von L. Förster, 1840.

passiren; besonders auf der Stadtseite ist der Verkehr durch das 10 bis 17procentige Gefälle der Straße sehr gehemmt.

Schon längere Zeit dachte man auf die Mittel zu einem zweckmäßigen Uebergange der Brücke, bis endlich in dem letzten Jahrzehnt das längst ersehnte Ziel in sofern erreicht wurde, als man die Erbauung einer hochliegenden Brücke, durch welche die beiden Abhänge vermieden werden, beschloß. Von den eingekommenen Entwürfen wurde der von Negrelli für die Ausführung genehmigt; er ist auf Taf. XIV. dargestellt. Der Mittelbogen hat eine Weite von 44·8 Mtr. und eine Pfeilhöhe von 17·8 Mtr., die beiden Seitenbogen sind Halbkreise von 16·1 Mtr. Durchmesser. Der ganze Bau sollte auf Felsen gegründet werden. Anfangs September 1840 wurden die Arbeiten angefangen und bezogen sich zunächst auf den Bau des linksseitigen Hauptpfeilers bis auf die Höhe des Gewölbsansatzes des Hauptbogens und des damit verbundenen rechten Widerlagers des linken Seitenbogens bis unter den dortigen Sockel. Das erste war die Errichtung eines Fangdammes von 3 Mtr. Stärke mit 2 parallelen Spundwänden. Die Leittpfähle wurden in die über dem Felsen gelagerte Kieschicht eingerammt und es zeigte sich bald, daß zu viel Grundwasser in die Baugrube eindrang; man schlug daher noch 2 weitere Pfahl- und Bohlenwände und füllte den Raum zwischen diesen und dem Fangdamm ebenfalls mit Letten aus. Während man mit Ausgrabung der Baugrube vorrückte, wurden die früher gemachten Untersuchungen über den Baugrund wiederholt, und genauere Sondirungen über die wahre Lage der Felsoberfläche vorgenommen. Hierbei zeigte sich, daß der Fels an einigen Stellen ziemlich tief war, an andern aber in der Tiefe von 7 Mtr. noch gar nicht erreicht werden konnte. Man entschloß sich daher, den Pfeiler, soweit er nicht direct auf Felsen kam, auf Bétou zu gründen, welcher einestheils noch auf Felsen, andertheils auf Kies ruht. Der Bétou bestand aus einem Theil Cement (hydraulischer Kalk von Solothurn), einem Theil scharfem Kiesel sand und 2 Theilen grobem Kies.

Auf die abgeispizte Felsenoberfläche und den abgeebneten Bétou wurde nun das Mauerwerk veretzt und während dieser Arbeit das Wasser mittelst hölzernen Pumpen ausgeschöpft. Fast gleichzeitig damit wurden auch die rechtsseitigen Widerlager aufgeführt.

Im Monat Januar 1842 schritt man an die Foundation des linken Widerlagers vom linken Seitenbogen und der Flügelmauern. Auch dieses Widerlager konnte nicht unmittelbar auf den Felsen gestellt werden, und eine Bétoulage war nicht rathsam, indem der Boden theilweise Schlamm und Holzüberreste zeigte; man entschloß sich daher zur Herstellung eines Pfahlwerks von Eichenholz, verbunden mit einer 0·6 Mtr. dicken Bétoulage. Das Einrammen der Pfähle geschah mit gewöhnlichen Zugrammen und es erforderte durchschnittlich ein kleinerer Pfahl 24 Hizen zu 20 Schlägen. Alle Pfähle wurden nämlich so lange eingerammt, bis sie nur noch 0·01 Mtr. per Hize einbrangen. Als die Pfähle geschlagen und horizontal abgesägt waren, erhielten sie Zapfen zur Aufnahme der Längsschwellen, die mit den Querschwellen halb und halb überplattet waren; mit dem Ausheben

des Rießes und Einlegen der Bétonmasse schloß man diese Fundirungsarbeiten. Der Béton wurde dießmal zusammengesetzt aus

- 2 Theilen Cement;
- 1 Theil fettem abgelöschtem Kalk;
- 3 Theilen Flußsand;
- 6 „ Rieß.

Nach Vollendung der Bétonlage wurde bei fortgesetzter Pumparbeit mit Auf- führung des Mauerwerks begonnen und ziemlich rasch damit fortgeföhren.

Auf die beschriebenen Grundbauten wurde nun der Oberbau der beiden Widerlager für den kleinen Bogen der linken Seite begonnen und bis zu den Ge- wölbanfängen fortgesetzt, wobei man sich einfacher Versezgerüste mit beweglichen Hebzeugen bediente.

Nachdem die beiden Widerlager ihre Höhe bis zum Gewölbanfatz erreicht hatten, wurde das oben erwähnte Gerüst weggenommen und dafür das Aufzug- und Bogengerüst, Fig. 6 und 7, aufgestellt. Das Bogen- oder Lehrgerüst bestand aus 10 einzelnen Gerüstrippen, die je 1·5 zu 1·5 Mtr. von Mitte zu Mitte von einander entfernt waren. Gleichzeitig mit der Aufmauerung des Gewölbes betrieb man auch dessen Hintermauerung nach der in dem Durchschnitt Fig. 3 angegebenen Weise. Als die Ausführung des Gewölbes dem Schlusse sich näherte, mußten die senkrechten Gerüststützen, welche durch die Mitte des Gewölbes gingen und das Maschinengerüst zu tragen hatten, entfernt werden. Dieses geschah nach der Art, wie in Fig. 6 an der betreffenden Stelle durch punktirte Linien angezeigt ist. Für die Herstellung dieses Theiles des Tonnengewölbes, sowie für die gleichzeitige Aufführung der Stirnmauern der rechten Gewölbhälfte und der dortigen Hintermauerung des Gewölbes, war flußabwärts in der Höhe der Schichte s ein Auf- zug-Krahn C mit Tretrad aufgestellt. Eine gleiche Maschine D diente für die Hintermauerung der linken Gewölbhälfte sowie für die vollständige Aufführung der dortigen Stirn-, Flügel- und Stützmauern.

Fast zu gleicher Zeit mit den Arbeiten auf der linken Seite wurde auch der Grundbau für den rechtseitigen Hauptpfeiler aufgeführt. Wegen beständig hohem Wasserstande mußte auch hier ein Fangdamm errichtet werden. Derselbe bestand aus zwei, 2·4 Mtr. von einander entfernten, parallelen Bohlenwänden, die an 0·039 Mtr. starke und 0·3 Mtr. tief in den Felsen eingebohrte Eisenstangen angelehnt wurden. Die Stangen der einen Wand waren mit denen der andern Wand auf der Oberfläche des Fangdamms mit Zangen aus Tannenholz verbunden. Somit war man im Stande, den Fels trocken zu legen und abzuebnen; das Versezgen der Quader geschah ähnlich wie auf der linken Seite. Ebenso ver- hält es sich mit dem rechtseitigen Seitengewölbe und dessen Stirn-, Flügel- und Terrassenmauern.

Es war nun Alles so weit vorgerückt, daß mit der Einwölbung des großen Mittelbogens begonnen werden konnte. Das Lehrgerüst erhielt 2 gemauerte Stütz- Pfeiler und hatte die Konstruktion, welche aus den Fig. 4 und 5 ersichtlich ist. Die Stütz Pfeiler konnten ebenfalls auf Felsen gegründet werden; man machte daher

wieder Fangdämme mit 2 parallelen Wänden, die sich gegen in den Felsen eingesteckte eiserne Stangen lehnten, und füllte den Zwischenraum mit Letten aus. Die Breite der Fangdämme des ersten Stützpfilers von 2'4 Mtr. erwies sich bei der ebenso großen Wassertiefe als zu gering, es wurden daher für den zweiten Stützpfiler 3'3 Mtr. angenommen und auch die eisernen Stangen statt 1'5 Mtr. nur 1 Mtr. auseinander gestellt. Zur Anschließung der Fangdammwände an die felsige Sohle wurde ihre Unterkante möglichst genau profilirt und mit angenagelten aus Dünger verfertigten Wurfstollen in Packtuch versehen; überdies wurden an den Außenseiten der Dämme lange Sand- und Düngersäcke sowie mit Steinen gefüllte Faschinen, zur Verminderung des Wasserandranges, versenkt. Die Herstellung des Mauerwerks fand in gewöhnlicher Weise statt, und es wurden die Materialien vom linken Ufer her auf einer Rothbrücke beigebracht. Erst bei kleinerem Wasserstande wurde die Rothbrücke B errichtet, auf welcher alle Materialien für den Oberbau der Pfeiler hertransportirt wurden.

Nach Auführung der Stützpfiler schritt man sofort an die Aufstellung des Lehrgerüstes für den Mittelbogen, dessen Konstruktion aus den Fig. 4 und 5 zu ersehen ist. Gleichzeitig mit diesen Lehrbogen stellte man das Gerüst für den Transport der Gewölbsteine und übrigen Materialien her. Dieses Gerüst bildete auf seiner Oberfläche in der Richtung der Brückenachse 2 Eisenbahnen, auf welchen sich mit einer Spurweite von 4'9 Mtr. mehrere Maschinenwagen bewegten, vermittlest welcher die Baumaterialien größtentheils auf der Mitte des rechten Seitenbogens aufgezogen und an Ort und Stelle verführt werden konnten.

Nachdem im Frühjahr 1843 die Aufstellung des großen Lehrgerüstes beendet worden war, begann man die Aufsetzung der Gewölbsteine. Gleichzeitig mit den 11 ersten Wölbflächen wurden auch bis zur Neigung von 30° die Stirnmauern und die Ausmauerung der Gewölbwinkel aufgeführt, und zwar bis zu der Höhe, wo diese Ausmauerung mit den Gewölbsteinen der Winkel-Tonnengewölbe in Berührung kommt. Von hier an setzte man die Einwölbung des Mittelbogens fort bis zum Schlusse. Die ganze innere Gewölbfläche besteht aus einer mittleren Gewölbstärke von 1'2 Mtr. aus Granit; diese Granitverkleidungsschichten sind nämlich abwechselnd 1 und 1'35 Mtr. stark. Auf der oberen Lagerfläche der 26^{ten} Grauittschichte links und rechts und der 51^{ten} rechts sind 3 eiserne Schlaudern durch die ganze Gewölbänge gezogen, welche vermittlest 0'045 Mtr. dicker und 1'5 Mtr. langer Dübel an 3 Punkten des ganzen Bogens die beiderseitigen Stirnmauern verbinden. Zwischen den Lagerfugen, 0'3 Mtr. entfernt von den Stirnkanten der innern Gewölbfläche, sind von der 26^{ten} bis 32^{ten} Schichte beiderseitig Streifen von gewalztem Blei von 0'0037 Mtr. Dicke unterlegt, um das Abspringen dieser Kanten zu verhüten.

Die Hintertwölbung bestand aus Sandsteinquadern, welche sauber behauen sind. Die Dicke des Gewölbmauerwerkes am Anfang beträgt 3'75 Mtr. und vermindert sich bis zum Schlusse auf 1'8 Mtr. Für die Senkung des Gewölbes waren 0'15 Mtr. berechnet.

Zur Entlastung des Gewölbes wurden in der Uebermauerung Hohlräume gelassen, wie aus Fig. 3 ersichtlich ist.

Auf die möglichst gleichförmig abgeebene Masse der Hintermauerung ist eine Gußdecke von 0·075 Mtr. Dicke aufgetragen worden, bestehend aus 1 Th. Cement, 1 Th. fettem Kalk und 2 Th. Sand. Diese Gußdecke ist überdieß noch auf 0·012 Mtr. Dicke mit Asphalt überzogen. Wie der Wasserabzug bewirkt ist, sieht man aus den Fig. 3, 3^a und 3^b. Unmittelbar über der Gußdecke liegt eine Lage Kies und der noch übrige Raum bis zur Fahrbahn ist mit guter festgestampfter Erde ausgefüllt.)

Die Fahrbahn selbst ist mit Granitwürfeln gepflastert und durch Bordsteine begränzt, welche auch die Trottoirs von ersterer trennen. Diese Trottoirs bestehen aus einer Lage Beton von 0·09 Mtr. Dicke, worauf endlich eine 0·009 Mtr. hohe Asphaltlage ruht. Zum Schutz gegen Absturz sind auf die Gurtquader massive steinerne Brüstungen veretzt. *)

§. 66.

Schiefe steinerne Brücken.

Bei dem Uebergange der Straßen und Eisenbahnen über Flüsse und Canäle tritt oft der Fall ein, daß sich die Richtungen beider Communicationen unter einem bedeutend schiefen Winkel schneiden. Bei der Anlage einer Eisenbahn ist dieß um so mehr zu beachten, da die Richtung derselben durchaus keine Aenderung erleiden darf, während man bei einer Straße durch Ausbeugen der Richtung eher helfen kann.

Ist ein solcher Uebergang durch eine hölzerne oder eiserne Brücke zu bewerkstelligen, so ist keine Schwierigkeit vorhanden. Wird aber aus Rücksichten der Solidität eine gewölbte Brücke gefordert, so handelt es sich vorzugsweise um die Auflösung der Aufgabe, das Gewölbe so zu construiren, daß

- 1) hierdurch nur der nothwendige Raum überdeckt werde;
- 2) daß die Form der innern Gewölbläche für den Durchgang der Schiffe und Hochwasser keine Beschwerden veranlasse;
- 3) das Gewölbe für sich allein im Gleichgewicht sei.

Die früher angewendeten Methoden der Einwölbung schiefer Brücken lassen immer eine dieser 3 Forderungen unbefriedigt; insbesondere ist jene mit abgeschnittenen Tonnengewölben für den Durchgang der Schiffe höchst hinderlich.

Eine theoretisch richtige und leicht ausführbare Lösung der oben angeführten Aufgabe geht aus Folgendem hervor: denkt man sich ein nach der Richtung der beiden Widerlager liegendes Tonnengewölbe, dessen Achse mit der Straßenachse einen spitzen Winkel bildet, durch vertikale mit der Straßenachse parallele Ebenen in unendlich viele Theile getheilt, so kann man jeden solchen Theil als ein rechtwinkliges Gurtgewölbe und das ganze Gewölbe dergestalt aus diesen Gurtbögen entstanden betrachten, daß die auf die Stirn- und Wölbungsfläche senkrechten

*) Allgemeine Bauzeitung von L. Förster. 1843.

Gewölbflächen der zusammenstoßenden Gurtbogen aufeinander treffen. Da die Gewölbsteine jeder einzelnen Gurte im Gleichgewicht sind, so ist es auch das ganze Gewölbe. Ist daher die Form des herzustellenen Gewölbes bestimmt, so handelt es sich nur darum, die durchlaufenden Gewölbflächen so zu legen, daß sie in jedem Punkte senkrecht auf die Stirnfläche und senkrecht auf die innere Wölbungsfläche stehen. Da es demnach zunächst darauf ankommt, die durchlaufenden Gewölbflächen zu bestimmen, welche offenbar nichts anderes sind, als die Trajectorien der mit der Stirnfläche parallelen Schnitte, so kommt Alles darauf an, die Gleichungen der Trajectorien für verschiedene Fälle zu entwickeln, um sie alsdann auch berechnen und auftragen zu können.

§. 67.

Allgemeine Gleichung der Trajectorie in der Abwicklung, wenn die Stoßfugenlinien convergirend sind.

In der Fig. 1, Taf. XV., sei $aAbB$ die Abwicklung der Wölbfläche aB auf die Horizontalebene, welche durch die Gewölbanfänge geht.

Ay sei die Achse der Ordinaten y ;

Ax sei die Achse der Abscissen x oder die Linie, um welche die Abwicklung geschieht;

w der Winkel nED , welchen der Radius von irgend einem Punkte n der halbkreisförmigen Schnittlinie mit der Horizontalen macht, oder der zugehörige Bogen für den Radius $= 1$;

S der Theil $a''n$ der halbkreisförmigen Schnittlinie, welcher dem Winkel w entspricht und gleich $a''n'$ ist;

r der Radius der halbkreisförmigen Schnittlinie;

α, β, ψ die Winkel, welche die convergirenden Linien der Stoßfugen mit der rechtwinkligen Schnittlinie CA machen.

$c = CR$.

Bestimmt man zuerst die Gleichungen für die abgewickelte Schnittlinie $a'K'B'$, welche dem Schnitt $a'b'$ entspricht:

so hat man $x = m'p' = Hq = MR + HL$.

Nun ist

$MR = CR \operatorname{tang} \beta = c \operatorname{tang} \beta$ und

$HL = ML \operatorname{tang} \beta = EF \operatorname{tang} \beta$

allein man hat auch:

$EF = ED \operatorname{Cos} \psi = En \operatorname{Cos} w \operatorname{Cos} \psi = r \operatorname{Cos} w \operatorname{Cos} \psi$

folglich

$HL = r \operatorname{Cos} w \operatorname{Cos} \psi \operatorname{tang} \beta$

und durch Substitution von HL und MR in die Gleichung von x

(T) $x = c \operatorname{tang} \beta + r \operatorname{Cos} w \operatorname{Cos} \psi \operatorname{tang} \beta$

für den zugehörigen Werth von S ergibt sich:

(Z) $S = rw$.

Die Gleichungen für den Bogen in der Seitenfläche ergeben sich aus (T) und (Z), wenn man in der Gleichung (T) $\beta = \alpha$ setzt:

$$x = c \operatorname{tang} \alpha + r \operatorname{Cos} w \operatorname{Cos} \psi \operatorname{tang} \alpha \quad (\text{U})$$

$$S = r w. \quad (\text{Z})$$

Die Gleichungen für die entwickelte Kreislinie $a''b''$ ergeben sich wie folgt:

Man hat nach der Figur:

$$x = n'p' = Dq = (CR + Rq) \operatorname{tang} \psi$$

nun ist: $CR = c$ und

$$Rq = EF = ED \operatorname{Cos} \psi = En \operatorname{Cos} w \operatorname{Cos} \psi = r \operatorname{Cos} w \operatorname{Cos} \psi$$

also

$$x = c \operatorname{tang} \psi + r \operatorname{Cos} w \sin \psi \quad (\text{V})$$

$$\text{und } S = r w. \quad (\text{Z})$$

Bezeichnet man nun mit φ den Winkel, welchen die Tangente an irgend einem Punkt m' der abgewickelten Schnittlinie $a'b'$ mit der Achse der y macht, so hat man:

$$\operatorname{tang} \varphi = - \frac{dx}{dy}$$

$x, y =$ Coordinaten des Punktes m' ; durch Differentiation der Gleichung (T) in Bezug auf x und w

$$dx = - r \operatorname{Cos} \psi \operatorname{tang} \beta \sin w dw$$

$$dy = \sqrt{dS^2 - dx^2}$$

und weil dy dasselbe ist bei allen Schnittlinien, so ergibt sich aus den Gleichungen für den kreisförmigen Schnitt (V) und (Z)

$$dy = rdw \sqrt{1 - \sin^2 \psi \sin^2 w}$$

woraus

$$\operatorname{tang} \varphi = \frac{\operatorname{Cos} \psi \operatorname{tang} \beta \sin w}{\sqrt{1 - \sin^2 \psi \sin^2 w}} \quad (\text{X})$$

Wenn man nun den Punkt m' als Punkt der Trajectorie betrachtet, so wird die Bedingung, daß dieselbe rechtwinklig auf der abgewickelten Schnittlinie $a'b'$ steht, ausgedrückt durch

$$\frac{dx}{dy} = \frac{1}{\operatorname{tang} \varphi} \text{ oder } dx = \frac{1}{\operatorname{tang} \varphi}$$

welches die Differenzialgleichung der Trajectorie ist.

Durch Substitution des Werthes von $\operatorname{tang} \varphi$ Gl. (X) erhält man

$$dx = \frac{r(1 - \sin^2 w \sin^2 \psi) dw}{\operatorname{Cos} \psi \operatorname{tang} \beta \sin w}$$

hieraus und aus Gleichung (T) den Werth von $\operatorname{tang} \beta$ eliminirt, damit die Gleichung für jede Schnittlinie gilt:

$$x dx = \frac{r(1 - \sin^2 w \sin^2 \psi)(c + r \operatorname{Cos} w \operatorname{Cos} \psi)}{\operatorname{Cos} \psi \sin w} \cdot dw$$

oder

$$x dx = \frac{c r d w}{\cos \psi \sin w} - \frac{c r \sin^2 \psi}{\cos \psi} \sin w d w + \frac{r^2 \cos w d w}{\sin w} - r^2 \sin^2 \psi \cos w \sin w d w;$$

deren Integral ist:

$$(Y) \quad \frac{x^2}{2} = \frac{c r}{\cos \psi} \cdot L \operatorname{tang} \frac{1}{2} w + \frac{c r \sin^2 \psi}{\cos \psi} \cos w + r^2 L \sin w + \frac{r^2 \sin^2 \psi \cos^2 w}{2} + \text{Const.}$$

L ist das Zeichen der Nepper'schen Logarithmen.

Dieß ist die allgemeinste Gleichung der Trajectorie, zu welcher noch gehört.

$$S = r w.$$

§. 68.

Gleichung der Trajectorie für den Fall, wenn der Stirnbogen ein Halbkreis ist. Fig. 2.

Hier hat man nur in die Gleichungen (T) und (Z) statt ψ , α zu setzen und erhält:

$$(A) \quad S = r w$$

$$(B) \quad x = (c + r \cos w \cos \alpha) \operatorname{tang} \beta.$$

Die Gleichungen (Z) und (U) werden:

$$(A) \quad S = r w$$

$$(E) \quad x = c \operatorname{tang} \alpha + r \cos w \sin \alpha$$

Die Gleichung (X) wird:

$$(N) \quad \operatorname{tang} \varphi = \frac{\cos \alpha \operatorname{tang} \beta \sin w}{\sqrt{1 - \sin^2 \alpha \sin^2 w}}$$

Für den Stirnbogen ist $\beta = \alpha$

$$(n) \quad \operatorname{tang} \varphi = \frac{\sin \alpha \sin w}{\sqrt{1 - \sin^2 \alpha \sin^2 w}}$$

Endlich wird die Gleichung (Y)

$$(D) \quad \frac{x^2}{2} = \frac{c r}{\cos \alpha} \cdot L \operatorname{tang} \frac{1}{2} w + \frac{c r \sin^2 \alpha}{\cos \alpha} \cdot C w + \frac{1}{2} r^3 L \sin w + \frac{r^2 \sin^2 \alpha}{2} \cos^2 w + \text{Const.}$$

Bestimmt man die Const. in der Art, daß $x = 0$ wird für $w = w_0$, so kann die Gleichung (D) unter folgende Form gebracht werden:

$$(F) \quad x^2 = L \left[\left(\frac{\operatorname{tang} \frac{1}{2} w}{\operatorname{tang} \frac{1}{2} w_0} \right) \frac{2 c r}{\cos \alpha} \cdot \left(\frac{\sin w}{\sin w_0} \right)^2 r^2 \right] + r \sin^2 \alpha (\cos w - \cos w_0) \cdot \left[\frac{2 c}{\cos \alpha} + r (\cos w + \cos w_0) \right].$$

Wenn die gewöhnlichen Logarithmen eingeführt werden, so ergibt sich, da $L \cdot 10 = 2.302585$:

$$\begin{aligned}
 x^2 = & 2 r^2 \cdot 2 \cdot 302585 \left[\frac{c}{r \cos \alpha} \log \operatorname{tang} \frac{1}{2} w + \log \sin w - \right. \\
 & \left. - \left(\frac{c}{r \cos \alpha} \log \operatorname{tang} \frac{1}{2} w_0 + \log \sin w_0 \right) \right] + \\
 & + r \sin^2 \alpha (\cos w - \cos w_0) \left[\frac{2c}{\cos \alpha} + r (\cos w + \cos w_0) \right] \quad (G)
 \end{aligned}$$

welche Gleichung man wieder verbinden muß mit $S = r w$.

Diesem Falle entspricht die Fig. 2, in welcher man die Punkte der Trajectorie erhält, wenn zuerst für w ein Werth w_0 angenommen wird; man macht $a m = r w_0$ und zieht $m q$ in der Abwickelung parallel mit $x x'$, so ist q der erste Punkt, für welchen man $x = 0$ haben wird; sodann nimmt man für w den Winkel $m' n a$, macht $a m' = r w$, zieht $m' q'$ \parallel $x x'$ und trägt x von q' nach r , so ist dieß ein 2^{ter} Punkt der Curve z .

§. 69.

Gleichung der Trajectorie, wenn der rechtwinklige Schnitt ein Halbkreis ist.

Hier hat man in der Figur 1 $\psi = 0$; die Gleichungen (T) und (Z) geben somit:

$$S = r w \quad (A')$$

$$x = (c + r \cos w) \operatorname{tang} \beta \quad (B')$$

und die Gleichung (V) gibt

$$x = 0, \text{ wie es sein soll;}$$

woraus

$$d y = \sqrt{d S^2 - d x^2} = d S$$

woher

$$y = S = r w. \quad (A')$$

Die Gleichungen (U) und (Z) für den Stirnbogen geben:

$$x = (c + r \cos w) \operatorname{tang} \alpha \quad (E')$$

$$y = S = r w. \quad (A')$$

Die Gleichung (X) wird

$$\operatorname{tang} \varphi = \operatorname{tang} \beta \sin w \quad (N')$$

woraus für den Stirnbogen, wenn $\beta = \alpha$ gemacht wird:

$$\operatorname{tang} \varphi = \operatorname{tang} \alpha \sin w. \quad (N'')$$

Endlich wird die allgemeine Gleichung der Trajectorie (Y)

$$\frac{x^2}{2} = c r L \operatorname{tang} \frac{1}{2} w + r^2 L \sin w + \text{Const.} \quad (D')$$

Bestimmt man die Const. so, daß $x = 0$ für $w = w^0$, so hat man

$$x^2 = 2 r^2 L \left[\left(\frac{\operatorname{tang} \frac{1}{2} w}{\operatorname{tang} \frac{1}{2} w^0} \right)^c \frac{c}{r} \left(\frac{\sin w}{\sin w^0} \right) \right] \quad (F')$$

und für gewöhnliche Logarithmen:

$$(G') \quad x^2 = 2r^2 \cdot 2.302585 \left(\frac{c}{r} (\log \operatorname{tang} \frac{1}{2} w - \log \operatorname{tang} \frac{1}{2} w_0) + \log \sin w - \log \sin w_0 \right)$$

zu welcher gehört:

$$S = r w.$$

Dieser Fall ist durch die Fig. 5 dargestellt, woraus die Anwendung der Gleichung (G') klar herborgeht.

§. 70.

Allgemeine Gleichung der Trajectorie in der Abwickelung, wenn die Stoßfugenlinien parallel laufen.

Der Ursprung der Coordinaten wird hier nicht in A, sondern in a angenommen, es gelten also die Achsen $a x'$ und $a y'$. Fig. 1. Die früheren allgemeinen Gleichungen sind daher zu transformiren; es bezeichnen $x' y'$ die neuen Coordinaten eines Punktes, dessen frühere Coordinaten x, y sind, so hat man:

$$x' = vt', \quad y' = y = av = A p'$$

$$x = p' t' \text{ also:}$$

$$\begin{aligned} p' t' + vt' &= a A (CR + RA) \operatorname{tang} \alpha = \\ &= (CR + EN) \operatorname{tang} \alpha = (CR + E a'' \operatorname{Cos} \psi) \operatorname{tang} \alpha = \\ &= (c + r \operatorname{Cos} \psi) \operatorname{tang} \alpha \end{aligned}$$

woher

$$(R) \quad x = x' + (c + r \operatorname{Cos} \psi) \operatorname{tang} \alpha$$

eine Gleichung, mittelst welcher die Transformation von einem Coordinatensystem auf das andere vorgenommen wird.

Substituirt man den Werth von x aus Gleichung (R) in die Gleichung (T) und bemerkt, daß der Convergenzpunkt im Unendlichen liegt oder die Schmitte parallel liegen, also $\beta = \alpha$ ist, so erhält man die Gleichung für den abgewickelten Stimbogen:

$$(t) \quad x' = r \operatorname{tang} \alpha \operatorname{Cos} \psi \cdot (1 - \operatorname{Cos} w)$$

wozu gehört:

$$S = r w.$$

Der Ausdruck (X) wird für $\beta = \alpha$.

$$(x) \quad \operatorname{tang} \varphi = \frac{\operatorname{Cos} \psi \operatorname{tang} \alpha \sin w}{\sqrt{1 - \sin^2 \psi \sin^2 w}}$$

Die allgemeine Differenzialgleichung für die Trajectorie ergibt sich somit wie früher und unter Berücksichtigung, daß die Gl. (R)

$$d x' = - d x \text{ gibt,}$$

$$d x' = - \frac{r (1 - \sin^2 \psi \sin^2 w) d w}{\operatorname{Cos} \psi \operatorname{tang} \alpha \sin w}$$

und

$$d x' = - \frac{r d w}{\operatorname{Cos} \psi \operatorname{tang} \alpha \sin w} + \frac{r \sin^2 \psi \sin w}{\operatorname{Cos} \psi \operatorname{tang} \alpha} \cdot d w$$

deren Integral ist:

$$x' = - \frac{r}{\cos \psi \operatorname{tang} \alpha} \cdot L \operatorname{tang} \frac{1}{2} w - \frac{r \sin^2 \psi}{\cos \psi \operatorname{tang} \alpha} \operatorname{Cos} w + \operatorname{Const.} \quad (y)$$

§. 71.

Gleichung der Trajectorie für den Fall, wenn der Stirnbogen ein Halbkreis ist. Fig. 3.

In diesem Falle genügt es $\psi = \alpha$ zu machen in Fig. 1; die Gleichung (t) für den abgewickelten Stirnbogen wird also:

$$x' = r \sin \alpha (1 - \operatorname{Cos} w) \quad (b)$$

$$\text{wozu} \quad S = r w. \quad (a)$$

Die Gleichung (x) wird

$$\operatorname{tang} \varphi = \frac{\sin \alpha \sin w}{\sqrt{1 - \sin^2 \alpha \sin^2 w}} \quad (n)$$

und die Gleichung (y) wird:

$$x = - \frac{r}{\sin \alpha} L \cdot \operatorname{tang} \frac{1}{2} w - r \sin \alpha \operatorname{Cos} w + \operatorname{Const.} \quad (d)$$

Diese Gleichung kann vereinfacht werden, wenn man erwägt, daß alle Trajectorien Theile einer und derselben Kurve sind und daß z. B. die 2 Theile der Trajectorien Kr und Hl , Fig. 3, zwischen den beiden Erzeugungslinien KK' und mm'' sich vollständig decken würden; man kann somit die Kurve, deren Gleichung (d), an jedem Punkte der Abwicklung beginnen lassen, wird aber denjenigen wählen, welcher der Gleichung (d) die einfachste Form gibt, und dieß ist der Scheitelpunkt K . Für diesen Punkt ist der Winkel $w = 90^\circ$ und $x' = r \sin \alpha$ aus Gl. (b), folglich aus Gl. (d) $\operatorname{Const.} = r \sin \alpha$ und die Gleichung der Trajectorie, welche durch den Punkt K geht:

$$x' = r \sin \alpha (1 - \operatorname{Cos} w) - \frac{r}{\sin \alpha} L \cdot \operatorname{tang} \frac{1}{2} w$$

bemerken wir nun, daß die Gleichung eines mit der Stirne parallelen Schnittes von der Form: $x' = r \sin \alpha (1 - \operatorname{Cos} w) + c'$ ist, (c)

wo c' die Entfernung der Schnitte bedeutet, parallel mit der Achse $a x$ gemessen, so sieht man sogleich, daß

$$c' = - \frac{r}{\sin \alpha} L \operatorname{tang} \frac{1}{2} w$$

sein muß, und man schließt, daß wenn man immer die S auf dem abgewickelten Stirnbogen aKb , und die x nicht mehr von der Linie $a y$, sondern von der Kurve aKb abträgt, die Gleichungen der Trajectorie, welche durch den Scheitelpunkt K geht, gegeben sind, durch

$$S = r w \quad (a)$$

$$x' = - \frac{r}{\sin \alpha} \cdot L \operatorname{tang} \frac{1}{2} w \quad (f)$$

für gewöhnliche Logarithmen

$$\text{Log } x' = \log \left(\frac{r L \cdot 10}{\sin \alpha} \right) + \log (\log. \text{Cotang } \frac{1}{2} w) \quad (g)$$

L. 10 hat den Werth 2.302585.

Die Gleichung (f) zeigt einige Eigenschaften der Trajectorie. Für $w = 0$ geben die Gleichungen (a) und (f) $S = 0$ und $x' = \infty$. Für einen beliebigen Werth von $S = a m$, Fig. 3, wo $w = \angle m o a$, gibt die Gl. (f) $x' = m r$, und für $w = 90^\circ$ oder $S = a m K$ wird $x' = 0$; also die Werthe von x wachsen vom Scheitel an, von Null bis in das Unendliche, und die Trajectorie hat die Achse $a x$ zur Asymptote. Bei Berechnung der Werthe von x' durch die Gleichung (f) nimmt man für w die Werthe der Winkel, welche wie Fig. 6 die Gewölbflugen in der Stirnfläche mit der Horizontalen machen. Während die Werthe von w in die Gleichung (a) als eine Zahl eingehen, erscheinen sie in der Gleichung (f) als trigonometrische Linien. Z. B. der Halbkreis sei in n gleiche Theile getheilt, so sind die Werthe von w in die Gleichung (a) für die erste Gewölbfluge $\frac{\pi}{n}$ und $S = \frac{\pi r}{n}$; für die zweite Gewölbfluge $w = \frac{2\pi}{n}$ und $S = \frac{2\pi r}{n}$ u.

Die Werthe von w in der Gleichung (f) sind dagegen $\frac{180^\circ}{n}$, $\frac{2 \times 180^\circ}{n}$ u.

Die Werthe von x' sind übrigens nur für den Biegetelsbogen zu berechnen, indem die Trajectorie eine zur Linie KK' symmetrische Kurve ist. Hat man nach der Berechnung eine Chablone $Krt\dots$; Fig. 3, für den Punkt K angefertigt, so erhält man die Trajectorie für einen beliebigen Punkt m , indem man die Chablone auf der Achse $a x$ so lange verschiebt, bis die Kurve Krt durch den Punkt m geht.

Die Gleichung (f) zeigt ferner, daß wenn α constant bleibt, und r und r' die Radien der Stirnbogen zweier Brücken sind, welche dieselbe Schiefe haben, x und x' die beiden Ordinaten, welche dem gleichen Winkel w entsprechen, man haben wird:

$$\frac{x}{x'} = \frac{r}{r'} \text{ woraus } x' = \frac{r'}{r} \cdot x.$$

Wenn also die Chablone für den Kreis vom Radius r gerechnet ist, so kann sie auch für einen andern Kreis vom Radius r' brauchbar gemacht werden, wenn man die Ordinaten mit $\frac{r'}{r}$ multiplicirt.

§. 72.

Gleichung der Trajectorie für den Fall, wenn der rechtwinklige Schnitt ein Halbkreis ist. Fig. 4.

Hier genügt es, in den frühern Hauptgleichungen $\psi = 0$ zu setzen. Die Gleichung (t) gibt

$$x = r \tan \alpha (1 - \cos w). \quad (b')$$

Die Gleichung (x) gibt:

$$\tan \varphi = \tan \alpha \sin w. \quad (n')$$

Die Gleichung (y) wird:

$$x = -\frac{r}{\tan \alpha} \cdot L \tan \frac{1}{2} w + \text{Const.} \quad (d')$$

Für den Scheitel K, Fig. 4, des abgewinkelten Stirnbogens hat man

$$w = \frac{\pi}{2}$$

$$x = HK = oo' = r \tan \alpha = \text{Const.}$$

Daher

$$x = r \tan \alpha - \frac{r}{\tan \alpha} L \tan \frac{1}{2} w. \quad (d'')$$

Die Ordinate x aus dieser Gleichung ist für einen Punkt q der abgewinkelten rechtwinkligen Schnittlinie, welchem der Winkel $w = qo'a$ entspricht, durch

$$qs = qr + rs \text{ dargestellt.}$$

$$\text{Nun ist } qr = KH = r \tan \alpha.$$

Wenn man die x nicht mehr von der Linie ay, sondern von der Linie Ka' ausgehen läßt, so wird die Gleichung der Trajectorie:

$$x = -\frac{r}{\tan \alpha} L \tan \frac{1}{2} w. \quad (f)$$

Die Chablone wird wie in dem vorigen Falle construirt, nur daß man die Bogen $S = rw$ immer auf den halbkreisförmigen Schnitt aufträgt; also um den Punkt S der Chablone zu finden, trage man auf a'K die Länge a'r = aq; sodann ziehe man die Linie rS senkrecht auf aK und mache:

$$rS = -\frac{r}{\tan \alpha} \cdot L \tan \frac{1}{2} w, \text{ worin}$$

$$\text{Winkel } w = qo'a$$

Hat man in dem einen oder andern Falle die Trajectorien in die abgewinkelte Gewölbfläche ausgezeichnet, so ist die Darstellung ihrer Projection auf die Horizontal- und Vertikalebene mit keinen Schwierigkeiten verbunden, und es können die Chablonen für die Gewölbsteine aus diesen Projectionen entnommen werden.

In Fig. 7 sind die Trajectorien für ein gegebenes Gewölbe mit halbkreisförmigen Stirnbogen construirt. Der normale Abstand der Widerlager ist 8 Mtr.; die Stirnfläche bildet mit dem Widerlager einen Winkel von 56° und die Länge des Gewölbes ist 7.7 Mtr. Für den Winkel α hat man:

$$\alpha = 90^\circ - 56^\circ = 34^\circ, \text{ der Radius } r \text{ des Stirnbogens ist: } r = \frac{8}{2 \cos 34^\circ} =$$

4.825 Mtr. Der Stirnbogen ist in 35 gleiche Theile getheilt und hat eine Länge von 15.156 Mtr., es kommt daher auf einen Gewölbstein die Länge 0.433 Mtr. Für den elliptischen rechtwinkligen Schnitt sind die beiden Halbachsen $a = 4.825$ und $b = 4$ Mtr.; die Länge der halben Ellipse ist somit:

$$l = \pi a \left[1 - \left(\frac{1}{2} e\right)^2 - \frac{1}{3} \left(\frac{1 \cdot 3}{2 \cdot 4} e^2\right)^2 - \frac{1}{5} \cdot \left(\frac{1 \cdot 3 \cdot 5}{2 \cdot 4 \cdot 6} e^3\right)^2 \right]$$

$$\text{worin } e = \sqrt{\frac{a^2 - b^2}{a^2}}; \pi = 3 \cdot 1416$$

$$l = 13 \cdot 9 \text{ Mtr.}$$

Die Länge db in der Abwicklung ist also = 13·9 Mtr.; um nun die Punkte für den abgewickelten Stirnbogen zu erhalten, hat man nur die Linie db in 35 Theile zu theilen und durch die Theilpunkte die mit der Achse aa , parallelen Erzeugungslinien zu ziehen und darauf die entsprechenden Längen aus dem Grundrisse abzutragen. Z. B. für den Punkt m des Stirnbogens hat man $MG = m \cdot 11$. Die Theile af , fg zc. des abgewickelten Stirnbogens müssen unter sich gleich und 0·433 Mtr. sein, und es können die Punkte f , g zc. zur Controle nochmals durch die Formel (b) bestimmt werden, denn man hat z. B. für den Punkt m den Winkel $w = moa = 56^\circ 34' 18''$ und $S = am = 0 \cdot 433 \cdot 11 = 4 \cdot 763$ Mtr., die Formel (b) gibt dafür die Abscisse me , wo alsdann e in die Linie ay fallen muß.

Hat man den Stirnbogen genau mit seiner Theilung abgetragen, so wird die Trajectorie für den Scheitel K mit Hilfe der Gleichung

$$\log x = \log \left(\frac{r L \cdot 10}{\sin \alpha} \right) + \log (\log \text{Cotang } \frac{1}{2} w)$$

construirt. Fig. 8.

Für den Punkt f ist Winkel $foa = 5^\circ 8' 34'' = w$. Daher $\frac{1}{2} w = 2^\circ 34' 17''$; dieß gibt aus obiger Gleichung $x = 26 \cdot 776$ Mtr., und der entsprechende Werth von S ist 0·433.

Die übrigen Werthe von x sind in folgender Tabelle zusammengestellt:

Nro. der Gewölbesteine.	Werth $\frac{1}{2} w$	$\log \text{Cotg. } \frac{1}{2} w$	$\log \text{Cotg. } \frac{1}{2} w$	$\log \frac{r L \cdot 10}{\sin \alpha}$	$\log x$	Werthe von x
0	0	∞	∞		∞	∞
1	2. 34. 17	1·3476	0·1295	1·2981	1·4277	26·776 Mtr.
2	5. 8. 34	1·0457	0·0194	"	1·3175	20·776
3	7. 42. 51	0·8681	1·9306	"	1·2367	17·249
4	10. 17. 09	0·7411	1·8699	"	1·1680	14·726
5	12. 51. 25	0·6415	1·8072	"	1·1053	12·757
6	15. 25. 42	0·5591	1·7475	"	1·0456	11·109
7	18.	0·4882	1·6886	"	0·9867	9·070
8	20. 34. 17	0·4256	1·6290	"	0·9271	8·456
9	23. 8. 34	0·3691	1·5672	"	0·8653	7·334
10	25. 42. 51	0·3173	1·5015	"	0·7996	6·305
11	28. 17. 9	0·2691	1·4299	"	0·7280	5·307
12	30. 51. 25	0·2236	1·3496	"	0·6477	4·444
13	33. 25. 42	0·1803	1·2262	"	0·5543	3·854
14	36. 00. 00	0·1387	1·1422	"	0·4403	2·756

15	38. 34. 17	0·0982	2·9923	1·2981	0·2905	1·952 Mtr.
16	41. 8. 34	0·0486	2·7673	"	0·0654	1·163
17	43. 42. 51	0·0196	2·2900	"	1·5881	0·387
17½	45.	0·0000	— ∞	"	— ∞	0·000

Die Chablone Fig. 8 dient nun zur Aufzeichnung sämtlicher Trajectorien, indem man sie nur auf die Abwicklung anlegt und auf der Linie ax so gleiten läßt, daß die Trajectorie durch die Theilpunkte des Stirnbogens geht. In der Linie KK' werden die Trajectorien nicht zusammentreffen, man hat daher vermittelte Linien zu ziehen. Fig. 7.

Die horizontale und vertikale Projection der Trajectorien ist mit Hülfe der Erzeugungslinien leicht zu machen.

Die Stoßfugen der Gewölbsteine liegen in parallelen Schnitten mit der Stirnfläche, lassen sich daher aus dem Grundrisse in die Abwicklung und in den Aufsriß einzeichnen.

Nach Aufzeichnung der Stoß- und Lagerfugen bleibt das Austragen der Chablonen einzelner Gewölbsteine eine einfache graphische Arbeit.

§. 73.

Schiefe Brücken mit Stichtbogen.

Auf Taf. XV. in Fig. 7 sei mm' die Weite und KE die Pfeilhöhe des Bogens; MM' und M, M' seien die Horizontalprojectionen der Widerlagslinien, so ist die abgewickelte Gewölbfläche mit den zugehörigen Fugenlinien durch mm', m, m' dargestellt, und es genügt also die Chablone Fig. 8 nur für den Theil KL zu machen, indem die Linie mL derselben auf der Linie mm' in der Abwicklung gleiten läßt. Man sieht aber auch aus der Abwicklung der Gewölbfläche, daß hier ein Annäherungsverfahren stattfinden kann, um die Fugenlinien zu erhalten, indem die Trajectorien nahe gerade Linien sind. Man zieht nämlich in der Abwicklung Fig. 9 die zusammengehörigen Gewölbefugenpunkte beider Stirnbogen durch gerade Linien zusammen und macht die Stoßfugen rechtwinklig darauf. *)

§. 74.

Leichter ausführbar, wie die schiefen Gewölbe mit gewundenen Schichten, sind die Zonen- oder Gurtgewölbe, wobei mehrere rechtwinklige Tonnengewölbe in der Art neben einander gereiht werden, daß sie miteinander den Raum zwischen den Widerlagern überdecken. Da die einzelnen Gurtgewölbe ebenso gut absteigend wie horizontal angeordnet werden können, so kann mit denselben auch leicht ein absteigend schiefes Gewölbe dargestellt werden. In solchen Fällen, wo die innere Wölbungsfläche, anderer Verhältnisse wegen, keine glatte zusammenhängende Fläche sein muß, sind die Gurtgewölbe ihrer Einfachheit und leichten Ausführung wegen sehr zu empfehlen.

*) Annales des ponts et chaussées. 1852. Juillet et août.

Heiber, Theorie schiefer Gewölbe. Wien 1846.

† Washforth praktische Anweisung zur Construction schiefer Brücken. Weimar 1851.

Vierter Abschnitt.

I. Feste Brücken.

3. Eisene Brücken.

I. Feste Brücken.

3. Eiserne Brücken.

a. Brücken aus Gußeisen.

Historische Einleitung.

§. 75.

England, welches jährlich mehr Eisen verarbeitet, als alle übrigen Länder Europa's zusammen, besitzt auch an eisernen Brücken aller Arten und Größen den bedeutendsten Reichthum. Es ist das Land, in welchem die erste gußeiserne Brücke schon in den Jahren 1773 bis 1779 bei Coalbrookdale über die Saverne erbaut wurde. Nur einer genauen Kenntniß der Eigenschaften des Gußeisens und der Bearbeitung desselben läßt es sich zuschreiben, daß diese erste Brücke mit so kühnen Dimensionen ausgeführt werden konnte. Nach Gauthey hat dieselbe einen einzelnen Halbkreisbogen von 30·62 Mtr. Oeffnung. Die Brückenbahn wird von 5 Bogenrippen getragen, welche in gleichen Abständen von 1·49 Mtr. von Mitte zu Mitte aufgestellt sind, und aus einem Hauptbogen von 0·211 Mtr. Breite auf 0·133 Mtr. Dicke, und 2 concentrischen Bogenstücken von 0·146 Mtr. im Quadrat bestehen. Der Hauptbogen ist aus 2 Theilen zusammengesetzt, welche sich im Scheitel gegen eine Schlußplatte stemmen. Die Bogen einer Rippe sind durch Radialsprossen mit einander vereinigt, und stützen sich auf dem Widerlager gegen eine gemeinschaftliche Gußplatte, auf welcher für je einen Bogen 2 vertikale Barren ruhen, die in Verbindung mit den Kurven das Brückengedeck tragen*).

Nicht sehr entfernt von Coalbrookdale wurde im Jahre 1795 zu Buildwas eine weitere Brücke von Telfort ausgeführt, deren Brückenbahn durch einen Bogen von 39·65 Mtr. Weite und 8·23 Mtr. Pfeilhöhe getragen wird. Um ihr eine nicht zu hohe Lage geben zu müssen, führte man die Bogenrippen theilweise über die Bahn, und bildete ein Häng- und Sprengwerk.

Bei beiden Brücken ist die Art der Construction der Tragrippen ähnlich wie

*) Gauthey, II. Theil S. 113.

bei den Holzbogenbrücken, wo die einzelnen Segmente eine bedeutende Länge haben.

Rowland Burdon ergriff die Idee von Payne, wonach die Tragrippen aus kleineren gewölbartigen Stücken gebildet werden, und ließ darnach in den Jahren 1793 bis 1796 nach den Zeichnungen von Wilson eine Brücke zu Wearmouth in der Nähe von Sunderland erbauen. Dieser kühne Bau hat einen einzigen Bogen von 71·9 Mtr. Weite und 10·36 Mtr. Pfeilhöhe. Die Bogenanfänge liegen 29 Mtr. über dem Flußbette. 6 Rippen, in Entfernungen von 1·83 Mtr. aufgestellt, tragen die Bahn. Jede Rippe besteht aus 3 concentrischen Kurven von 0·153 Mtr. Breite und 0·087 Mtr. Dicke, welche durch radiale Sprossen von 0·38 Mtr. Länge und 0·051 Mtr. Breite verbunden sind. Jedesmal 2 Sprossen sind in einem Gewölbstück, und die Vereinigung der Gewölbstücke zu einem Bogen geschah mit schmiedeisernen Stangen, welche nach der ganzen Länge zu beiden Seiten der Kurven eingelassen und mit denselben verschraubt sind. Die Rippen sind durch gußeiserne Röhren mit einander verbunden. Die Bogenschenkelausfüllung ist mit gußeisernen Kreisen gebildet, welche unmittelbar die aus Holz construirte, mit einer Cement- und Kieslage bedeckte Brückenbahn tragen.

M. Wilson beendete noch im Jahr 1802 die gußeiserne Brücke zu Stains über die Themse. Ein Bogen von 54·8 Mtr. Weite und 4·88 Mtr. Pfeilhöhe, bestehend aus 6 Rippen, welche 1·83 Mtr. von einander stehen, trägt die Bahn. Jede einzelne Rippe besteht, wie bei der Sunderlandsbrücke, aus 41 gewölbartig geformten Gußstücken von 1·474 Mtr. Länge, und ist aus concentrischen Kurven von 0·15 Mtr. Breite und 0·108 Mtr. Dicke, welche durch Normalsprossen verbunden sind, gebildet. Die Verbindung der einzelnen Gewölbstücke ist durch verfederte Zapfen mit Keilen bewerkstelligt, welche gemeinschaftlich in die Enden der ersteren eingreifen. Zwischen je zwei Gewölbstücken befinden sich zwei gußeiserne durchbrochene Querverbindungsplatten. Die Bogenschenkel sind mit gußeisernen Kreisen ausgefüllt, auf welchen wieder Gußbarrn liegen, die zur Aufnahme der Brückenbahn dienen.

Ähnlich wie die Brücke zu Stains, wollte Telfort im Jahr 1801 eine Brücke mit einem Bogen von 183 Mtr. Weite und etwa 20 Mtr. Pfeilhöhe zu London erbauen, allein wahrscheinlich mußte die Ausführung unterbleiben, weil die Auffahrten gegen die niedrigen Ufer zu hoch geworden wären.

Im Jahr 1797 nahm Jean Nash zu London ein Patent auf eine neue Constructionsart gußeiserner Brücken. Er schlug vor, die Bogenrippen aus größern Gußplatten zusammenzusetzen, und die Verbindung derselben mittelst Flanschen und Bolzen zu machen. Dieses System fand Nachahmung bei den Ingenieuren, und besonders Telfort ließ noch mehrere sehr große Brücken und Aquaducte darnach in Ausführung bringen.

Auch Rennie baute in den Jahren 1814 bis 1819 die Southwarkbrücke über die Themse zu London nach dem System von Nash.

Der Bau hat drei Oeffnungen, eine mittlere von 72·96 Mtr. Weite bei einer Pfeilhöhe von 7·196 Mtr., und 2 Seitenöffnungen von 63·81 Mtr. Weite bei

einer Pfeilhöhe von 6·38 Mtr. In jeder Brückenöffnung befinden sich 8 Rippen in gleichen Abständen; jede Rippe ist aus 13 Segmentplatten zusammengesetzt. Die Länge einer Segmentplatte des mittleren Bogens beträgt 6·21 Mtr., die Höhe 2·247 Mtr., und die Dicke 0·075 Mtr. Zwischen je 2 Segmenten geht eine Querverbindungsplatte durch die ganze Breite der Brücke zur Vereinigung sämtlicher Rippen einer Oeffnung. Sämmtliche Tragrippen der 3 Bogen stützen sich mit ihren Enden gegen gußeiserne Widerlagsplatten. Die Bogenschentel ausfüllung wird durch diagonal sich kreuzende, die Segmente mit der Bahn verbindende gußeiserne Streben bewirkt, welche an die eigens dazu angegossenen Hervorragungen der Segmentplatten angeschraubt sind. Ueber sämtliche Rippen liegen Gußplatten, welche den mit Steinen gepflasterten Fahrweg, sowie die steinernen Trottoirs aufnehmen. Eine reiche Gurte, sowie ein massives gußeisernes Geländer zieren die Ansicht der Brücke.

Nach dem Muster dieser Brücke sind seither die meisten gußeisernen Brücken Englands ausgeführt worden, jedoch meist mit geringeren Spannweiten.

Die von Stephenson über die Menai-Strasse projectirte gußeiserne Bogenbrücke von 140 Mtr. Spannweite konnte leider nicht zur Ausführung kommen, da die Bogenenden den zur Schifffahrt nöthigen Raum zu sehr geschmälert hätten.

Die erste eiserne Brücke, welche in Frankreich erbaut wurde, ist die Louvrebrücke in Paris; sie wurde von Cessart entworfen und von Dillon mit einigen Modificationen bis zum Jahre 1803 vollständig ausgeführt. Der Bau hat neun Oeffnungen von 17·34 Mtr. Weite. In jeder Oeffnung befinden sich 5 Rippen in einer Entfernung von 2·435 Mtr. von Mitte zu Mitte, jede bildet eine Kurve von 18·51 Mtr. Weite und 3·25 Mtr. Pfeilhöhe mit einem rechteckigen Querschnitt von 0·162 Mtr. Höhe und 0·081 Mtr. Dicke, und besteht aus 2 Stücken, die sich im Scheitel an eine gemeinschaftliche Schlußplatte stemmen. Auf den Pfeilern und Widerlagern sind zur Auflagerung der Kurvenenden gußeiserne Sattelstücke eingelassen. Ueber den ersteren befinden sich etwas schwächere, auf die Hauptkurven sich stützende Bogenstücke, deren Scheitelpunkte wieder durch senkrechte Stäbe unterstützt sind. Gußeiserne Querverbindungen vereinigen die Rippen einer Oeffnung zu einem Ganzen. Die Brückenbahn ruht auf eigenen Unterzügen, welche ihre Last durch senkrechte Stützen den Bogen übertragen. Ein leichtes schmiedeeisernes Geländer begrenzt die Brückenbahn.

In den Jahren 1800 bis 1806 erbaute Lamandé die Brücke von Austerlitz gegenüber dem Pflanzgarten zu Paris. *) Diese Brücke hat 5 Oeffnungen, jede von 32·36 Mtr. Weite und 3·236 Mtr. Pfeilhöhe. Die Pfeiler haben eine Stärke von 3 Mtr. und reichen 6·8 Mtr. über das Niedriggerwasser. Die 5 Rippen jeder Oeffnung sind 2·02 Mtr. von Mitte zu Mitte von einander entfernt und bilden mit einander ein gewölbartiges Gerippe, bestehend aus 21 einzelnen, 1·59 Mtr. langen Gewölbstücken. Jedes Stück einer Rippe enthält 3 concentrische

*) Wurde im Jahr 1856 durch eine steinerne ersetzt.

Kurven von 0.068 Mtr. Dicke und 0.135 Mtr. Höhe, welche durch Normalprossen von 0.06 Mtr. Breite verbunden sind. Die Gewölbwinkel sind durch andere Gußstücke ausgefüllt, welche die Verlängerungen der Bogenstücke bilden und diesen letztern eine den Gewölbsteinen ähnliche Form geben. Die Verbindung der einzelnen Gewölbstücke ist durch Bolzen und Bänder bewirkt, und sämtliche Rippen sind durch gußeiserne Querbarren zu einem Ganzen vereinigt. Auf den Pfeilern ruhen dreieckige, vertikal gestellte Platten in gußeisernen Sätteln, welche den ersten Bogenstücken zur Auflagerung dienen. Der Brückenboden ist von Holz, und wird von eichenen Unterzügen, welche quer über den Bogenrippen liegen, getragen; auf ihm ruhen die gepflasterte Fahrbahn und die beiden steinernen Trottoirs.

Obgleich man den Bogenrippen im Scheitel eine Erhöhung von 0.054 Mtr. gab, so zeigte sich bald nach der Vollendung der Brücke eine Einsenkung der Bahn zwischen den Pfeilern, was von dem Zerspringen einiger Gewölbstücke herrührte, und es mußten die einzelnen Rippen fast durchaus mit doppelten schmiedeisernen Bändern verstärkt werden.

Brühère ließ im Jahre 1808 eine kleinere Brücke von Schmiedeisen ausführen, und machte im Jahr 1810 einen Entwurf für eine größere Brücke über die Seine, welche einen einzigen Bogen von 130 Mtr. erhalten sollte; dieser, sowie auch der Entwurf einer Brücke für die gleiche Baustelle von Lamandé mit 3 Bogen, wovon der mittlere für 80 Mtr. Weite aus Guß- und Schmiedeisen konstruirt werden sollte, kamen jedoch nicht zur Ausführung.

Von dieser Zeit an scheint das Gußeisen weniger mehr zum Brückenbau verwendet worden zu sein, denn die Carousselbrücke zu Paris, als die erste Brücke von Bedeutung, wurde erst im Jahr 1836 von Polonceau gebaut. Dieser Ingenieur setzte die Bogenrippen nicht aus Segmentplatten, sondern aus Röhrenstücken mit elliptischem Querschnitte zusammen, und erreichte so den Vortheil, daß dieselben eine bedeutende Seitenfestigkeit erhielten, und daher die Zahl der Querverbindungen vermindert werden konnte.

Fast alle größeren Brücken, welche in den letzten Jahren in Frankreich zur Ausführung kamen, gleichviel ob für Straßen oder Eisenbahnen, haben das Röhrensystem von Polonceau.

Noch bevor man in Frankreich gußeiserne Brücken baute, wurden solche in Deutschland konstruirt, und zwar die erste im Jahre 1794 zu Laasan in Niederschlesien.

Die Brückenbahn wird von einem Bogen, bestehend aus 5 nebeneinander stehenden Rippen von 12.99 Mtr. Spannweite und 3 Mtr. Pfeilhöhe getragen. Jede Rippe hat drei excentrische Kurven, welche mit Normalprossen verbunden sind. Ueber sämtlichen Rippen liegen gußeiserne Platten zur Aufnahme der Fahrbahn.

Auch das Röhrensystem ist zu dem Bau der Brücken in Deutschland zuerst angewendet worden. Schon im Jahre 1811 veröffentlichte Reichenbach seine Theorie gußeiserner Röhrenbrücken, und gab dadurch Veranlassung zum Bau derselben. Die Bogenrippen, aus Röhren von kreisförmigem Querschnitte zusammengesetzt,

wurden durch Flantschen und Bolzen mit einander verbunden. Zur Stützung der Bahn auf die Röhren gab man denselben Ansätze mit Flantschen, und befestigte darauf nach radialer Richtung abermals Röhrenstücke, die bis unter die Bahn reichten; zuweilen geschah die Stützung auch durch schmiedeiserne Barren. Eine der ersten Brücken nach diesem System war die im Jahr 1824 erbaute Oberbrücke in Braunschweig.

Für größere Spannweiten wollte Reichenbach zwei concentrische Röhren nehmen und diese durch kurze radiale Röhrenstücke miteinander verbinden.

Nach Reichenbach war es Wiebeking, welcher Vorschläge zum Baue gußeiserner Röhrenbrücken machte. Er gab den einzelnen Röhren, aus denen die Bogen bestehen sollten, eine etwas größere Länge, und verband dieselben nicht mittelst Flantschen und Bolzen, sondern schob kurze Hülsen über die schief abgesehenen Röhrenenden. Ausführungen sind indeß nach diesem Systeme keine bekannt.

Nach dem System der Brücke zu Laasan wurde in den Jahren 1822 bis 1823 die Friedrichsbrücke in Berlin erbaut. Dieselbe hat 7 Oeffnungen, die größte von 9·21 Mtr. und die kleinste von 6·33 Mtr. Weite; die Bedrückung der Bogen ist $\frac{1}{4\cdot62}$. Die 9·81 Mtr. breite Brückenbahn wird von 8 Rippen ge-

tragen, die äußersten sind 1·56 Mtr. von Mitte zu Mitte, die nächsten 1·32 Mtr. und die mittlern 0·93 Mtr. von einander entfernt. Jede einzelne Rippe besteht aus 2 Theilen, welche im Scheitel gegen eine Schlußplatte stoßen; jeder Theil hat 3 excentrische Kurven und einen horizontalen Barren, welche miteinander durch Radialsprossen vereinigt sind. Die Kurven haben 0·102 Mtr. Höhe und 0·051 Mtr. Stärke. Die Höhe des Bogens im Scheitel ist 0·414 Mtr.

Sämmtliche Rippen einer Oeffnung ruhen auf gußeisernen Widerlagsplatten.

Quer über den Rippen liegen 0·3 Mtr. breite und 0·024 Mtr. dicke gußeiserne mit Nerven versehene Deckplatten, über denen noch schmiedeiserne Kreuze angebracht sind, und welche der gepflasterten Fahrbahn und den steinernen Trottoirs als Unterlage dienen.

Zu gleicher Zeit mit der Friedrichsbrücke in Berlin begann auch der Bau der Potsdamer Havelbrücke, welche sich durch ihre bedeutende Länge auszeichnet. Sie besteht nämlich aus 8 eisernen, auf steinernen Pfeilern ruhenden Bogen von 18·72 Mtr. Lichtweite mit 1·56 Mtr. Pfeilhöhe und einer Durchlaßöffnung für die Schifffahrt von 9·552 Mtr. Weite; die Mittelpfeiler sind 2·184 Mtr. stark, und die Pfeiler der Durchlaßöffnung haben eine Dicke von 9·51 Mtr., daher beträgt die ganze Länge der Brücke von Widerlager zu Widerlager 195·816 Mtr. Die 9·36 Mtr. breite Brückenbahn wird von 7 einzelnen Rippen getragen, deren Abstand 1·352 Mtr. im Lichten beträgt. Die Eisenstärke der Rippen ist 0·0645 Mtr., die Höhe im Scheitel 0·84 Mtr. Jede Rippe ist aus 3 gleich langen Stücken zusammengesetzt, welche durch Flantschen und Bolzen verbunden sind. Die gemauerten Pfeiler reichen nur bis an die Bogenanfänge, woselbst gußeiserne Auflagerplatten liegen, die sich an eine senkrecht auf der Achse des Pfeilers stehende Gußplatte anschließen. Letztere ist durch starke Bolzen mit dem Mauerwerk ver-

bunden, und hat, wie auch die erstere, an denjenigen Stellen, wo die Rippen anstoßen, jedesmal 2 Ränder, welche in Verbindung mit den Bolzen jedwede Verschiebung verhindern. Ueber sämmtliche Rippen sind gußeiserne Kreuze gelegt und außerdem noch 3 Querverbindungen angebracht, damit gefährliche Seitenausbiegungen verhindert und sämmtliche Rippen zu einem Ganzen vereinigt werden.

Auch bei dieser Brücke ruht die Fahrbahn mit den Trottoirs auf gußeisernen Deckplatten.

Im Allgemeinen hat Deutschland von früheren Jahren wenig eiserne Brücken von Bedeutung aufzuweisen, dagegen sind solche in neuerer Zeit in großer Zahl seit dem Eisenbahnbau zur Ausführung gekommen, und hat sich deßhalb ihre Construction um so mehr vervollkommnet, als seit 3 Jahrzehnten in verschiedenen Gegenden Deutschlands bedeutende Eisengießereien und Maschinenfabriken entstanden sind, durch welche sowohl in der Darstellung wie in der Verarbeitung des Gußeisens wesentliche Fortschritte gemacht wurden.

§. 76.

Von den gußeisernen Brücken im Allgemeinen.

Obgleich die steinernen Brücken in Hinsicht auf Festigkeit und Dauer im Allgemeinen den Vorzug vor allen andern Brückenconstructions verdienen, so gibt es doch Fälle, wo sie entweder gar nicht anwendbar oder viel zu kostspielig sind. Hier bleibt wohl das Holz noch ein sehr schätzbares Material, insbesondere für Gegenden, wo es im Verhältniß zu andern Baumaterialien einen geringen Preis hat, und wo es sich nur darum handelt, eine Brücke mit dem Minimum der Kosten in möglichst kurzer Zeit herzustellen, zumal da man auch im Stande ist, auf chemischem Wege die Dauer des Holzes zu verlängern; allein wenn man berücksichtigt, daß hölzerne Brücken im Allgemeinen nur eine Dauer von 20—25 Jahr haben, und jedes Jahr eine Reparatur nöthig machen; ferner, daß solche für große Spannweiten eine zusammengesetzte Construction erheischen, und somit nicht mehr die zu wünschende Solidität und Sicherheit gewähren, endlich, daß durch die nicht zu vermeidenden Hauptreparaturen die Communication auf der Brücke unterbrochen werden muß, so unterliegt es keinem Zweifel, daß das Gußeisen ein sehr willkommenes Material für den Brückenbau sein mußte, indem es bei einer sehr bedeutenden Festigkeit auch eine unbegrenzte Dauer zeigt, und sich dabei überall in solcher Masse vorfindet, daß der Preis desselben nicht übermäßig hoch steht. Seitdem man im Stande ist, größere Gußstücke so anzufertigen und mit einander zu vereinigen, daß sie einen gleichartigen festen Körper bilden, hat man auch, besonders in England, wo das Eisen im Preise verhältnißmäßig sehr niedrig steht, eine große Zahl gußeiserner Brücken für große Spannweiten ausgeführt, und daraus die Erfahrung geschöpft, daß das Gußeisen in Bogenform angewendet, ein vorzügliches, äußerst schätzbares Material für den Brückenbau, insbesondere für den Bau der Straßenbrücken und Aquaducte ist. Eine Bogenbrücke von Gußeisen, nach den Regeln der Baukunde construirt, zeigt nahe dieselbe Solidität und Dauer wie eine steinerne Brücke, und kostet unter sonst gleichen Verhält-

nissen $\frac{1}{3}$ weniger; dazu kommt noch, daß ein gußeiserner Bogen auch über die Brückenbahn hervortragen kann, somit seine Anwendung in weniger enge Grenzen gebannt ist, wie die eines steinernen Gewölbes, und endlich darf nicht unerwähnt bleiben, daß die Gußconstruction sich eben so leicht für eine schiefe, wie für eine rechtwinklige Brücke anwenden läßt, während eine schiefe steinerne Brücke schwieriger und kostspieliger wie eine senkrechte ist.

Man unterscheidet im Allgemeinen zwei Hauptarten von gußeisernen Brücken:

- 1) solche, deren Träger aus massiven Stäben oder Platten zusammengesetzt sind;
- 2) solche, deren Träger aus gußeisernen Röhren bestehen oder Röhrenbrücken.

Zu den ersteren gehören:

- a. Barrenbrücken;
- β. Häng- oder Sprengwerke aus geraden Barren;
- γ. Bogenhängwerkbrücken;
- δ. Bogensprengwerkbrücken;
- e. Bogenhäng- und Sprengwerkbrücken.

§. 77.

Barrenbrücken.

Bei diesen Brücken sind die Träger der Bahn entweder einfache oder zusammengesetzte Barren von T- oder Uförmigem Querschnitt, welche mit ihren Enden auf den beiderseitigen Widerlagern ruhen.

Wenn man erwägt, daß das Gußeisen, aus welchem die Barren bestehen, rein auf relative Festigkeit in Anspruch genommen wird, ferner jeder Guß einen gewissen Grad von Sprödigkeit besitzt, und zumal bei größeren Stücken nicht überall eine gleiche Spannung hat, so geht daraus klar hervor, daß Barrenbrücken im Allgemeinen unzuverlässige Constructions sind, deren Anwendung jedenfalls nur mit Vorsicht Statt haben kann. Dennoch sind übrigens solche Brücken vor 20 Jahren fast bei allen Eisenbahnen in großer Zahl ausgeführt worden, was wohl nur dem Umstande zuzuschreiben ist, daß die Barren nur wenig Höhe erfordern, und in kurzer Zeit zu beschaffen sind. Die badische Bahn hatte allein 42 Barrenbrücken*), die meisten mit 3 Mtr. und einige mit 4·8 bis 5·1 Mtr. Lichtweite. Ihre Construction war im Allgemeinen folgende: Unter jeder Schienenlage, und meist noch an beiden Rändern der Brücke, befand sich ein gußeiserner Barren, welcher mit seinen Enden, auf eine Länge von 0·36 bis 0·45 Mtr., auf beiderseitigen Widerlagsmauern ruhte. Zur Vertheilung des Drucks waren sämmtliche Barrenenden entweder auf einer eichenen Mauerschwelle oder einer gußeisernen Lagerplatte mit Holzeln befestigt. Die Querschnitte der Barren waren verschieden, bei wenig beschränkter Höhe Tförmig, wie Fig. 3, Taf. XVI., bei sehr beschränkter Höhe dagegen Uförmig, wie Fig. 4. Die Eindeckung der Brücke be-

*) Wurden nach und nach in Blechbrücken verwandelt.

stund gewöhnlich aus einem 0.09 Mtr. starken Bohlenbelag mit offenen Fugen für den Wasserabfluß, worauf die Eisenbahnschienen unmittelbar auflagen und durch Bolzen an die Flantschen der Träger befestigt waren; zuweilen blieben die äußeren Barren weg, und man legte daher quer über die 4 Tragbarren alle 0.6 bis 0.75 Mtr. eichene Schwellen von $\frac{0.15}{0.15}$ Mtr. Stärke, deren freie Enden die Fußwege trugen, und verkamnte mit diesen die Langschwellen, auf welchen endlich die Schienen mit Kloben befestigt waren. Zwischen den Langschwellen bestand die Eindeckung aus einer einfachen Bohlenlage.

Auf andern Eisenbahnen, besonders in Frankreich und England, hat man den Barren einen doppelt T förmigen Querschnitt gegeben, wie Fig. 2 zeigt.

Ein gewöhnlicher Bohlenbelag von 0.12 Mtr. Stärke überdeckt die genau unter die Schienenstränge gelegten Träger, und dient den an ihren obern Rand angeschraubten Schienenstühlen zur Unterlage; die Quer Verbindung der Träger ist durch gußeiserne Röhren mit durchgesteckten schmiedeisernen Bolzen bewirkt. Eine Durchfahrt von 2.44 Mtr. Weite bedarf bei dieser Construction eine Gesamthöhe von 4.97 Mtr., nämlich 11 Centimtr. für die Schienen, 4 Centimtr. für die Dicke des Schienenstuhls, 12 Centimtr. für den Bohlenbelag, 40 Centimtr. für die Träger und 4.3 Mtr. reine Lichthöhe zur Durchfahrt, wogegen eine gewölbte steinerne Brücke mindestens 5.5 bis 6 Mtr. Höhe erfordert.

Bei sehr beschränkter Höhe sind die Langschwellen in die Tragbarren versenkt, wie die Fig. 9 und 10 zeigen. Die U förmigen Träger sind aus 2 symmetrischen Stücken zusammengesetzt, die sich nur an ihren Enden berühren. Die Seitenwände, welche als Tragrippen wirken, sind entweder gleich hoch oder haben die Fischbauchform. An den Rändern der Brücke sind Träger von einfacherer Form, und die Bedielung ist auf gußeiserne Querträger aufgeschraubt.

Eine andere Construction einer Barrenbrücke ist aus den Fig. 5, 6, 7, 7^a und 8 ersichtlich; sie war besonders für eine Bahn mit Querschwellen bei beschränkter Höhe und für ca. 4 Mtr. Weite geeignet. Die Schienen sind in ihren Stühlen, und diese auf den Querschwellen befestigt. Die 0.8 Mtr. von Mitte zu Mitte von einander abstehenden Querschwellen ruhen auf den untern Rändern der gußeisernen Längenträger, an denen Querverstärkungsnerben dergestalt angebracht sind, daß die Enden der Querschwellen unberückbar zwischen sie zu liegen kommen. Dem Längenprofil des Trägers ist eine halb elliptische Form gegeben, Fig. 7. An beiden Rändern der Brücke liegen Stirnbarren, Fig. 7^a, D. Die Enden der Stirn- und Tragbarren liegen auf gußeisernen Mauerlatten, auf welchen sie aufgekeilt werden. Die Quer Verbindung der Träger ist überdieß hergestellt: zwischen den beiden äußern und dem mittlern Paar durch je eine gußeiserne Stemmrohre mit durchgestecktem Bolzen, unter den Geleisen durch je 2 einfache Schraubenbolzen. Quer zwischen den Barren liegt eine Bedielung, und darauf eine Kiesdecke.

Zuweilen hat man auch, um den Barren eine gefällige Form zu geben, die untere Kantenlinie nach einem Bogen oder nach einem Polygon gebildet, wie die Fig. 11 und 12 zeigen.

War die Entfernung von einem Widerlager zum andern für einen Barren zu groß, so wurde ein gußeisernes Joch aufgestellt, welches auf einem Grundjoch ruhte und worauf die Barren festgekittet waren, Taf. I. Fig. 14 und 14*.

Bei einer Jochhöhe von 2.5 bis 3 Mtr. Höhe haben die Jochständer einen kreuzförmigen Querschnitt von 0.15 bis 0.18 Mtr. Breite bei 0.036 Mtr. Metallstärke erhalten.

In England hat man ehemals Barrenbrücken von 25 engl. Fuß Spannweite erbaut, wobei die Sparren aus einem Stück waren und einen doppelt T-förmigen Querschnitt von 20 $\frac{1}{2}$ " Höhe, 1 $\frac{1}{2}$ " Metallstärke, 7 $\frac{1}{2}$ " oberer und 12" unterer Flantschenbreite hatten. Ueber sämmtlichen Trag- und Stirnbarren lag eine 4zöllige Bedielung und hierauf ruhten die Schienenstühle mit den Schienen.

Auf der Blackwale-Bahn, worauf jedoch nur kleine Locomotiven gehen, sind sogar Barrenbrücken von 46 engl. Fuß Weite, wobei die Barren ebenfalls aus einem Stück gegossen sind, zur Anwendung gekommen. Zwischen je 2 Barren lagen die Querschwellen mit ihren Schienenstühlen auf den untern Rändern derselben.

Auf der York- und Midland-Counties-Bahn und auf der Northern- und Eastern-Bahn in England befinden sich Barrenbrücken von 60 und 66 Fuß Spannweite, wobei die Barren aus 2 oder 3 Stücken zusammengesetzt und durch starke schmiedeiserne Ketten verstärkt sind.

Ein Barren von 66 Fuß freier Länge ist aus den Fig. 18, 19 und 20 ersichtlich.

Barren von so bedeutender Länge können nur schwer im Gusse in allen Querschnitten gleiche Spannung erhalten, und sind daher, besonders für Eisenbahnbrücken, die mit Locomotiven befahren werden, höchst unsichere Träger; die Einstürze mehrerer Brücken der Art liefern dafür den besten Beweis.

Die Ingenieure Marcellis und Dubal in Belgien bauten im Jahr 1840 über die Schelde zu Gent eine Brücke nach einem neuen System, wobei die Brückenbahn von 2 horizontalen Trägern getragen wird, deren jeder aus 2 zu einem Ganzen verbundenen gußeisernen, mit Verzierungen durchbrochenen Barren besteht, und jeder Barren wieder aus 2 Stücken zusammengesetzt und durch Flantschen verbunden und verkeilt ist. Diese Träger dienen gleichzeitig als Brüstungen der Brücke. Starke gußeiserne Querbalken, welche an die Träger mittelst hinlänglich starker Bolzen aufgehängt sind, bilden die Auflager für die 9.18 Mtr. breite Brückenbahn. Die freiliegende Länge der Träger ist 18.4 Mtr. Die Construction der Brücke ist aus den Fig. 13, 14, 15, 16 und 17, Taf. XVI., deutlich ersichtlich.

Bei der Probe wurde die Brücke mit 400 Kil. per □Mtr. belastet, und es zeigte sich nur eine Senkung von 3 Millimeter, die sich bis zum folgenden Tage auf 4 Millimeter vergrößerte*).

In neuerer Zeit zieht man es vor, die Barren, statt aus dem spröden Guß-

*) Allgemeine Bauzeitung von L. Förster. 1846.

eisen, aus Schmiedeeisen herzustellen, wo sie entweder direkt aus dem Walzwerk in den vorgeschriebenen Dimensionen bezogen oder aus Eisenblech und Winkelleisen zusammengesetzt werden.

§. 78.

Häng- oder Sprengwerke aus geraden Barren.

Für solche Fälle, wo zwischen Bahn und Hochwasser wenig Raum ist und wo wegen zu großer Entfernung der Widerlager gewöhnliche Barren von 4 bis 5 Mtr. Länge nicht angewendet werden können, weil aus Rücksichten für die Hochwasser oder den Eisgang die Aufstellung eines Joches oder Pfeilers nicht rathsam erscheint, pflegt man auch gußeiserne Hängwerke zu construiren, welche in ihrer Zusammensetzung Ähnlichkeit mit den hölzernen Hängwerken haben, und sich nur dadurch von diesen unterscheiden, daß der Seitenschub nicht durch einen Tramen, sondern durch schmiedeeiserne Zugstangen aufgehoben wird.

Solche Hängwerke aus geraden Gußbarren sind auf der badischen Eisenbahn mehrere mit gutem Erfolge für Spannweiten von 9 Mtr. ausgeführt worden, nur hat man nach einigen Jahren die Unterzüge entfernt und durch schmiedeeiserne Barren ersetzt.

Die Construction ist aus Taf. XVII. durch die Fig. 1, 2, 3, 4, 5 und 6 deutlich ersichtlich.

Die Streben und Spannriegel sind 0.36 Mtr. hoch, 0.066 Mtr. stark und auf beiden Seiten mit einer 0.06 Mtr. starken Nerve versehen. Die doppelten Hängeisen sind 0.06 Mtr. dick, ebenso die Zugstangen. Die Träger einer Brückenöffnung erfordern einschließlich der Unterzüge 11481 Ril. Guß- und 2000 Ril. Schmiedeeisen.

Bei hinlänglicher Höhe zwischen Bahn und Hochwasser lassen sich auch Sprengwerke aus Gußbarren construiren.

Auf der Magdeburg-Potsdamer, sowie auf der sächsischen Staatsbahn hat man solche Sprengwerkbrücken in Ausführung gebracht und haben sich dieselben als practisch erwiesen.

Die Fig. 7 bis 14, Taf. XVII., zeigen die Brücke über die Luppe bei Leipzig mit 2 Oeffnungen von 12.5 Mtr. Weite. Jede Oeffnung enthält fünf Sprengwerke. Die gußeisernen Streben und Spannriegel sind 0.3 Mtr. hoch, 0.045 Mtr. stark und oben und unten mit einer 0.18 Mtr. breiten Verstärkungsrippe versehen. Die den Streben angegossenen dreieckigen Füllstücke haben Durchbrechungen und auf den obern Flantschen gleich den Spannriegeln erhöhte Ränder, zwischen welchen die Querbalken ein sicheres Auflager finden. Diese Balken tragen die Schienenstränge und den Bohlenbelag von 0.09 Mtr. Stärke. Die Lage der Sprengwerke wird durch gußeiserne Mauerplatten, Fig. 11 und 12, genau normirt. Der Scheitenschub wird durch 0.06 Mtr. dicke Zugstangen aufgehoben. Die Querverbindung zwischen je 2 Sprengwerken wird durch 4 gußeiserne Röhren bewirkt, durch welche Eisenstangen von Stirn zu Stirn reichen und dort durch Schraubenmuttern angezogen werden. Fig. 14. Der Bedarf an

Guß Eisen war für eine Oeffnung mit 3 Rippen 10000 Kilogr., an Schmied-
eisen 2550 Kilogr.; für 5 Rippen gäbe dieß 16666 Kil. Guß- und 4250 Kil.
Schmiedeisen.

Auf der thüring'schen Bahn bei Weißenfels befindet sich eine schiefe Spreng-
werkbrücke von 21 Mtr. Weite. 6 Sprengwerke tragen die Bahn mit den beiden
Schienengeleisen. Die Sprengwerke haben 0.045 Mtr. Eisenstärke, sind im mitt-
leren Theil 0.77 Mtr., in den Doppelstreben 0.41 Mtr. hoch und mit 0.18 Mtr.
breiten obern und untern Rändern versehen. Die doppelten Zugstangen sind
0.06 Mtr. stark. Quer über den Sprengwerken liegen 0.015 Mtr. starke mit
Rippen versehene Gußplatten, auf welchen eine 0.45 Mtr. hohe Beschotterung
ruht. Zwischen je 2 Sprengwerken befinden sich 6 Stemmrohren mit durch-
gehenden Bolzen. *) Im Ganzen waren zu dieser Brücke 96250 Kil. Guß- und
20650 Kil. Schmiedeisen erforderlich.

§. 79.

Bogenhängwerkbrücken.

Aehnlich wie die Pechmann'schen hölzernen Hängwerke können auch solche
aus Gußeisen construirt werden. Auf der badischen Eisenbahn wurden mehrere
Hängwerkbrücken von der auf Taf. XVII. Fig. 15—18 dargestellten Construction
in Ausführung gebracht. Dieselben haben sich als äußerst solide und practische
Constructions erwiesen, erfordern aber eine sorgfältige Bearbeitung der einzelnen
Gußtheile. Drei Hängwerke stehen in einer Oeffnung und tragen ein doppeltes
Bahngelise. Jedes Hängwerk hat in seiner Zusammensetzung viele Aehnlichkeit
mit der Construction der Junk'schen Bohlenbogen, indem es aus 2 Lagen von
Gußplatten besteht, die sich wechselseitig übergreifen und an den Stoßfugen mit
Flantschen und Bolzen verbunden sind; beide Lagen sind dabei noch durch Bolzen
gegen einander gepreßt. Für die Spannweite von 6.3 Mtr. haben die Guß-
platten 0.42 Mtr. Höhe, 0.045 Mtr. Stärke und sind mit 0.06 Mtr. breiten
Nerven versehen. Die Hängeisen sind doppelt und haben einen rechteckigen Quer-
schnitt von 0.06 auf 0.03 Mtr. Die Unterzüge sind von Schmiedeisen und
tragen die $\frac{0.42}{0.3}$ Mtr. starken Langschweller der Bahn.

Es unterliegt keinem Zweifel, daß diese Construction auch für Weiten von
10 bis 12 Mtr. mit Sicherheit Anwendung finden kann.

§. 80.

Bogensprengwerke.

Am meisten haben bis jetzt die Bogensprengwerke Anwendung gefunden.

Die älteste Construction der Bogen bei den ersten gußeisernen Brücken Eng-
lands bestand darin, daß man mehrere lange schwache Kurven durch radial ge-
stellte Verbindungsstäbe mit einander vereinigte und gewöhnlich die ganze Bogen-

*) Allgemeine Bauzeitung von L. Förster. 1848.

rippe nur aus 2 Theilen zusammengesetzt, die sich im Scheitel gegen eine Schlußplatte stemmten. Darauf folgte eine andere Construction, zuerst bei der Brücke zu Sunderland angewendet, welche sich von der ältesten darin unterschied, daß die concentrischen Kurven eines Bogens nicht mehr eine große Länge hatten, sondern jeder Bogen aus einer ungeraden Anzahl von Segmenten bestand, die mit den entsprechenden Segmenten der übrigen Bogen vereinigt, durchbrochene Gewölbstücke bildeten, ähnlich wie die Steine eines Gewölbes. Erst hierauf kam diejenige Constructionsart, welche zuerst Rennie bei der Southwarkbrücke anwendete, wobei die einzelnen Bogen aus massiven Segmentplatten gebildet und durch angegoßene Flantschen und Bolzen mit einander zu einem Ganzen vereinigt wurden.

Diese letztere Constructionsart hat sich bis auf die neueste Zeit als die einfachste und zweckmäßigste bewährt. Die Bogensegmente lassen sich dabei in der gewöhnlichen Metallstärke von 0.06 Mtr. bis auf 6 Mtr. Länge aus einem Gusse darstellen, und ihre Verbindung zu einem ganzen Bogen läßt sich leicht bewirken; die Bogenschenkelausfüllung kann entweder an die Segmentplatten angegossen oder auf einfache Weise mit denselben verbunden werden; die einzelnen Bögen können durch angegoßene Seitenerven eine bedeutende Steifigkeit erhalten; alle Theile der Construction sind nur auf rückwirkende Festigkeit beansprucht und etwaige Stöße auf die Bahn werden auf größere Massen vertheilt, wodurch ein Zerspringen einzelner Theile der Construction verhindert wird.

Solche Bogensprengwerke lassen sich bis zu Spannweiten von 120 Mtr. anwenden und erhalten in der Regel eine Bogenhöhe gleich $\frac{1}{10}$ der Weite.

Bei jeder Bogensprengwerkbrücke werden die einzelnen Bogen in Entfernungen von 1.5 bis 2 Mtr. von einander gestellt, indem sie sich mit ihren Enden gegen feste Widerlager oder Pfeiler, und zwar nicht direct gegen die Steine, sondern, zur Vertheilung des Drucks, gegen gußeiserne Platten stemmen, die mit dem Mauerwerk durch Bolzen verbunden sind. Eine Hauptsache bleibt es immer, die einzelnen Bogen gut mit einander zu einem System zu vereinigen, was entweder durch Querverbindungsplatten oder durch Stemmröhren und durchgehende Bolzen bewirkt wird, sodann dieses System gegen horizontale Ausbiegungen zu sichern, was man durch gußeiserne Diagonalverstreben und Zugstangen von Schmiedeisen erreicht. Die Construction der Fahrbahn einer Bogensprengwerkbrücke pflegt man verschieden anzuordnen, je nachdem dieselbe für eine Straße oder für eine Eisenbahn dienen und je nachdem mehr Holz oder Eisen dazu verwendet werden soll. In England, wo die Eisenpreise im Verhältniß zu den Holzpreisen sehr niedrig stehen, pflegt man allgemein über die Bogenrippen gußeiserne Platten zu legen und mit denselben zu verholzen; auf diesen Belag kommt entweder für eine Straßenbahn eine Schotterlage oder eine Sandschicht mit einer Steinabpflasterung; für eine Eisenbahn dagegen wählt man entweder zur Unterlage der Querschwellen eine Schotterlage oder es werden direct über die Bogenrippen und zwar auf die Deckplatten starke Langschwellen befestigt, Fig. 3, Taf. XVIII.

Wird vorzugsweise Holz zur Unterlage der Fahrbahn einer Straße gewählt,

so werden erst über sämtliche Bogen in Entfernungen von 0·75 bis 0·9 Mtr. Querbalken gelegt und auf diese folgt ein Bohlenbelag als Unterlage für die Beschotterung oder die Sanddecke mit der Abpflasterung. Bei Eisenbahnbrücken pflegt man entweder zur Unterlage der Langschwellen einen Bohlenbelag zu legen, oder dieselben direct auf die Bogen zu befestigen und die Eindeckung der Brücke zwischen den Schwellen mit Bohlen darzustellen, welche in gewissen Entfernungen auf Querriegeln ruhen. Auf die Stirnträger wird ein Gurtbarren aufgeschraubt, welcher zur Aufnahme des Geländers dient.

Auf Taf. XVI. sind durch die Fig. 23, 24 u. 25 drei kleinere Bogenbrückchen von 4·8, 7·2 und 8·4^m Spannweite dargestellt. Die Bogenrippen bestehen aus 3 Stücken und sind mit den Enden so in die Widerlager eingesetzt, daß sie nur einen Vertikaldruck ausüben. Die Querverbindungen sind durch schmiedeeiserne Bolzen bewirkt, welche von einem Stirnbogen zum andern reichen und dadurch die einzelnen Rippen von einander halten, daß an sämtlichen Durchkreuzungen schmiedeeiserne Keile eingetrieben sind.

Die Fig. 1—13, Taf. XVIII geben die Construction der Eisenbahnbrücke über den Grand-Junction-Canal in England. Die Spannweite ist 66 engl. Fuß, die Pfeilhöhe 11' 9"; Höhe einer Bogenrippe im Scheitel 2', an den Stützpunkten 2' 9"; Metalldicke 2"; obere Flantschenbreite 10", untere Flantschenbreite 6". Aus Fig. 6 ist die Auflagerung der Bogen auf dem Widerlager und die Querverbindung ersichtlich; die Fig. 10 und 11 zeigen eine Deckplatte; die Fig. 9, 12 und 13 geben die Verbindungen der Streben und Stemmrohren mit den Bogen; aus den Fig. 7 und 8 ist die Befestigung der Gurte und des Geländers ersichtlich.

§. 81.

Die Hauptdimensionen mehrerer Bogensprengwerkbrücken sind aus folgender Zusammenstellung zu entnehmen:

Bezeichnung der Brücken.	Anzahl Bogen in einer Öffnung.		Spannweite eines Bogens.	Stützhöhe.	Höhe des Bogens im Scheitel.	Höhe des Bogens an den Widerlagern.	Stützweite.	Oberflächliche Breite.	Untere flächliche Breite.	Bemerkungen.
			Mtr.	Mtr.	Mtr.	Mtr.	Mtr.	Mtr.	Mtr.	
Offenburger-Br. E. B.	2	6	11.4	1.14	0.48	0.48	0.06	0.36	0.12	3 Stüde.
Grund-Junction E. B.	1	6	9.72	1.21	0.60	—	0.063	0.225	0.162	2 "
Midland-Counties E. B.	1	6	14.13	3.63	0.453	—	0.05	0.126	0.15	2 Eigentliche Bogenhöhe = 0.363.
Birmingham-Gloucest. E. B.	3	6	18.23	1.71	0.9	—	0.069	0.25	0.35	3 Stüde.
London-Virringham. E. B.	1	6	19.8	3.57	0.63	0.87	0.06	0.3	0.18	3 "
Midland-Counties E. B.	3	6	30.8	3.0	0.9	0.9	0.075	0.24	0.24	3 "
Manchester-Birmingham. E. B.	1	6	39.1	3.64	0.9	1.2	0.063	0.18	0.18	9 "
Trentbr. Staffordschire-Sträße.	1	5	42.0	4.2	0.9	0.9	0.06	0.21	0.21	Entfernung der Rippen 1.78. 7 Stüde. Durchlaufende Quersplatten an den Stößen. Entfernung der Rippen 1.75.
Strasßburg-Basel. E. B.	3	6	4.8	0.39	0.3	—	0.036	0.21	—	1 Stüd.
Nordbahn in Frankreich. E. B.	1	4	30.6	3.6	0.79	0.79	0.045	—	—	Stützliche Höhen von 0.84 Lichthöhe und 0.27 Breite.
Potsdam-Gasselbr. Straße.	8	7	18.0	1.66	0.84	0.84	0.062	—	—	3 Stüd. Entfernung der Rippen 1.5 Mtr.
Carousselbrücke in Paris.	3	5	47.7	4.9	0.86	0.86	0.035	—	—	Stützliche Höhen. Entfernung der Rippen = 2.8 Mtr.

§. 82.

Bogenhäng- und Sprengwerkbrücken.

Keine Hängwerke für größere Spannweiten als 10 bis 15 Meter haben immer den Nachtheil, daß sie wegen ihrer freien Stellung der einzelnen Tragrippen wenig Stabilität besitzen, und bezüglich auf horizontale Schwankungen am wenigsten Sicherheit gewähren; wenn daher noch einiger Raum zwischen Hochwasser und Bahn vorhanden ist, erscheint es immer zweckgemäß, denselben zu benützen und die Tragrippen noch zum Theil unter die Fahrbahn greifen zu lassen, oder das Hängwerk in ein Häng- und Sprengwerk zu verwandeln.

Das Bogenhäng- und Sprengwerk läßt verschiedene Anordnungen zu, der Bogen kann entweder isolirt zwischen beiden Widerlagern aufgestellt sein, wobei die Fahrbahn theilweise auf ihn gestützt und theilweise an ihn angehängt ist; oder es kann derselbe von einem horizontalen Barren durchkreuzt werden und mit diesem eine Tragrippe bilden, an welche alsdann die Fahrbahn angehängt wird.

Die erstere Anordnung ist weniger für Eisenbahnbrücken geeignet, pflegt da-

gegen in England bei Straßenübergängen bis zu Spannweiten von 120 engl. Fuß angewendet zu werden. Die im Jahr 1827 zu Leeds ausgeführte Bogenhäng- und Sprengwerkbrücke hat eine Spannweite von 120 Fuß, die Pfeilhöhe des Bogens ist 24' und der Scheitel desselben liegt $11\frac{1}{2}'$ über der Fahrbahn. 2 Bogen von 16 Zoll Höhe und 10 Zoll mittlerer Dicke tragen die 27' breite Fahrbahn mit den beiderseitigen 5' breiten Trottoirs. Jeder Bogen besteht aus 4 einzelnen Stücken, die durch versteckte Dübel mit Keilen verbunden sind. Auf gußeisernen Unterzügen, die von 5 zu 5' mittelst Hängeisen an die Bogen angehängt und mittelst gußeiserner Stützen auf dieselben gestützt sind, ruhen die Längsbalken der Fahrbahn, welche letztere aus einer doppelten Bohlenlage besteht.

Für Eisenbahnbrücken giebt man den Bogenrippen entweder die Construction Taf. XVI. Fig. 21 und 22 oder Taf. XVIII. Fig. 14 und 15. Beide Constructionen sind auf der badischen Eisenbahn an den Stellen, wo dieselbe den Elzfluß überschreitet, mit gutem Erfolg in Ausführung gekommen, besonders hat sich die letztere mit Anwendung schmiedeiserner Unterzüge als äußerst solid und sicher erwiesen.

Die Brücken mit den Trägern, Fig. 21 Taf. XVI., haben jede 2 Oeffnungen von 12 Mtr. Weite. In jeder Oeffnung sind 3 Träger, welche sich mit ihren Stützpunkten 1·35 Mtr. unter der Bahn befinden und in der Mitte des Zwischenpfeilers gegen einander stoßen.

Die Auflagerungsplatten der Bogenenden sind horizontal und vertikal, und ruhen auf gußeisernen Mauerplatten. Jede Tragrippe besteht aus 3 Stücken, welche mittelst Flantschen und Bolzen vereinigt sind. An sechs Punkten der obern Bogennerve sind die Rippen durchbohrt, um die Bolzen für die Hängstangen, an welchen die Unterzüge hängen, aufzunehmen. Die Achse der Brücke macht mit der Flußachse einen Winkel von 80° und die Unterzüge sind parallel mit den Widerlagern an je 6 Hängeisen befestigt. Zur Vermeidung horizontaler Schwingungen der Brücke bei dem Darüberrollen der Locomotiven sind noch gußeiserne Windstreben angebracht. Die Hauptdimensionen einer solchen Brücke sind:

Freie Weite einer Rippe	12	Mtr.	
Entfernung der Rippen von Mitte zu Mitte	3·81		"
Ganze Länge einer Rippe	13·56		"
Länge des Mittelstücks	4·35		"
Ganze Höhe der Rippe in der Mitte	1·08		"
Eisenstärke	0·06		"
Verstärkungsnerven	0·033 Mtr. hoch	0·048	" breit.
Breite der Verbindungsflantschen	0·126		"
Länge der Auflagerungsplatten	0·75		"
Breite " "	0·42		"
Stärke der Hängstangen	0·06 auf	0·045	"
" der Bolzen	0·06		"
" " " an den Flantschen	0·021		"
	und	0·03	"

Höhe der Unterzüge in der Mitte	0.495 Mtr.
Entfernung der Unterzüge	1.56 „
	0.3
Stärke der Langschwellen	0.3 „
	0.3
Bedielung	0.06 „

Aus den Fig. 21^a und 21^b sind die Querschnitte an verschiedenen Punkten eines Trägers ersichtlich.

Die Eisbrücke bei Segau hat die Träg. Fig. 14 und 15, Taf. XVIII. Die Achse der Brücke schneidet die Mittellinie des Eisflusses unter einem Winkel von 74° 14'. Die Brücke hat 3 gleiche Oeffnungen, jede von 14.121 Mtr. Sichtweite. In jeder Oeffnung befinden sich 3 Tragrippen, wovon jede einzelne einen von zwei horizontalen Barren durchschnittenen Bogen bildet, dessen Anfänge 1.71 Mtr. unter der Bahnoberfläche liegen, und dessen größte Bogenhöhe 2.4 Mtr. beträgt.

Die Pfeiler haben eine Höhe von 3.75 Mtr. und eine Stärke an den Bogenanfängen von 1.8 Mtr. Die Stärke der Widerlager beträgt 2.4 Mtr.

Die Construction der Träger ist wesentlich von der allgemein üblichen verschieden. Am besten wird man sich davon eine Vorstellung machen können, wenn man sich denkt, daß die ganze Tragrippe ihrer Länge nach in 2 symmetrische Theile gespalten ist, wovon jeder Theil wieder aus mehreren Segmenten besteht die in der Art aneinander gefügt sind, daß die Fugen der Segmente der einen Hälfte immer in die Mitten der Segmente der andern Hälfte fallen und somit ein wechselseitiges Uebergreifen der einzelnen Theile stattfindet. Sowohl die einzelnen Segmente, an deren Enden elliptische Flantschen angegossen sind, als die beiden Halbrippen werden mittelst schmiedeiserner Bolzen zusammen befestigt, Fig. 14 und 15. Diejenigen Theile der Tragrippe, welche sich an die Widerlager und Pfeiler anschließen, sind nicht gespalten, sondern bestehen aus einem Stücke, welches sich in eine in den Winkel gebogene elliptische Flantsche endigt, wie der Schnitt Fig. 23 bei b c Fig. 14 zeigt. Auf diese Flantsche stemmt sich das dem untern Barren und dem Bogen gemeinschaftliche Gußstück b p o h i c und ein anderes diesen Theil ergänzendes Gußstück b g h k l m n i c; der Theil m n d e ist massiv aus einem Stück. Fig. 22 ist ein Schnitt bei i g und Fig. 24 ein solcher bei d e. An den obern Theil der in Winkel gebogenen Flantsche i g stemmt sich ein weiteres hälftiges Bogenstück h t s l m n i; an die Halbflantsche bei k l stößt ein weiteres Bogenstück k o u l und an die Halbflantsche bei s t das Bogenstück s t k' l'. Von hier aus sind die Gußstücke dieselben, wie auf der andern Seite, nur daß die gleichen Stücke nicht auf ein und derselben Hälfte sich befinden. Eine aufmerksame Betrachtung der Fig. 14 und 15 wird diese Art der Zusammensetzung eines Trägers vollständig klar machen und wird zeigen, daß derselbe aus 16 Stücken besteht, wovon 12 hälftig und 4 massiv sind. Die Fig. 26 zeigt den Schnitt y z der Fig. 14. Es ist nicht zu läugnen, daß den Trägern durch diese Zusammensetzungsart eine große Seitensteifigkeit gegeben und der Guß dadurch erleichtert wurde, daß man nur kleinere

Gußstücke annahm, die sich im Falle eines Zerspringens auch leicht durch neue ersetzen lassen; allein es bedingt dieselbe eine äußerst sorgfältige genaue Bearbeitung der einzelnen Theile und ist somit etwas kostspielig. Zu sämtlichen Trägern der Eisbrücke waren 138717·5 Kil. Gußeisen erforderlich. Jede Tragrippe hat 9 doppelte schmiedeiserne Hängeisen, von denen 7 in cylindrische mit Gewinden versehene Stäbe endigen, wie die Fig. 18 zeigt. Sämtliche Hängeisen der Brücke erforderten 7275 Kil. Schmiedeisen. Durch je 2 Hängeisen gehen 2 schmiedeiserne 0·06 Mtr. starke Bolzen und es wiegen die Bolzen für sämtliche 9 Rippen 1291 Kil. An den 3 Trägern einer Oeffnung sind im Ganzen 7 Unterzüge angehängt, welche im Grundriß die Form Fig. 17, bei a b, c d und e f, die Schnitte Fig. 21, 20 und 19 haben. Diese Unterzüge sind übrigens später durch schmiedeiserne Barren ersetzt worden und stehen nicht parallel mit den Widerlagern, sondern senkrecht auf der Brückenachse und vertreten so gewissermaßen auch die Stelle der Windstreben. Die Eindeckung der Brücke ist aus der Fig. 16 ersichtlich. Gesamtbaufkosten 180,000 Francs.

§. 83.

Röhrenbrücken.

Wie schon in der Einleitung zu diesem Abschnitte erwähnt, hat Reichenbach die erste Röhrenbrücke im Jahr 1824 zu Braunschweig über einen Arm der Oker in Ausführung gebracht und in seiner Theorie über die Röhrenbrücken im Allgemeinen Entwürfe für kleine und große Spannweiten angegeben. Nach dem Muster der Braunschweiger Brücke wurde alsdann die Brücke über den Hammerstrom bei der Eisenhütte zu Peitz gebaut, von der auf Taf. XIX. die zur Erklärung der Construction nöthigen Zeichnungen in den Fig. 22 bis 29 gegeben sind. Dieselbe hat eine Oeffnung von 10·9 Mtr. Weite und ist 4·49 Mtr. breit. Die Bahn wird durch 4 Bogenrippen getragen; jede besteht aus 7 Röhrenstücken von 1·5 Mtr. Länge. Der Halbmesser der Bogen ist 17·67 Mtr., die Verdrückung nahe $\frac{1}{11}$. Der äußere Röhrendurchmesser ist 0·21 Mtr., die Eisendicke 0·026 Mtr. und der Durchmesser der Flantschen 0·365 Mtr. Die Bogen stemmen sich gegen gußeiserne, an das Mauerwerk verankerte Platten und sind mit denselben durch Schrauben verbunden. Der Brückenweg besteht aus gußeisernen Platten, jede 0·41 Mtr. breit und 0·026 Mtr. stark mit Verstärkungsrippen versehen. Die geraden Barren a, Fig. 25, worauf die Platten ruhen, sind von Schmiedeisen und werden von gußeisernen Pfosten b, Fig. 27, unterstützt. Die Querverbindungen sind ganz von Schmiedeisen. Das Geländer sitzt nach Fig. 29 auf den Seitenplatten, welche die von Lehm und Kies gefertigte Fahrbahn begrenzen, und die hohlen Geländerpfosten sind an der innern Seite mit 2 Schrauben auf die Belagplatten festgeschraubt, von der äußern Seite aber werden sie sowohl, als die auf den Stirnen angebrachten Verkleidungsplatten t, durch die Zwingen Fig. 28 festgehalten. Das Gewicht sämtlicher Gußtheile ist 22200 Kil., das der Schmiedeisentheile 3300 Kil.

Für größere Spannungen nahm Reichenbach 2 Röhren, wie Fig. 30, und

vereinigte solche unter sich wie mit den benachbarten Trägern durch kurze angeschraubte Röhrenstücke. Fig. 31.

Diese Reichenbach'schen Röhren wurden später auch für Hängwerke benützt und es war zuerst eine Eisenwerkgesellschaft in Ungarn, welche im Jahr 1837 eine größere Hängwerkbrücke über den Wildstrom Cserna bei Mehadia und später eine solche zu Karansebes über den Temesfluß, welche jedoch im Jahr 1843 durch ein Hochwasser wieder zerstört wurde, zur Ausführung brachte. *) Erstere hat eine Spannweite von $133\frac{1}{2}$ Wiener Fuß bei einer Pfeilhöhe der Bogen von 15 Fuß, letztere dagegen war 180 Fuß weit gespannt bei einer Bogenhöhe von $21' 3''$ und hatte 8 Tragbogen, wovon jeder aus 94 in der Achse 2 Fuß langen Röhren aus Gußeisen von 10 Zoll Durchmesser und $\frac{1}{2}$ Zoll Eisenstärke zusammengesetzt war. Jede Röhre hatte 2 ringförmige Stoßscheiben von 3" Breite, 16" Durchmesser und $\frac{3}{4}$ " Dicke und war mit einer abwärts gerichteten Rippe in gleicher Höhe und Dicke der vorstehenden Scheibe versehen. Je 2 Bogen standen an den Rändern der Bahn und die 4 mittlern Bogen begrenzten die beiden Fahrbahnen und ließen zwischen sich Raum für den Fußweg. Der Seitenschub wurde durch schmiedeiserne Spannfetten aufgehoben, welche die Sehne des Bogens bildeten. Zwischen den Bogen und Spannfetten war ein System von sich kreuzenden, übereinander genietetem $1\frac{1}{2}$ Zoll breiten und 5 Linien starken Eisenstäben, auch die absteifende Querverbindung über den Fahrbahnen und dem Fußwege war auf ähnliche Art construirt. Die Brückenbahn bestand aus $\frac{9}{8}$ zölligen Längs- und Querträgern mit einem 6zölligen Bohlenbelag und wurde durch Windstreben gegen horizontale Ausbiegungen gesichert. Wenn gleichwohl der Einsturz dieser Brücke den zu schwachen Dimensionen der Röhren zugeschrieben wird, so kann dieses Hängwerkssystem doch um so weniger Vertrauen einflößen, als auch die stärkere Mehadiaer-Brücke mit einem Joche in der Mitte unterstützt werden mußte und die Art der Construction der Bogen überhaupt keine zweckmäßige und solide ist, indem bei jeder ungleichförmigen Belastung der Bahn ein Bestreben zur Biegung der Bogen eintritt, und folglich ein Abspringen der Stoßscheiben zu gewärtigen steht.

Die Nachtheile, welche alle Reichenbach'schen Röhren haben und die darin bestehen, daß dieselben aus zu vielen kurzen Stücken zusammengesetzt sind; daß ferner durch das Anziehen der Schrauben an den Stoßscheiben eine ungleichförmige Spannung in sie gebracht wird und dabei auch durchaus keine Regulirung möglich ist, sind Ursache, warum man in neuerer Zeit keine Anwendung mehr von ihnen gemacht hat.

Der französische Ingenieur Polonceau erkannte die Mängel der Reichenbach'schen Röhren wohl und gab denselben daher eine andere und zwar sehr sinnreiche Construction. Den kreisförmigen Querschnitt ersetzte er durch einen elliptischen und erreichte so den Vortheil, daß die Röhre bei gleicher Masse mehr Widerstand gegen Ausbiegung in vertikaler Richtung darbot; die Stoßscheiben ließ er wegfallen, machte dagegen die Röhrenstücke oder Segmente nur hälftig

*) Allgemeine Bauzeitung von L. Förster. 1838 und 1849.

und versah sie mit fortlaufenden Rändern für die Verbindungsbolzen; um gleiche Stärke und gleiche Spannung in der ganzen Röhre zu erhalten, verschob er die Segmente beider Halbröhren so gegeneinander, daß die Fugen sich kreuzten, und brachte schmiedeeiserne Keile in die Lehtern, durch welche der Bogen, bevor man die Schraubenbolzen in den fortlaufenden Rändern anzog, zuerst gespannt werden konnte.

Die erste Brücke, welche Polonceau mit solchen Röhren erbaute, ist die Carroussel-Brücke zu Paris. *) Taf. XIX. Dieselbe hat 3 gleiche Oeffnungen von 47·67 Mtr. Weite, wovon die mittlere durch Fig. 1 dargestellt ist. In jeder Oeffnung stehen 5 Bogen, welche eine Pfeilhöhe von 4·9 Mtr. haben und deren Querschnittsform aus Fig. 11 hervorgeht. Die Dimensionen des Röhrenquerschnitts wurden so angenommen, daß der große innere Durchmesser der Ellipse 0·58 Mtr. und der kleinere 0·33 Mtr., die Metalldicke 0·035—0·04 Mtr. und die Höhe des Querschnittes mit den Flantschen 0·88 Mtr. beträgt. Die Länge der einzelnen Segmente ist 4·35 Mtr. und ihr Gewicht 1227 Kilogr. In jeder Röhre befindet sich ein hölzerner Kern, welcher aus 9 Bohlen von Tannenholz besteht, die mittelst Bolzen gegeneinander gepreßt werden. Dieser Kern sollte den Zweck haben: die Zusammensetzung des Bogens zu erleichtern und gewissermaßen bei vorkommenden Reparaturen als Lehrgerüst zu dienen, sodann die Festigkeit der Röhre zu vergrößern und sie auch gegen seitliche Ausbiegungen und Vibrationen steifer zu machen. Die Enden der Röhren liegen auf gußeisernen Fußplatten, Fig. 7, 8, 9 und 10, welche ihrerseits wieder, zur Vertheilung des Drucks auf eine größere Fläche, auf gußeisernen Lagerplatten aufliegen, die in den Stein eingelassen sind. Zur Regulirung des Bogens sind die Keile s, s unterlegt. Um bei der Zusammensetzung der Röhren sicher zu gehen und zugleich um eine Verschiebung beider Röhrenhälften der Länge nach zu gestatten, wurden die Bolzenlöcher der Segmente der einen Hälfte oval gegossen, währenddem die Flantschen der Segmente der andern Hälfte vollgegossen wurden. Hatte man nun alle Segmente an den Kern auf dem dazu vorbereiteten Lehrgerüste angelegt und mit einigen Bolzen provisorisch befestigt, so trieb man erst alle Keile k, k, Fig. 12, zwischen den Stoßfugenflächen an und gab dem Bogen seine richtige Stellung und Spannung, alsdann wurden erst die übrigen Bolzenlöcher an den vollgegossenen Rändern gebohrt, sämtliche Bolzen durchgesteckt und fest angezogen. Bei dem Antreiben der Keile k, k an sämtlichen Stoßfugenflächen erhob sich die 30000 Kilogr. schwere Röhre etwas von dem Lehrgerüst, so daß die Ausrüstung dadurch wesentlich erleichtert wurde. Den Raum zwischen dem Holzern und der innern Fläche der Röhre füllte man mit einer Pechmasse aus. Es wurde sofort an die Querverbindungen geschritten. Diese haben immer zweierlei Kräfte zu widerstehen: 1) einer Pressung, wenn ein Bogen das Bestreben hat, sich dem andern zu nähern; 2) einem Zug, wenn sich die Bogen von einander entfernen wollen. Für die Pressung wählte man die gußeisernen Stemmrohren t, t, Fig. 3,

*) Notice sur le nouveau système de ponts en fonte, suivi dans la construction du Pont du Carroussel, par A. Polonceau. Paris 1839.

für den Zug die schmiedeiserne Bolzen *s, s*, für Verhinderung von Seitenausbiegungen die gußeisernen Streben *r, r*. Sowohl die Stemmrohren als die Streben konnten mit Keilen regulirt werden, bevor man die Bolzenmuttern anzog.

Die Last der Brückenbahn wird durch gußeiserne Ringe, Fig. 1 und 12, dem Tragbogen mitgetheilt. Damit aber diese Ringe an ihrer Stelle beharren, sind neben den Berührungsstellen derselben auf den Bogen kleine gußeiserne Walzen unterlegt, welche mit einem schmiedeiserne Bande zusammengehalten werden, Fig. 13. Um aber auch eine Zusammenschiebung der Ringe zu verhindern, sind sie durch Gußstücke getrennt, welche mit einem durch diese Letztern und die Wände der Ringe hindurch gehenden Bolzen festgehalten werden, Fig. 12. Gegen den Scheitel der Bogen hin können keine Ringe mehr angewendet werden, es sind daher massive Rollen unterlegt und zugleich zur Verbindung der Längenträger der Bahn mit den Bogen schmiedeiserne Bügel *x, x*, Fig. 5 und 6 angebracht. Das Gewicht sämmtlicher Ringe eines Bogens ist 9350 Kilogr.

Die Construction der Bahn, ihre Befestigung mit den Röhren geht aus den Fig. 1, 2 und 4 deutlich hervor, nur dürfte noch bemerkt werden, daß die untere Fläche der Längenträger mit einer gußeisernen Platte versehen ist, um ein Eindringen der Ringe in das Holz zu verhindern; sodann, damit die Stöße, welche die Fahrbahn treffen, nicht nachtheilig auf die Ringe einwirken, kleine Klöpfchen von hartem Holz unterlegt und an die erwähnte eiserne Platte befestigt sind, und endlich zur Verhinderung einer Verschiebung der Ringe und Erzielung einer breiteren Auflagerung der Längenträger an den Berührungsstellen kleine Walzen unterlegt sind, ähnlich wie Fig. 13.

Die Widerlager und Pfeiler der Brücke sind auf Bétou gegründet. Bei ersteren liegt der Bétou 1 Mtr. unter dem Niederwasser, hingegen bei den Pfeilern wurde zuerst eine starke Spundwand hergestellt, die Sohle auf einen halben Mtr. vertieft und die Bétoumasse bis in die Höhe des Niederwassers eingelegt. Die Höhe der Widerlager von dem Bétou bis an die Bogenanfänge ist 2·6 Mtr., ihre Stärke 10·5 Mtr. Die Höhe der Pfeiler ist 4·4 Mtr. und ihre Dide in der Höhe der Bogenanfänge 4 Mtr., über denselben aber nur 3 Mtr.

§ 84.

Verbollkommnungen der Polonceau'schen Röhrenbrücken.

Bei den nach dem Muster der Carrousselbrücke erbauten Brücken zu Corbeil, St. Cloud, Louviers u. a. m. hat Polonceau mehrere Verbesserungen angebracht, welche sich theils auf die Form und Zusammensetzung der Röhren, theils auf die Querverbindungen und theils auf die Auflagerungen der Ringe auf den Röhren beziehen. Um den Röhren mehr Seitensteifigkeit zu geben, erhielt nämlich der Querschnitt die Form Fig. 20 und Fig. 14. Dadurch konnten die Ringe der Bogenschenkelausfüllung direct auf die fortlaufenden Flanschen der Röhre gesetzt werden, wie ebenfalls aus Fig. 20 ersichtlich ist, und es war möglich, die untergeschobenen kleinen Walzen auf die durch die Fig. 15, 16, 17 und 18 dargestellte solidere Weise mit einander zu vereinigen. Bei Röhren für Eisenbahnbrücken hält

es Polonceau für zweckmäßig, den einzelnen Segmenten Stoßflantschen zu geben, wie Fig. 14 zeigt. Die Bolzen an diesen Stoßflantschen sollen aber erst angezogen werden, wenn keine Verschiebungen in der Röhre mehr möglich, d. h. alle Keile k, k, Fig. 14, fest angetrieben und alle Bolzen in den fortlaufenden Rändern der Röhre angezogen sind. Da nun spätere Verschiebungen der Röhrenhälften nicht ganz verhindert werden, wenn der eine Theil ovale Schraubenlöcher hat, so pflegt man auch dormalen dieselben stets kreisrund zu machen.

Der Holzkeim wurde bei den neuern Brücken weggelassen, da es sich zeigte, daß er zur Vermehrung der Festigkeit des Bogens nichts beiträgt.

Die Art der Befestigung der Querverbindungsstücke an die fortlaufenden Ränder der Röhren ist hauptsächlich eine fehlerhafte, weil die Röhren gerade an ihren schwächsten Theilen gefaßt sind; weit besser ist es, die Verstrebungen gegen die Mitte der Röhrenstücke gehen zu lassen und zu diesem Behufe besondere Backenstücke anzuschrauben.

Was endlich die Auflagerung der Bahn auf die Ringe betrifft, so hat man auch hier eine Abänderung dahin getroffen, daß statt der fortlaufenden Gußplatte an dem Längenträger, nur an den Berührungsstellen desselben kurze Gußstücke angeschraubt sind, welche Ränder haben und auch mit den Ringen selbst verschraubt werden können, wobei aber, um dem Ring eine kurze Bewegung um seine Achse zu gestatten, einem Theil ovale Löcher gegeben werden müssen.

Mit allen den angeführten Vervollkommnungen glaubt Polonceau seine Röhrenbrücken für Bogenöffnungen von 48 Mtr., selbst wenn sie für eine Eisenbahn bestimmt sind, mit Sicherheit anwenden zu können; nur geht sein Vorschlag alsdann dahin, die Röhren theilweise über die Bahn greifen zu lassen, um die Schwingungen der Brücke zu verhindern, und ihnen statt $\frac{1}{10}$, $\frac{1}{8}$ Verdrückung zu geben. Für eine Bahn mit 2 Geleisen werden 6 Röhren angenommen.*)

§. 85.

Berechnung der Dimensionen gußeiserner Brücken.

a) Warrenbrücken.

Das Widerstandsmoment eines Warrens ist verschieden, je nach der Form des Querschnitts. Hat der Warren im Querschnitte die einfache T-Form (Fig. 47 Taf. II. der Allgem. Baukunde) und

ist die Höhe desselben	h
„ Metallstärke	b_1
„ Flantschenbreite	b
„ Flantschenstärke	h_1
der Abstand der neutralen Achse von der obern Kante z;	

so hat man:

$$z = \frac{1}{2} \frac{b_1 h^2 + bh_1^2 - b_1 h_1^2}{b_1 h + bh_1 - b_1 h_1} \text{ und}$$

das Widerstandsmoment:

*) Allgemeine Bauzeitung von L. Förster. 1845.

$$e = \frac{R_1}{3z} \left\{ . b z^3 - (b - b_1) (z - h_1)^3 + b_1 (h - z)^3 \right\}$$

worin R_1 den Widerstandscoefficienten für Gußeisen bedeutet.

Setzt man nun $h = 6 b_1$

$$b = 4 b_1$$

$$h_1 = 0.6 b_1, \text{ so wird}$$

$$z = 2.3769 b_1 \text{ und}$$

$$e = \frac{R_1}{3} . 35.52 b_1^3.$$

Nach den von dem Verfasser angestellten Versuchen und Berechnungen mit Barrenbrücken der badischen Eisenbahn*) hat sich der Werth von R_1 zu 3000000 Kil. ergeben und es ist somit

$$e = 35520000 b_1^3$$

liegt der Barren mit beiden Enden frei auf den Widerlagern und ist die lichte Entfernung der Leßtern = l ; das Gewicht des Barrens für den laufenden Meter = p ; die Last in der Mitte des Barrens = P , so hat man:

$$\left(P + \frac{p l}{2} \right) \frac{1}{4} = 35520000 b_1^3$$

und

$$(1) \quad b_1 = \sqrt[3]{\frac{\left(P + \frac{p l}{2} \right) \frac{1}{4}}{35520000}}.$$

Für $l = 3$ Mtr.; $p = 250$ Kil.; $P = 5700$ Kil. wird $b_1 = 0.05$ Mtr., folglich $h = 0.3$ Mtr.; $b = 0.2$ Mtr.; $h_1 = 0.03$ Mtr.

Die Formel (1) gibt gute Resultate für alle Barren, welche nicht über 3.6 Mtr. frei aufliegen; sobald die lichte Entfernung der Widerlager größer wird, nehme man

$$h = 8 b_1$$

$$b = 4 b_1$$

$$h_1 = 0.6 b_1 \text{ und man erhält}$$

$$z = 3.32 b_1 \text{ folglich}$$

$$(2) \quad b_1 = \sqrt[3]{\frac{\left(P + \frac{p l}{2} \right) \frac{1}{4}}{56760000}}$$

Für $l = 6$ Mtr.; $p = 280$ Kil.; $P = 9500$ Kil. wird $b_1 = 0.064$ Mtr., folglich $h = 0.512$ Mtr.; $b = 0.256$ Mtr.; $h_1 = 0.0384$ Mtr.

Hat der Barren im Querschnitte die doppelte T-Form und ist h die Höhe desselben; b die Breite der obern und untern Flantschen; b_1 die Metallstärke; h_1 die lichte Höhe zwischen den Flantschen, so hat man:

$$e = \frac{R_1}{6h} \left\{ b_1 h_1^3 + b (h^3 - h_1^3) \right\}.$$

$$\text{Für } h = 6 b_1$$

$$b = 3 b_1$$

*) Die gußeisernen Brücken der badischen Eisenbahn u. von M. Becker, Karlsruhe 1847.

$$h_1 = 4.5 b_1 \text{ wird} \\ e = 38790000 b_1^3 \text{ daher}$$

$$b_1 = \sqrt[3]{\frac{(P + \frac{P^2}{2})^{\frac{1}{4}}}{38700000}} \quad (3)$$

b) Bogenbrücken.

Die gußeisernen Träger einer Bogenbrücke können auf zweierlei Art berechnet werden; man kann annehmen, daß in allen Punkten des Bogens nur ein Druck nach der Tangente stattfindet, und bemißt alsdann den Querschnitt desselben nach dem an den Stützpunkten vorhandenen Drucke, da dieser am größten ist. Diese Annahme gilt besonders für solche Träger, bei welchen die Bogenwinkelausfüllung an den Bogen angegossen oder fest mit demselben verschraubt wird. Die zweite Art der Berechnung setzt voraus, daß der Bogen ein ursprünglich gebogener elastischer Körper sei und geschieht deshalb auch nach denselben Formeln, welche für die Berechnung der Querschnittsdimensionen hölzerner Bogen in Anwendung kommen; sie eignet sich für solche Fälle, bei denen die Träger aus gußeisernen Bogenrippen bestehen, welche die Bahn tragen, sei es indem sich dieselbe auf den Bogen stützt oder an den letztern anhängt.

Erste Art der Berechnung.

Es sei: X die halbe Spannweite;

Y die Pfeilhöhe des Bogens;

q der Radius der mittleren Bogenlinie;

ψ der halbe Centriwinkel;

e die Entfernung zweier Bogen von Mitte zu Mitte;

P die Gesamtkraft, welche auf einen Bogen gleichförmig vertheilt ist, einschließlic des Eigengewichtes;

T der größte Druck nach der Richtung der Tangente an den Stützpunkten;

R₁ die größte zusammendrückende Kraft, welche dem Material auf die Flächeneinheit des Querschnitts zugemuthet werden darf,

so hat man:

$$T \sin \psi = \frac{P}{2}; T = \frac{P}{2 \sin \psi};$$

$$\text{nun ist } \sin \psi = \frac{X}{e} \text{ und}$$

$$e = \frac{X^2 + Y^2}{2Y} \text{ daher}$$

$$\sin \psi = \frac{2XY}{X^2 + Y^2}; \text{ folglich}$$

$$T = \frac{P}{4} \cdot \frac{X^2 + Y^2}{XY}. \quad (a)$$

Das Totalgewicht P zerfällt:

- 1) in das Gewicht der Fahrbahn;
- 2) " " " der zufälligen Belastung;
- 3) " " " der Bogenwinkelausfüllung;
- 4) " " " des Bogens selbst.

Bedeutet: p das Gewicht der Fahrbahn für einen □ Mtr.;

p_1 " " " zufälligen Belastung "

2λ die Länge des Bogens vom Halbmesser ρ ;

π das Gewicht eines Kubikmeters Gußeisen;

w den Bogenquerschnitt,

so hat man die Gewichte, welche auf den halben Bogen kommen:

Gewicht der Fahrbahn = $p \cdot e \cdot X$;

" " zufälligen Belastung $p_1 \cdot e \cdot X$;

" " Bogenwinkelausfüllung = $m \cdot X \cdot Y$, worin m eine durch Erfahrung zu bestimmende Zahl ist.

Gewicht des halben Bogens = $\lambda w \pi$ oder = $K X w \pi$; wenn für λ $K X$ gesetzt wird. Man hat daher:

$$\frac{P}{2} = X \left\{ e(p + p_1) + m \cdot Y + K w \pi \right\}.$$

Diesen Werth in die Gleichung (a) substituirt, gibt:

$$T = \frac{X^2 + Y^2}{2 Y} [e(p + p_1) + m Y + K w \pi].$$

Dieser Druck muß gleich $R_1 w$ sein, folglich hat man die Gleichung:

$$R_1 w = \frac{X^2 + Y^2}{2 Y} [e(p + p_1) + m Y + K w \pi]$$

und die Querschnittsfläche

$$(4) \quad w = \frac{(X^2 + Y^2) \{e(p + p_1) + m Y\}}{2 Y R_1 - K \pi (X^2 + Y^2)}.$$

Werthe von R_1 , m , K , π , p und p_1 .

Bei Straßen- und Canalbrücken, wo keine heftigen Stöße vorkommen, kann im Mittel der Werth von R_1 zu 2500000 per □ Mtr. angenommen werden; bei Eisenbahnbrücken hingegen findet man, daß dieser Werth höchstens 1400000 bis 2000000 Kil. beträgt, je nachdem die Spannweiten klein oder groß sind.

Die Werthe von m ergeben sich durch Berechnung des Gewichtes der Bogenwinkelausfüllung verschiedener bestehender Brücken verschieden, je nach der Größe der Spannweiten und der Verdrückung der Bogen.

Für Verdrückungen von $\frac{1}{16}$ bis $\frac{1}{10}$ findet man

bei Spannweiten von 6—10 Mtr. $m = 400$

" " " 10—20 " $m = 320$

" " " 20—30 " $m = 250$

" " " 30—40 " $m = 180$

Bei Bolonceau'schen Röhrenbrücken hingegen

ergiebt sich $m = 40$

Die Verhältniszahl aus der Länge des Bogens in die Sehne desselben oder $\frac{\lambda}{X} = K$ ergibt sich:

$$\text{für } \frac{1}{8} \text{ Verbrückung } K = 1.041$$

$$\text{'' } \frac{1}{10} \text{ '' } K = 1.026$$

$$\text{'' } \frac{1}{12} \text{ '' } K = 1.018$$

Der Werth von π ist 7200 Kil. gleich dem Gewicht eines Kubikmtr. Gußeisen.

Der Werth von p wechselt zwischen 400 und 950 Kil. und richtet sich nach der Construction der Fahrbahn. Bei kleineren Eisenbahn- und Straßenbrücken kann man $p = 450$ Kil. setzen, wenn aber die Brücke eine gußeiserne Eindeckung hat, worauf entweder eine Schotterlage oder eine 0.45 bis 0.6 Mtr. hohe Sandschicht mit Steinabpflasterung ruht, dann ist $p = 900$ bis 950 Kil. Bei Polonceau'schen Röhrenbrücken genügt es, $p = 600$ bis 650 Kil. anzunehmen.

Die zufällige Belastung p_1 ist, wenn ein Menschengedränge vorausgesetzt wird, 280 Kil. per □Mtr.; in Frankreich rechnet man meist nur 200 Kil. Für eine Eisenbahnbrücke muß der Werth von p , unter Annahme des ungünstigsten Falles, besonders berechnet werden, wird aber im höchsten Falle auf 300 bis 400 Kil. per □Mtr. steigen.

Als Rechnungsbeispiel wählen wir die Trentbrücke in England. Für dieselbe hat man die Werthe:

$X = 21$ Mtr.; $Y = 4.2$ Mtr.; $e = 1.73$ Mtr.; $m = 180$; $R_1 = 2500000$ Kil.; $\pi = 7200$ Kil.; $K = 1.062$ für $\frac{1}{10}$ Verbrückung; $p_1 = 280$ Kil.; $p = 906$ Kil., und wegen der Querverbindungen 920 Kil.

Durch Substitution in die Gleichung (4) ergibt sich: $w = 0.0742$ □Mtr., während es in der Wirklichkeit 0.0765 □Mtr. find.

Für die Carrousselbrücke in Paris hätte man: $w = 0.076$ □Mtr.; $X = 23.85$ Mtr.; $Y = 4.9$ Mtr.; $e = 2.8$ Mtr.; $m = 40$ Mtr.; $K = 1.026$; $\pi = 7200$; $p = 640$ Kil.; $p_1 = 280$ Kil.; die Gleichung (4) gibt:

$$R_1 = \frac{X^2 + Y^2}{2 Y w} \left\{ e (p + p_1) + m Y + K w \pi \right\}$$

$$R_1 = 2692161 \text{ Kil. per } \square\text{Mtr.},$$

woraus hervorgeht, daß diese Brücke hinreichende Festigkeit hat.

Für die Eisenbahnbrücke über die Fairfieldsstraße auf der Manchester-Birmingham-Bahn hätte man zu setzen:

$X = 19.5$ Mtr.; $Y = 3.64$ Mtr.; $e = 1.78$ Mtr.; $R_1 = 2000000$ Kil.; $K = 1.026$; $m = 180$; $\pi = 7200$ Kil.; $p = 950$ Kil.; $p_1 = 280$ Kil. (vorausgesetzt, daß das Menschengedränge die größtmöglichste zufällige Last ist); die Formel (4) gibt für den Inhalt des Querschnitts $w = 0.096$ □Mtr., während es in der Wirklichkeit 0.0935 □Mtr. find.

Wenn in dem Scheitel eines Bogens eine zufällige Last W wirksam ist, so geht die Formel (4) in folgende über:

$$(5) \quad w = \frac{(X^2 + Y^2) \left[X (p e + m Y) + \frac{W}{2} \right]}{X \{ 2 Y R_1 - K \pi (X^2 + Y^2) \}}$$

Zur Anwendung dieser Formel rechnen wir den Querschnitt eines Bogens der Offenburger Eisenbahnbrücke, unter der Voraussetzung, daß außer der ständigen Belastung der Bahn noch eine Locomotive von 22 Tonnen Gewicht auf der Mitte der Brückenöffnung wirksam sei; so haben wir:

$X = 4.7$ Mtr.; $Y = 1.14$ Mtr.; $p = 450$ Kil.; $e = 1.64$ Mtr.; $K = 1.026$; $W = 11000$ Kil. (weil die Locomotive auf 2 Bogenrippen steht; $m = 320$; $R_1 = 1400000$; $\pi = 7200$ Kil.; und es gibt die Formel (5) den Inhalt des Bogenquerschnitts an den Stützpunkten

$$w = 0.024 \square \text{Mtr.};$$

in der Wirklichkeit sind es 0.025.

Zweite Art der Berechnung.

Nach Seite 140 der Allgem. Baukunde hat man für den gedrückten Bogen, dessen Querschnitt ein Rechteck ist, die Formel:

$$(6) \quad b h^2 = \frac{P}{2 R_1} \left\{ \frac{5 M h}{4} + \frac{N \cdot Y}{8} (X^2 + 1) \right\}.$$

Hierbei ist die Last P gleichförmig auf den Bogen in Bezug auf die Horizontale vertheilt; b und h sind die Querschnittsdimensionen; X die halbe Spannweite und Y die Pfeilhöhe; M und N haben die auf Seite 521 der Allgem. Baukunde angegebenen Werthe.

Wenn dagegen der Querschnitt des Bogens ein doppeltes T bildet und es ist die Höhe desselben h , die Metalldicke b_1 , die Flantschenbreite b , die lichte Höhe zwischen den Flantschen h_1 , so hat man in die allgemeine Formel Seite 520 der Allgem. Baukunde

$$\frac{R_1}{E} = \frac{P}{2} \left\{ \frac{5 M}{4 E w} + \frac{N \cdot V \cdot A}{24 s} \right\}$$

für $w = b_1 h_1 + 1 (h - h_1)$

$$" \quad V = \frac{h}{2}$$

" $s = \frac{E}{12} \left\{ b_1 h_1^3 + b (h^3 - h_1^3) \right\}$ zu setzen und man erhält:

$$(7) \quad R_1 = \frac{P}{2} \left[\frac{5 M}{4 \{ b_1 h_1 + b (h - h_1) \}} + \frac{N h A}{4 \{ b_1 h_1^3 + b (h^3 - h_1^3) \}} \right].$$

A ist der Radius der mittleren Bogenlinie.

Für eine Polonceau'sche Röhrenbrücke geht die obige allgemeine Formel in folgende über:

$$(8) \quad R_1 = \frac{P}{2} \left[\frac{5 M}{4 \cdot 3.14 (a b - a' b')} + \frac{N b A}{18.84 (a b^3 - a' b'^3)} \right]$$

a und a' sind die beiden horizontalen, b und b' die vertikalen Halbachsen des elliptischen Querschnitts.

Für die Carrousselbrücke in Paris hätte man:

$A = 60.49$ Mtr.; $X = 23.85$ Mtr.; $Y = 4.9$ Mtr.; $b = 0.33$ Mtr.,
 $b' = 0.298$ Mtr.; $a = 0.21$ Mtr.; $a' = 0.178$ Mtr.; $M = 2.66$ und N
 $= 0.053$ (weil $\frac{X}{Y}$ nahe $= 5$); $P = 160329$ Kil., folglich

$$R_1 = 2096440 \text{ Kil.}$$

Man sieht also auch hieraus, daß die Röhrenbogen dieser Brücke mehr als hinreichende Stärke haben, indem der Werth von R_1 seine Gränze von 2500000 Kil. nicht ganz erreicht.

b) Brücken aus Schmiedeisen.

§. 86.

Einleitung.

Diese Brücken gehören ganz der neuern Zeit an und verdanken ihre Ausbildung dem Eisenbahnbau. Wohl wurde schon im Jahre 1808 von Ingenieur Brupère eine schmiedeiserne Brücke bei St. Denis erbaut, allein sie ist von keiner Bedeutung, da sie nur für einen schmalen Leinpfad dient und eine Spannweite von 11.4 Mtr. hat. *)

Der Umstand, daß das Gußeisen im Allgemeinen weniger Sicherheit bietet wie das Schmied- oder Walzeisen und daß es sich nur für Bogenconstruktionen besonders eignet, indem es hierbei auf seine rückwirkende Festigkeit in Anspruch genommen wird, machte, daß das letztere bei dem Baue der Eisenbahnbrücken so vielfach Anwendung fand, indem gerade bei den Eisenbahnen diejenigen Fälle sehr oft vorzukommen pflegten, wo zwischen Bahnoberfläche und Hochwasser sehr wenig Raum vorhanden war und man sich genöthigt sah, horizontal gestreckte hochkantige Baaren anzuwenden.

Man ist zwar in England, wo die Eisenconstruktionen am weitesten gediehen sind, mit gußeisernen Barren bis auf 90 Fuß Spannweite gegangen, indem man 3 Barrenstücke von 30 Fuß Länge mit einander vereinigte und den ganzen Träger mit schmiedeisernen Hängketten verstärkte, allein es haben sich diese Construktionen durchaus nicht bewährt, weil sie auf einem fehlerhaften Principe beruhen, indem es unmöglich ist, Guß- und Schmiedeisen zu völlig gleichzeitiger Wirkung bei Unterstüßung einer Belastung zu verbinden. Bevor man die schmiedeisernen Brücken kannte, war es nicht möglich, breite Flüsse zu überschreiten, ohne entweder die Anzahl der Unterstüßungen sehr groß anzunehmen oder die Bahnlinie in einer bedeutenden Höhe über dem Hochwasserspiegel wegzuführen; in beiden Fällen vermehrten sich die Kosten des Baues, in dem einen durch die Gründung und Herstellung der Pfeiler, in dem andern durch die größeren Erdarbeiten. Wenn daher auch die Kosten des Oberbaues bei einer Schmiedeisenconstruktion größer sind, wie bei einer Construktion aus Gußeisen, so bleiben doch in den meisten Fällen die ersteren ökonomisch vortheilhafter, und man wird ihnen um so mehr den Vorzug

*) Röber, Brückenbau, 2. Theil. S. 166.

geben, als sie insbesondere für Eisenbahnbrücken, die sehr gewaltigen Stößen und Erschütterungen ausgesetzt sind, mehr Sicherheit und Dauer gewähren.

Ein besonderer Vortheil der schmiedeeisernen Brücken ist aber noch der, daß sie freie Tragweiten bis zu 150 Mtr. und darüber gestatten.

Im Allgemeinen sind die schmiedeeisernen Brückenconstructions Nachahmungen der hölzernen und lassen sich einteilen in:

- I. Balkenbrücken, bei welchen stets für jeden Träger zwei Tragbänder oder Gurtungen vorhanden sind, welche entweder gerade oder beliebig gekrümmt sein können. Wesentlich ist, daß beide Gurtungen auf ihre ganze Länge fest miteinander verbunden sind, so daß keine ohne die andere eine Formänderung annehmen kann. Die Verbindung geschieht entweder durch Streben und Bänder oder durch volle Wandungen.
- II. Bogenbrücken, bei welchen für jeden Träger ein für sich bestehendes, nach oben convexes Band, der Bogen, vorhanden ist.

Der Bogen übt einen Horizontalschub auf die Stützpunkte aus.

Zu den ersteren rechnen wir:

- 1) Brücken aus gewalzten Eisenbahnschienen;
- 2) Einfache Barrenbrücken aus Walzeisen und Blechträgern;
- 3) Blechbrücken von Fairbairn und Stephenson;
- 4) Brünnel'sche Blechbrücken und Röhrenbrücken von Stephenson;
- 5) Gitterbrücken nach dem Town'schen System;
- 6) Fachwerkbrücken mit geraden Längsbändern oder Gurtungen mit Verticalen und Diagonalen;
- 7) Parabolische Fachwerkbrücken;
- 8) Fachwerkbrücken nach dem System von Schwedler;
- 9) Brücken nach dem System von Pauli;
- 10) Brücken nach dem System von Reville;
- 11) Fachwerkbrücken nach dem System von Ribers;

Zu den letzteren gehören:

- 1) Die reinen Bogenbrücken, bei denen der Bogen die ganze Last aufzunehmen hat;
- 2) die gemischten Bogenbrücken, bei denen der Bogen vereint mit einer horizontalen oberen Gurtung die Last aufnimmt;
- 3) Die Bogenbrücken von Fox und Henderson, bei welchen die Endpunkte des Bogens durch eine horizontale Sehne verbunden sind.

Jedes System wird bei rationeller Construction eine solide und feste Brücke geben, auch werden die Differenzen in den Eisenmassen und Kosten bei Anwendung gleicher Grundsätze nicht erheblich variiren. Die Ansichten über die Wahl des einen oder andern Systems werden daher stets verschieden sein und jeder Ingenieur wird in der Regel für ein bestimmtes System sich vorzugsweise interessieren. Im Allgemeinen sind indeß die Gitterbrücken mit engen Maschen für große Spannweiten so ziemlich schon in den Hintergrund getreten und werden solche mit weiten Maschen und Vertikalabsteifungen ihrer Einfachheit und ihres leichteren Aussehens wegen

vorgezogen. Am meisten Anwendung finden die sogenannten Fachwerke mit einer oder mehreren Diagonalen, als sehr rationelle und in den einzelnen Theilen sehr sicher und leicht zu berechnende Constructionen; dabei werden die obern Gurtungen entweder gerade oder nach einer Parabel gekrümmt. In Fällen, wo hinlänglich Höhe für die Construction vorhanden, findet die Bogenconstruction vielfach Anwendung, da die Bogenform unzweifelhaft den Anforderungen der Aesthetik in besonders vortheilhafter Weise entspricht und es bei diesem System möglich ist, die Construction so zu wählen, daß in den Gurtungen nur die rückwirkende Festigkeit in Anspruch genommen wird, was den Vortheil gewährt, eine erhöhte Inanspruchnahme der Querschnitte zuzulassen, wodurch wieder eine Ersparniß an Eisenmaterial gegen andere Systeme erzielt wird, die bei größeren Brückenbauten, wo ohnehin die Widerlager und Pfeiler eine bedeutende Stärke erfordern, wohl verdient in Betracht gezogen zu werden. Rationell ist es, dergleichen Bogenträger mit doppelten Gurtungen ohne Benutzung der Horizontalgurtung als tragende Theile zu betrachten und an den Widerlagern mit Drehpunkten zu versehen, damit nicht bei Bewegungen bald die obere, bald die untere Gurtung vorzugsweise in Spannung kommt. Die Drehpunkte am Scheitel empfehlen sich nicht, weil das System an Steifigkeit verliert und mit der Zeit eine gefährliche Beweglichkeit annimmt, auch der berechnete Schub auf die Widerlager in vollem Maße sich äußert. Wenn wirklich bei einem durchaus festen Bogen im Scheitel die Spannungen in den Gurtungen bei wechselnden Temperaturen sich etwas höher stellen, wie dieß bei einem Bogen mit Drehpunkt im Scheitel der Fall ist, so wird die Formänderung des Bogens innerhalb der Elastizitätsgränze nicht den geringsten Nachtheil haben.

Ein sehr rationelles System ist auch das von Pauli, es vereinigt große Tragfähigkeit mit dem Minimum von Materialaufwand, wird aber von vielen Ingenieuren den anderen Systemen nachgesetzt, weil es eine äußerst sorgfältige Ausführung erfordert und für die Dauer, insbesondere was die Auflagerungen betrifft, als wenig Garantie bietend betrachtet wird.

Die Blechbrücken von Brunel und Stephenson haben auf dem Continent noch wenig Nachahmung gefunden, ebenso die Systeme von Neville, Ribers und Fox und Henderson.

Bei den deutschen Eisenbahnen findet man die Systeme angewendet je nach der freien Tragweite wie folgt:

- | | |
|---------------|--|
| Bis 1 Meter | dienen die Schienen selbst als Träger; |
| Von 1— 2 Mtr. | hat man gewalzte Träger oder Doppelschienen; |
| „ 2— 5 „ | gewalzte Träger oder Blechträger mit I Form; |
| „ 5— 15 „ | Blechträger und öfters schon Gitter oder Fachwerke; |
| „ 15—150 „ | und darüber Gitterwerke mit weiten Maschen und gerade oder parabolische Fachwerke, zuweilen Bogenträger oder Träger nach dem System Pauli. |

Die Gitter mit engen Maschen und Flachstäben werden mehr und mehr verlassen, da die rückwirkend angegriffenen Gitterstäbe ihrer Natur nach nicht geeignet

sind, jene Function zu leisten, die ihnen in den Town'schen Brücken zugemuthet wird.

§. 87.

Brücken aus gewalzten Eisenbahnschienen.

Bei Eisenbahnbauten, wo man bei Kreuzungen des Bahndammes mit Wegen, Canälen, Bächen zc. an die Höhe der Dammkrone gebunden ist, und deshalb oft sehr wenig Raum für die Construction der Brücken erübrigt, ferner wo es sich darum handelt, solche in möglichst kurzer Zeit mit geringen Mitteln in Ausführung zu bringen, bedient man sich oft mit Vortheil der Eisenbahnschienen, um damit die Brückenträger darzustellen.

Für 2 bis 2·5 Metr. Spannweite genügen für die Träger 2 aufeinander genietete Schienen, welche an beiden Enden auf gußeisernen Lagerstützen ruhen. Die Fig. 10, 11, 12, 12^a und 12^b, Taf. XX., zeigen eine solche Construction, wie sie auf der thüring'schen Bahn ausgeführt wurde. Auch auf der hannöber'schen Bahn sind ähnliche Brückchen von 1·5 Mtr. Weite, die noch die Vereinfachung haben, daß die Locomotiven direct auf den Trägern, Fig. 12^b, laufen.

Ist die Spannweite 2·5 bis 5 Mtr. und hat man noch einigen Raum unter der Bahn, dann lassen sich auch mit 2 Schienen, wovon die eine gebogen wird, Sprengwerke construiren, indem man etwa, wie Fig. 15 zeigt, die Dreiecke über den Bogenschenkeln mit einer durchbrochenen Gußplatte ausfüllt.

Die Fig. 13, 14, 15, 16 und 17 geben diese Construction, wie sie ebenfalls im Thüring'schen bei einer Spannweite von 4·7 Mtr. Anwendung fand.

Statt dieser Anordnung hat man in Hannover eine andere gewählt, die sich ebenfalls sehr praktisch erwies; man hat nämlich die gebogene Schiene so mit der geraden vernietet, daß der ganze Träger die sogenannte Fischbauchform annahm, und füllte den Raum zwischen beiden Schienen mit einer Blechtafel aus. Die Enden jedes Trägers ruhen auf je 2 gußeisernen auf Mauerbalken befestigten Lagerstützen. Ueber den 6 Trägern einer Oeffnung liegen Querbalken, auf denen erst die Bahnschienen befestigt sind. Bei einer Spannweite von 5·4 Mtr. haben die Träger in der Mitte 0·68 Mtr. Höhe; die Stärke der Blechtafeln zur Ausfüllung ist 0·024 Mtr.; Länge der Auflagerung 1 Mtr.

§. 88.

Barrenbrücken aus Walzeisen und Eisenblech.

Barrenbrücken aus Walzeisen, wobei die Träger die I Form haben, werden bei Straßenbrücken bis zu 12 Mtr. freier Weite, bei Eisenbahnbrücken bis zu 3 und 4 Meter angewendet.

Bei Straßenbrücken ersetzen die eisernen Barren die Streckbäume und werden, je nachdem die Fahrbahn aus Wellenblech oder Holzbelag besteht, in Entfernungen von 0·8 Mtr. bis 1·8 Mtr. voneinander gelegt. In beiden Fällen kann die Fahrbahn betonirt oder chaussirt, oder auch abgepflastert werden und ist beiderseits durch hölzerne Saumschwellen oder durch gewalzte eiserne Gurtbarren begrenzt,

welche zugleich das Geländer tragen. Sämmtliche Träger ruhen auf den Widerlagern in gußeisernen Lagerplatten, die mit Steinbolzen befestigt werden.

Bei Brücken von 5 bis 6 Mtr. freier Weite werden die Träger in der Mitte durch einen Flaßeisenstab miteinander verbunden.

Bei Eisenbahnbrücken liegen die Tragbarren entweder direct unter den Schienen oder was bei Anwendung von Querschwellen, der Befestigung dieser auf den Tragbarren wegen, zweckmäßiger ist, etwas seitlich neben den Schienen, so daß ihr Abstand etwa 1·8 Mtr. beträgt, während die Entfernung der Schienen bekanntlich nur 1·5 Mtr. ist. Alle 1·5 Mtr. sind Querverbindungen anzubringen und zwischen diese 2 Diagonalflaßeisen.

In folgender Tabelle sind Barren, wie solche aus der Burbacher Hütte hervor-gehen, zusammengestellt.

T a b e l l e
über gewalzte Barren der Burbacher Hütte.

Nro. des Profils.	Dimensionen.				Quer- schnitt in □Centim.	Gewicht pro lfd. Meter in Kilogr.	Trägheitsmo- ment auf den □Centimeter bezogen.
	Höhe. Centim.	Steege- Dicke. Centim.	Flantschen- Breite. Stärke. Centim. Centim.				
6a	23·5	1·0	9·6	1·2	44·5	33·7	3649·9
6b	23·3	1·1	9·6	1·3	47·9	37·2	3824·7
6c	23·2	1·25	10·2	1·47	55·8	43·0	4420·8
6d	23·0	1·5	10·8	1·42	67·0	51·5	5159·4
7a	23·5	1·0	9·3	0·92	38·9	30·0	3039·0
7b	23·5	1·3	9·15	1·4	52·6	40·5	4093·3
7c	23·5	2·0	10·5	2·0	81·5	62·7	6103·4
8a	25·0	1·1	11·5	1·35	56·1	43·2	5363·0
8b	24·8	1·2	11·4	1·47	60·4	46·5	5623·4
8c	24·6	1·3	11·9	1·67	68·1	52·5	6286·6
8d	24·4	1·5	12·5	1·90	79·1	61·0	7118·7
9a	25·0	1·0	14·0	1·47	63·8	49·0	6615·0
9b	24·8	1·1	13·9	1·57	68·1	52·5	6875·5
9c	24·7	1·2	14·6	1·85	79·7	61·2	7992·7
9d	24·5	1·3	15·0	2·15	91·2	70·2	8972·5
10a	26·2	1·15	9·8	1·40	51·6	42·0	5451·5
10b	26·0	1·25	9·7	1·50	58·3	45·0	5673·4
10c	25·8	1·45	10·5	1·67	68·4	52·7	6522·0
10d	25·6	1·70	11·4	1·95	82·3	63·5	7678·5
11a	30·0	1·30	12·5	1·55	74·9	57·8	9957·5
11b	29·8	1·40	12·6	1·70	81·0	62·5	10613·6
11c	29·6	1·50	13·0	1·90	89·4	68·7	12121·7
11d	29·3	1·70	13·9	2·30	107·2	82·5	13816·0
12a	32·0	1·60	13·6	1·90	98·0	75·5	14711·2
12b	31·7	1·7	13·5	2·07	104·1	80·2	15332·5
12c	31·5	2·0	14·2	2·35	121·6	93·7	17416·4
13a	40·0	1·6	14·0	1·70	107·3	82·7	24004·5
13b	39·8	1·7	13·9	1·85	114·0	87·7	25196·9
13c	39·6	1·8	15·0	2·12	128·5	99·0	29032·3

Preis-Scala für I Eisen.

Barren bis 8 Meter Länge pro 500 Kilogr. frei Station Burbach.

Prof. 6 u. 7: 35 Thlr.; 8—10: 38 Thlr.; 11—12: 41 Thlr.; 13: 43 Thlr.

10 Meter Länge.

Prof. 6 u. 7: 37 Thlr.; 8—10: 41 Thlr.; 11—12: 44 Thlr.; 23: 47 Thlr.

12 Meter Länge.

Prof. 6 u. 7: 39 Thlr.; 8—10: 44 Thlr.; 11—12: 47 Thlr.

Berechnung der Tragfähigkeit der gewalzten Barren mit Benützung vorstehender Tabelle.

1) Der Barren ist an beiden Enden unterstützt, so hat man für gleichförmige Belastung, wo

p die Last pro Längeneinheit also pro Centim.,

l die ganze freiliegende Länge in Centim.,

$$\frac{p l^2}{8} = \frac{R_t}{v_t} \int v^2 dw \quad (\text{Allgem. Baukunde, Anhang Seite 501}),$$

v_t ist die halbe Höhe des Barrens,

$R_t = 680$ Kil. pro \square Centim.,

$\int v^2 dw$ wird aus der Tafel entnommen.

3. B. für Profil 8^a ist $\int v^2 dw = 5363$,

l sei = 6 Mtr. = 600 Centim.,

$$v^2 = \frac{25}{2} = 12.5 \text{ daher}$$

$$p l = \frac{680 \cdot 5363 \cdot 8}{12.5 \cdot 600} = 3770 \text{ Kil.}$$

2) Der Barren ist an beiden Enden unterstützt, die Last P befindet sich in der Mitte, so ist

$$\frac{P l}{4} = \frac{R_t}{v_t} \int v^2 dw$$

und für Prof. 8^a bei 6^m freier Weite

$$P = \frac{4 \cdot 680 \cdot 5363}{12.5 \cdot 600} = 1887 \text{ Kil.}$$

3) Der Barren ist an beiden Enden unterstützt und trägt außer der gleichförmigen Last p ein Gewicht P in der Mitte, so hat man:

$$\left(P + \frac{p l}{2} \right) \frac{l}{4} = \frac{R_t}{v_t} \int v^2 dw$$

also für Profil 8^a bei 6^m freier Weite, wenn $p = 43$ Kil. pro Mtr.

= 0.43 " " Centim.

$$\begin{aligned} P &= \frac{4 \cdot R_t \int v^2 dw}{v_t \cdot l} - \frac{p l}{2} \\ &= \frac{4 \cdot 680 \cdot 5363}{12.5 \cdot 600} - \frac{0.43 \cdot 600}{2} = 1758 \text{ Kil.} \end{aligned}$$

Will man die Dimensionen des Barrens finden, so setzt man für $f v^2 d w$ den Werth

$$\frac{1}{12} \cdot \left\{ b_1 h_1^3 + b (h^3 - h_1^3) \right\}$$

und für $v_1 = \frac{h}{2}$

b_1 ist die Steegbreite,

b die Flantschenbreite,

h die Trägerhöhe,

h_1 die Höhe des Trägers zwischen den beiden Flantschen, alles in Centim.

Beispiel.

Es soll eine Straßenbrücke für 6 Mtr. Weite berechnet werden.

Fahrbahnbreite . . . 5.5 Mtr.

Trottoirbreite . . . 1.0 Mtr.

Die Fahrbahn ruht auf 6 aus Eisen gewalzten Trägern, welche in einer Entfernung von 1.1 Mtr. von einander liegen und für die Trottoirs sind noch besondere Trottoirsträger angebracht.

Die Fahrbahn besteht aus einer 9 cent. hohen eichenen Bedielung mit 20 cent. hoher Schotterlage, der Trottoirbelag aus Eichenholz von 6 cent. Stärke.

Das Eigengewicht der Brücke per laufenden Meter ist:

Geländer sammt Befestigung der Fahrbahn und der Trottoirs . 100 R.

Trottoirbelag 120 „

Beschotterung sammt Saumschwellen 2400 „

Fahrbahnbelag 400 „

(Zoreisen von 0.08 Mtr. Höhe und 5 Mm. Stärke wiegt der □M. 72 R.)

zusammen 3020 „

Davon kommen 2820 R. auf die Fahrbahn und 200 R. auf die beiden Trottoirs.

Die zufällige Belastung findet durch ein Menschengedränge statt und rechnen wir dafür 360 R. per □Mtr.

Für die Berechnung der einzelnen Theile der Fahrbahn nimmt man einen Lastwagen von 10 T. Gewicht an, so daß auf ein Rad 2.5 T. kommen.

In dem vorliegenden Falle ist die zufällige Belastung auf die Fahrbahn per laufenden Meter 1980 R.

und auf beide Trottoirs 720 „

Die Totalbelastung eines äußeren Fahrbahnträgers ist also:

$$\frac{2820}{6} + \frac{1980}{6} + \frac{200}{4} + \frac{720}{4} = 1030 \text{ K}$$

weil der Trottoirträger die Hälfte der Trottoirbelastung aufnimmt.

Der Träger erhalte das doppelt T förmige Profil nach Nr. 11 a der Buralcher Hütte, so hat man

$$\frac{q l^2}{8} = \frac{R_1}{v_1} \cdot I \text{ wo}$$

J das Tragheitsmoment des Trägers.

Alles in Centimeter und Kilogramm ausgedrückt gibt bei dem Eigengewicht des Trägers von 0.58^k

$$q = 10.3 + 0.58 = 10.9^k$$

$$l = 600^{\text{cent.}}$$

$$v_1 = 15^{\text{cent.}}$$

$$I = 9957 \text{ (§. 88)}$$

daher $R = 739^k$, was genügt.

Zweites Beispiel.

Nehmen wir an, die Weite der Brücke sei 10^m und die $5,5^m$ breite Brückenbahn würde nur von 2 Hauptträgern getragen, die zwischen sich in Entfernungen von 3.3^m Querträger haben, auf denen alsdann 4 Längsträger ruhen, welche zur Aufnahme der Fahrbahn mit Wellenblechbelag dienen, so berechnet sich das Eigengewicht der Brücke per laufenden Meter wie folgt:

Querträger	300 ^k
4 Zwischenträger	340 "
Consolen für die Fußwege	120 "
Träger auf den Consolen	80 "
Befestigung der Fahrbahn	50 "
Geländer.	70 "
$5,5 \square^m$ Wellenblech von 6^{mm} Stärke à 60^k per \square^m	330 "
Trottoirbelag	120 "
0.2^m hohe Beschotterung der Fahrbahn	2400 "
zusammen	3810 "

wobon 3400^k auf die Fahrbahn und 410^k auf die beiden Trottoirs kommen.

Die zufällige Belastung der Fahrbahn ist $5.5 \cdot 360 = 1980^k$ die zufällige Belastung auf beide Trottoirs 720^k .

Es kommt somit, vorausgesetzt, daß die äußeren Trottoirträger die Hälfte der Trottoirbelastung aufnehmen, auf einen Hauptträger eine Last von

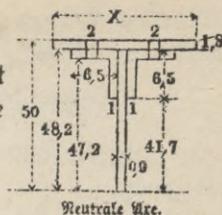
$$\frac{3400}{2} + \frac{1980}{2} + \frac{410}{4} + \frac{720}{4} = 2972^k$$

Die Hauptträger seien Blechträger von 1^m Höhe und $0.9^{\text{cent.}}$ Stärke der Mittelrippe, sowie 1.8^{cent} Stärke der Gurtungen, so hat man zur Bestimmung der Breite x der letzteren die Gleichung:

$$\frac{q l^2}{8} = \frac{R_1}{v_1} \cdot J$$

Der Träger hat nebenstehenden Querschnitt und ist symmetrisch, so ist das Trägheitsmoment mit Rücksicht auf die

$$I = I' - I''$$



$$I' = \frac{2}{3} \left(x \cdot 50^3 - (x - 13.9) 48.2^3 - 11 \cdot 47.2^3 - 2 \cdot 41.7^3 \right)$$

$$I' = 8680 \cdot x + 169889$$

Trägheitsmoment der Nietenlöcher

$$I'' = \frac{2}{3} \cdot 2 \cdot 2 \cdot (50^3 - 47.2^3)$$

$$I'' = 52928 \text{ daher}$$

$$I = 8680 \cdot x + 116961$$

folglich da q mit Rücksicht auf das Eigengewicht = $29.72 + 2.2 = 32^k$

$$l = 1000^{\text{cm}}$$

$$v_1 = 50^{\text{cm}}$$

$$R_1 = 750^k$$

$$x = \frac{q l^2 \cdot v_1 - 116961}{8 \cdot R_1} = \frac{116961}{8680} = 17^{\text{cm}}$$

Zur Berechnung eines Querträgers nimmt man an, daß ein Lastwagen von 200 Ctr. oder 10^t Gewicht mit einer Axe direct auf der Mitte des Trägers steht.

Das Gewicht der Fahrbahn, welches auf einen Querträger kommt, ist $3.3 \cdot 3100 = 10230^k$ oder auf den laufenden Centimeter 18^k .

Das Kraftmoment ist daher, wenn der Abstand der Räder des Lastwagens 1.4^m

$$M = 2500 \cdot \frac{1}{2} (550 - 140) + \frac{18 \cdot 550^2}{8} = 1192500^{\text{ck}}$$

Der Trägerquerschnitt sei der nebenstehende:

so ist:

$$I' = \frac{2}{3} (13.6 \cdot 30^3 - 11 \cdot 29^3 - 2 \cdot 23.5^3) = 56008$$

$$I'' = \frac{2}{3} \cdot 2.6 (25.25^3 - 23.25^3) = 6263 \text{ also}$$

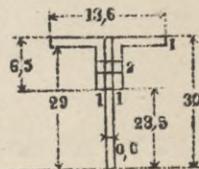
$$I = 49745 \text{ und}$$

aus der Gleichung

$$1192500 = \frac{R_1}{30} \cdot 49745$$

$$R_1 = 720^k$$

was genügt.



Für die Zwischenlängsträger nimmt man ein Rad des Lastwagens in der

Mitte eines Trägers. Man erhält mit Rücksicht auf das Eigengewicht das Kraftmoment = 459442, daher für ein Burbacher Profil 9°

$$459442 = \frac{R_1}{12'2} \cdot 8972$$

$$R_1 = 620$$

was genügt.

Bei kleinen Eisenbahnbrücken ist meist nur für jeden Schienenstrang je ein Träger vorhanden und ruhen die Schienen entweder auf Querschwellen über den Trägern oder direct auf den Trägern. Letzteres gibt etwas stärkere Querschnitte.

Die schmiedeisernen gewalzten Träger dienen gewöhnlich für Brücken von 1 bis 5 Mtr. Breite. Für solche Träger ist jeweils das Angriffsmoment besonders zu bestimmen und zwar für den ungünstigsten Stand der schwersten Locomotiven.

Beziehen sich die Angriffsmomente auf ein Geleise und werden dreizagige Maschinen angenommen, bei welchen auf jede Aye 12^T kommen und die Entfernung der Ayen 1.5 Mtr. betragen, so ergeben sich die Angriffsmomente nach Laisle und Schübler §. 164 wie folgt:

Spannweite in Meter.	Werth von $M_{(n)}$ in Kil. Met. für 1 Geleise		Bemerkungen.
	mit Quer- schwellen.	direct auf- liegend.	
1,2	1650	3600	Für einen Träger sind diese Werthe zu halbiren.
1,4	2643	4200	
1,6	3587	4800	
1,8	4500	5400	
2,0	5390	6000	
2,2	6164	6600	
2,5	7552	8000	
2,7	9400	8066	
3,0	10080	10125	
3,3	11788	11823	
3,6	13500	14400	
4,0	16190	18000	
4,5	20880	22500	
5,0	25500	27000	
5,5	30172	31500	
6,0	34785	36000	
6,5	39377	40500	
7,0	43958	45000	

Beispiel.

Man will wissen, ob für die Breite von 5 Mtr. und Anwendung von Querschwellen ein Querschnitt von 50^{cont.} Höhe,

15 cent. Gurtungsbreite,
 2,12 „ Gurtungsstärke,
 1,8 „ Stärke der Mittelrippe genügt.

So hat man, wenn allgemein

H die Höhe des Querschnitts

h die sichte Entfernung der Gurtungen,

δ die Entfernung der Gurtungsschwerpunkte = $\frac{H + h}{2}$

b Breite { der Gurtung

t Stärke {

δ Stärke der Mittelrippe,

das Trägheitsmoment

$$I = \frac{\delta^2}{2} \left(bt + \frac{1}{6} \delta \delta \right)$$

und das Kraftmoment

$$M = R_1 \frac{\delta^2}{H} \left(bt + \frac{1}{6} \delta \delta \right)$$

daher hier

$$M = R_1 \cdot 2111,3$$

Nach vorstehender Tafel ist

$$M_{(m)} = \frac{25500}{2} = 12750 \text{ Kil. Mtr.}$$

daher für Centimeter

$$R_1 = \frac{1275000}{2111,3} = 604 \text{ Kil.}$$

was genügt.

Bei einer Weite von 3^m und direkte Belastung der Träger hat man

$$M_{(m)} = 10125 \text{ km} \text{ oder für einen Träger und Centimeter}$$

$$M_{(m)} = 506250$$

Die Tabelle §. 88 gibt für einen Querschnitt der burbacher Hütte Nr. 11 e das Trägheitsmoment 12121,7 daher ist

$$R_1 = \frac{506250 \cdot 14,8}{12121,7} = 618^*$$

was genügt.

Berechnet man in dieser Weise die Querschnitte für Weiten von 1,2 bis 5 Meter, so findet man folgende Resultate:

Gewalzte Träger aus Schmiedeseisen mit Rücksicht auf die Querschnitte der Burbacher Hütte.

Dimensionen in Centimeter.

Spannweite in Meter.	Querschnitte der Träger									
	mit Querschwellen.					direct aufliegend				
	Höhe.	Gurtungs- breite. dicke.		Mittel- rippe.	Gewicht pro Iqd.M.	Höhe.	Gurtungs- breite. dicke.		Mittel- rippe.	Gewicht pro Iqd.M.
1,2	17,2	9,6	1,3	1	31	19,6	10,4	1,45	1,1	38
1,6	19,6	10,4	1,45	1,1	33	23,2	10,2	1,47	1,25	43
2,0	23,0	10,8	1,72	1,5	51	23,5	10,5	2,0	2,0	62
2,5	24,7	14,6	1,85	1,2	61	24,7	15,0	2,15	1,3	70
3,0	29,6	13,0	1,90	1,5	68	29,6	13,0	1,90	1,5	68
3,6	31,5	14,2	2,35	2,0	70	40,0	14,0	1,70	1,6	83
4,0	39,6	15,0	2,12	1,8	85	40,0	15,0	2,12	1,8	90
5,0	50,0	15,0	2,12	1,8	96	50,0	15,0	2,5	2,0	100

Auch das gewöhnliche Eisenblech von 0·0075 bis 0·012 Mtr. Dicke, welches man auch Kesselblech nennt, kann zur Anfertigung von Brückenträgern in der Art verwendet werden, daß man entweder nur eine Blechtafel oben und unten mit Winkleisen verstärkt, wie Fig. 6, Taf. XX. zeigt, oder daß man zwei oder mehrere Tafeln aufeinander nietet und ihnen durch ebenfalls aufgenietete Winkleisen die nöthige Seitensteifigkeit gibt, wie aus Fig. 7 ersichtlich ist. Reichen die Winkleisen nicht aus, um den Trägern die erforderliche Tragkraft zu verschaffen, dann können noch horizontalliegende Platten (Stemm- und Zugplatten) mit den ersteren verbunden werden; hierdurch erhalten somit die Träger einen doppelt Tförmigen Querschnitt, der vermöge der Vertheilung des Materials äußerst zweckmäßig ist und beliebig verstärkt werden kann.

Schon vor 20 Jahren hat man auf der badischen Eisenbahn solche schmiedeeiserne Blechträger für eine Spannweite von 6 Mtr. in Anwendung gebracht, nachdem solche schon vorher in England als Deckbalken in Schiffen und Wohngebäuden gebraucht worden waren. Sie hatten einen einfach Tförmigen Querschnitt und bestanden aus 4 Blechlagen von 0·45 Mtr. Höhe und 0·012 Mtr. Stärke. Zur Auflagerung der Schwellen waren nur die beiden mittleren Bleche oben in den Winkel gebogen und bildeten somit 0·135 Mtr. breite Flanschen.

Diese Construction ist jedoch wegen unzuweckmäßiger Vertheilung des Materials im Querschnitt nicht rationell und man gibt deshalb den Blechträgern in neuerer Zeit stets einen doppelt Tförmigen Querschnitt mit möglichst dünnem Steege und Anhäufung des Materials in Kopf und Fuß dieses Querschnitts.

Solche Blechträger finden ihre Anwendung bei Straßenbrücken bis zu 18 Mtr. freier Weite, bei Eisenbahnbrücken von 2 bis zu 12 und 15 Mtr.; der Steeg besteht aus einem 6·6 bis 9 Millimeter starken Bleche, welches oben und unten mit je 2 Winkleisen von 66 bis 91 Millimeter Schenkellänge und 7·5 bis 10·5

Millim. Schenkelstärke, und wenn erforderlich, mit einer oder mehreren Fuß- und Kopfplatten verstärkt ist.

Bei Straßenbrücken kann die Anordnung Taf. XX. Fig. 1, 2, 3 gewählt werden, wie solche bei einer Brücke über den Dossfluß in Baden, jedoch mit Blech- und Gitterträgern, deren Construction aus den Fig. 4—9 ersichtlich, ausgeführt wurde.

Dabei können auch die hölzernen Träger der Fahrbahn durch gewalzte Eisenbarren und das Holzbelag durch 4·5 Millim. starkes und 75 Millim. hohes Wellenblech oder sogenanntes Zoreisen, welches dem Wellenblech noch vorzuziehen ist, ersetzt werden.

Bei Eisenbahnbrücken wird die gleiche Anordnung wie bei den gußeisernen Barrenbrücken oder den Brücken mit gewalzten doppelt T-förmigen Trägern angewendet.

Die Taf. XX^a enthält mehrere Constructionen, wie sie auf der Eisenbahn Heidelberg=Jagtfeld=Heilbronn vorkommen. Das Detail ist aus der Zeichnung selbst ersichtlich.

Bei der Brennerbahn von Bogen bis Innsbruck hat man den Blechträgern folgende Dimensionen gegeben:

Licht- weite in Met.	Anzahl St.	Dimensionen der Träger.				Anzahl der Kopf- und Fußplatten.	Winkel- eisen, Schenkel- Länge-Dicke Centim.	Gesamt- gewicht. Kilogr.
		Höhe. Centim.	Steg- Dicke. Centim.	Flanschen- Breite Centim.	Stärke Centim.			
3·1	1	22	0·66	15·4	0·66	1	6·6—0·77	1240
4·7	1	28·6	0·66	15·4	1·32	2	dto.	2340
6·2	1	39·6	0·66	15·4	1·32	2	dto.	3480
7·9	1	47·5	0·66	15·4	1·98	3	dto.	5175
9·5	1	52·0	0·66	15·4	1·98	3	dto.	6360
11·0	1	70·0	0·66	15·4	1·98	3	dto.	8015

Die theoretische Berechnung der Blechträger geschieht in gleicher Weise wie bei den Barren aus Walzeisen, nur ist das Kraftmoment mit Rücksicht auf das Gewicht der schwersten Locomotiven und Tender und auf die Entfernungen der Radachsen derselben auszumitteln (s. S. 105).

Dient der Barren als Querträger einer größeren Brücke, so nimmt man an, daß sich die Locomotive mit ihren Triebbrädern direct über denselben befinde.

Für kleinere Eisenbahnbrücken von 5 bis 15^m Weite pflegt man fast ausschließlich Blechträger anzuwenden.

Zur Bestimmung der Stärke der Gurtungen und Wandbleche dienen bei horizontal und geradlinigt begrenzter Trägerform mit symmetrischem Querschnitt folgende Formeln:

Das Angriffsmoment der äußeren Kräfte ist annähernd:

$$M = R_1 \cdot \frac{H^2}{H} \left(\Omega + \frac{1}{6} \delta \cdot H \right)$$

worin

H die Entfernung der beiden Gurtungsschwerpunkte

H die ganze Trägerhöhe

Ω Querschnitt einer Gurtung

δ Dicke der Blechwand

$R_1 = 600$ bis 700^k

Zur Bestimmung der Dicke der Mittelrippe hat man:

$$S_0 = \frac{B}{\delta \cdot H} \text{ worin}$$

S_0 die auf die Quadrateinheit reducirte Schubspannung in der neutralen Faser

B die vom Querschnitt zu übertragende Vertikalkraft; dieselbe ist am Auflager $0.5 \cdot q \cdot l$ und in der Trägermitte $\frac{k \cdot l}{8}$

Ist alles in Kil. und Centimeter ausgedrückt, so soll S_0 nicht größer als 350 genommen werden, daher

$$\delta > \frac{1}{350} \cdot \frac{B}{H}$$

Beispiel.

Wie breit muß die Gurtung eines Blechträgers sein, dessen Höhe = 70^{cm} , Gurtungsstärke einschließlich Winkelisen = 36^{cm} und Blechwanddicke = 1^{cm} , wenn die Weite 8^m beträgt.

Für das Eigengewicht der Brücke rechnen wir

$$p = 400 + 30 \text{ l pro laufenden Mtr.}$$

wenn p in kil. und l die Weite in Mtr. daher $p = 640^k$, ferner für die zufällige Belastung nach §. 105

$$k = 8730^k$$

Es ist daher

$$q = p + k = 8730 + 690 = 9370^k.$$

Alles in Centimeter und Kilogramm hat man

$$\frac{q \cdot l^2}{8} = R_1 \cdot \frac{H^2}{H} \left(b \cdot t + \frac{1}{6} \delta \cdot H \right)$$

$$q = 94^k$$

$$l = 800^{cm}$$

$$H = 70^{cm}$$

$$H = \frac{70 + 62,8}{2} = 66,4^{cm}$$

$$t = 3,6^{cm}$$

$$\delta = 1^{cm}$$

$$R_1 = 700^k \text{ bei Anwendung von Querschwellen.}$$

Daraus

$$b = 21^{\text{cm}}$$

Der mittlere Werth für $\frac{1}{350} \cdot \frac{B}{\delta}$ ist = 1 daher δ genügend.

Dieser Berechnung entsprechend sind folgende Normalien aufgestellt.

Normalien für eiserne Brücken.

Aufgestellt von der k. k. priv. Südbahngesellschaft.

Einfache Blechträger.

(2 Träger für 1 Geleise.)

Stützweite m	Träger- höhe cm.	Querschnitt			Winkel Eisen cm.	Gewicht eines Trägers pro lauf. M. in Kil.
		Kopf cm.	Fuß cm.	Wandblech cm.		
3.2	80	eine Platte 22×1 22×1		1	} Schenkel- länge 10.	123
4.8	45	zwei Platten $22 \times 0,8$ $22 \times 0,8$		1		154
6.4	60	dto. dto.		1		174
8.0	70	drei Platten $22 \times 0,8$ $22 \times 0,8$		1	} Schenkel- stärke 1.2.	198
9.6	90	dto. dto.		1		213
11.2	100	dto. dto.		1		220
12.8	125	dto. dto.		1		240
16.0	150	vier Platten $22 \times 0,8$ $22 \times 0,8$		1	Schenkel- länge 10 u. 15. Schenkel- stärke 1,2.	303

Bem. Die Trägerlängen sind:

3.54, 5.43, 6.94, 8.8, 10.4, 12.4, 14 u. 16.8 M.

Die Entfernungen der Auflager sind im Richten:

2.96, 4.5, 6.1, 7.7, 9.3, 10.9, 12.5, 15 M.

Die größten Blechlängen sind:

6.0, 7.6, 8.35, 7.35, 8.2 M.

§. 89.

Blechbrücken von Fairbairn und Stephenson.

Die gewöhnlichen Blechträger, sowie auch die Gitterwerke haben immer den Nachtheil, daß ihr Widerstand gegen seitliche Ausbiegung im Verhältniß zu ihrer Tragkraft gering ist, und man somit durch Vermehrung der Querverbindungsstücke den nöthigen Grad von Seitensteifigkeit hervorzubringen genöthigt wird. Um nun einem Träger aus Eisenblech schon durch seine Querschnittsform die gehörige Steifigkeit zu verschaffen, schlug Stephenson vor, denselben kasten- oder röhrenartig zu construiren und wählte vorzugsweise die rechteckige oder trapezförmige Querschnitts-

form, wo also dann die vertikalen oder wenig geneigten Seitenwände in vertikalem Sinne dasselbe sind, wie Boden und Decke in horizontalem Sinne. Insofern nun diese Brückenträger nach der Idee Stephenson's durch den Besitzer einer Maschinenfabrik, Namens Fairbairn, in Ausführung gebracht wurden, und letzterer bezüglich der Construction derselben wesentliche Verbesserungen machte, scheint es auch erklärlich, daß solche Brücken mit kastenförmigen Trägern unter dem Namen Fairbairn'sche Brücken bekannt sind.

Die Taf. XX^b, Fig. 1 bis 10, zeigt die Construction der Brücke über die Court-Street auf der Eisenbahn von Rugby nach Leamington. Dieselbe kreuzt die Straße unter einem Winkel von 47° 50' und hat 3 Träger von 42 Fuß freier Länge; die beiden Seitenträger haben durchaus den gleichen Querschnitt und sind mit einem gußeisernen Geländer versehen: der mittlere Träger dagegen ist nach den Gesetzen der relativen Festigkeit in der Mitte höher, wie an den Auflagern. Fig. 3 und 4.

Alle 6' sind die Träger durch Querplatten ausgesteift. Fig. 2 und 5.

Die Fig. 8 und 9 zeigen die Verbindung der Seitenplatten.

Die Deckplatten sind von Gußeisen und haben zur Verbindung Stoßflantschen, durch welche 5 Bolzen gezogen werden. Fig. 1 und 10.

Die Auflagerung der Träger ist aus den Fig. 6 und 7 ersichtlich.

Die Verbindung der in 6' Abstand angebrachten Aussteifungsplatten mit den Seitenwänden geschieht mittelst Winkelleisen.

Eine andere Fairbairn'sche Brücke über die Althorpe-Street ist auf Taf. XX^b durch die Fig. 11, 12, 13 und 14 dargestellt. Die Achse der Brücke macht mit der Straßenachse einen Winkel von 52°. Die freiliegende Weite der Träger beträgt 60 Fuß.

Die Fig. 11 zeigt den Grundriß der Brücke mit der Anordnung der Längen- und Querträger.

Fig. 14 ist die Seitenansicht des Längenträgers mit einem Theil des Längenschnitts desselben.

Fig. 12 Querschnitt des Längenträgers und der Brückenbahn.

Fig. 13 Horizontalschnitt durch die Mitte des Längenträgers und obere Ansicht der Träger.

Die Höhe der Seitenwände der beiden Brückenträger ist 6' 6"; ihre Breite 2' 6"; Stärke der Seitenbleche $\frac{3}{8}$ ". Der Boden hat zwei Blechlagen von $\frac{3}{8}$ " Stärke, die gußeiserne Deckplatte ist einen Zoll stark und hat vier doppelte Nerven.

Die Aussteifung der Kastenvände geschieht theilweise durch die gußeisernen Rahmen, an welchen die Hängbolzen befestigt sind, theilweise durch die an den Plattenköpfen befindlichen T-Eisen.

An jedem Stoß zweier Bodenplatten ist eine 2' lange Platte mit sogenannten Kettenrieten aufgenietet.

Auf den Widerlagern ruhen die Enden der Träger in einfachen gußeisernen Lagerplatten.

Eine der ältesten Fairbairn'schen Brücken ist die im Jahr 1846 erbaute Wegbrücke von 60' Spannweite über die N. W. Eisenbahn am Ende der Eisenbahnstation Camden. Der Kopf besteht aus einer gußeisernen Rippe von 50" Querschnitt. Dieselbe hat die Form eines \neg , zu dessen Seiten die 8' hohen Blechwände, welche als Füllung dienen, mit Bolzen befestigt sind.

Die $\frac{3}{8}$ " starken Blechwände sind zwar nur einfach, allein alle $4\frac{1}{4}$ Fuß sind sie bei jedem Stoße durch eine 1' breite aufgenietete Deckplatte verstärkt. Der Boden besteht aus einem doppelten Blechstreifen von 2' Breite, der mittelst zwei Winkel-eisen mit den vertikalen Seitenwänden verbunden ist. Die 30' langen gußeisernen Querbalken, welche die Fahrbahn tragen, hängen an der Füllung, indem dieselben stumpf an die Blechwand angestoßen und mit einem gußeisernen Ansatz im Innern des Trägers verholzt sind. Die lichte Entfernung zwischen diesen Querbalken beträgt $12\frac{1}{2}$ ' und ist mit 12' langen und 4' breiten gußeisernen Platten überlegt. Auf diesen Platten liegt eine Bedielung, auf welche eine Rieszichte folgt, in die ein Holzpflaster versetzt ist.

Bei andern Brücken von Fairbairn ist der gußeiserne Kopf durch einen schmied-eisernen hohlen Barren ersetzt; besonders bei Landungs-, Dreh- und Schiebbrücken ist dieß der Fall und man sieht z. B. in Liverpool bei dem St. George Dock eine derartige Landungsbrücke von 142' freier Tragweite. Die Höhe der beiden Träger ist an den Enden 5' 6" und nimmt nach der Mitte bis auf 8' 6" zu. Die obere Abtheilung jedes Trägers ist 2' 6" breit, 1' 1" hoch und dabei noch durch eine Scheidewand in 2 gleich große Zellen getheilt. Der übrige Körper der Träger ist zwischen den Außenflächen der Seitenwände 2' dick und aus 2' breiten, vertikal durch $4\frac{1}{2}$ Zoll breite Stoßbleche aneinander gereihten Blechtafeln gebildet.

Sämmtliche Nieten stehen von Mitte zu Mitte in $2\frac{3}{4}$ Zoll weiten Entfernungen auseinander. Die obere Abtheilung der Träger ist aus Blechtafeln von 6' Länge hergestellt, deren Stoßfugen auf der Außenseite ebenfalls mit Stoßblechen überdeckt sind. Die lichte Entfernung der beiden kastenförmigen Träger, oder die Breite des Fahrwegs der Brücke beträgt 11' und die jedes der Fußwege 6'. Im Mittel ihrer Tragweite sind beide Träger durch ein gebogenes, ebenfalls röhrenförmiges Joch zusammengehalten. Die hölzernen Querschwellen der Brückenbahn sind in der Mitte $10\frac{1}{8}$ ", an den Enden $\frac{9}{8}$ ", und hängen mittelst schmied-eiserner Bänder an den Trägern. Jeder Fußweg ist mit einem leichten Geländer versehen.

Die weiteste Fairbairn'sche Brücke, welche bis jetzt ausgeführt ist, führt die Manchester-Sheffield-Eisenbahn bei Gainsborough über den Trent-Fluß. Sie hat 2 Oeffnungen, jede von 154 Fuß Weite. Widerlager und Mittelpfeiler sind von Stein hergestellt. Die Brücke überschreitet den Fluß in einer schiefen Richtung von 50 Graden. Die Träger sind in ihrer ganzen Länge gleich hoch und liegen über jeder Brückenöffnung paarweise, und zwar in einer gegenseitigen Entfernung von 26 Fuß, so daß sie die beiden Schienengeleise einschließen. Die Träger sind 12 Fuß hoch; die obere in 2 gleiche Zellen getheilte Abtheilung derselben ist $3\frac{3}{4}$ " breit und 1' 3" hoch. Die Fugen der Seitenwände sind äußerlich wieder

mit Stoßplatten, aber an der innern Seite der Träger mit T-Rippen überdeckt. Ein 1 Fuß breiter Blechstreifen, mit 2 Schienen Winkelseisen längs seiner Kanten ist an der Außenfläche jedes Trägers in Form eines Bogens angenietet, um denselben gegen die Mitte hin mehr Stärke zu geben, und somit überall die gleiche Festigkeit zu erzielen. Die Eisenbahnschienen liegen in Stählen auf hölzernen Längschwelen, von hohlen Querschwellen aus Eisenblech unterstützt, welche letztere auf den Bodenplatten der beiden Hauptträger ruhen und gleichzeitig auf diese festgenietet sind. Diese Querschwellen liegen senkrecht auf der Brückenachse und zwar in Abständen von 4 zu 4 Fuß von Mitte zu Mitte derselben. Die Eindeckung ist von Holz.

§. 90.

Brunel'sche Blechbrücken.

Die Brunel'schen Blechbrücken unterscheiden sich von den gewöhnlichen gußeisernen Warrenbrücken nur dadurch, daß die Träger derselben aus Kesselblech zusammengesetzt sind und die Querschnittsform Fig. 19, Taf. XX^b, haben.

Mit solchen Trägern hat Brunel auf der Süd-Wales-Eisenbahn Oeffnungen bis zu 100 Fuß Weite überbrückt, indem er entweder 2 Träger für ein, oder 3 für 2 Schienengeleise anwendete. Eine der größten Brücken der Art ist die über den Bye bei Chepstow; sie hat 4 Oeffnungen, eine von 300 Fuß und 3 von 100 Fuß Weite. Die Träger der 300 Fuß langen Bahn sind durch 2 Hängketten unterstützt, deren Enden sich an einen über der Bahn befindlichen Strekbalken, beziehungsweise an eine 9' im Durchmesser haltende Kesselblechröhre stemmen. Die 100 Fuß weiten Oeffnungen haben die Blechträger von dem Querschnitte Fig. 19. Bei diesen Blechträgern sind die Kopf- und Bodenplatten nur rückwirkend und absolut in Anspruch genommen, während die mittlere vertikale Wand dazu dient, die Belastung von dieser ausgehend rückwirkend von oben nach unten und absolut von unten nach oben fortzupflanzen. Diese Fortpflanzung der dehrenden oder drückenden Kräfte vom obern auf den untern und vom untern auf den obern Theil des Querschnitts muß stattfinden, wenn die Construction nicht zusammenbrechen soll.

Da man zu der Annahme berechtigt ist, daß die Richtung des Zuges und des Druckes in einer solchen Rippe sich unter einem rechten Winkel kreuzen, so wäre es zweckmäßig, die Eisenplatten der Ausfüllung ebenfalls in einer unter 45° geneigten Richtung zu stoßen und an den Stößen als Verstärkungen Winkelseisen oder T-Eisen anzunieten.

§. 91.

Tunnel- oder Röhrenbrücken von Stephenson.

Von diesen Brücken sind erst zwei zur Ausführung gekommen, die eine bei Conway und die andere über die Menaisstraße bei Bangor auf der Chester-Holyhead-Eisenbahn in England.

Die Details der Construction der beiden Brücken sind durchaus dieselben,

weshalb in dem Nachstehenden nur die Brücke bei Bangor, welche auch den Namen Britannia-Brücke führt, näher beschrieben werden soll.

Man beabsichtigte erst, die Eisenbahn über die von Telfort im Jahre 1826 erbaute Kettenbrücke zu führen, allein dieß hätte bedeutende Nachteile für den Betrieb gehabt, indem die Wagen mittelst Pferden über die Brücke hätten gezogen werden müssen.

Die Eisenbahngesellschaft entschloß sich daher für den Bau einer eigenen Brücke über den Meeresarm Menai und wählte die Baustelle da, wo derselbe die geringste Breite hatte und wo zugleich eine Felseninsel lag, die einem Mittelpfeiler als Unterlage dienen konnte. Stephenson entwarf zuerst eine gußeiserne Bogenbrücke mit 2 Oeffnungen von 360 Fuß Spannweite, sie durfte aber nicht ausgeführt werden, weil durch die bedeutenden Massen dieser Brücke nicht allein die Durchgangsöffnung für die Schiffe verringert, sondern auch Windstille an Stellen herbeigebracht worden wäre, wo solche für die Schifffahrt höchst schädlich sein könnte, und weil überhaupt die Admiralität zu beiden Seiten des Britanniafelsens ein liches Rechteck von 450' Weite und 105' Höhe verlangte.

Nachdem es nun nicht mehr möglich war, die Fahrbahn von unten zu unterstützen, kam Stephenson auf den Gedanken, die Fahrbahn einer Kettenbrücke auf irgend eine Weise so zu versteifen, daß dieselbe fähig werde, schnell fahrende Eisenbahnzüge zu tragen, ohne allzusehr zu schwanke. Er dachte sich daher eine große eiserne rechteckige Röhre so weit, um einen Eisenbahnzug durchzulassen, über die Pfeiler gestreckt und an starke eiserne Ketten angehängt. Von dieser Idee ging er zwar anfänglich wieder ab, und wollte eine Röhre von elliptischem Querschnitt nehmen, da diese dem Wind den geringsten Widerstand darbieten soll, allein die später angestellten Versuche brachten ihn wieder auf die früheren rechteckigen Röhren zurück, die auch theoretisch mehr begründet sind. Dieser erste Entwurf erhielt im Jahre 1845 vom Parlament die Genehmigung, und es handelte sich nun zunächst um die Bestimmung der Dimensionen der einzelnen Theile der Construction.

Der Maschinenfabrikbesitzer W. Fairbairn wurde beauftragt, mit dem zu verwendenden Material Versuche anzustellen, und Herr Hodgkinson als Theoretiker sollte die Festigkeitscoefficienten ermitteln.

Die Versuche wurden mit Röhren, kreisförmigen, elliptischen und rechteckigen Querschnitts, gemacht. Um einen Vergleich anzustellen, war es nöthig, eine Formel zu bilden, welche für alle die betrachteten Fälle gültig ist und gestattet, alle Resultate auf Röhren von gleichen Dimensionen zu reduciren.

Ist z. B. a die Querschnittsfläche über der neutralen Achse, und a_1 dieselbe unter derselben, so widersezt sich jedes der Theilchen in a dem Zerdrücken und alle diese Widerstandskräfte sind parallel und haben deßhalb einen Mittelpunkt O ; in gleicher Weise haben die Widerstandskräfte im untern Theile einen Mittelpunkt O_1 ; es seien nun g und g_1 , die respectiven Entfernungen der Punkte O und O_1 von der neutralen Achse. Der Widerstand des obern Theils ist der Querschnittsfläche a proportional; sein Moment in Bezug auf die neutrale Achse ist daher:

$$m. a. g$$

Das Moment des Widerstands des untern Theils kann durch

$$m_1 a_1 g_1$$

dargestellt werden, daher ist das Moment, mit welchem die Röhre dem Bruche widersteht:

$$m a g + m_1 a_1 g_1.$$

Setzt man $m_1 a_1 = K \cdot m \cdot a$, so erhält man

$$m a (g + K g_1)$$

für den Ausdruck des Widerstandsmoments. Das Moment der Last ist $\frac{W l}{4}$, wo W die Last und l die Länge des Trägers bezeichnet. Man hat daher:

$$\frac{W l}{4} = m a (g + K g_1).$$

Da $g + K g_1$ in ähnlichen Röhren constant proportional mit der ganzen Höhe d des Trägers ist; da ferner a einen gewissen Theil der ganzen Querschnittsfläche A des Trägers ausmacht und endlich m auch eine Constante ist, so läßt sich die obige Formel auf folgende Weise schreiben;

$$W = \frac{A \cdot d \cdot C}{l}; \text{ wo } C$$

für jede Querschnittsform durch Versuche bestimmt werden muß. Nach dem Werthe von C für die verschiedenen Querschnittsformen können diese beurtheilt werden.

Die Mittelwerthe von C haben sich folgend ergeben:

- | | | | |
|----|--|-------------|---------|
| 1) | für Röhren kreisförmigen Querschnittes | $C = 13.03$ | Tonnen, |
| 2) | " " elliptischen | $C = 15.3$ | " " |
| 3) | " " rechteckigen | $C = 21.5$ | " " |

Da das Gewicht, welches den Bruch bewirkt, dem Werthe von C proportional ist, so drücken die Zahlen 13.03, 15.3 und 21.5 die respectiven Festigkeiten der Röhren kreisförmigen, elliptischen und rechteckigen Querschnittes aus.

Durch Hodgkinson's Analyse ergab sich, daß die mittlere rückwirkende Belastung des Quadratzeck Eisens in der Decke 13.34 Tonnen bei kreisförmigem Querschnitt betrug; bei elliptischem Querschnitte erhob sich dieselbe auf 16.5 Tonnen oder 2600 Kil. per Centimeter. Bei dem Zusammenbrechen wurde hierbei die Decke zerknickt, oder im Boden schlugen die Rieten aus.

Wie die Werthe von C zeigen, ist der rechteckige Querschnitt der Röhre der zweckmäßigere; man blieb daher bei dieser Röhrenform stehen und machte Versuche mit einer Modellröhre von 75 Fuß freier Länge, 4.6" Höhe und 2.11" Breite, welche, um mehr Material an die Decke zu bringen, mit 6 Zellen versehen war.

Diese Versuche zeigten klar, daß der hohle Träger in sich selbst Tragfähigkeit genug besitze und man der Ketten zur Unterstützung nicht bedürfe; es ergab sich ferner aus denselben eine mittlere absolute Festigkeit des Bleches von 20.3 Tonnen und eine rückwirkende Festigkeit von 14.9 Tonnen. Man hat aber auch noch weiter aus den Versuchen entnommen, daß der Festigkeitscoefficient mit der Blechstärke bedeutend abnimmt, indem er nicht den Widerstand darstellt, welchen das Blech dem Zerdrücken, sondern den, welchen es dem Zer-

knicken leisten kann. Bei Röhren mit Blechstärken von 0.525 Zoll fand Hodgkinson den Coefficienten 19.17 Tonnen für den □"; für Blechstärken von 0.272 Zoll fand er 14.47 Tonnen; für Blechstärken von 0.124 Zoll ergaben sich nur 7.74 Tonnen.

Es wurde nun an die Ausarbeitung des definitiven Entwurfs geschritten und dabei noch einmal erwogen, ob es nicht zweckmäßig wäre, die Röhren in Ketten zu hängen. Bei der großen Schwierigkeit, Gerüste aufzustellen, durch welche die Schifffahrt nicht gehemmt würde, kam man auf den Gedanken, die Oeffnung zuerst mit einer Kettenbrücke zu überspannen, auf dieser sämmtliche zur Röhre nöthigen Materialien zu vertheilen, um den Schwankungen zu begegnen, welche durch successive Belastung der Ketten entstehen könnten, dann erst die Röhre auf der provisorischen Bahn zusammenzunieten, und zuletzt, um Ueberschuß an Tragfähigkeit zu erhalten, die Ketten beizubehalten und an der Röhre zu befestigen. Dieser Gedanke wurde erst später aufgegeben, als schon die Pfeiler und Widerlager bald aufgeführt waren; diese tragen daher noch ganz den Charakter einer Kettenbrücke, indem sie hoch über die Röhren hinaustragen und oben Oeffnungen für den Kettersattel haben. Der mit der Ausführung betraute Ingenieur Clark machte nämlich den Vorschlag, die Röhren am Ufer zusammenzunieten, dieselben auf Booten zwischen die Pfeiler zu flößen und sie dann mit Hilfe hydraulischer Pressen in die Höhe auf ihr Lager zu heben, welcher Vorschlag auch von Stephenson angenommen wurde.

Hauptdimensionen der Britanniabrücke sind:

Ganze Länge der Röhre	1524 engl. Fuß.
" " " " für beide Geleise	3048 " "
Größte Spannweite im Lichten	460 " "
Höhe der Röhre in der Mitte	30 " "
" " " auf den Zwischenpfeilern	27 " "
" " " an den Enden	23 " "
Größte Breite der Röhre im Lichten	14 " "

Die Brücke hat 4 Oeffnungen, 2 von 460' und 2 von 230'. Auf den mittlern Pfeilern liegt die Röhre auf eine Länge von 45' auf, auf den beiden Nebenpfeilern 32' und auf jedem der Widerlager 17' 6". Die obere Begrenzungslinie der Röhre ist eine sehr flache Parabel und auch die untere jeder einzelnen Röhre ist 9 bis 14 Zoll aufgebogen, damit die Bahn nach erfolgter Einsetzung in einer horizontalen Linie liegt.

Die Fig. 15, Taf. XX^b, stellt den Querschnitt der Röhren vor; der obere zellenförmige Raum derselben ist in 8 Abtheilungen geschieden. Die beiden Decken, welche die Zellen oben und unten begrenzen, bestehen aus 6' langen und 1' 9" breiten Eisenplatten, deren Dicke von der Mitte aus, wo sie $\frac{12}{16}$ Zoll beträgt, gegen die Enden hin allmählig bis auf $\frac{10}{16}$ Zoll abnimmt. Die senkrechten Platten sind von gleicher Dicke wie die Deckenplatten, mit welchen sie oben und unten mittelst Winkelleisen fest verbunden sind. An der ganzen obern Seite stoßen die Platten an den Fugen genau an einander und sind mit Deckplatten verbunden.

Die Winkelisen in den Ecken der Zellen, welche bedeutend zum Widerstand gegen das Zerbrücken beitragen, sind auf dieselbe Weise sorgfältig zusammengefügt; die Nieten in diesem Theil der Röhre sind 1 Zoll im Durchmesser und 3 Zoll von Mitte zu Mitte entfernt. Die Zellen sind quadratisch und haben 1'9" im rechten Weite, damit noch ein Mann dieselben innen anstreichen und nöthigenfalls ausbessern kann. Die ganze Querschnittsfläche in den obern Zellen beträgt 670 Quadrat Zoll. Der Quadrat Zoll Eisen in dem obern Theil der Röhre hat zu widerstehen:

Ueber dem Mittelpfeiler

im unbelasteten Zustande	2·1	Tonnen absolut,
im belasteten "	2·72	" "

In der Mitte einer großen Oeffnung

unbelastet	2·9	" rückwirkend,
belastet	3·76	" "

Ueber den Seitenpfeilern

unbelastet	4·6	Tonnen absolut,
belastet	6·37	" "

Der untere Theil der Röhre erforderte viele Aufmerksamkeit; seine Querschnittsform gleicht der des obern Theils. Die Art und Weise, in welcher er zusammengefügt worden, ist völlig verschieden und enthält viel Neues in der Anordnung und Vernietung der Platten. Da der untere Theil der Ausdehnung ausgesetzt ist, so mußte das Hauptaugenmerk in der Vertheilung des Materials auf gleichförmige Stärke gerichtet sein. Um möglichst wenig Fugen zu erhalten, suchte man die Platten so lang wie möglich zu bekommen. Es gelang, sie 12' lang zu walzen.

Um die nöthige Querschnittsfläche zu erhalten, war es geboten, die beiden Boden aus je 2 Plattenlagen zu bilden, welche so angeordnet waren, daß die Fugen je zweier der untern Platten genau der Mitte der obern Platten entsprachen; auf der äußeren Seite wurden die Fugen mit Stoßplatten von derselben Breite und Stärke bedeckt, wie es die Fig. 17^a Taf. XX^b zeigt.

Die Platten der beiden Boden mußten der Länge nach so fest wie möglich mit einander verbunden werden. Es geschah dieß durch ein Nietensystem, wobei die Nieten alle der Länge der Platte nach angeordnet sind und nur 4 Nieten auf die Breite einer Platte kommen. Alle Deckplatten an den Boden sind 2·8" lang und ebenso stark, wie die stärkere der beiden Platten, deren Fugen sie decken.

Die senkrechten Platten, welche die Zellen von einander trennen, sind auf dieselbe Weise zusammengefügt. Die ganze Anordnung wird durch die Fig. 15, 16, Taf. XX^b, deutlich. Die Zahl der Zellen an der untern Seite ist 6, und jede Zelle mißt nach der Breite 2'4" und nach der Höhe 1'9". Die Stärke der Bodenplatten wächst von den Enden, wo sie $\frac{7}{16}$ Zoll ist, gegen die Mitte, wo sie $\frac{9}{16}$ Zoll beträgt; die senkrechten Platten sind $\frac{9}{16}$ Zoll an den Enden und $\frac{9}{16}$ Zoll in der Mitte. Alle Nieten in diesem Theile haben $1\frac{1}{8}$ Zoll Durchmesser. Die Querschnittsfläche in den untern Zellen beträgt 517 Quadrat Zoll.

Der Quadrat Zoll Eisen hat im Boden zu widerstehen:

Ueber dem Mittelpfeiler

unbelastet	2·0	Tonnen rückwirkend,
belastet	2·59	" "

In der Mitte einer großen Oeffnung

unbelastet	2·7	Tonnen absolut,
belastet	3·5	" "

Ueber den Seitenpfeilern

unbelastet	3·1	" rückwirkend,
belastet	4·39	" "

Die Seitenwände der Röhren bestehen der Höhe nach abwechselnd aus 3 und 4 Platten, deren Breite 2' ist und deren Dicke von der Mitte aus, wo sie $\frac{9}{16}$ " ist, gegen die Enden, wo sie $\frac{10}{16}$ Zoll beträgt, wächst. Die Verbindung der senkrechten Fugen wird durch zwei T förmige Eisen, welche beiderseits über die Fugen genietet sind, gebildet. Fig. 16 und 17. Gegen die Enden der Röhre hin oder vielmehr in der Nähe der Unterstüzungen sind die Seitenwandungen noch ferner verstärkt, indem bei jeder Fuge 4 Winkelleisen aufgenietet sind, welche je 2 eine starke Platte zwischen sich haben, die senkrecht auf die Seitenfläche der Röhre steht.

Um den Enden der Röhre noch mehr Festigkeit zu geben, sind starke gußeiserne Rahmen eingeschoben, welche auch sehr zur Beibehaltung der Form der Röhre beitragen. Diese gußeisernen Rahmen sind aus Fig. 18 ersichtlich. Die T förmigen Eisen sind mit 1zölligen Nieten, welche 3 Zoll von einander entfernt sind, über die Fugen genietet; an den wagrechten Fugen stoßen die Seitenplatten genau aneinander und sind ähnlich wie die der obern Zellen mit Deckplatten verbunden. Ein Sturm, der auf einen Quadratzoll einen Druck von 20 Pfund ausüben kann, verursacht in den Seitenwänden, je von welcher Seite er weht, einen Druck oder eine Spannung von $\frac{1}{2}$ Tonne.

Ein Quadratzoll der Seitenwände der Röhre bei den mittlern Pfeilern hat zu widerstehen:

wenn die Brücke unbelastet ist	0·6	Tonnen,
im belasteten Zustande	0·8	"

In der Mitte der Oeffnung kommt auf den Quadratzoll

Eisen der Seitenwände eine Last von	1·07	"
---	------	---

wenn die Brücke unbelastet ist;

im belasteten Zustande	1·38	"
----------------------------------	------	---

Die Zahl der Nieten in einer Röhre ist 382000. Eine Röhre der Britannia-Brücke von 274' Länge wiegt 689 Tonnen.

Eine Röhre von 472' Länge wiegt 1400 "

Eine Röhre über dem Pfeiler von 32' Länge 107 "

Das ganze Gewicht einer 1524' langen Röhre ist somit, da noch 1000 Tonnen Gußeisen für die Rahmen dazu kommen 5285 Tonnen,

und für beide Röhren 10570 "

Wie schon erwähnt, wurden die Röhren auf einem Bretterboden auf dem

Vande zusammengenietet und alsdann zum Flößen zwischen die Pfeiler auf Pontons verladen. Um den Transport so viel wie möglich zu erleichtern, wählte man den Bauplatz so, daß eine Plattform errichtet werden konnte, unter welche man die zum Flößen bestimmten Pontons brachte; der feste Schieferfels, aus welchem das Ufer besteht, bot ein gutes Fundament dar.

An den Pfeilern der Brücken wurden etwa 3 Fuß über dem gewöhnlichen Fluthwasserstand starke Vorsprünge von Quadersteinen gelassen, um die Röhre bei ihrer Ankunft daselbst aufzunehmen; denn es war augenscheinlich nothwendig, das Flößen während der Fluthzeit vorzunehmen, damit die Enden, wenn schwimmend, höher als die Vorsprünge an den Pfeilern waren, und damit die Pontons beim Sinken des Wassers die Röhre an Ort und Stelle ließen. Die Pontons waren überdieß mit Klappen versehen, um Wasser einzulassen und ein allmähliges Niedersinken zu bewirken, sobald die Röhre zwischen 2 Pfeiler eingeschwenkt war; es waren 8 Pontons, stark gebaut und mit wasserdichten Decken versehen; zusammen vermochten sie eine Last von 3200 Tonnen zu tragen. Die Bewegung geschah, nachdem die Röhre auf den Pontons auflag, zwischen Leitseilen und mit Hülfe starker Erdwinden, welche dem Werkplatze gegenüber auf dem Anglesea-Ufer aufgestellt waren, von welchen jede durch 50 Mann gedreht wurde.

Unmittelbar nach dem Flößen jeder Röhre wurde auch mit dem Heben derselben begonnen. Hierzu bediente man sich starker hydraulischer Pressen, die oben auf die Pfeiler aufgestellt wurden; da nun aber der Hub der Pressen nicht wohl größer als 6 Fuß angenommen werden konnte, so mußte die Last jedesmal, wenn sie 6 Fuß gehoben war, unterstützt werden, damit die Kolben der Pressen herabgelassen und zu einem ferneren Hube mit der Röhre verbunden werden konnten. Wie aus Fig. 18, Taf. XX^p. hervorgeht, so ist am obern Ende des Kolbens ein starkes Joch befestigt, an dessen beiden Enden starke Ketten angebracht sind, an welchen die Röhre hängt. Die Länge eines Kettengliedes wurde der Hubhöhe gleichgemacht und dem obern Theil desselben die Form Fig. 18^a gegeben. Legt man mehrere solcher Kettenglieder nebeneinander, um eine Kette zu bilden, so geben die beiderseitigen Schultern a, b, a_1, b_1 zwei Tragflächen, welche, wenn unterstützt, die an den Ketten hängende Last zu tragen vermögen. Auf dem oben genannten Joche, als auf dem starken gußeisernen Balken, auf welchem die hydraulische Presse stand, befanden sich gleitende Klammern, welche genau in die Schultern an den Kettengliedern paßten, und welche, wenn zusammengeschraubt, die Ketten fest einklemmten.

Um nun die Röhre zu heben, wurden die Klammern auf dem Joche zusammengeschraubt; die auf dem Balken wurden geöffnet und die Presse fing an zu arbeiten. Da die Länge der Kettenglieder gleich der Hubhöhe war, so kamen im gleichen Augenblicke, als der Kolben an das Ende seines Hubes kam, die Schultern anderer Kettenglieder zwischen die auf dem Balken befindlichen Klammern und konnten mittelst dieser festgeklemmt werden; die Klammern auf dem Joche wurden dann geöffnet, der Kolben heruntergelassen und die Schultern eines andern Kettenglieds mit demselben gepackt. Auf diese Weise ging das Heben der Röhre leicht

vor sich. Um jeden Unfall zu vermeiden, wurden während des Aufziehens von einer Gliedlänge beständig Hölzer unterlegt. Nach vollzogenem Hube wurden die Klammern fest angeschraubt, das untergelegte Holz entfernt, und der vom Röhrendende beschriebene Raum unmittelbar mit Ziegel ausgemauert, zu welchem Behufe ein leichtes fliegendes Gerüst an der Röhre selbst aufgehängt worden war. Nachdem so die 4 Röhrenstücke, aus denen jede einzelne Brückenbahn bestand, aufgezogen waren, handelte es sich darum, sie so miteinander zu verbinden, als wären sie an einem Stück zusammenhängend gefertigt und dann erst auf die Pfeiler hinaufgelegt worden. Dieß erforderte, daß man die Winkel beobachtete, welche die äußersten vertikalen Kanten jeder Röhrenwand mit der Vertikalen machten, sobald der früher erwähnte Bretterboden, worauf man die Röhre zusammensetzte, entfernt wurde; denn diesen entsprechend mußten die Röhrendenden vor der Zusammennietung gehoben werden.

Die vorgenommenen Proben bestanden in der Belastung einer Röhre mit 27 Kohlenwagen von 248 Tonnen Schwere, wodurch eine mittlere Senkung von 0.676 Zoll hervorgebracht wurde. Die gewöhnlichen Züge verursachten Senkungen von 0.2 bis 0.3 Zoll.

Eine große Röhre senkte sich bei der Entfernung des Bretterbodens um 12.65 Zoll.

Die berechneten Senkungen, bei welchen der von Hodgkinson ermittelte Elasticitätscoefficient zu 24000000 Pfund angenommen wurde, stimmten mit den beobachteten ziemlich genau überein.

Die Fig. 18, Taf. XX^b. zeigt den Querschnitt der Conway-Röhre mit dem Hebeapparat. A_1, A_2 sind die gußeisernen Barren, welche die hydraulische Presse tragen. Auf dem Kolben B war das Joch C, welches eine vollkommen glatte Oberfläche und 2 rechteckige senkrechte Oeffnungen hatte, um die Ketten T, T durchzulassen, wie man bei a sieht, sowie auch 2 runde Böcher, welche längs der senkrechten Stangen c c glitten, die an Querbalken D befestigt waren und zur Führung des Joches dienten.

An jedes Ende der Röhre waren gußeiserne Gestelle E E genietet, welche mit den Querbalken F, F 3 feste Rahmen bildeten. Der Zweck derselben war, sowohl der Röhre die nöthige Steifigkeit an den Enden zu geben, als die starken Querbalken G, G aufzunehmen, an welchen die Ketten zum Aufziehen befestigt waren. Diese letzteren Balken waren berechnet, eine Last von 3000 Tonnen mit Sicherheit zu tragen. e, e sind schmiedeeiserne Keile.

Die gußeisernen Rahmen d, d, welche in die untern Zellen eingeschoben sind, erstrecken sich 4 Fuß über die Pfeiler hinaus.

Um zu verhindern, daß der ungeheure Druck von den Röhren dem Mauerwerk schade, wurde auf jeder Seite der Lücke, welche das Ende der Röhre aufnahm, ein gußeiserner Balken R in die Mauer eingelassen; überdieß wurden 6 kleine Querbalken k, k in das Mauerwerk gebaut, auf deren Enden die gußeisernen Träger l, l ruhen, in welchen die kanonenmetallenen Kugeln laufen, die zur Unterstützung des obern Theils der Röhre dienen. Auf den obern Trägern ruhen die

Enden h, h anderer Balken, welche quer über die Röhre gehen und mittelst Schraubenbolzen, welche an die Seitenwände der Röhre genietet sind, einen Theil der Last auf die erwähnten Kugeln übertragen.

Der untere Theil der Röhre ruht auf den Lagerplatten m, m, zwischen welchen sich 2 Rahmen mit 48 sechszölligen Walzen befinden, auf welchen sich die obere Lagerplatte und mit ihr die ganze Röhre mit gleicher Leichtigkeit bewegt, wie der obere Theil auf den Kugeln.

Diese Röhren und Kugeln sind nur an einem Ende der Röhre angebracht, das andere sitzt fest, ist aber auf gleiche Weise mittelst Rahmen u. s. w. gestützt.

§. 92.

Eiserne Gitterbrücken nach dem System von Town.

Nachdem in Amerika die hölzernen Gitterbrücken zu Straßen- und Eisenbahnübergängen angewendet waren, erkannte man wohl ihre sehr bedeutende Tragkraft und die außerordentliche Einfachheit ihrer Construction, allein ihre Nachtheile, die aus der Natur des Materials hervorgehen mußten, konnten ebenso wenig unentdeckt bleiben, und es war somit erklärlich, daß man zuerst in England, wo das Eisen verhältnißmäßig zu andern Baumaterialien einen niedrigen Preis hat, auf den Gedanken kam, die Gitterbrücken ganz aus Schmiedeeisen, und zwar aus Eisenblech zu construiren.

Mehrere Brücken auf der Dublin-Drogheda-Eisenbahn, von welchen die größte bei Dublin mit 140 Fuß Spannweite, haben sich auch in der That so vortheilhaft erwiesen, daß sie auch in Deutschland Nachahmung fanden. Allerdings waren die englischen Gitterbrücken noch mancher Verbesserungen fähig, ohne welche man mit Recht einigen Zweifel über die Solidität ihrer Construction hegen mußte. Es haben die Versuche mit solchen Eisengittern klar ergeben, daß dieselben nur dann ihrem Zwecke vollkommen entsprechen, wenn sie einen gewissen Grad von Steifigkeit besitzen oder mit andern Worten, wenn sie unter dem Einflusse der größten Belastung an keiner Stelle weder eine Ausbiegung noch eine windschiefe Verdrehung annehmen, was also voraussetzt, daß in der Construction zwei Elemente enthalten sind, ein absolutes und ein rückwirkendes. Gerade dieses letztere vermischte man an den ersten englischen Gitterbrücken, weshalb dieselben zum Theil ihrem Zwecke nicht entsprochen haben. Immerhin hat die Erfahrung gelehrt, daß das Gittersystem unter gewissen Verhältnissen und bei richtiger Wahl der Dimensionen ein vollkommen sicheres ist und dabei noch die weiteren Vortheile gegen die Blechträger von Fairbairn und Stephenson hat, daß es weniger Kosten verursacht und der Brücke ein leichteres Ansehen gibt. Fast auf allen deutschen Eisenbahnen findet man bereits Gitterbrücken von kleinen und großen Spannweiten. Besonders häufig sind dieselben auf den preussischen Bahnen ausgeführt worden, doch meist nur mit Spannweiten bis zu 33 Mtr. und höchstens 90 Mtr. Spannweite.

§. 93.

Eiserne Gitterbrücke über die Kinzig bei Offenburg.

Die Verhältnisse des Kinzigflusses erforderten eine Brückenconstruction, welche auf 63 Mtr. Weite keine Mittelpfeiler nöthig machte. Eine steinerne oder gußeiserne Brücke konnte wegen zu geringer Höhe der Bahn über dem Hochwasser keine Anwendung finden, es lag somit der Gedanke nahe, eine Schmiedeeisen-Construction und zwar ein Gitterwerk nach dem System von Town zu wählen. Ansicht, Grundriß und Querschnitt dieser Brücke sind aus den Fig. 1, 2 und 3, Taf. XXI. ersichtlich.

Die Brückenbahn mit dem doppelten Schienentweg und 2 freien Trottoirs wird von 3 Gitterwänden getragen. Jedes der 3 Gitter hat eine Länge von 71.13 Mtr. und liegt auf 63 Mtr. frei auf den beiderseitigen Widerlagern. Die Höhe jedes Gitters ist 6.282 Mtr., davon greifen 5.112 Mtr. über die Schienenoberfläche und 1.17 Mtr. springen unter dieselbe herab.

Die Seitengitter sind schwächer als das Mittलगitter, weil letzteres für den Fall, wo Züge auf beiden Geleisen sich kreuzen, in bedeutend höherem Maße in Anspruch genommen wird, wie die ersteren.

Die Gitterstäbe, welche unter einem halben rechten Winkel gegen den Horizont gekreuzt sind, haben bei den Seitengittern eine Stärke von 0.021 Mtr. bei 0.105 Mtr. Breite und bestehen nur aus 2 Reihen von sich kreuzenden Stäben, während das Mittलगitter deren 3 hat, von welchen die äußern 0.0165 Mtr. und die mittlern 0.033 Mtr. Stärke bei gleicher Breite von 0.105 Mtr. haben. Die Nieten an den Kreuzungen sind 0.03 Mtr. stark.

Alle 3 Gitter sind in rechtwinkliger Form begrenzt, und zwar wurden die Stäbe an ihren äußersten Kreuzungspunkten mit Winkelleisen vernietet, und diese ihrerseits mit einer das ganze Rechteck umschließenden 0.036 Mtr. starken und 0.33 Mtr. breiten Stemm-Platte verbunden, welche außerdem noch mit einer vertikal gestellten 0.015 Mtr. starken und 0.15 Mtr. hohen Platte, die zu beiden Seiten abermals starke Winkelleisen hat, vernietet ist. Eine weitere Verstärkung erhielt jeder Träger noch dadurch, daß auf eine Entfernung von 1.2 Mtr. von der obern und auf 2.19 Mtr. von der untern Kante der Tragwand zu beiden Seiten eine Brückschiene angenietet ist. Die lichte Maschenweite bei den 3 Gittern beträgt 0.345 Mtr. und es ist somit der rechtwinklige Abstand zweier sich kreuzender Gitterstäbe von Mitte zu Mitte 0.45 Mtr.

Die Länge der Auflagerung der Gitter auf den massiven steinernen Widerlagern beträgt auf jeder Seite 4.05 Mtr. Auf diese Länge haben die Gitter zur Seite der untern Winkelleisen Ausfüllungen von Schmiedeeisen, welche mit den 0.036 Mtr. starken Schlußplatten vernietet sind, so daß vollkommen ebene Flächen entstehen, mit denen die Gitter auf eben abgehobelten Gußplatten liegen. Fig. 5 und 6.

Um den Gittern noch eine größere Tragkraft zu geben, hat man sie auf den Widerlagern verankert. Die Befestigung der so weit wie möglich in das Mauerwerk herabgehenden Anker ist ebenfalls aus den Fig. 5 und 6 ersichtlich.

Die Querträger der Brücke, welche zunächst die eigentliche Brückenbahn zu tragen haben, sind aus Bignoles-Schienen construirte Sprengwerke, deren Streben auf die untern Schlußrahmen der Gitter gesetzt sind. Fig. 3, 4 und 7.

Der Horizontalschub dieser Sprengwerke wird durch 0.036 Mtr. starke Schraubenstangen, welche zur Regulirung beiderseits mit doppelten Muttern versehen sind, aufgehoben. Die Entfernung der Querträger ist 1.89 Mtr. von Mitte zu Mitte.

Damit die quer durchlaufenden Bignoles-Schienen, da wo sie die Gitter kreuzen, ein Auflager haben, sind an den Seitengittern 0.012 Mtr. starke fortlaufende Platten mit vernietet, Fig. 3 und 4; an dem Mittelgitter dagegen geschieht die Auflagerung wie Fig. 5 zeigt.

Ueber sämtliche Querträger geht zur Verhütung horizontaler Ausbiegungen der Gitterwände ein System von Diagonalstangen, welche an allen Kreuzungen mit den Bignoles-Schienen durch Schrauben verbunden sind. Fig. 2.

Zur bessern Auflagerung der eichenen 0.36 auf 0.24 Mtr. starken Langschwellen sind an die Sprengwerke gußeiserne Badenstücke angeschraubt. Zwischen den Langschwellen liegt endlich eine 0.09 Mtr. starke Bedielung, welche auf 0.12 Mtr. hohen Polsterhölzern mittelst Nägeln befestigt ist.

Die Bedielung der Trottoirs ist nur 0.06 Mtr. stark und es schließt sich an dieselbe eine hölzerne Gurtschwelle an, auf welcher ein leichtes Drahtgeländer steht. Fig. 3, 4, 7.

Die Verbindung des obern Theils der Tragwände geschieht in Entfernungen von je 5.67 Meter durch quer aufgelegte Brückschienen, zwischen denen sich wieder Diagonalstangen befinden, die durch eiserne Streben eine Unterstüßung erhalten.

Auf beiden Widerlagern sind steinerne Portiken in gothischem Style errichtet, welche die Anfänge der Gitter umfassen, ohne jedoch ihrer Ausdehnung hinderlich zu sein. Fig. 7.

Die Gitterwände wurden nicht, wie bei der Dubliner Brücke, an Ort und Stelle zusammengesetzt, sondern in eigens dazu erbauten Werkstätten, welche mit der Baustelle durch Schienenwege verbunden waren.

Bei der Anfertigung der Gitter wurden alle Theile des Schlußrahmens zuerst der Länge nach zusammengeschweißt, ehe man sie auf die Gitterstäbe durch Vernietung befestigte; dabei, sowie bei der Vernietung der Gitterstäbe wurden die Riemen kalt eingesetzt.

Behufs der Aufrichtung der Gitter stellte man nebst einem Pfahlgerüst noch eine Pfahlwand in der Art auf, daß diese letztere dem aufgerichteten Gitter als Rücklehne dienen, zugleich aber auch dazu benutzt werden konnte, um die Rollen der mit den 12 Zugwinden in Verbindung stehenden Flaschenzüge daran zu befestigen. War somit das obere Seitengitter vollständig zusammengesetzt, so wurde es mittelst untergeschobener Wagen auf das Pfahlgerüst transportirt; dort angelangt, hob man es mit einer hinreichend großen Anzahl Wagenwinden etwas in die Höhe, zog die Wagen hervor und legte kurze Balkenstücke unter. Indem man

nun noch 6 kräftige Eisenbahnrahmen, vereinigt mit den 12 schon erwähnten Binden, wirken ließ, ging die Aufrichtung um so sicherer vor sich, als man schon vorher die Gitterwand an ihrer untern Seite mit 11 beweglichen hölzernen Stützen versah, welche sich mit ihren Enden in gezahnte auf dem Gerüst befestigte Schwellen stemmten.

Nach der Aufrichtung des obern Gitters wurde das mittlere in gleicher Weise aufgestellt; bei dem untern Seitengitter aber konnte wegen Mangel an Raum die gleiche Art der Aufrichtung nicht angewendet werden, man war vielmehr genöthigt, das dritte Gitter am Fuße des Mittelgitters aufzustellen und sodann horizontal zu verschieben. Nach der Aufrichtung senkten sich die Gitter um 0.045 Mtr., behielten daher noch eine Ueberhöhung von 0.045 Mtr., welche sich in Folge der vorgenommenen Probelastungen auf 0.33 verminderte. Beim Darüberfahren einer Locomotive ist die momentane Senkung 0.006 Mtr.

Gitterbrücken in der Schweiz von Oberbaurath Eckel.

Die Gitterbrücken auf den Schweizerbahnen zeichnen sich dadurch vortheilhaft vor andern aus, daß sie möglichst leicht und einfach construirt sind, also in constructiver Beziehung als Muster dienen können. Auf Taf. XX^c. geben wir die Querschnitte mehrerer dieser Brücken. Zur vollkommenen Verständlichkeit der Constructionen fügen wir bei:

1) Pfaffnerbrücke bei Niedermuhl.

Die Brücke ist für 2 Geleise angelegt und hat eine lichte Spannweite von 80 schw. Fuß. Für jedes Geleise sind 2 Träger bestimmt und es hat daher die Brücke 4 Träger. Die Träger bilden Gitterwerke von 8.75 Fuß Höhe. Die Gitterstäbe sind 50 Linien auf 5 Linien stark, kreuzen sich rechtwinklig und bilden Maschen von 2.66' von Mitte zu Mitte der Stäbe nach der Diagonale gemessen. Von 8 zu 8 Fuß sind Querverbindungen angebracht, Fig. 1, 2, 3, welche das Gitter in einzelne Rechtecke abtheilen, in welchen jedesmal die mittlern Stäbe von T-Eisen gebildet sind. Die Auflagerung auf den Widerlagern ist 4'. Zwischen je 2 Querträgern befinden sich zur Verspannung der Gitter 2 Diagonalzugstangen von 12'' Stärke. Auf den Querträgern liegen hölzerne Längenträger von 1' 1'' Höhe und 80 Linien Breite. Diese Längenträger sind an jedem Querträger auf 80'' Höhe eingelassen und sitzen mit der ganzen Stärke auf Winkelisen. Zwischen den Längenträgern liegen einfache Bohlen als Eindeckung.

2) Brücke über die große Emme bei Burgdorf.

Diese Brücke hat ganz die gleiche Construction wie die Pfaffnerbrücke, nur liegt die Bahn etwas tiefer und haben daher die Querträger die Form Fig. 4.

3) Brücke über die Aare bei Bern.

Diese Brücke hat einen doppelten Zweck zu erfüllen, sie trägt oben ein doppeltes Schienengeleise und unten eine Fahrbahn für gewöhnliches Fuhrwerk.

Die beiden Gitterwände der Brücke ruhen auf den Widerlagern und 2 steinernen Pfeilern. Die Seitenöffnungen haben 166 und die mittlere Oeffnung 190·6 Fuß Weite. Die Höhe der Pfeiler ist 134', ihre Stärke unten 21 Fuß. Jedes Gitter hat eine Höhe von 19·62 Fuß. Die Gitterstäbe haben 54 Linien auf 6 Linien Stärke. Diagonale Maschenweite 2·266 von Mitte zu Mitte. Oben und unten liegen 5 Platten von je 6''' Stärke und 1·2' Breite. Die Winkeleisen sind nach der Höhe 50''' , nach der Breite 30''' stark. Außer den Winkeleisen laufen oben und unten noch 44''' hohe und 6''' starke Bänder durch und sind die halben Maschen mit Blechen ausgelegt. Alle 8' sind die beiden Traggitter durch schmiedeeiserne starke rechteckige Rahmen verbunden. Der obere 2·1 Fuß hohe Theil des Rahmens dient als Auflager für 3 eiserne Längenträger zur Unterstützung der 2' 7" von Mitte zu Mitte von einander abstehenden Querbalken, welche die Schienen tragen.

Die hölzerne Fahrbahn für das gewöhnliche Fuhrwerk liegt auf Längenhalfen.

Die Entfernung der beiden Traggitter ist 17' von Mitte zu Mitte, die Trottoirs sind freitragend.

Die lichte Höhe zwischen der unteren Fahrbahn und dem oberen Rahmentheil ist 14·4 Fuß.

Die Auflagerungen sind aus gußeisernen Platten gebildet. Auf diesen ruhen Unterlagsbarrren von je 4 Blechen und Gußplatten zusammengefest und durch Querbolzen verbunden.

§. 94.

Saane-Viaduct bei Freiburg in der Schweiz.*) Taf. XXI*.

Mit diesem Viaduct überschreitet die Eisenbahn von Lausanne über Freiburg nach Bern das 1100 Fuß breite und 219 Fuß tiefe Thal der Saane.

Derselbe hat einschließlich der beiden Landpfeiler eine Länge von 382·64 Mtr. und, indem die Schienen 9·92 Mtr. über dem Thalrand liegen, die bedeutende Höhe von 78·73 Mtr. Er besteht aus 2 mit Durchfahrten versehenen Widerlagern und 6 Mittelpfeilern. Die beiden Endöffnungen haben 44·92 Mtr. und die 5 Mittelöffnungen 48·2 Mtr. Weite von Mitte zu Mitte der Pfeiler.

Der in ununterbrochenem Zusammenhang über die Pfeiler hinweggehende eiserne Oberbau von 333·84 Mtr. Länge trägt 2 Eisenbahngleise, und außerdem ist innerhalb desselben noch ein Fußsteg angebracht, zu welchem man auf den in den Widerlagern angelegten Wendeltreppen gelangt.

Besonders interessant sind die Mittelpfeiler. Dieselben haben einen massiven Unterbau aus Sandstein mit einer Abdeckung von festem Zurakalkstein und sind mit Aussparungen im Mauerwerk versehen. Die Höhen dieser 6 Unterbaue sind nach dem Terrain verschieden und wechseln zwischen 13 und 32 Mtr. Der übrige, von dem Mauerwerk bis zur unteren Gurtung des Oberbaues 43·06 Mtr. hohe

*) Nach einer Mittheilung von Benoit in Ecbtam, Zeitschrift für Bauwesen 1863.

Theil der Pfeiler ist ganz aus Eisen construirt; er besteht, Fig. 1, 2, 3, aus 12 gußeisernen Röhren, die mit einer geringen Neigung gegeneinander gestellt sind, jedoch so, daß sie fast gar keinen Seitendruck, sondern nur Achsendruck auszuhalten haben. Jede einzelne Röhre ist wieder aus 11 Stück ca. 3·83 Mtr. langen mit 5 Centim. starken Flantschen versehenen Rohrenden so zusammengesetzt, daß jedesmal zwei Flantschen durch 4 Stück 4 Centim. starke Schraubenbolzen verbunden sind. Der äußere Durchmesser der Röhren hat 24 Centim., während die Wandstärke 32 Millim. beträgt; außerdem sind die Röhren, Fig. 3, noch mit T förmigen Rippen von 3 Centim. Stärke versehen. Zur gegenseitigen Absteifung dieser langen Röhren sind aus Winkel- und Flacheisen construirte Gitterwerke und Diagonalverstreungen zwischen die oben erwähnten Rippen eingespannt und an dieselben mittelst Schraubenbolzen befestigt, ferner sind die sich berührenden horizontalen Winkelleisen zweier übereinander befindlichen Gitter- resp. Verkreuzungssysteme mit einander vernietet. Außerdem befinden sich jedesmal nach 2 Röhrestücken übereinander, also in Entfernungen von ca. 7·66 Mtr., horizontale Diagonalverstreungen, die aus  Eisen bestehen. Die so construirten Pfeiler stehen auf gußeisernen 60 Centim. hohen Sohlplatten, welche nach allen Seiten hin durch 35 Millim. starke Rippen abgestützt und verstärkt sind. Die Platte liegt nicht direct auf dem Stein, sondern auf einer Bleiplatte.

Am oberen Ende tragen die eisernen Pfeiler einen gußeisernen 60 Centim. hohen Rahmen, der in Bezug auf Construction mit der vorerwähnten Sohlplatte fast ganz übereinstimmt. Diese Rahmen tragen hölzerne Bohlstücke, welche als Auflager für den Oberbau dienen.

Der Oberbau geht von einem Widerlager zum andern und ruht auf beiden Widerlagern auf eisernen Walzen, während er auf den Pfeilern ganz feste Holzauflager hat.

Jedes Endauflager besteht aus einer 62 Centim. breiten, 2·04 Mtr. langen Sohlplatte, auf welcher 15 Stück 10 Centim. hohe Walzen liegen, die wiederum eine 58 Centim. breite, 2·04 Mtr. lange und 8 Centim. starke Platte tragen, auf welcher die horizontalen Gurtungsplatten ruhen.

Der Brückenkörper selbst besteht aus 4 in Entfernung von 2·09 Mtr. von einander aufgestellten Trägern von 4·04 Mtr. Höhe, Fig. 3, auf deren oberer Gurtung die 25 Centim. hohen Querträger aufgenietet sind, die ihrerseits wieder die Langschweller der beiden Eisenbahngleise, den Bohlenbelag und das eiserne Brückengeländer tragen.

Die 50 Centim. breiten Gurtungen sind nach ihrer Inanspruchnahme verschieden stark construirt, und bestehen aus einer 36·2 Centim. hohen Vertikalplatte, deren Stärke 10, 12, 14 und 18 Millim. beträgt, ferner aus 2 Winkelleisen von 10 Centim. Länge und 11 Millim. Stärke der Schenkel und aus 4 Horizontalplatten von je 11 Millim. Stärke.

In dem weitmaschigen Gitterwerk bestehen die gedrückten Theile aus  Eisen von 17 Centim. Breite, 5·5 Centim. Schenkellänge und 15 Millim. Stärke, während die gezogenen Theile Flachstäbe von derselben Breite und je nach ihrer In-

anspruchnahme von 11, 14, 17, 21 und 24 Millim. Stärke find. Die Neigung der Gitterstäbe ist 50 Grad.

Zur Uebertragung des Vertikaldrucks auf die Auflager sind kräftige Vertikalabsteifungen in dem Gitterwerk angebracht; dieselben bestehen bei den Endauflagern der Mittelträger aus folgenden Theilen:

1	Platte 50	Centim. breit,	10	Millim. stark,
1	" 41	" "	10	" "
1	" 36	" "	10	" "
2	" 24.5	" "	10	" "
6	Winkelleisen von 9 Centim. Schenkellänge.			

Bei den beiden Außenträgern kommen noch 3 Winkelleisen hinzu.

Auf den Mittelauflagern sind die Vertikalabsteifungen wie folgt construirt:

1	Platte 71	Centim. breit,	18	Millim. stark,
2	" 41	" "	18	" "
8	" 24.1	" "	10	" "
12	Winkelleisen von 6 Centim. Schenkellänge.			

Bei den Außenträgern kommen noch 6 Winkelleisen hinzu.

Außer diesen Versteifungen über den Auflagern sind in den in Fig. 4 angegebenen Entfernungen aus 4 bezw. 2 Winkelleisen von 7 Centim. Schenkellänge und aus einer 17 Centim. breiten Platte bestehende Absteifungen angeordnet, die außerdem auch noch den Zweck haben, die Diagonalverkreuzungen mit den Gitterträgern fest zu verbinden. Fig. 5.

Zur horizontalen Diagonalverbindung der vier Tragwände dient eine aus 13 Centim. breiten und 12 Millim. starken Flachstäben bestehende Verkreuzung, welche an die Unterfläche der Querträger angelenket ist.

Die Langschweller, auf welchen die Schienen ruhen, haben 30 auf 25 Centimeter.

Das Aufstellen der Gitterwände geschah auf sehr praktische Weise mit Vermeidung der sonst sehr kostspieligen Gerüstungen.

Nachdem das Mauerwerk des Widerlagers auf der rechten Seite und ebenso der daranstoßende Bahndamm aufgeführt war, benutzte man diesen als Werkplatz. Auf demselben wurde auf vorher gelegten Walzen der eiserne Oberbau zusammengesetzt und zwar so, daß mit den linksseitigen Oeffnungen der Anfang gemacht wurde. Nach Herstellung der ersten 3 Spannweiten wurde dieser Theil des Brückenkörpers mittelst zu beiden Seiten aufgestellten Erdwinden so weit über die erste Oeffnung gewalzt, bis der auf einem besonders angebrachten Gerüst stehende Krahn über dem bereits fertigen Mauerwerk des ersten Mittelpfeilers sich befand. Nun begann das Aufstellen des ersten Pfeilers, indem die auf besonderen Bahnen bis an den Krahn transportirten Eisentheile hinabgelassen und montirt wurden. Inzwischen wurde auf dem Werkplatz das Zusammenbauen des Brückenkörpers, also zunächst der vierten Spannweite, fortgesetzt.

Nach Vollendung des ersten Pfeilers wurde auf demselben eine Rolle aufgestellt, und außerdem wurde er zur Vermeidung der beim Vorwärtschieben unaus-

bleiblichen Biegung durch eine Spannkette mit dem Widerlager verbunden. Es erfolgte nun wieder ein Vorwärtswalzen des Brückenkörpers, bis der Krahn über dem Mauerwerk des 2. Pfeilers sich befand, der nun, wie oben beschrieben, aufgebaut wurde. Die weitere Fortsetzung des Baues geschah in gleicher Weise, bis der ganze Brückenkörper an seiner richtigen Stelle sich befand, und nun erst wurden, nach Beseitigung der Rollen, die definitiven Auflager untergebracht.

Bei der Probelastung wurden 2 Locomotiven auf eine Oeffnung gebracht, wobei sich eine Einbiegung von 15 Millim. zeigte, die nach Beseitigung der Last wieder gänzlich verschwand. Dieselbe Durchbiegung zeigte sich auch beim schnellsten Hinüberfahren der Maschinen. Seitenvibrationen waren kaum bemerklich.

Die Eisenconstruktion fertigte das Eisenwerk von Schneider und Comp. in Creusot bei Châlons sur Saone — sie wog im Ganzen 6 Millionen Pfund und war sammt 4500 Schachtruthen Mauerwerk zu 2,360,000 Francs veranschlagt.

§. 95.

Einiges über das Aufstellen größerer Gitter- oder Blechbrücken*).

Auf der schweizerischen Rheinfallbahn, zwischen Schaffhausen und Winterthur, wurde in dem Jahr 1857 die Gitterbrücke bei Andelfingen gebaut, wobei man die eiserne Fahrbahn, d. h. beide Träger mit Querverbindungen vom Ufer her über die Pfeiler schob ohne Anwendung eines Gerüstwerkes.

Die Hauptdimensionen der genannten Brücke sind folgende: 4 Oeffnungen mit 94, 110, 110 und 94 Fuß (1 Schweizerfuß = 0.3 Mtr.) lichter Spannweite; Dike der Pfeiler unter dem Gesimse 10 Fuß; Höhe der Pfeiler 94'; die Fahrbahn ist für eine einfache Spur gebaut, hat 2 Gitterwände von 11 4" Höhe und 10' Entfernung von Mitte zu Mitte. Die Gitterwände sind der ganzen Länge nach aus einem Stücke hergestellt. Die Fahrbahn ruht mittelst Querschwellen oben auf den Gittern, die Querverbindungen, welche von 10 zu 10' die beiden Gitter verbinden, konnten, da sie nichts zu tragen haben, aus Flach- und Winkelleisen sehr leicht construirt werden. Die ganze Fahrbahn mit Schwellen und Schienen hat bei 448 Fuß Länge ein Gewicht von ungefähr 6000 Ctr. Die Ausführung und Aufstellung der eisernen Fahrbahn wurde von den Gebr. Benkieser in Pforzheim übernommen und in einer auf dem rechten Ufer der Thur in der Höhe der Gitterauflage erbauten Werkhütte ausgeführt.

Nachdem die beiden Gitter sammt Querverbindungen am Ufer vollständig aufgestellt waren, wurden sie auf Walzen gelegt und, ohne daß irgend ein Gerüst zwischen den Pfeilern zu errichten war, an Ort und Stelle gebracht.

Die Walzen waren von Schmiedeeisen, hatten 4½ Zoll Durchmesser und ruhten mit Zapfen von 3 Zoll Durchmesser und 3 Zoll Länge in gußeisernen Lagern. Auf den Walzen lag die untere Flantsche des Gitters mit dem flachen

*) Das Aufstellen der Thur-, Blatt- und Gitterbrücken ist beschrieben in Förster's Bauzeitung. 1856. Heft IV. und V.

Theil auf, indem für die Nietenköpfe Rinnen von entsprechender Tiefe eingedreht waren. Die ganze Fahrbahn wurde auf 8 solche Walzen, je 2 einander gegenüber, gelegt.

Um nun einen nachtheiligen Schub gegen die Pfeiler zu vermeiden, wurden die Gitter nicht von dem andern Ufer aus hinübergezogen, sondern es waren die sämtlichen Walzen auf einer Seite mit einem viereckigen Zapfen, an welchem ein Schlüssel mit 10 Fuß langem eisernen Hebel befestigt wurde, versehen. An jedem dieser 8 Hebel standen 4 Mann, welche außerhalb der Fahrbahn stehend und auf gleiches Tempo die Brücke vorwärts bewegten.

Sowie das vordere Ende der Brücke auf einen Pfeiler gelangte, wurden auch hier wieder Walzen aufgelegt und auch diese mittelst Hebel getrieben. Statt der Hebel mit viereckigem Schlüssel können auch solche mit Sperrrad und Sperrkegel angewendet werden, was die Arbeit wesentlich erleichtert.

Die Fortbewegung der Fahrbahn ging mit etwa 30 Mann ohne Anstrengung von Statten; die Bewegung bei jedem Schub betrug 2 Zoll und es wurden zum Hinüberschieben der ganzen Brücke 4 Tage erfordert. Diese Methode, welche übrigens für größere Oeffnungen als 30—40 Mtr. nicht wohl anwendbar ist, hat verschiedene Vortheile:

- 1) Man bedarf keines Gerüstes;
- 2) bildet das Hinüberschieben für denjenigen Theil der Brücke, welcher einige Zeit frei über die größte vorkommende Spannung hinausragt, eine sehr kräftige Belastungsprobe.

Bekanntlich wird ein an einem Ende festgehaltener gleichförmig belasteter Balken 6 mal so stark auf Biegung in Anspruch genommen, als er an beiden Enden festgehaltener bei gleicher Länge und gleicher Belastung pro Längeneinheit.

Es ist einleuchtend, daß die Anwendung dieses Prinzips der Aufstellung der Gitter für eine Brücke mit nur einer Oeffnung die Errichtung eines provisorischen Mittelpfeilers nöthig macht. Ferner sind im Allgemeinen bei derartigen Operationen 3 Fragen zu beantworten: 1) Ist die Brücke auch stark genug, um die Operation des Hinüberschiebens ohne Schaden auszuhalten und welches ist die Grenze der Spannweite. 2) Ist diese Grenze bestimmt, welches ist die Senkung des Gitters. 3) Werden die Pfeiler durch die Erschütterungen der Rollen nicht Schaden leiden und wie werden diese Erschütterungen unschädlich gemacht. Die Theorie gibt die Mittel zur Beantwortung dieser drei Fragen an die Hand, nur bezüglich der letzten Frage fügen wir bei, daß es rathsam erscheint, bei hohen Pfeilern, wie z. B. solchen wie bei der Sitterbrücke in der Schweiz, statt fester Rollen oder Walzen, bewegliche anzuwenden und die Rolle auf einen kleinen Wagen zu setzen, welcher sich der Länge nach etwas verschieben kann und auf einer abgehobelten Gußplatte ruht.

§ 96.

Die Hauptdimensionen mehrerer Gitterbrücken sind in folgender Tabelle zusammengestellt:

Eiserne Gitterbrücken.

Bezeichnung der Brücken.	Dimensionen der Träger.					Bemerkungen.
	Spannweite.	Höhe des Gitters.	Stab- Breite.		Normale Mächten- weite von M. an M. der Stäben.	
Brücke auf der thüring- schen Eisenbahn.	Mtr. 6.9	Mtr. 1.045	Mtr. 0.079	Mtr. 0.0116	Mtr. 0.225	Die Brücke hat 3 Träger, gußeiserne Unterzüge mit Verstärkungsfellen.
Brücke auf der thüring. Eisenb. Straßenbrücke.	7.53	1.177	0.079	0.0116	0.225	Die Brücke hat 2 Träger.
Brücke auf der bad. Ei- senb. bei Offnabingen.	11.4	1.59	0.075	0.015	0.300	Die Brücke trägt 1 Geleise und hat 2 Träger.
Dosbrücke in Baden (Straße).	12.0	1.5	0.06	0.01	0.250	Die Brücke hat 2 Gitterwände an den Rändern der Bahn und einen Blechträger von 0.51 Mtr. Höhe und 0.027 Mtr. Stärke in der Bahnachse.
Brücke auf der Potsdam- Magdeburger Eisenb.	21.4	2.36	0.079	0.0165	0.307	Die Brücke hat 3 Träger.
Altstadenbrücke auf der Eöln-Mündener Eisenb.	32.94	3.33	0.079	0.0165	0.328	Die Brücke trägt 1 Geleise und hat 2 Träger.
Enzbrücke in Pforzheim (Straße).	30.6	2.16	0.075	0.015	0.253	Die Brückenbahn wird von 2 Gittern getragen. Die Unterzüge sind ebenfalls Gitter.
Brücke über den Royal- Canal auf der Dublin- Drogheda-Eisenbahn.	42.6	5.31	0.101	0.0183	0.304	Die Brücke trägt 2 Geleise und hat 8 gleich starke Gitter. Die Quert Träger sind von Holz.
Brücke über die Kinzig bei Offenbürg.	63.0	6.27	0.105	0.021	0.45	Die Brücke trägt 2 Geleise und hat 3 Gitter; das Mittelgitter ist stärker wie die Seitengitter und hat eine Gesamtbreite von 0.066 Mtr.
Brücke über den Saalbach im Bahnhof bei Bruch- sal.	9.0	0.75	Brückenschienen von 0.066 Mtr. Höhe u. 0.14 Breite an der Basis.		0.36	An jeder Kreuzung sind 4 Rielen v. 0.015 Mtr. Stärke. Ueber jedem Träger liegt ein Schienenstrang.
Eisenbahnbrücke über den Elbingfluß.	12.7	1.41	0.078	0.016	0.314	Die Brücke hat 2 Seitengitter und in der Achse einen Blechträger von 0.28 Mtr. Höhe. Die Schienen liegen auf Querschwellen deren Abstand von M. zu M. 0.85 Mtr. In jeder Oeffnung sind 4 Quergitter.
Eisenbahnbrücke über den Hauptfestungsgraben zu Danzig.	1.88	2.22	0.078	0.016	0.314	Die Brücke hat 2 Seitenträger und in der Achse noch einen 0.3 Mtr. hohen Mittelträger, worauf die Querschwellen ruhen. In einer Oeffnung sind 7 Quergitterträger.

Brücken der Schweizerischen

Benennung der Brücken.	Stärke des Pfeilers beim Mittelauflage.	Menge der Öffnungen.	Stärke der einseitigen Joche.	Länge des eisernten Oberbaues.	Höhe der eisernten Träger.	Höhe der Geleise über Mittelauflage.	Gewicht des eisernten Oberbaues für ein Geleise in Ctr.	
							Guß-eisen.	Schmiedeeisen.
Gitterbr. über die Birs bei Basel	Fuß. 256	Fuß. 3	Fuß. 80	Fuß. 264	Fuß. 8.5	Fuß. 36	522	1970
Gitterbr. üb. d. Franke b. Niefstal	180.8	3	56	187.2	5.3	50	286	1231
Bogenbr. über die Aare b. Olten	345	3	105	345	3.0	—	460	7780
Gitterbr. über die Wigger bei Aarburg	168	2	80	176.8	8.75	24	275	1496
Pfaffnerbrücke	80	1	—	88.8	8.75	30	147	776
Murgbrücke	80	1	—	88.8	8.75	38	147	776
Gitterbr. üb. d. Emme b. Burgdorf	272	3	80 u. 96	280	8.5	13	418	2360
Gitterbr. bei Bern Wombhau-senthal	272	3	80 u. 96	280	8.5	94	418	2364
Gitterbr. über die Aare bei Bern	547.9	3	166 u. 190	560.6	19.6	145	1300	17854
Gitterbr. über die große Emme bei Derendingen	272	3	80 u. 96	280.8	9.0	—	418	2360
Gitterbr. üb. d. Aare b. Solothurn	312	3	96 u. 104	320.8	10.4	—	500	2810
Gitterbr. über die kleine Emme bei Emmenbaum	376	4	80 u. 96	384.8	9.0	—	560	3226
Gitterbr. über die Sitter bei St. Gallen	533	4	120 u. 128	544	12.81	208	222.2	6711.9
							Gewicht der 3 Pfeiler 18351 734	
Gitterbr. über die Thur bei Wyl	455	4	96 u. 112	464	11.0	68.7	251.89	4001.3
							3 Pfeiler 4179	276.4
Gitterbr. üb. die Matt b. Flawyl	335.6	3	96 u. 120	348	10.0	101.1	19589	4020
							2 Pfeiler 4858	266
Steinbauten:			Halbkreis					
Thalübergang bei Goddäch	257	5	45	—	—	88	—	—
" " Rümelingen	424.8	8	45	—	—	82	—	—

Centralbahn von Egel.

Art der Grün-dung.	Baukosten.			Kosten des Oberbaues für 1 Geleise per Ib. Fuß.	Bemerkungen.
	Grün-dung.	Mauer-werk.	Eiserner Oberbau.		
Béton	Francs. 77458	Francs. 73930	Francs. 84256	319.26	D. Br. ist für 2 Geleise angelegt. 1853.
Béton	1813	37568	53648	286.58	Bauzeit 1853—54. 2 Geleise.
Widerlager: Béton Pfeiler: Pfahlrost	69895	231104	299000	866.0	Die Br. liegt in einem Gefäll von 18 p. M. Bauzeit: 854—56
Béton und natürlicher Felsen	20130	39820	64890	367	2 Geleise. Bauzeit 1855—56.
Béton	8100	23230	33760	380	ditto. ditto
Auf Felsen	3146	36189	33760	380	ditto. ditto.
Widerlager: Béton Pfeiler: Pfahlrost	73325	36685	102000	363	ditto. ditto.
Felsen	900	109150	102150	363	ditto. 1855—57
Auf Lehmies und Felsen	22400	212000	724600	1292	2 Geleise und Fahrweg. 1856.
Widerlager: Béton Pfeiler: Pfahlrost	78852	32390	102000	363	1 „ 1855—57.
Pfahlrost	156520	75840	121500	378	1 „ 1856—57.
Widerlager: Béton Pfeiler: Pfahlrost	81200	43000	139200	361.7	1 „
Felsen	34369	149811	261285	—	1 „ 1853—56
			49600		
			Rüstungen.		
			Pfeiler: 408775 u. 5800 R.	571.4	
Felsen	28898	85537	180460 u. 8980 R.	408.29	1 „ 1854—55
			Pf.: 102358 u. 2700 R.		
Felsen	14775	52177	145227 u. 15800 R.	462.7	1 „ 1853—56.
			Pf.: 111942 u. 2900 R.		
Felsen	248911	30670 R.	7000	835.5	2 „ Krümmung von 1200' Halbm. Steigung 20 p. M. 1854—56.
			Geländer		
Fester Boden	290716	40000 R.	12618	808	2 Geleise. Krümmung v. 2600' Halbm. Steig. 20 p. M. 1855—56.
			Geländer		

§. 97.

Fachwerkbrücken mit geraden Gurtungen.

Die Träger dieser Fachwerkbrücken bestehen aus 2 parallelen Gurtungen, welche durch ein Fachwerk von Ankern und Streben oder beiden zugleich verbunden sind.

Das Fachwerk hat entweder das System des rechtwinkligen oder des gleichschenkligen Dreiecks. Wird das Fach eines einfachen Systems in n Theile getheilt, weil man noch $n - 1$ Trag- oder Knotenpunkte haben will, so entsteht das n fache System, und werden zwei oder mehrere einfache Systeme in geeigneter Weise mit einander combinirt, so entsteht das gekreuzte und Gittersystem.

Die Hauptbedingungen für jedes Brückensystem sind:

- 1) Einfachheit der Konstruktion,
- 2) leichte Erhaltung und Ueberwachung der einzelnen Theile der Konstruktion,
- 3) richtige und naturgemäße Beanspruchung des Materials.

Diesen Bedingungen entsprechen die Fachwerke weit mehr wie die Gitterwerke, daher auch letztere in neuerer Zeit weniger Anwendung finden.

Zur näheren Betrachtung der Konstruktion einer einfachen Fachwerkbrücke mit gezogenen Diagonalen geben wir die folgende Beschreibung der Eisenbahnbrücke über den Rhein zwischen Mannheim und Ludwigshafen.

Die Rheinbrücke zwischen Mannheim und Ludwigshafen. *)

Taf. XXII und XXIIa.

Die Brücke überschreitet den Rhein in senkrechter Richtung und in gerader Linie. Sie dient sowohl dem Eisenbahn- wie auch dem Straßenverkehr und hat außerdem noch zu beiden Seiten freitragende Fußwege.

Die Brücke hat 3 gleich weite Oeffnungen von je 87.33 Mtr. im Lichten und beträgt daher bei der Pfeilerstärke von 4 Mtr. die lichte Entfernung der Widerlager 270 Mtr.

Zu beiden Seiten der Brücke befinden sich noch Fluthöffnungen von 10 Mtr. Lichtweite und zwar auf der rechten Seite eine, auf der linken drei, mit 2 Mtr. breiten Zwischenpfeilern.

Die unterste Gurtungskante der Eisenkonstruktion liegt 14.25 Mtr. über Niedriggerwasser und bedingte diese Höhe auf der rechten Seite eine Steigung der Eisenbahn von 1:66 auf der linken eine solche von 1:90.

Der eiserne Oberbau der Brücke besteht aus zwei ganz unabhängig von einander aufgestellten Brückenkonstruktionen, wovon die südliche dem Eisenbahnverkehr, die nördliche dem Straßenverkehr dient. Die einzelnen Oeffnungen sind nicht durch kontinuierliche Träger überbrückt, sondern ist sowohl für Straße als Bahn für jede Oeffnung ein besonderes Trägerpaar angenommen. Die Hauptträger sind nach

*) Nach einer Abhandlung des Ingenieurs G. Fischer in Mannheim — Commission bei W. Geddel 1869.

dem Horizontalträgersystem mit weitmaschiger Strebenanordnung construirt und haben eine Höhe von 10 Mtr.

Die obere und untere Gurtung haben einen kastenförmigen Querschnitt. Zwischen den Hauptträgern sind in Entfernungen von je 4·5 Mtr. Querträger angebracht, zwischen welchen wiederum 4 bez. 9 Längsträger zur Unterstützung des Oberbaues der Eisenbahn- oder Straßenfahrbahn dienen. Der Oberbau besteht an der Eisenbahnbrücke aus dem gewöhnlichen Querschwellensystem, an der Straßenbrücke aus einem einfachen Balken- und Bohlenbelag.

Im Allgemeinen besteht der Baugrund aus einer mächtigen Kieschichte, welche indeß in der Tiefe einige Lettenlager zeigt und wurden daher die Widerlager und Pfeiler auf Pfahlfundamente gegründet. Die Pfähle der Pfeilerfundamente sind 2·9 Mtr. unter Niederwasser horizontal abgesehen und einen Mtr. stark einbetonirt. Zur Verhinderung einer Unterkellung des Fundaments ist dasselbe durch eine geschlossene Pfahlwand umgeben. Das Mauerwerk wurde mit Anwendung von Senkkasten aufgesetzt.

Was speciell den eisernen Oberbau betrifft, so haben die Brückenträger 89·0 Mtr. freitragende Weite und sind in der Mittelloffnung 90·37 Mtr. in den beiden Seitenöffnungen 92 Mtr. lang.

In jeder Oeffnung befinden sich 4 Träger, 2 für die Eisenbahnbrücke mit Doppelgleise und 2 für die Straßenbreite. Der Querschnitt eines jeden Trägers ist ein symmetrisch-kastenförmiger und wechselt in seiner Stärke nach Maßgabe der Anstrengung des Materials. An jedem der 4 Träger ist wieder eine Verschiedenheit, indem der äußere Träger, sowohl an der Straßenbrücke, wie auch an der Eisenbahnbrücke, außer der ihm zufallenden Last der Hälfte der Fahrbahn mit der zufälligen Belastung noch diejenige eines Trottoirs aufnimmt. Der Querschnitt, sowohl oberhalb als auch unterhalb, besteht aus einer Reihe von Horizontalplatten von 0·9 bezw. 0·7 Mtr. Breite, an die 4 Vertikalplatten, je 2 zusammengelenket mit 4 Winkel so verbunden werden, daß sie einen Kasten bilden. An den Stößen der Vertikalplatten von durchschnittlich 9 Mtr. Länge, die immer in die Mitte zwischen 2 Knotenpunkte fallen, liegt in dem Raume zwischen den Stehrippen über die innern Stoßplatten ein gitterförmig construirtes Rahmen, der mitvernietet ist, zur Aussteifung (s. Taf. XXIIa). Die Variation der Gurtungsquerschnitte an den einzelnen Knotenpunkten, entsprechend ihrer zutreffenden Inanspruchnahme, ist lediglich durch die Anzahl der beigelegten Horizontalplatten bewirkt, während der einfachen Ausführung halber, Stehbleche und Winkel in gleichem Querschnitte nach der ganzen Länge des Trägers von einem Auflager zum andern durchlaufen. Der stärkste Querschnitt sowohl in der Zug- als Druckgurtung liegt immer in der Mitte eines Brückenfeldes und hat nach Abzug der Niethlöcher an der Eisenbahnbrücke (Träger und Trottoir) 1130 □ Cm. an dem Straßenbrückenträger mit Trottoir 670 □ Cm. Der schwächste Theil der Gurtungen ist jeweils an den Auflagern und finden sich daselbst, das durchlaufende Stoßblech mitgerechnet, nur 2 Horizontalplatten mit 553 bezw. 493 □ Cm.

Auf Taf. XXIIa ist die Detailconstruction der Gurtungen angegeben.

Die Verticalanker, in welchen vermöge des Systems eine rückwirkende Kraftäußerung entsteht, erhielten die dieser Inanspruchnahme entsprechende Querschnittsform; dieselben stehen direct zwischen den Gurtungen in Entfernung von 4·5 Mtr. und werden an ihren oberen und unteren Enden durch die an jeder Gurtung angebrachten beiderseitigen Stehbleche, die 0·334 bzw. 0·588 Mtr. Raum zwischen sich lassen, gefaßt, mit denen sie durch eine entsprechende Anzahl Nieten, die gleichzeitig zur Befestigung der Consol- und Querträger dienen, verbunden sind. Die Querschnittsform ist eine doppelt-T-förmige. Die Verticalständer selbst sind aus 2 Kopfplatten von 0·015 bzw. 0·012 Mtr. Stärke mit je 2 Winkel von verschiedener Stärke, je nach ihrer Inanspruchnahme gebildet, die auf ihrer Länge ein Gitterwert zwischen sich fassen. Die kräftigsten Verticalanker sind jeweils an den betreffenden Auslagerpunkten und besonders die Endständer sehr stark construirt; an den Endständern der Eisenbahnbrücke hat man die Gitterfüllung ganz weggelassen und dagegen ein volles Blech angeordnet. Während die Inanspruchnahme der Gurtungen und Zugbänder zu 750 Kil. pr. □ Cm. festgesetzt wurde, beträgt dieselbe bei den Verticalankern und innern Constructionstheilen nur 536 bis 580 Kil.

Die Construction der Verticalanker siehe Taf. XXII a.

Die Zugbänder sind doppelt, zu jeder Seite der verticalen Gurtungsbleche, gabelartig mit ihnen befestigt und wechseln gleichfalls in ihren Stärken- und Breitendimensionen je nach ihrer zutreffenden Inanspruchnahme. Die stärkste Anstrengung erleiden die Zugbänder an den Auflagern eines Trägers, ihr Querschnitt ist daselbst bei der Eisenbahnbrücke 0·597 auf 0·024 Mtr., bei der Straßenbrücke 0·39 auf 0·022 Mtr. Die geringsten Dimensionen derselben finden sich in der Mitte und betragen 0·14 auf 0·024 bzw. 0·11 auf 0·022 Mtr. In den 6 mittlern Feldern überkreuzen sich die von den Endauflagern gegen die Mitte zulaufenden Zugbänder und sind hier dieselben theils einfach theils doppelt angeordnet, um die Kreuzungspunkte zu vereinfachen (s. Taf. XXII a).

Zwischen je 2 Hauptträgern befindet sich unten an jedem Knotenpunkt ein Querträger zur Aufnahme der Verkehrsbelastung, oben dagegen eine entsprechende Querverbindung zur Absteifung der Construction.

Die Construction eines Eisenbahnquerträgers ist auf Taf. XXII a angegeben. Seine Höhe ist 0·88 Mtr. während die Höhe eines Straßenquerträgers nur 0·52 Mtr. beträgt.

Was schließlich die Auflagerungen der Träger betrifft, so sind dieselben verschieden; an einem Brückenende ist das Auflager ein festes und an dem anderen ein bewegliches, damit eine kleine Verschiebung in Folge der Ausdehnung des Eisens stattfinden kann (s. Taf. XXII a).

Die Gewichte der Brücke sind:

a) Eisenbahnbrücke:

Schmiedeeisen 35262 Centner.

Guß Eisen 240 „

b) Straßenbrücke:

Schmiedeeisen	23874	Centner.
Guß Eisen	192	"
An Trottoir und Geländer:		
Schmiedeeisen	1521	Centner.
Guß Eisen	1076	"

Zusammen 62165 Ctn. oder pro laufenden Mtr. der Eisenbahnbrücke mit 2 Geleisen

Schmiedeeisen (ohne Trottoir)	13200	Centner.
Guß Eisen	0,89	"
und der Straßenbrücke		
Schmiedeeisen	8941	"
Guß Eisen	0,72	"

Die Kosten des gesammten eisernen Oberbaues sind 888206 fl.; die Kosten der ganzen Brücke 1828630 fl.

Größere Fachwerkbrücken mit Spannweiten bis zu 100 Mtr. bestehen bereits in allen Ländern und bewähren sich als sehr gut; besondere Erwähnung verdienen die Brücken bei Passau über den Inn und bei Düsseldorf über den Rhein.

Die Passauer Brücke hat eine einzige Oeffnung von 311 bair. Fuß, an welche sich 6 Flußöffnungen anschließen. Die Tragwände sind 28 Fuß hoch und bilden Fachwerke mit 14 Fuß weiten Maschen. Der Bahnoberbau ruht auf Querschwellen und diese auf eisernen Langträgern, welche zwischen den 14 Fuß von einander entfernten Querträgern eingezogen sind.

Das Gewicht der Brücke für ein Geleise ergab sich zu

6450 Ctn. Schmied =

und 87 " Gußeisen,

somit bei einer Länge von 320 Fuß — 20 Ctn. pro laufenden Fuß.

Der Kostenaufwand betrug 133000 Gulden.

Bei der Probelastung ergab sich die größte Senkung zu 17 Linien oder

$\frac{1}{1830}$ der Weite.

Bei einer kleineren Fachwerkbrücke von 100 Fuß Weite über die Ffar bei

Plattling betrug die größte Senkung $\frac{1}{1666}$ der Weite.

§. 98.

Parabolische Fachwerkbrücken.

Bei diesen Brücken ist die obere Gurtung nach einer Parabelcurve gebogen, die untere Gurtung dagegen bleibt horizontal. Zwischen beiden Gurtungen können wieder die verschiedenen Systeme von Fachwerken eingeschoben sein, doch eignen sich für kleinere Spannweiten die einfachsten gekreuzten Fachwerke am besten, bei großen Spannweiten die einfachen oder mehrfachen Systeme der gezogenen Diagonalen, weil dadurch eine Materialersparniß erzielt wird.

Nicht immer wird es zweckmäßig sein, die oberen Gurtungen mit ihren Enden direkt an die Auflager hinzuziehen und daselbst mit den unteren horizontalen Gurtungen zu verbinden, sondern es werden Fälle vorkommen, wo die Träger sich den obwaltenden Verhältnissen besser anschließen, wenn an den Enden der horizontalen Gurtung die obere gebogene Gurtung durch vertikale Ständer befestigt ist. Bei sehr großen Spannweiten erhalten alsdann, wie bei der Düsseldorfer Rheinbrücke, die vertikalen Ständer eine solche Höhe, daß die Locomotiven noch unter den oberen Querverbindungen durchpassiren können.

Zusammenhängend über mehrere Oeffnungen werden diese Konstruktionen nicht gemacht, vielmehr sind es immer einzelne auf zwei Auflagern ruhende einfache Träger, die bei größeren Weiten einerseits auf gußeisernen Widerlagsplatten, andererseits auf Rollen oder Walzen ruhen, damit die Ausdehnung des Eisens ohne Nachtheil für das Mauerwerk vor sich gehen kann.

Beispiel.

Es sei eine parabolische Brücke mit 2 Hauptträgern für eine eingeleisige Bahn zu berechnen.

Man habe:

Die Spannweite $l = 16^m$

Die Pfeilhöhe $f = 2^m$

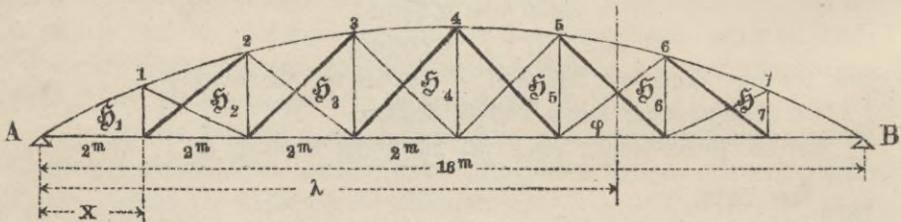
Die Fachlänge $d = 2^m$

Das Eigengewicht der Brücke pro laufenden Mtr. für einen Träger $p = 500^k$

Die zufällige Belastung $k = 2500^k$

also $q = p + k = 3000^k$

so ist in beistehender Figur



Die Ordinate

$$h_x = 4f \frac{x(1-x)}{l^2}$$

$$\text{für } x = 2^m \quad h_1 = 0.868^m$$

$$x = 4 \quad h_2 = 1.48$$

$$x = 6 \quad h_3 = 1.86$$

$$x = 8 \quad h_4 = 2.0.$$

Der Druck im Scheitel ist:

$$R = \frac{q l^2}{8f} = \frac{300 \cdot 16^2}{8 \cdot 2} = 48000^k$$

Die Winkel, welche die Gurtstücke vom Scheitel gegen die Auflager hin mit

dem Horizont bilden, haben für den Cosinus folgende Werte: 0.997, 0.982, 0.954, 0.914.

Es ist somit die Pressung in dem Gurtstück 4 bis 5

$$\frac{R}{0,997} = 48100^k$$

in dem Gurtstück 5 bis 6

$$\frac{R}{0,982} = 48800^k$$

in dem Gurtstück 6 bis 7

$$\frac{R}{0,954} = 50300^k$$

in dem Gurtstück 7 bis B

$$\frac{R}{0,914} = 52500^k.$$

Die Spannung in der unteren Gurtung ist überaß.

$$S = 48000^k.$$

Für die Diagonalen, welche in jedem Fache nach beiden Richtungen eingelegt sind, nehmen wir nach der Angabe Schwedlers

$$(\max) N^m = \frac{1}{\cos. \varphi} \cdot \frac{k d l}{8 f}.$$

In dem Mittelfelde beziehungsweise in dem ersten Felde von der Mitte an, ist der $\cos \varphi = 0.71$, wo φ der Winkel, den die Strebe mit dem Horizont macht.

Man hat daher:

$$N = \frac{1}{0.71} \cdot \frac{2500 \cdot 2 \cdot 16}{8 \cdot 2} = 7042^k.$$

In den übrigen Feldern werden die Streben eben so stark angenommen, obgleich die Kraft N stetig abnimmt gegen die Auflager. Für sämtliche Vertikalen ist:

$$V = N \sin \varphi = 7042 \cdot 0.7 = 5000^k$$

Nach diesen Berechnungen sind die nutzbaren Querschnitte:

a) in der obern Gurtung

$$\frac{48100}{600} = 80 \square^{\text{cm}}$$

$$\frac{48900}{600} = 82 \square^{\text{cm}}$$

$$\frac{50300}{600} = 84 \square^{\text{cm}}$$

$$\frac{52500}{600} = 88 \square^{\text{cm}}$$

b) in der unteren Gurtung

$$\frac{48000}{600} = 80 \square^{\text{cm}}$$

c) in den Diagonalen

$$\frac{7042}{600} = 12 \square^{\text{cm}}$$

d) in den Vertikalen bei dem Verhältniß ihrer Längen zur Höhe ihres Querschnitts wie 15 : 1

$$\frac{5000}{500} = 10 \square^{\text{cm}}$$

Letztere erhalten um dem Träger genügende Steifigkeit zu geben einen T förmigen Querschnitt.

Am meisten werden die Diagonalen in Anspruch genommen, wenn eine einseitige Belastung stattfindet und z. B. für die Diagonale in dem Felde 5 bis 6, die zufällige Last bis in die Mitte des Feldes von A her vorgerückt ist, der übrige Theil der Brücke aber nur sein Eigengewicht zu tragen hat.

Die Länge, auf welche die zufällige Last vorgerückt ist sei λ , so hat man die Auflagerdrücke.

$$A = \frac{pl}{2} + \lambda k \frac{2l - \lambda}{2l} + \frac{d^2 k}{8l}$$

$$B = \frac{pl}{2} + \lambda k \frac{\lambda}{2l} - \frac{d^2 k}{8l}$$

max. $V_5 = A - q\lambda$ und die Angriffsmomente

$$M_5 = A \left(\lambda - \frac{1}{2}d \right) - \frac{q}{2} \left(\lambda - \frac{1}{2}d \right)^2$$

$$M_6 = B \left(1 - \lambda - \frac{1}{2}d \right) - \frac{p}{2} \left(1 - \lambda - \frac{1}{2}d \right)^2$$

die Kraft in der Diagonale

$$N_6 = \frac{1}{\cos \varphi} \left\{ \frac{M_5}{H_5} - \frac{M_6}{H_6} \right\}$$

in der Vertikalen $V_6 = N_6 \sin \varphi$.

Der Fußpunkt der Strebe N_6 befindet sich, weil bei dem betrachteten System die Diagonalen stets auf Zug in Anspruch genommen sind, auf derjenigen Seite, von welcher die Last eingerückt ist. (Laisle und Schubler 2ter Theil S. 77—78). Durch Einführung der betreffenden Werthe erhält man $N_6 = 12000^k$ und $V_6 = 7000^k$, daher die Beanspruchung des Materials im äußersten Falle 1000^k und 700^k .

§. 99.

Brücken nach dem System von Schwedler.

Eine der interessantesten Brücken der Art ist die Brücke über die Weser bei Corvey auf der Altenbecken-Holzmindener Eisenbahn von H. Schwedler construirt.

Wir geben in dem Folgenden die Beschreibung hiervon, wie solche von H. Simon in Erbkams Zeitschrift, Jahrgang 1867, geliefert worden ist.

Brücke über die Weser bei Corvey. Taf. XXIII u. XXIII a.

Die Breite des Normalprofils beträgt, rechtwinklich zum Stromstrich gemessen

706·57 Fuß preußisches Maß und auf die Schräge der Brückenachse reducirt 751·92 Fuß. Dieß ist das Maß für die Entfernung der Landpfeiler. Es wurden 4 Oeffnungen, jede zu 180 Fuß angenommen, den 3 Mittelpfeilern aber eine Stärke von 10 Fuß gegeben. Die lichte Weite der Brückenöffnungen zusammen beträgt hiernach 720 Fuß.

Die tiefsten Punkte der Eisenconstruktion liegen 3·39 Fuß über dem höchsten Wasserstande.

Der eiserne Oberbau der Brücke ist auf Taf. XXIII. in der Längensicht eines Trägers und im Grundriß und der oberen Ansicht einer halben Brückenöffnung gezeichnet. Er ist für eine 2geleisige Bahn hergestellt, nach Skizzen des Bauraths Schwedler entworfen und auf der Gutehoffnungs-Hütte zu Sterkrade bei Oberhausen von Jacobi Daniel und Haffsen ausgeführt.

Für die lichte Weite der Brückenöffnungen von 180 Fuß, in der Richtung der Achse der Brücke gemessen, beträgt die normale Entfernung der Auflagerpunkte jedes einzelnen Brückenträgers 185·64 Fuß, und da die Weite zwischen den Achsen beider Brückenträger für eine 2geleisige Bahnbreite auf 26 Fuß 7 Zoll festgesetzt wurde, die Bahnlinie aber unter einem Winkel von 70° gegen den Stromstrich geneigt ist, so findet eine Verschiebung der zwei Träger einer Oeffnung gegen einander von 9·675 Fuß statt.

Unter der Annahme dieses Maßes für die Eintheilung der Tragwände ergibt sich für die übrigen Theilungen derselben die Größe von $\frac{185·64 - 9·675}{19} = 9·2613$ Fuß, durch welches Maß die Entfernung der Stützpunkte der Diagonalen und Vertikalen und zugleich der Abstand der unteren Querverbindungen und die Länge der Schwellenträger bestimmt ist.

Die unteren Gurtungen der Tragwände sowie die 6 mittleren Felder der oberen Gurtungen sind horizontal, die Seitentheile der oberen Gurtungen dagegen in einer Curve gebildet, deren Krümmung nach den Auflagern hin zunimmt. In denselben hat die Krümmung der oberen Gurtung die Gestalt einer Parabel, deren Achse und Scheitel in der Auflagerfläche liegt. Die Querschnitte beider Gurtungen nehmen von der Mitte nach den Enden hin ab und bestehen aus 16 Winkelleisen, welche durch Zwischen- und Verbindungsstücke zusammengefügt sind.

Die Vertikalen und Diagonalen sind aus vollen Blechplatten gefertigt, erstere mit Winkelleisen gegurtet.

Der obere horizontale Kreuzverband und die Querverbindungen desselben sind nur in den mittleren 12 Feldern der Brücke durchgeführt und an die nächsten Felder durch Winkelbänder angestoßen.

Der untere Kreuzverband ist aus einem doppelten System von Stäben gebildet, welche an die Theilungspunkte der unteren Gurtung angeschlossen sind.

Die Hauptdimensionen der Construktion ergeben sich aus der nachfolgenden statischen Berechnung.

Jeder Brückenträger ist in den die Construktion bildenden Theilen aus 2 Systemen zusammengesetzt, von welchen jedes für sich berechnet werden muß,

und zwar hat das eine System zehn und das andere neun Theilungen in den resp. Stützpunkten der Vertikalen und Diagonalen. In dem Brückensystem sind beide Systeme ineinander gefügt.

Das Eigengewicht der ganzen Brücke ist folgendes:

	Pfund	per Isth. Geleise in Pfund
Schmiedeseisen	1575241	1060·7
Gusseisen	84894	57·2
Holz, Schienen und Befestigungsmaterial zum Fahrgeleise	273999	184·5
Summa	1934134	1302·4

Hiernach beträgt das auf den Auflagern ruhende Gewicht der Brücke, weil das Schmiedeseisen der Auflagern 5120 Pfund und das Gusseisen derselben 84566 Pfund wiegt:

1934134 — 5120 — 84566 = 1844448 und per laufend Fuß Geleise 1241·9 Pfund oder 12·42 Centner.

Unter der Annahme einer zufälligen Belastung von 25 Ctr. per Isth. Fuß Geleise lasten auf jedem Stützpunkte der Construction:

$$\begin{aligned}
 12\cdot42 \cdot 9\cdot26 &= 115 \text{ Ctr. Eigengewicht und} \\
 25 \cdot 9\cdot26 &= 231\cdot5 \text{ „ Belastung,} \\
 \text{zusammen } &346\cdot6 \text{ „}
 \end{aligned}$$

Berechnung der Gurtungen der Tragwände.

Bezeichnet:

M das Biegemoment,

y die Länge der Vertikalen, in der Zeichnung gemessen,

A die Spannung der unteren Gurtung nach der Seite hin, wo die Diagonale nicht angreift,

T die Spannung der oberen Gurtung,

Δx die Länge der Theilung, also 9·26 Fuß,

t die Länge der oberen Gurtung zwischen 2 Theilungspunkten, deren Projection Δx dargestellt nach der Zeichnung,

so ist das Biegemoment für den n^{ten} Punkt des auf Blatt XXIII. Figur 3 gezeichneten ersten Systems

$$\begin{aligned}
 M_n &= 346\cdot5 \cdot 5 \left(n - \frac{1}{2} \right) 2 \Delta x - \\
 &346\cdot5 \left[1 + 2 + \dots + (n - 1) \right] 2 \Delta x \\
 &= 346\cdot5 \cdot 5 \left(n - \frac{1}{2} \right) 2 \Delta x - 346\cdot5 \left(\frac{n-1}{2} \right) n \cdot 2 \Delta x \\
 &= 346\cdot5 \left\{ 5 \left(n - \frac{1}{2} \right) - \left(\frac{n-1}{2} \right) n \right\} 2 \Delta x
 \end{aligned}$$

und für den m^{ten} Punkt des zweiten Systems Fig. 4.

$$\begin{aligned}
 M_m &= 4.5 \cdot 346.5 \cdot m \cdot 2 \Delta x - \\
 & 346.5 \left[1 + 2 + \dots + (m-1) \right] 2 \square x \\
 &= 4.5 \cdot 346.5 \cdot m \cdot 2 \Delta x - 346.5 \left(\frac{m-1}{2} \right) m \cdot 2 \Delta x \\
 &= 346.5 \left\{ 4.5 m - \left(\frac{m-1}{2} \right) m \right\} 2 \Delta x
 \end{aligned}$$

Die Spannung in der unteren Gurtung ist aus $A = \frac{M}{y}$ und die Spannung in der oberen Gurtung aus $T = A \cdot \frac{t}{\Delta x} = \frac{M}{y} \cdot \frac{t}{\Delta x}$ für den n^{ten} Stützpunkt des ersten und für den m^{ten} des zweiten Systems zu ermitteln. Da beide Systeme combinirt sind, so erhält man zur Bestimmung der Gurtungsquerschnitte eines Trägers folgende Werthe:

Erstes System n =	1	2	3	4	5	6				
Zweites „ m =	1	2	3	4	5	6				
A für die untere Gurtung bei 100 Ctr. pro □	40.69	40.69	43.8	47.62	50.95	54.58	58.2	61.56	64.18	64.18
T für die obere Gurtung	53.75	52.2	51.86	53.5	55.85	58.5	61.66	64.18	65.48	65.48
Hiernach wurde										
A nach der Ausführung	42.4	42.4	42.4	44.4	48.4	52.4	56.4	60.4	62.4	64.4
T „ „	54.4	54.4	54.4	54.4	58.4	60.4	64.4	60.4	66.4	66.4
und zwar besteht:										
A aus	$3\frac{1}{4} \times 3\frac{1}{4}$	8 St.	8	8						
Winkelseisen	4×3	8	8	8	16	8				
$\frac{1}{2}$ “ stark	4×4	—	—	—	—	8	16	8		
	4×5	—	—	—	—	—	8	16	12	8
	4×6	—	—	—	—	—	—	—	4	8
T aus	$4' \times 3'$	12	12	12	12	8	4	—	—	—
Winkelseisen	4×4	4	4	4	4	4	8	12	8	8
$\frac{1}{2}$ “ stark	4×5	—	—	—	—	4	4	4	8	4
	4×6	—	—	—	—	—	—	—	4	4

Die zusammengefügten Winkelseisen der oberen und der unteren Gattung sind je 2 Theilungen lang, die der ersteren in den Endpunkten des gekrümmten Theils nach einem Radius von 10 Fuß gebogen und je zur Hälfte in den Knotenpunkten des Systems vermittelt eingelegerter Platten gestöpselt.

Die Sicherung der oberen Gurtung gegen das seitliche Ausbiegen der einzelnen Winkelseisen zwischen den Knotenpunkten geschieht, wie in der oberen Ansicht auf Taf. XXIII. Fig. 2 dargestellt, horizontal durch Gitterstäbe von $\frac{1}{2}$ Zoll Stärke und Zoll Breite.

Die horizontalen Stoßplatten der oberen Gurtung sind um so viel verbreitert, daß daran sowohl der obere horizontale Kreuzverband als auch der obere Querverband besetzt werden kann. In derselben Weise ist der untere Kreuzverband

an die Stoßplatten der unteren Gurtung genietet. Taf. XXIII^a. Fig. 1, 2 und 3 zeigt die Details für die oberen und unteren Gurtungen mit den Querverbindungen, Vertikalen und Diagonalen. An den Auflagern ist die obere Gurtung noch durch 4 äußere kurze Winkelleisen von 4" × 3" × 1/2" Stärke verstärkt und sind außerdem zwischen den dadurch gebildeten 3 Paar Winkelleisen der Gurtung drei gekrümmte, 23 3/8 Zoll breite, 1/2 Zoll starke Querbleche zu ihrer Verbindung eingefügt.

Taf. XXIII^a, Fig. 4 und 5 zeigt die Zusammenfügung der oberen und unteren Gurtung an den Auflagern und die Konstruktion der Auflager selbst im Detail; Fig. 6 und 7 Details der Quer- und Schwellenträger.

Berechnung der Diagonalen und Vertikalen.

Um das Maximum und Minimum der Spannungen in den Diagonalen und Vertikalen und die daraus hervorgehenden Querschnitte zu bestimmen, ist gleichfalls jedes der beiden Systeme für sich zu behandeln. Es tritt das Maximum oder Minimum der Spannung ein, je nachdem die Diagonale auf der Grenze der belasteten und unbelasteten Seite ihres Systems liegt.

Sind in Fig. 5, Blatt XXIII. von links nach rechts im ersten System n Punkte belastet, so ist, da das Eigengewicht 115 Ctr. und die Belastung 231.5 Ctr. für eine Theilung Δx ausmacht, der Druck auf das linke Auflager

$$\begin{aligned} Q_n &= 115 \cdot + \frac{231 \cdot 5}{20} \left\{ 19 + 17 + \dots + \left[20 - (2n - i) \right] \right\} \\ &= 115 \cdot 5 + \frac{231 \cdot 5}{20} \cdot \frac{n}{2} (40 - 2n) \\ &= 115 \cdot 5 + 231 \cdot 5 \cdot n \frac{20 - n}{20} \end{aligned}$$

das Biegemoment im Punkte n

$$\begin{aligned} M_n &= Q_n \left(n - \frac{1}{2} \right) 2 \Delta x - 346 \cdot 5 \left[1 + 2 + \dots + (n - 1) \right] 2 \Delta x \\ &= 2 \Delta x \left\{ Q_n \left(n - \frac{1}{2} \right) - 346 \cdot 5 \left(\frac{n-1}{2} \right) n \right\} \end{aligned}$$

und dasselbe im Punkt $(n-1)$

$$M_{n-1} = 2 \Delta x \left\{ Q \left(\frac{n-3}{2} \right) - 346 \cdot 5 \cdot (n-1) \frac{n-2}{2} \right\}$$

für das zweite System Fig. 6

$$\begin{aligned} Q_m &= 115 \cdot 4 \cdot 5 + \frac{231 \cdot 5}{20} \left\{ 18 + 16 + \dots + (20 - 2m) \right\} \\ &= 115 \cdot 4 \cdot 5 + \frac{531 \cdot 5}{20} \frac{m}{2} (38 - 2m) \\ &= 115 \cdot 4 \cdot 5 + 231 \cdot 5 \cdot m (19 - m) \end{aligned}$$

das Biegemoment im Punkt m

$$M_m = 2 \Delta x \left\{ Q_m m - 346 \cdot 5 m \left(\frac{m-1}{2} \right) \right\}$$

und dasselbe im Punkte $m-1$

$$M_{m-1} = 2 \Delta x \left\{ Q_m (m-1) - 346.3 (m-1) \left(\frac{m-2}{2} \right) \right\}.$$

Hiernach berechnen sich die zur Bestimmung der Querschnitte der Diagonalen und Vertikalen nöthigen Zahlenwerthe.

Die Vertikalen werden sämmtlich aus 24 Zoll breiten, $\frac{1}{2}$ starken Blechplatten, welche auf beiden Seiten mit je 2 Winkelseisen zu $3'' + 3'' + \frac{3}{8}''$ Stärke gegurtet sind, gebildet, und mit je $4 \cdot 3 = 12$ einzölligen Nieten an die vertikalen Stoßplatten der oberen und unteren Gurtung angeschlossen und haben daher einen Nettoquerschnitt von $12 \cdot 75 \square$ Zoll.

Die Diagonalen bestehen aus 2 Stäben von $\frac{1}{2}$ Zoll Stärke bei einer Breite von 4, 7, 8, 7, 5 Zoll für das System n und 3, 5, 8, 8, 6 Zoll für das System m.

Berechnung der Auflager.

Die Brückenträger ruhen auf den beiden Endpfeilern und dem mittelfsten Mittelpfeiler auf Rollenauflagern, während auf den beiden andern Pfeilern feste Auflager angebracht sind.

Die durch Temperaturwechsel erzeugte Längenänderung beträgt in maximo $1 \frac{1}{2}$ Zoll.

Der Druck auf das Auflager eines Brückenträgers ist:

$$\frac{185.64 (12.42 + 25)}{2} = 3473.5 \text{ Ctr.}$$

Da der Druck einer ebenen Gußfläche auf eine Rolle von Gußeisen per Zoll Durchmesser und per Zoll Länge derselben einen Ctr. erreichen darf, so sind die angeordneten 15 Rollen von 7 Zoll Durchmesser und 34 Zoll Länge im Stande, einen Druck von $15 \cdot 7 \cdot 34 = 3770$ Ctr. auszuhalten.

Die Gesamtkosten der Pfeiler berechnen sich zu 60200 Thlr., die Gesamthöhe der Pfeiler beträgt 136.2 Fuß, es kostet daher der steigende Fuß Pfeiler bei dem zweigleisigen Brückenbau und bei einer Pfeilerstärke von 10 Fuß durchschnittlich 442 Thlr.

Die Kosten des Oberbaues betragen 123953 Thlr. und da die ganze Länge der überbrückten Oeffnungen 720 Fuß beträgt, so kostet der lfd. Fuß lichter Weite ca. 172 Thlr.

Bei 26.5 Ctr. Belastung der Brücke per lfd. Fuß war die Einenkung 6 Linien.

Die Kosten des Fahrgeleises der Schwellen und der Bohlenlage betragen 7753 Thlr., somit, da die Gesamtlänge des Schienengeleises 765 Fuß beträgt, der lfd. Fuß 10 Thlr. 4 Sgr.

Die Gesamtkosten der Brücke betragen:

1) Pfeilerbau . . .	60200 Thlr.
2) Oberbau . . .	123953 "
3) Fahrgeleise . . .	7753 "
4) Sonstiges . . .	4286 "

zusammen 196192 Thlr. oder pro lfd. Fuß 260 Thlr.

§. 100.

System Pauli.

Unter den mancherlei Constructionen, welche in neuerer Zeit für eiserne Brücken von größeren Dimensionen in Anwendung gekommen sind, nimmt das System Pauli eine wichtige Stelle ein. Es kam zuerst in Ausführung bei der Eisenbahn über die Isar bei Großhesselohe für die Eisenbahn von München nach Salzburg, wurde seitdem vielfach für Eisenbahnbrücken in Bayern und zuletzt in großartigem Maßstabe angewendet bei der Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Mainz*).

Die Brücke über die Isar bei Großhesselohe soll hier näher beschrieben werden.
Taf. XXIV.

Dieselbe hat 4 Oeffnungen, 2 mittlere von 52·54 Mtr. und 2 äußere von 26·56 Mtr. Die Höhe der Planie über dem niedersten Wasserspiegel ist 30·96 Metr. Alle Dimensionen sind für eine doppelgleisige Bahn bestimmt. Die ganze Länge der Brücke, einschließlich der Flügel, beträgt 258·3 Mtr.

Sämmtliches Mauerwerk ist auf den Mergel fundirt, der erste Landpfeiler und die 3 Strompfeiler mittelst Pfahlrost, der 2. Landpfeiler und die Stienflügel des ersten aber mittelst Béton, der auf dem nach dem Ufer ansteigenden Mergel ruht. Alle Gründungen sind doppelt durch Pfahl- und Spundwände eingefasst; zwischen diesen und den Kostpfählen ist der bis 3·5 Mtr. unter Niederwasser ausgebagerte Kies durch Béton ersetzt und wurden die Außen- und Oberflächen durch einen starken Steintwurf geschützt.

Das Mauerwerk der Pfeiler beginnt 1·5 Mtr. unter N. W. und besteht bis zur Höhe von 5·1 Mtr. über N. W. aus 2 bis 3 Cubikmeter großen Nagelfluhquadern.

Ueber diesem ist die Hauptmasse der Pfeiler Backsteinmauerwerk, welches in senkrechten Abständen von 3·3 Mtr. bis 2·6 Mtr. mit Quaderschichten durchbunden ist. Die Auflagerquader sind aus Granit.

Oberbau. Die Fahrbahn ruht mittelst ihrer Quer- und Längenträger auf den nach dem Pauli'schen System construirten Hauptträgerwänden.

Es besteht jede dieser Tragwände:

- a) aus der oberen und unteren in Polygonform gekrümmten Gurtung, deren Mittellinien am Stützpunkt zusammentreffen;
- b) aus den Verbindungsstücken der beiden Gurtungen an den Stützpunkten, den Bogenschuhen;
- c) aus den Säulen;
- d) aus den Diagonalen und
- e) aus den Auflagerstützen.

*) Ausführliches über diesen Brückenbau enthält eine Schrift: Die Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Mainz. Notizen über die Eisenconstructionen nach Pauli's System. Mainz, Commissionsverlag von Victor von Zabern. 1863.

Die Säulen übertragen den Druck der Belastung der Fahrbahn auf die Tragwände. Die Fahrbahn ist gebildet aus den Querträgern, welche die Langschwellen tragen; aus den Längträgern, welche von einer Säule zur andern reichen und den Zweck haben, die Querträger zu stützen; aus der horizontalen Diagonalverspannung der unteren Fläche der Quer- und Längenträger. Zur Verstärkung der Tragrippen sind sowohl vertikale diagonale Querverspannungen zwischen den Säulen, als liegende Diagonale zwischen den Druckbogen angebracht.

Die Sichtweite in der Höhe der Auflager der Hauptträger ist bei den großen Oeffnungen 54.06 Mtr., bei den kleinen 28.22 Mtr. Die Höhe der Konstruktion in der Mitte ist resp. 5.8 Mtr. und 5.72 Mtr. Die Weite der Felder ist für beide Oeffnungen 4.24 Mtr., nur die Endfelder sind resp. 4.37 und 4.29 Mtr. weit.

Die Brücke wurde für eine Doppelbahn ausgeführt; da jedoch nur ein Geleise benutzt wird, wurde bestimmt, daß dieses vorerst in die Mitte gelegt werde und auf beiden Seiten desselben Fahrwege und Trottoirs bestehen sollen. Man nahm deßhalb die Entfernung der Tragrippen 1.81 Mtr., Fig. 3.

Die Langschwellen sind durch die Querträger von 0.601 Mtr. Höhe in Abständen von 1.317 Mtr. unterflügt.

Bei Herstellung der Doppelbahn werden die zwischen den mittleren Tragrippen befindlichen Diagonalen herausgenommen, damit jedes Trägerpaar unabhängig von dem andern sich bewegen kann.

Details der Hauptträger. Die Verbindung der einzelnen Eisentheile mit einander geschah nur untergeordnet mit warm eingebrachten Nieten; überall da, wo es auf eine vollkommen solide Verbindung ankommt, wendete man schwach konisch gedrehte Bolzen an, welche in die sorgfältig mit Reibahlen aus denselben Conus ausgießenen Löcher genau eingepaßt und durch starkes Anziehen der Muttern eingetrieben wurden. Das vorstehende Gewinde wurde verstemmt.

Die Spannbogen wurden aus 175 Millim. breiten und 11.7 Millim. starken Flacheisen zusammengesetzt. In der großen Oeffnung liegen 8 solche Flacheisen mit abwechselndem Stöße auf- und je 2 nebeneinander. Der Spannbogen einer kleinen Oeffnung besteht aus 4 Flacheisen, deren Stöße mit doppelten Stoßplatten überdeckt sind. Die Querschnittfläche der Spannbogen beträgt bei den großen Bogen 253.2 □Centim., bei den kleinen 75.1 □Centim.

Der Druckbogen hat die Form eines oben und unten offenen Kastens; er ist aus 4 Winkelseisen und Flacheisen gebildet und ist die Querschnittfläche bei den großen Trägern 298.2, bei den kleinen 81.8 □Centim.

In Entfernungen von 1.5 Mtr. sind die beiden Druckbogenhälften miteinander durch Bolzen und gußeiserne Röhren verbunden. Der Bogenschuß wurde aus Gußeisen hergestellt. Fig. 4.

Die beiden Säulen bestehen bei beiden Oeffnungen aus 4 Winkelseisen Nr. 3 mit 58.52 □Centim. Querschnitt. Auf dem Spannbogen ist an jedem Knotenpunkt eine 15 Mm. starke Platte befestigt, in diese ein vertikal, parallel der

Trägerfläche stehendes Blech eingesetzt mittelst flacher Zinken, und nun die stumpf auf jener Platte stehenden Winkleisen der Säule an dieses angenietet. Fig. 6.

Durch den Druckbogen gehen die Säulen mit voller Stärke hindurch und geschieht die Verbindung beider durch ein in die Säulen quer auf die Achse eingesietetes Blech, das an beiden Seiten vertikale Winkleisen trägt, die mit dem Druckbogen verbolzt sind. Fig. 5.

Die Querschnitte der Diagonalen wechseln in den großen Oeffnungen von 175×17.5 bis 88×17.5 Mm. Ihre Befestigung geschieht mittelst doppelter Flantschen.

Die Auflagerstühle, Fig. 4, sind so construirt, daß sie sowohl der Längenveränderung der Brücke in Folge von Temperaturwechsel, als auch der vertikalen Oscillation bei dem Befahren derselben den nöthigen Spielraum lassen. Zu diesem Zwecke sind an den Enden des Spannbogens Platten befestigt, deren untere Fläche verstärkt ist und die auf der cylindrischen Fläche eines am Stuhl befindlichen Stahlstücks von 350 Mm. Länge ruhen; auf jeder Seite greift ein Zahn der oberen Stützplatte in den entsprechenden Zwischenraum zweier Zähne der untern; beim Einbiegen der Rippe wälzt sich die obere ebene Stützplatte auf der Cylinderfläche der untern. Das eine Ende der Träger ruht auf einem festen Stuhl, das andere aber mittelst des Rollstuhls auf Stelzen von 292 Mm. Höhe und 495 Mm. Länge, welche aus Walzenstücken von 146 Mm. Radius gebildet sind mit angegossenen Zähnen, die zwischen entsprechende Zähne an dem Rollstuhl und der Bodenplatte eingreifen, damit unter allen Umständen die parallele Lage der Walzenstücke erhalten werde. Die Bodenplatten der großen Träger haben 1022×876 Mm., die der kleinen 730×700 Mm.

Fahrbahndetails. Die Gurtungen der Querträger bestehen aus je 2 Winkleisen von 58 Mm. Schenkellänge und 5.8 Mm. Stärke. Bei den Querträgern an den Säulen geht die obere Gurtung durch diese hindurch, die untere schließt sich an diese an. Die Gurtungen der Längenträger sind aus Winkleisen von 102 und 86 Mm. Schenkellänge und 10.9 Mm. Stärke, und liegen mit den horizontalen Schenkeln nach innen, um die Verbindung mit den Querträgern leicht zu machen.

Die Verspannungen der einzelnen Tragrippen, Fig. 2 und 3, bestehen theils aus Rund Eisen, theils aus Winkleisen und theils aus Flach Eisen.

Probebelastung. Nach dem Vertrage mit dem Etablissement Tramer-Klett in Nürnberg mußte die Brücke einer Probebelastung von 30 Zollcentner pro Ikd. Fuß bahv. oder 5.14 Tonnen pro laufenden Meter und pro Geleise unterworfen werden. Als Belastungsmittel wurden Eisenbahnschienen angewendet.

Die Einbiegung war bei den großen Oeffnungen 50.5 Mm. und permanent 6 Mm.; bei den kleinen 16.5 Mm. und permanent 1 Mm.; berechnet waren 54.3 und 16.4 Mm.

Der Materialaufwand stellte sich bei diesem System viel geringer, wie bei Gitterbrücken. Für die Doppelbahn ist das Gewicht einer großen Oeffnung

Schmiedeseisen 186·9 Tonnen,
 Gußeisen . 44·4 "

einer kleinen Oeffnung

Schmiedeseisen 55·0 Tonnen,
 Gußeisen . 23·1 "

Sämmtliches Eisen wurde vor der Verwendung durch Beizen in verdünnter Säure und Scheuern von Hammerschlag gereinigt und sodann in siedendes Leinöl gebracht, worin es, je nach der Größe 5 bis 15 Minuten blieb. Unmittelbar vor dem Zusammensetzen wurde es mit Mennigfarbe angestrichen.

Nach einer Mittheilung des Ingenieurs H. Gerber in Försters Bauzeitung, welcher obige Daten entnommen sind, ergeben sich für die Pauli'schen Brücken unter der Annahme, daß die Maximalverkehrslast für eingleisige Eisenbahnbrücken wie folgt zusammengesetzt ist: 3 Locomotiven mit Tender 30 und 15 Tonnen schwer und von Buffer zu Buffer 13·5 Mtr. lang, sodann zweifache Wagen von 16 Tonnen Gewicht mit 6 Mtr. Gesamtlänge, ferner für 3fache relative Tragfähigkeit bis zur Elasticitätsgrenze von 1600 Kil. pro □Centim., die nachstehenden Gewichte incl. Fahrbahn sammt eisernen Schienenträgern und Schwellen mit Beleg, die Spannungsintensitäten und annähernden Kosten pro Mtr. der Stützweite unter Zugrundlegung der Eisenpreise des Mittelrheins und einer Construktionsdicke von 1·2 bis 1·5 Mtr.

Stützweite.	Lichtweite.	Belastung per Met.		Intensität.	Kosten per Met.
		perm.	variabel.		
Met.	Met.	Tonnen.	Tonnen.	Kilogr.	Thlr.
10	9·5	0·98	4·8	608	121
20	19·2	1·32	4·03	632	170
30	29·0	1·47	3·68	657	222
40	38·7	1·70	3·53	681	275
50	48·4	1·96	3·40	705	332
60	58·2	2·20	3·28	728	385
70	68·0	2·46	3·18	752	443
80	77·7	2·71	3·09	775	498
90	87·4	2·96	3·00	798	555
100	97·2	3·23	2·93	821	613
120	117·7	3·83	2·89	864	744
140	137·2	4·49	2·79	903	887
160	156·7	5·23	2·76	939	1046

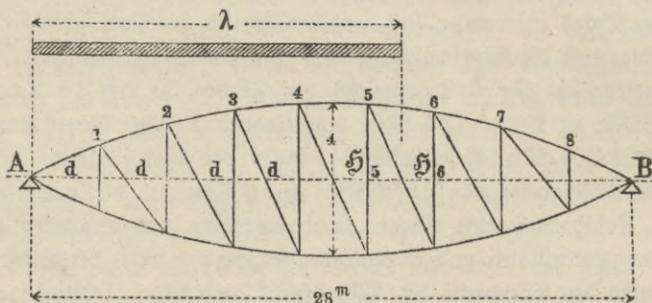
Die Gestalt der nach dem System Pauli gebauten Träger ist durch die Bedingung gegeben, daß bei gleichförmig vertheilter Maximalbelastung beide Gurtun-

gen und zwar je auf ihre ganze Länge gleichen Druck, beziehungsweise Zug auszuhalten haben.

Das System ist stets ein einfach unsymmetrisches mit gezogenen aus Flacheisen bestehenden Diagonalen und bedingt symmetrisch gekrümmte Gurtungen.

Die Höhe der Pauk'schen Träger wird in der Regel $\frac{1}{7}$ der Spannweite angenommen.

Für die Berechnung geben wir folgendes Beispiel unter Anwendung der von Baisle und Schübler Seite 87 und 88 gegebenen Formeln.



Die Spannweite sei $= 28^m = l$

die Pfeilhöhe sei $= 4^m$.

Das Eigengewicht der Konstruktion pro laufenden Meter und Gelseise

$$p = 25 l + 700 = 1 \cdot 4^x.$$

Die zufällige Belastung

$$k = 5 \cdot 6^x \text{ daher } q = p + k = 7^x.$$

so hat man für die größte Spannung bzw. größte Pressung in den Gurtungen

$$\text{Max. } M = \frac{q l^2}{8} = \frac{7 \cdot 28^2}{8} = 686^x \cdot m.$$

folglich für einen Träger in Kil. 343000^{Km.}

Die erlaubte Spannung des Materials sei 600^k pro \square^{cm} , die erlaubte Pressung mit Rücksicht auf das Verhältniß der Länge des gedrückten Gurtungsstücks zur Höhe des Querschnitts desselben 400^k pro \square^{cm} .

Man hat daher den Querschnitt der unteren Gurtung in allen Punkten derselben, da die Pfeilhöhe $= 4^m$

$$\frac{343000}{4 \cdot 600} = 143 \square^{cent.}$$

den Querschnitt der oberen Gurtung in allen Punkten derselben

$$\frac{343000}{4 \cdot 400} = 214 \square^{cent.}$$

Für die Berechnung der schiefen Streben und Vertikalen ist die größte Vertikalraft maßgebend und findet letztere bei einseitiger Belastung und zwar dann statt, wenn die Last bis zur Mitte des betreffenden Feldes vorgedrückt ist.

Wir nehmen an die Last k sei bis zu $5\frac{1}{2}$ vorgerückt, so hat man die Auflagerdrücke

$$A + B = \lambda k + pl$$

$$\text{und } B = \frac{pl}{2} + \lambda k \frac{\lambda}{2l}$$

Hierin für $\lambda = 17^m$ gesetzt, gibt

$$A + B = 134,4^x$$

$$B = 48,1^x \text{ folgt}$$

$$A = 86,3^x$$

Nun ist das Angriffsmoment

$$M_5 = A (\lambda - \frac{1}{2} d) - \frac{p + k}{2} (\lambda - \frac{1}{2} d)^2$$

$$\text{und } M_6 = B (1 - \lambda - \frac{1}{2} d) - \frac{p}{2} (1 - \lambda - \frac{1}{2} d)^2$$

worin d eine Fachlänge = $3,1^m$ folglich

$$M_5 = 498^x.m. \text{ und für einen Träger } 249^x.m.$$

$$M_6 = 390^x.m. \text{ und für einen Träger } 195^x.m.$$

Die entsprechenden Vertikalen haben eine Länge von $3,9^m$ und $3,6^m$ folglich hat man

$$\frac{M_5}{H_5} = \frac{249000}{3,9} = 63850^*$$

$$\text{und } \frac{M_6}{H_6} = \frac{195000}{3,6} = 54160^*$$

Bedeutet N den Zug nach der Diagonale und φ den Winkel derselben mit den Horizontalen so ist

$$N \cos \varphi = \frac{M_5}{H_5} - \frac{M_6}{H_6}$$

$$= 63850 - 54160$$

$$= 9690^* \text{ und}$$

$$\cos \varphi = 0,74$$

$$N = \frac{9690}{0,74} = 13000^*$$

und der Querschnitt der Diagonale

$$\frac{13000}{600} = 22 \square^{cm.}$$

Der Druck in der 5ten Vertikalen ist:

$$V_5 = B_5 - \frac{M_5}{H_5} (\tan \beta_6 + \tan \gamma_5) - P_{5u.}$$

β ist der Winkel der oberen Gurtung mit der Horizontalen am Punkt 6.
 γ desgleichen der unteren Gurtung am Punkt 5.

$P_{5u.}$ die Last auf dem untern Knotenpunkt 5. Nun ist:

$$\begin{aligned} B_5 &= A - q \lambda \\ &= - 32 \cdot 7^x \text{ oder für einen Träger} \\ &= - 16350^k. \end{aligned}$$

Der Werth von $-\frac{M_5}{\Phi_5} (\text{tang } \beta_6 + \text{tang } \gamma_6) = - 6385^k$ und der Werth,

$$\text{von } - P_{5u} = \frac{3,1 \cdot 1400}{4} = - 1085^k$$

Daher der Druck in der Vertikalen

$$\begin{aligned} &= 16350 + 6385 + 1085 \\ &= 23820^k \end{aligned}$$

folglich der Querschnitt der Vertikalen 5

$$\frac{23820}{400} = 59 \square^{\text{cm.}}$$

§. 101.

Das Brückensystem von Neville.

Neville, ein belgischer Ingenieur, schlug im Jahre 1846 zur Ueberführung mehrerer Canäle und kleiner Flüsse auf der Eisenbahn von Charleroy nach Erguelines ein Constructions-system vor, welches seiner Bierlichkeit und Einfachheit wegen die Aufmerksamkeit der Ingenieure auf sich gezogen hat.

Die Fig. 18 und 19, Taf. XX., zeigen dieses System in der Ansicht und in dem Querschnitte. Die Brückenträger, welche auf eine Länge von 21·6 Mtr. frei liegen, haben einen Abstand nach der Breite der Brücke von 1·85 Mtr.; sie sind in der Hauptsache aus Schmiedeisen und bestehen aus einem System von Streben, welche durch 4 Paar Streckschienen miteinander verbunden sind. Zwischen je 2 Streckschienen eines Paares sind die leeren Räume mit gußeisernen Varenstücken ausgefüllt.

Man sieht aus dieser Construction, daß Neville mit der Wirkung der Kräfte in seinem Brückenträger nicht ganz im Klaren war, denn ein solcher kann nur dann genügen, wenn bei einer etwaigen Durchbiegung desselben die obern und untern Streckschienen gleichzeitig in Angriff kommen, die obern rückwirkend, die untern absolut widerstehend. Dieß erfordert, daß weder ein Auseinandergehen noch ein Annähern der Streckschienen möglich ist. Daß also in dem Theil der Construction, welcher die Streckschienen zu vereinigen hat, wieder 2 Elemente enthalten sind, ein absolutes und ein rückwirkendes. Das absolut wirkende Element ist bei dem Neville'schen Träger wohl vorhanden, allein das rückwirkende fehlt ganz, oder ist wenigstens nicht genügend vertreten, denn abgesehen davon, daß alle Streben aus Schmiedeisen gefertigt sind, scheinen auch die rückwirkend angegriffenen Streben nicht so eingesetzt zu sein, als könnten sie großen Pressungen widerstehen, indem

gegen ein Gleiten der rückwärts laufenden Streben nicht genug Vorsorge getroffen ist.

Die Commission, welche zur Prüfung des Ribelle'schen Systems niedergesetzt wurde und ausführliche Versuche *) zu diesem Behufe angestellt hat, scheint auch keine sehr befriedigenden Resultate gefunden zu haben, denn sie spricht sich in ihrem Gutachten nicht für die unbedingte Anwendbarkeit des Brückensystems aus, sondern stellt vielmehr den Antrag, daß die Passage einer Neville'schen Brücke erst auf den Grund vorhergegangener Versuche genehmigt werden solle, welche Versuche dargethan haben müßten, daß bei gleichzeitiger Belastung der beiden Geleise durch 2 Locomotiven sammt Tender, welche ein Gewicht von 70 Tonnen haben, die Senkung höchstens 32 Millimtr. betrage und wieder verschwinde, sobald die Last entfernt sei, natürlich vorausgesetzt, daß die Träger der zu erbauenden Brücke denjenigen ähnlich sind, welche zu den Proben gedient haben, und daß sie auf 21·6 Mtr. frei liegen. Ein weiterer Umstand, welcher gerade nicht zu Gunsten des Systems spricht, ist auch der, daß die bleibende Einbiegung der ersten Neville'schen Brücke bei 21·6 Mtr. Spannweite 8 Millimtr. betrug. Bezüglich der Unterhaltung einer solchen Brücke spricht sich die Commission dahin aus, daß solche bei der großen Zahl der Verbindungsbolzen an jedem Träger jedenfalls eine ebenso vollständige als thätige Umsicht erfordere.

§. 102.

Die Fachwerkbrücken von Rider.

Diese Brücken sind nach demselben Prinzip construirt, wie die Long'schen Hängbrücken; dabei ist der Grundsatz, dem Drucke bloß Gußeisen und der Spannung bloß Schmiedeeisen entgegenzusetzen, consequent durchgeführt.

Auf Taf. XXVI. befinden sich die Zeichnungen einer Rider'schen Brücke. Fig. 1, 2 und 3 sind der Aufriß, Grundriß und Querschnitt, Fig. 4 bis 8 Details zu dieser Brücke, mittelst welcher der Rock-Creek zwischen Washington und Georgetown überbrückt wird. Dieselbe besteht aus einer einzigen Oeffnung von 116 Fuß Spannweite; die ganze Brückenbahn wird durch 3 Tragrippen in 2 Bahnen und 2 Fußpfade abgetheilt.

Der Kopf der Tragrippen ist aus 2 gegossenen Winkelleisen zusammengesetzt, wie aus Fig. 5 zu ersehen. Der Fuß derselben besteht bloß aus 2 schmiedeeisernen Schienen, Fig. 3, 4, 6, welche auf der hohen Kante durch Bolzen platt aneinander geschraubt werden, die zugleich auch durch das Dreh der schmiedeeisernen Zugbänder gehen, mittelst deren die absolut wirkenden Kräfte vom Fuß auf den Kopf der Rippe übertragen werden.

Die Uebertragung der rückwirkenden Kräfte geschieht durch gußeiserne Ständer, deren Form aus Fig. 3, 4 ersichtlich ist. Diese reichen jedoch nicht bis zu den beiden Fußplatten, sondern nur bis zu den gußeisernen Querschwellen herab, welche

*) Förster's Bauzeitung 1848. S. 182.

zwischen beiden eingeschoben sind, und so noch einen Theil der Ständer bilden, indem sie mit derselben Kraft wie diese zusammengepreßt werden. Die Zugbänder laufen von dem Kopf eines Ständers aus nicht an den Fuß des nächsten, sondern erst des dritten Ständers. Um die Ständer zu verhindern, auf den Querschwellen zu rutschen, sind an diese Vorsprünge angegossen, vor denen die Ständerfüße gabelförmig aufsitzen, wie dieß aus dem Grundriß Fig. 6* zu ersehen ist.

Aus derselben Figur geht auch die Art und Weise hervor, wie die Querschwellen gestoßen sind. Unter den Querschwellen befinden sich die Windbänder, welche auf die Länge der Brücke 6 Andreaskreuze bilden und an ihren Enden zu beiden Seiten mit den Streckschienen verbolzt sind; ihre Kreuzung in der Mitte wird durch einen Ring, Fig. 7, bewirkt. Ueber den Querschwellen liegt ein einfacher Bohlenbelag von 3" Stärke, welcher zu beiden Seiten durch gußeiserne Saumschienen abgegrenzt wird. Die Endständer sind Fig. 4 abgebildet.

Die Spannweite der Brücke ist, wie erwähnt, 116 Fuß; der Inhalt des Querschnitts der Kopfschienen 13 □Zoll für eine Rippe, und 39 □Zoll für die 3 Rippen; jener der Fußschiene 5 □Zoll für eine und 15 □Zoll für die 3 Tragrippen; 24 Tonnen wiegt sämmtliches Eisenwerk an dieser Brücke, auf den laufenden Fuß treffen demnach 463·5 Pfund. Addirt man hierzu noch das Gewicht der Brückenbahn mit 408 Pfund und setzt die Verkehrsbelastung für den □Fuß π , so hat man, da die Brücke 34 Fuß breit ist, die Totalbelastung der Brücke $871·5 + 34 \pi$ Pfund; die lichte Höhe einer Rippe ist $8' 4'' = \frac{25'}{3}$; man hat daher den größten Druck oder Zug in den untern und obern Streckschienen:

$$O \quad (1) = \frac{p l^2}{2h} = \frac{(871·5 + 34 \pi) \left(\frac{116}{2}\right)^2}{2 \cdot \frac{25}{3}} = 170904 + 6862·5 \pi.$$

Diesem Drucke im Kopfe wirken entgegen 39 □Zoll Gußeisen; es trifft demnach auf 1 □Zoll eine Belastung von $4382 + 176 \pi$ Pfund und im Fuß der Rippe 15 □Zoll Schmiedeeisen, denen eine Belastung entspricht von $11394 + 458 \pi$. Wird die zufällige Belastung $\pi = 25$ Pfd. angenommen, was also nur halb so viel ist, wie man in der Regel anzunehmen pflegt, so erhält man beim Gußeisen eine Belastung von 8782, und beim Schmiedeeisen eine Belastung von 22844, oder für den □Centimeter von 636·5 Kil. und 1656·2 Kil. Die erlaubten Belastungen sind aber höchstens 1000 und 1200 Kil., es geht daher klar hieraus hervor, daß die angenommenen Dimensionen besonders beim Schmiedeeisen *) zu schwach sind. Der vertikale Druck, dem ein gußeiserner Ständer zunächst am Widerlager zu widerstehen hat, ist $\frac{1}{3} 58 (871·5 + 34 \pi) = 16849 + 657·3 \pi$. Dieser Kraft wirken entgegen 13 □Zoll Ständerquer-

*) Die rückwirkende Festigkeit des Gußeisens ist 10000 Kil.; die absolute Festigkeit des Schmiedeeisens für dicke Stäbe ist 3400 Kil.

schnittsfläche. Es kommen sonach auf einen Zoll $1297 + 50.5 \pi$, dieß gibt für $\pi = 25$ Pfd. 2559.5 Pfd. oder 185.5 Kil. für 1 □Centim., was nicht viel ist.

Der Zug, dem die Zugbänder zu widerstehen haben, ist, da diese einen halben rechten Winkel mit den Ständern bilden: $\sqrt{2} \{ 16849 + 657.3 \pi \} = 23828 + 929.6 \pi$ Pfund. Dieser Kraft wirken entgegen 3 □Zoll Querschnittsfläche des Zugbandes; es kommen sonach auf 1 □Zoll $7943 + 809.8 \pi$ Pfund und für $\pi = 25$, 15688 Pfd. oder 1137.3 Kil. für 1 □Centim., was dem dritten Theil der absoluten Festigkeit gleich kommt.

Die Rider'schen Brücken werden in Amerika auch mit hölzernen Querschwellen erbaut. Die gußeisernen Ständer stehen alsdann direct auf den Streckschienen, Fig. 8. Die Querschwellen sind doppelt und ruhen auf Absätzen, welche an die Ständer angegossen sind, während letztere zangenartig von ihnen umfaßt werden.

Im Allgemeinen verdienen die Rider'schen Brücken, bei richtig angenommenen Dimensionen, für die Anwendung empfohlen zu werden, indem nicht allein die Anordnung der Theile eines Trägers äußerst einfach und verständlich ist, sondern auch die Vertheilung und Wahl des Materials zweckmäßig und den in dem System wirkenden Kräften entsprechend erscheint.

Die Nachtheile bei dem Rider'schen System, welche nicht unerwähnt bleiben dürfen, sind: daß die Träger aus sehr vielen einzelnen Stücken bestehen, daß ferner bei heftigen Stößen ein Aus Sprengen der Bolzen in den gußeisernen Winkelschienen, welche den Kopf der Rippe bilden, zu gewärtigen steht, und endlich, daß eine sehr genaue Bearbeitung der einzelnen Theile nöthig ist. Offenbar würden diese Nachtheile theilweise beseitigt werden, wenn man die Kopfschienen aus Schmiedeeisen zusammensetzte.

§. 103.

Schmiedeeiserne Bogenbrücken.

Unter Hinweisung auf das in §. 86 Gesagte verdienen die Bogenbrücken in Fällen, wo hinreichende Höhe vorhanden, in hohem Grade der Beachtung. Von den verschiedenen Constructionen, die seither Anwendung gefunden haben, sind es hauptsächlich diejenigen, wobei der Bogen für sich als der tragende Theil bestimmt ist, welche sich für größere Spannweiten vereignschaften. Die größte bis jetzt nach diesem System ausgeführte Bogenbrücke ist die über den Rhein bei Koblenz. Die halbe Spannweite der parabolischen Mittellinie eines Bogens ist $156\frac{1}{4}$ preuß. Fuß, die Pfeilhöhe $\frac{1}{11}$ der ganzen Spannweite. Die Bogenträger sind aus zwei bogenförmigen Gurtungen, aus Vertikalstreifen und aus doppelten Gitterwänden zusammengesetzt. In jeder der 3 Bogenöffnungen stehen 3 Bogenträger, 2 Seiten- und ein Mittelträger für 2 Bahngleise. *)

Bei den meisten anderen Bogenbrücken von größerer Weite sind die Bogenträger nach Art der gußeisernen Bogen construirt und bestehen aus den Gurtungen,

*) Erweiterungsbauten der rheinischen Eisenbahnen von Hartwich; ferner Erbkam, Zeitschrift für Bauwesen. Jahrgang XIV. Berlin 1864.

der Stehrippe und Winkelleisen. Ueber dem Bogen befindet sich ein gerader Blechbalken und zwischen diesem und dem Bogen sind Vertikalstützen und Diagonalabsteifungen angebracht, welche die Belastung auf den Bogen übertragen. Ausgeführte Brücken der Art sind:

Die Brücke über die Aar bei Olten mit 3 Oeffnungen von je 105 Fuß Spannweite, sodann die Brücke über den Neckar bei Jagstfeld mit 5 Oeffnungen von je 120 Fuß Spannweite.

Bei ersterer Brücke haben die Bogen $\frac{1}{6}$, bei letzterer $\frac{1}{11}$ Verdrückung; unter letzteres Maß herunterzugehen ist nicht rathsam, weil die Widerlager ihrer großen Stärke wegen die Kosten zu sehr vermehren.

Zur näheren Betrachtung der Construction einer Bogenbrücke geben wir im Nachstehenden die Beschreibung der Bogenbrücke bei Mühlheim.

Brücke über die Ruhr bei Mühlheim. *)

Eisenbahn Osterrath-Essen. Taf. XXV und XXV*.

Diese Brücke hat 3 Stromöffnungen von je 115 Fuß (preuß. Maß) und 7 Futhöffnungen von je 50 Fuß Spannweite, über welche 2 Geleise in 11' 4" Entfernung von einander geführt sind. Die ersteren Oeffnungen sind mit Eisenconstructionen, die letzteren mit Gewölben in Backsteinen überbrückt. Die Eisenconstruction hat in jeder Oeffnung 4 Bogenträger, welche in Entfernungen von 5' 8" stehen, unter einander verbunden sind und von denen je 2 ein Geleise tragen.

Jeder Bogenträger besteht aus einer geraden, horizontalen oberen Gurtung, einer bogenförmigen unteren Gurtung, aus Vertikal- und Diagonalstreifen und einer Längenverbindung der letzteren.

Die vertikalen Theilungslinien sind 8 Fuß von einander entfernt.

Die untere Gurtung besteht aus einer vertikalen Plattenlage von $16\frac{3}{8}$ " Breite und 1" Dicke, an welche durch 4 säumende Winkelleisen die Horizontalplatten angeschlossen sind. Diese bestehen in einfachen Lagen von 11 Zoll Breite, $\frac{3}{8}$ Zoll Dicke, und nur nach dem Scheitel zu wird die untere Lage auf 25 Fuß Länge noch durch eine zweite Lage von 11 Zoll Breite und $\frac{1}{2}$ Zoll Dicke verstärkt.

Die reguläre Niettheilung ist 4 Zoll. Die Stöße der Vertikalplatten sind durch 2 Deckplatten ($17\frac{1}{2}$ Zoll lang, $8\frac{1}{2}$ Zoll breit, $\frac{1}{16}$ Zoll dick) und durch 4 Laschen ($15\frac{1}{2}$ Zoll lang, $3\frac{3}{8}$ Zoll breit, $\frac{9}{16}$ Zoll dick) gedeckt, welche letztere auf die vertikalen Schenkel der Winkelstäbe aufgenietet sind.

Die Stöße der unteren Horizontalplatten sind gedeckt durch eine horizontale Deckplatte von $15\frac{1}{2}$ Zoll Länge, 11 Zoll Breite, $\frac{1}{2}$ Zoll Dicke und durch 2 Laschen von $15\frac{1}{2}$ Zoll Länge, $3\frac{3}{8}$ Zoll Breite, $\frac{1}{2}$ Zoll Dicke, welche auf den horizontalen Schenkeln der Winkelstäbe liegen. Die Stöße der oberen Horizontalplatten befinden sich in der Nähe der Theilungslinie Nr. 3, 5, 7. Die Deckung derselben wird durch die angenieteten Winkelstäbe bewirkt, welche gleich-

*) Erweiterungsbauten der rheinischen Eisenbahn von E. Hartwich. 3. Abtheilung. Berlin 1867. Bearbeitet von G. Ing. Wendel.

zeitig zum Anschlusse der Zwickeltheile dienen. Zur Deckung der Stöße der unteren Winkelstäbe sind besondere 2 Fuß $3\frac{1}{2}$ Zoll lange Deckwinkel angewendet, während bei den oberen Winkelstäben einfache vertikale Laschen aufgenietet sind.

Die untere Gurtung wird in jedem ihrer Anfänge durch 2 geschmiedete Backenstücke gefaßt, welche mit Platten von $3\frac{1}{2}$ Zoll Breite, 26 Zoll Länge und von gleicher Dicke mit den Schenkeln der Winkelstäbe untersütert sind. Die Backenstücke, deren innere Flächen vollkommen eben gehobelt sind, sind untereinander und mit der Gurtung durch 27 Schraubenbolzen von $1\frac{1}{4}$ und $1\frac{1}{8}$ Zoll Durchmesser verbunden.

Der scharfe Anschluß der Horizontalplatten, sowie der Horizontalschenkel der Winkelstäbe der Gurtung gegen die Nasen der Backenstücke wird durch genau eingepaßte Keile bewirkt, welche erst nach der Aufstellung der Träger, doch vor der Belastung mäßig eingetrieben und an den Enden leicht verstemmt wurden. Nach der Befestigung der Backenstücke wurde die halbcylindrische Stützfläche derselben nach einem Durchmesser von 5 Zoll glatt ausgehohlet.

Die obere Gurtung hat eine Länge von 126 Fuß und ist aus einer vertikalen Plattenlage, 5 säumenden Winkelstäben und aus horizontalen Plattenlagen zusammengesetzt. Die vertikalen Platten sind auf 51 Fuß Länge von den Enden 13 Zoll breit, $\frac{1}{2}$ Zoll dick. Auf 24 Fuß Länge um den Scheitel haben dieselben jedoch eine Dicke von 1 Zoll und schließen sich mit ihrer unteren Kante der Bogenform der unteren Gurtung an, während die obere Kante horizontal bleibt. Die horizontalen Platten sind 10 Zoll breit, $\frac{3}{8}$ Zoll dick; die untere Lage erstreckt sich bis über die Theilungslinien in Nr. 3 und hat eine Länge von 82 Fuß 3 Zoll, die obere Lage, welche bis über die Theilungslinien in Nr. 5 reicht, ist 51 Fuß 7 Zoll lang. Die Deckung jedes Stoßes ist durch 2 Deckplatten bewirkt, der Stoß im Scheitel hat 2 Decklaschen. Die Stöße der Horizontalplatten sind durch einfache Platten gedeckt.

Die Vertikalsteifen sind aus 4 Winkelstäben von verschiedener Größe zusammengesetzt.

Die Diagonalsteifen bestehen sämmtlich je aus 4 Winkelstäben, deren Enden über die vertikalen der Anschlußwinkelstäbe gekröpft und mit diesen, wie mit den Anschlußplatten durch 8 resp. 6 Rieten von $\frac{7}{8}$ Zoll Durchmesser vernietet sind.

Die Längenverbindung, deren Mittellinie durch die Mitten der Vertikalsteifen geht, besteht aus einem durchgehenden Flachstab von 6 Zoll Breite und 1 Zoll Dicke, welcher durch 2 Paar aufgenietete Winkelstäbe seitlich versteift ist.

Die Horizontalverstrebung der unteren Gurtungen erstreckt sich über die ganze Oeffnung, die der oberen Gurtungen nur von den Auflagern bis Nr. 6.

Das Widerlager der unteren Gurtung besteht in einem gußeisernen Bock, welcher durch 4 mit Blei vergossene Ankerbolzen an dem Mauerwerk befestigt ist. Dieser Bock hat eine Grundplatte von 4 Fuß Länge, 1 Fuß 8 Zoll Breite und trägt mittelst zweier Längen- und einer Querrippe das Lager des Stützkeils, welches eine Breite von $5\frac{1}{2}$ Zoll, eine Länge von 16 Zoll und auf dieser Länge eine Neigung von $\frac{1}{3}$ Zoll hat.

Der Stützkeil, dessen cylindrische Außenfläche nach einem Durchmesser von 5 Zoll und dessen Lagerfläche mit einer Neigung von $\frac{1}{48}$ glatt gehobelt und bearbeitet sind, hat parallele Seitenflächen und eine mittlere Höhe von 6 Zoll. Derselbe wird von 2 Seitenkeilen gehalten.

Nach dem Ausrüsten der Bogen wurden die Grundplatten mit Cement hintergossen.

Die Auflager der oberen Gurtung sind einfache gußeiserne Platten.

Die Aufstellung der Eisenconstruktionen fand auf festen Rüstungen statt.

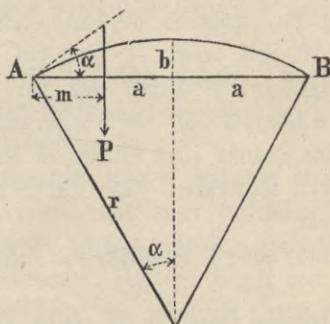
Das Gesamtgewicht der Eisenconstruktionen für die 3 Oeffnungen betrug an Schmiedeeisen 749982, an Gußeisen 29754 Pfund, zusammen 779736 Pfund.

Die Köln'sche Maschinenbau-Gesellschaft übernahm die Fertigung und Aufstellung der Eisenconstruktionen zum Preise von $95\frac{3}{4}$ Thlr. pro 1000 Pfund einschließlich der Rüstungen.

§. 103 a.

Theorie eines Bogenträgers mit 2 Gelenken.

Der bestehende Bogen A B, dessen Gleichung $y = \frac{b}{a^2} (2 a x - x^2)$



sei bloß mit einem isolirten Gewichte P belastet, das in der Entfernung m von dem Auflager A hängt.

Bezeichnet:

A der senkrechte Auflagerdruck,

Q die Horizontalkraft,

M das Moment für einen beliebigen Querschnitt x,

r den Radius des Bogens vor der Krümmung,

ρ den Radius des Bogens nach der Krümmung,

so gilt für Bogenträger allgemein:

$$\frac{E \cdot J}{\rho} = \frac{E \cdot J}{r} - M, \text{ wenn}$$

E der Elastizitätsmodul,

J das Trägheitsmoment.

Es ist aber:

$$\frac{1}{e} = \frac{\frac{d^2 y}{d x^2}}{\left[1 + \left(\frac{d y}{d x}\right)^2\right]^{\frac{3}{2}}} = \frac{d p}{d x} (1 + p^2)^{\frac{3}{2}}$$

wenn $p = \frac{d y}{d x}$.

Setzt man diesen Werth oben ein und integrirt, so erhält man:

$$- E \cdot J \frac{p}{\sqrt{1 + p^2}} = \frac{E \cdot J}{r} \cdot x = \int M dx + C.$$

Die Constante zerfällt hier in 2 Theile, deren erster von der Integration von $\frac{E \cdot J}{r}$ und deren zweiter von der Integration von M herrührt. Der erste Theil läßt sich leicht bestimmen, wenn man die Belastung und somit auch $M = 0$ setzt, man hat alsdann:

$$- E \cdot J \frac{p}{\sqrt{1 + p^2}} = \frac{E \cdot J}{r} \cdot x + C \text{ und}$$

für $x = 0$

$$- E \cdot J \frac{p}{\sqrt{1 + p^2}} = C.$$

Nun ist aber $\frac{p}{\sqrt{1 + p^2}} = \text{Sin. desjenigen Winkels, den die Tangente}$

am Bogenanfang mit der Horizontalen bildet. Derselbe ist gleich $\frac{a}{r}$; also

$$- E J \cdot \frac{a}{r} = C = \text{erster Theil der Constanten.}$$

Der 2. Theil werde für jetzt mit $\varphi (P)$ bezeichnet, so lautet die Gleichung:

$$- E \cdot J \frac{p}{\sqrt{1 + p^2}} = - \frac{E J}{r} (a - x) - \int M dx + \varphi (P). \quad (1)$$

Für die Querschnitte von 0 bis m ist

$$M = Q \cdot y - A \cdot x$$

von m bis $2a$

$$M = Q y - A \cdot x + P (x - m).$$

Die Gleichung (1) wird sonach bei $x < m$

$$- E \cdot J \frac{p}{\sqrt{1 + p^2}} = - \frac{E \cdot J}{r} (a - x) - \int (Q \frac{b}{a^2} (2ax - x^2) - A x) dx + \varphi (P).$$

$$= - \frac{E \cdot J}{r} (a - x) - Q \frac{b}{a^2} \left(a x^2 - \frac{x^3}{3} \right) + \frac{A x^2}{2} + \varphi (P) \quad (2)$$

bei $x > m$

$$- E. J. \frac{P}{\sqrt{1+p^2}} = - \frac{E. J}{r} (a - x - Q \frac{b}{a^2} (a x^2 - \frac{x^3}{3})) + \\ + \frac{A x^2}{2} - P \left(\frac{x^2}{2} - m x \right) + \psi(P) \dots (2')$$

weil sich die Const. ändern wird.

Für $x = m$ müssen die Gleichungen (2) und (2') dieselben Resultate liefern; die Gleichsetzung ergibt:

$$\varphi(P) = - P \left(\frac{x^2}{2} - m x \right) + \psi(P)$$

oder

$$\psi(P) = \varphi(P) - P \frac{m^2}{2}$$

$$\text{für } x = 0 \text{ sei } p = \beta$$

$$\text{„ } x = 2a \text{ sei } p = -\gamma$$

so wird Gl. (2)

$$- E. J. \frac{\beta}{\sqrt{1+\beta^2}} = - \frac{E. J}{r} a + \varphi(P)$$

$$\text{oder } \varphi(P) = \frac{E. J}{r} a - E. J. \frac{\beta}{\sqrt{1+\beta^2}}$$

$$\text{also } \psi(P) = \frac{E. J}{r} a - E. J. \frac{\beta}{\sqrt{1+\beta^2}} - P \frac{m^2}{2}$$

Die Gleichung (2') wird für $x = 2a$:

$$E. J. \frac{\gamma}{\sqrt{1+\gamma^2}} = \frac{E. J}{r} (a - 2a) - Q \frac{b}{a^2} \left(4a^3 - \frac{8a^3}{3} \right) + A \cdot 2a^2 - \\ - P (2a^2 - 2ma) + \psi(P)$$

$$= \frac{E. J}{r} \cdot a - \frac{4}{3} Q b a + 2A a^2 - 2P a (a - m) + \psi(P)$$

$$= \frac{E. J}{r} \cdot a - \frac{4}{3} Q b a + 2A a^2 - 2P a (a - m) + \frac{E. J}{r} \cdot a -$$

$$(3) \quad - E. J. \frac{\beta}{\sqrt{1+\beta^2}} - P \frac{m^2}{2} \dots$$

Nun sind $\frac{\gamma}{\sqrt{1+\gamma^2}}$ und $\frac{\beta}{\sqrt{1+\beta^2}}$ die Sinus der Winkel, welche die Bögen nach der Biegung an den Widerlagern mit der Horizontalen machen und $\frac{a}{r}$ ist der Sinus des Winkels vor der Biegung.

Nennt man den Winkel vor der Biegung α , so ist $\frac{a}{r} = \sin \alpha$

$$\frac{\beta}{\sqrt{1+\beta^2}} = \sin(\alpha + \Delta \alpha)$$

$$\frac{\gamma}{\sqrt{1+\gamma^2}} = \sin(\alpha + \delta \alpha).$$

Die Gleichung (3) läßt sich also auch schreiben:

$$E. J [\sin (\alpha + \Delta \alpha) + \sin (\alpha + \delta \alpha) - 2 \sin \alpha] = -\frac{4}{3} Q b a + 2 A a^2 - \\ - 2 P a (a - m) - P \frac{m^2}{2} \dots \quad (4)$$

Nach dem Taylor'schen Satze ist aber:

$$\sin (\alpha + \Delta \alpha) = \sin \alpha + \cos \alpha \Delta \alpha - \dots$$

$$\sin (\alpha + \delta \alpha) = \sin \alpha + \cos \alpha \delta \alpha - \dots$$

also wird die Klammergröße

$$\sin \alpha + \cos \alpha \Delta \alpha + \sin \alpha + \cos \alpha \delta \alpha - \sin \alpha - \sin \alpha = \cos \alpha \cdot \\ (\Delta \alpha + \delta \alpha).$$

Befindet sich nun das Gewicht in der Nähe der Widerlager, so erhalten $\Delta \alpha + \delta \alpha$ umgekehrte Vorzeichen und ihre Summe kann unbedenklich = 0 gesetzt werden; befindet es sich in der Nähe des Scheitels, so addiren sie sich, ihre Summe ist aber so gering, daß man sie ohne großen Fehler = 0 setzen kann.

Die Gleichung (4) wird also:

$$0 = -\frac{4}{3} Q b a + 2 A a^2 - 2 P a (a - m) - P \frac{m^2}{2} \quad (5)$$

Nun ist $A = P \cdot \frac{2a - m}{2a}$ also

$$Q = \frac{3}{2} \cdot P \frac{a}{b} \cdot \frac{2a - m}{2a} - \frac{3}{2} P \frac{a - m}{b} - \frac{3}{8} P \frac{m^2}{a b}$$

oder

$$Q = \frac{3P}{8ab} \cdot m (2a - m) \quad (6)$$

für kontinuierliche Belastung p pro laufenden Mtr. auf die Länge m ist

$$Q = \int_0^m \frac{3}{8ab} \cdot p \, d m (2a - m) = \left\{ \frac{3p}{8ab} a m^2 - \frac{m^3}{3} \right\} \quad (7)$$

Mittels des Ausdrucks (6) läßt sich nun leicht für jeden Querschnitt die Maximalbelastung konstruieren.

Ein Gewicht P in der Entfernung m vom Widerlager erzeugt daselbst einen senkrechten Druck

$$A = P \cdot \frac{2a - m}{2a} \quad \text{und einen horizontalen Druck}$$

$$Q = \frac{3Pm}{8ab} (2a - m)$$

dieselben setzen sich in eine Resultante zusammen, deren Winkel die Tangente $\frac{A}{Q}$

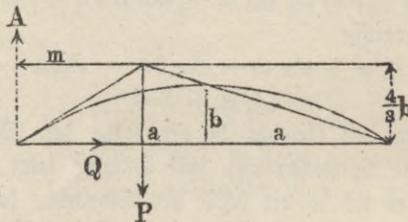
oder $\frac{4b}{3m}$ hat.

Die Gleichung ihrer Richtung ist daher:

$$y = \frac{4}{3} \frac{b}{m} \cdot x$$

Das Gewicht P wirkt in einer verticalen Linie, deren Gleichung $x = m$. Beide Linien schneiden sich in einem Punkte

$$y = \frac{4}{3} b$$



d. h. wo auch das Gewicht P hängen möge, seine Richtungslinie wird von der Richtung der entstehenden Auflagerreaction in der Höhe $\frac{4}{3} b$ geschnitten.

Diese Linie spielt in der Höhe $\frac{4}{3} b$ die gleiche Rolle bei Bogen mit 2 Gelenken, wie die Linie durch Widerlager und Scheitel bei Bogen mit 3 Gelenken.

Um nun die Maximalbelastung für einen beliebigen Querschnitt zu bestimmen, nehme man vorerst nur ein Gewicht an; dasselbe erzeuge eine Reaktionskraft R . Geht dieselbe um die Länge n unter dem Querschnittsmittelpunkt vorbei, so erzeugt sie in der oberen Gurtung einen Druck $\frac{R}{2} \cos \varphi$, wenn der Winkel zwischen ihr und der Bogentangente $= \varphi$ ist, und ein Moment

$$M = R \cos \varphi \cdot n$$

Hiernach entsteht in der oberen Gurtung ein Zug von

$$\frac{R \cos \varphi \cdot n}{2e},$$

wenn die Entfernung der Gurtungen des Bogens $= 2e$ ist. Der Gesamtdruck in der oberen Gurtung ist daher:

$$\frac{R}{2} \cos \varphi - \frac{R \cos \varphi \cdot n}{2e}$$

derselbe wird gleich 0 für $n = e$.

Die Maximalbelastung erhält man, wenn man alle Gewichte bis zu dem, dessen Einfluß auf den Querschnitt $= 0$ ist, nimmt und die anderen, welche Zug ergänzen würden, fortläßt.

Die Construction der Maximalbelastung ist hiernach leicht.

Man zieht in der Entfernung e einen Bogen unterhalb und parallel zur Mittellinie, schneidet denselben mit dem betreffenden Querschnitte, zieht durch diesen Schnittpunkt und das Auflager eine Linie; der Schnittpunkt derselben mit

der Horizontalen $y = \frac{4}{3} b$ liefert dann die Maximalbelastung; denn ein in diesem Punkt aufgehängtes Gewicht würde weder Zug noch Druck auf den Querschnitt äußern. Für die untere Gurtung gilt dasselbe Verfahren, nur ist der Bogen in der Entfernung oberhalb der Mittellinie zu ziehen.

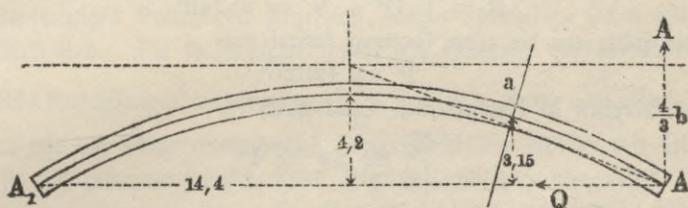
Beispiel.

Für eine Straßenbrücke, deren Fahrbahn durch eiserne Bogen getragen wird, sollen die Querschnittsdimensionen letzterer berechnet werden.

Es sei $a = 14,4$ Mtr. $b = 4,2$ Mtr. Eigengewicht pro lfd. Meter $p = 10000$ K. zufällige Last pro lfd. Meter. $q = 2000$ K. Querschnittshöhe des Bogens von einem Gurtungsschwerpunkt zum anderen 1 Mtr.

Die stärkste Beanspruchung des Bogens findet statt, wenn derselbe durchweg mit $p + q = 12000$ K. pro lfd. Meter belastet ist.

Man hat alsdann für den Querschnitt an dem Auflager A in beistehender Figur



$$\text{bekanntlich } Q = (p + q) \frac{a^2}{2b} = \frac{12000 \cdot 14,4^2}{2 \cdot 4,2} = 295200^k.$$

Die vertikale Reaction

$$A = 12000 \cdot 14,4 = 172800^k,$$

daher die Mittelkraft

$$R = \sqrt{Q^2 + A^2} = 342055^k.$$

Davon kommen auf die obere Gurtung des Querschnitts

$$\frac{R}{2} = 171027^k$$

und es ist der entsprechende Querschnitt

$$\Omega_A = \frac{171027}{600} = 285 \text{ cm}^2.$$

Betrachtet man nun den Querschnitt des Bogens an dem Punkte a, so ist für diesen die Anstrengung durch das Eigengewicht

$$Q = p \frac{a^2}{2b} = 10000 \cdot \frac{14,4^2}{2 \cdot 4,2} = 246000^k$$

ferner die vertikale Reaction

$$A = 10000 \cdot 14,4 = 144000^k$$

und an dem Punkte a

$$V = 144000 - 10000 \cdot 7,2 = 72000^k$$

folglich die Mittelkraft

$$R = \sqrt{Q^2 + V^2} = 256320^k$$

wobon auf die obere Gurtung kommen

$$T = \frac{R}{2} = 128160^k$$

Die Anstrengung durch die zufällige Last erhält man, wenn man nach obiger Andeutung die Maximallast sucht. Man findet wie die Figur zeigt die Hälfte des Bogens belastet und nach Formel (7)

$$Q = 24600^k$$

ferner die verticale Reaction

$$A = \frac{2000 \cdot 14,4 (14,4 + 7,2)}{2 \cdot 14,4} = 21600^k$$

und am Punkte a

$$V = A - 2000 \cdot \frac{14,4}{2} = 7200^k$$

daher die Mittelkraft

$$R = \sqrt{Q^2 + V^2} = 25240^k$$

wobon die Hälfte auf die obere Gurtung kommt mit

$$T' = 12620^k.$$

Das Moment M erzeugt einen Druck gleich

$$\frac{M}{2e} \text{ wo } 2e = 1^m$$

Es ist aber

$$M = A \cdot 7,2 - Q \cdot 3,15 - q \cdot \frac{7,2^2}{2}$$

als

$$M = 27460 \text{ km} \text{ daher der Druck}$$

$$T'' = \frac{M}{1} = 27450^k$$

und die Gesamtanstrengung der oberen Gurtung beträgt:

$$T + T' + T'' = 128160 + 12620 + 27450 = 168230^k,$$

daher der entsprechende Gurtungsquerschnitt

$$\Omega = \frac{168230}{600} = 280 \square^{\text{cm}}.$$

Für den Scheitel des Bogens findet man den Querschnitt der oberen Gurtung

$$\Omega = \frac{147600}{600} = 246 \square^{\text{cm}}.$$

Für die untere Gurtung gilt dasselbe Verfahren, nur ist der Bogen parallel zur Mittellinie in der Entfernung e oberhalb derselben zu ziehen.

Eine andere Art der Berechnung sehe man in dem 6. Heft meiner ausgeführten Constructionen des Ingenieurs.

§. 104.

Bogenbrücken von Fox und Henderson.

Die Träger dieser Brücke sind ganz aus Schmiedeeisen; sie bestehen aus einer nach Bogenform gekrümmten Röhre aus Kesselblech, deren Enden durch eine Zugkette sehnartig verbunden sind und auf 2 gußeisernen Platten ruhen, wovon die eine auf Walzen läuft, um die Längenänderung in Folge Temperaturwechsels zu gestatten. Der Horizontalschub des Bogens wird durch die eiserne Zugkette aufgehoben. Bogen und Sehne sind durch vertikale blecherne Pfosten und starke schmiedeeiserne Andreaskreuze mit einander verbunden, um jede Formänderung des erstern zu verhindern.

Eine der schönsten derartige Brücke ist die von Fox über die Commercialstraße erbaute Eisenbahnbrücke auf der Verbindungsbahn der Blackwall- und Eastern-Countiesbahn.

Aus der Ansicht, dem Grundriß und dem Querschnitt, Fig. 9, 10, 11, Taf. XXVI., geht die Construction dieser Brücke im Allgemeinen deutlich hervor.

Der Bogen, dessen Querschnitt Fig. 13 und Ansicht Fig. 17 ist, besteht aus einem kastenförmigen Balken von Kesselblech, dessen sämtliche Ecken mit Winkel-eisen verstärkt sind. Die Sehnkette besteht aus Gliedern von abwechselungsweise 10 u. 9 Stück Kettenstangen, wovon erstere $\frac{8\frac{1}{8}}{7\frac{1}{8}}$ Zoll und letztere $\frac{8\frac{1}{4}}{15\frac{1}{16}}$ Zoll stark sind. Sie haben alle die Länge eines Faches, und überbinden sich bei den Stößen um 2', wo sie fest zusammengenietet sind, Fig. 18 und 14; hier besteht daher die Kette aus einem Eisenkloß, der, ohne ihre absolute Tragfähigkeit dadurch zu verringern, durchbohrt werden darf, um den Bolzen durchzulassen, der sie mit den vertikalen Ständern und den Streben verbindet. Zur Befestigung der Kette mit dem Bogenende wurde letzteres auf eine Länge von 5' ganz mit vernieteten und verholzten Blechtafeln von Kettenstangendicke ausgefüllt; das äußerste Ende jeder zweiten Blechtafel wurde dann so weit ausgeschnitten, daß die Kettenstangen durchgesteckt werden konnten, die mit Dehr und Keilen an den nicht ausgeschnittenen Tafeln hängen. Fig. 15 und 16. Die nur rückwirkenden Pfosten zwischen Kette und Bogen, Fig. 11 und 12, haben die Form eines doppelten T. Die beiden Seitenplatten reichen über den Bogen hinauf und über die Ketten hinunter und werden von den Bolzen gefaßt, die auch noch die Streben mit der Kette wie mit dem Bogen verbinden. Die oben und unten verstärkte Mittelplatte steht mit dieser stumpf auf der Kette und dem Bogen. Die Streben und Gegenstreben bestehen aus 4 Eisenstangen, welche an dem Fuß und Kopf der Pfosten durch den dort befindlichen Bolzen, an dem gemeinschaftlichen Kreuzungspunkt aber durch eine entsprechend geformte Doppelplatte gefaßt werden.

Die ebenfalls doppelt T förmigen Querschwellen aus Eisenblech, Fig. 12, hängen an den vertikalen Pfosten. Ein an der untern Fläche des Trägers genietetes Knie wird von den Bolzen daselbst gefaßt, und ein an dessen obere Fläche genietetes bugartiges Knie ist selbst mit der vordern Platte des Ständers vernietet. Um an Höhe zu sparen, liegen die hölzernen Längsschwellen nicht auf diesen Querträgern,

sondern sie sind tief in dieselben eingelassen und ruhen auf angienieteten Winkeln. Fig. 11. Zwischen den Bangschwällen ist ein Bohlenbelag, der noch durch einen Ueberzug von geripptem Blech gegen Feuergefährdung geschützt ist.

Die Hauptdimensionen eines Trägers sind:

Sehnenlänge eines Bogens	120 engl. F.
Pfeilhöhe	8 " "
Querschnitt eines Bogens im Ganzen 88 □ Zoll und nach Abzug der großen Bolzenöffnungen am Ende jedes Faches	77 □ Zoll.
Querschnitt der Ketten 69 □ Zoll und nach Abzug der Bolzen- löcher	63 " "
Querschnitt der vertikalen Pfosten nach Abzug der Bolzenöffnungen	20 " "

Die schmiedeeisernen Diagonalstreben sind alle 5 Zoll breit und $\frac{5}{8}$ — $1\frac{3}{32}$ dick. Die mittleren Streben sind nämlich stärker als die an den Seiten.

Zuweilen hat man auch die beiden Bogenenden, statt durch eine Zug- oder Spannkette, durch eine zweite Röhre sehnenartig verbunden. Eine Brücke mit solchen Bogenrippen führt die Eisenbahn über den Fluß Duse in England, und zwar über eine Oeffnung von 170 Fuß Weite bei einer Höhe des röhrenförmigen Bogens von 15 Fuß. Der Bogen ist von $\frac{1}{2}$ Zoll starken Blechen gebildet und zeigt durchgängig ein und denselben Querschnitt von 4 Fuß Höhe und 3 Fuß Breite. Die Sehnenröhre hat einen rechtwinkligen Querschnitt von 2' 6" Höhe und 3' Breite. Für 2 Schienengeleise sind 3 Rippen aufgestellt. Da wo Bogen und Sehne zusammentreffen, sind über beide starke Eisenplatten genietet.

§. 105.

Bestimmung der äußern auf ein Brückensystem wirkenden Kräfte.*)

Die Abmessungen einer Brückenconstruction sind hauptsächlich abhängig von der Entfernung der Auflagerpunkte, so wie von den sich über die Brücke bewegenden Lasten. Je größer die Entfernung der Auflager, desto mehr wächst das Eigengewicht der Brücke und wird bei einer gewissen Entfernung dieser Punkte so groß, daß sie nur noch sich selbst, aber keine Auflast zu tragen im Stande ist; die von der Brücke zu tragende Auflast oder größte zufällige Last sammt dem Eigengewicht derselben bestimmen somit die Grenze, bis zu welcher eine Ueberbrückung überhaupt möglich ist. Zuerst muß also für jeden Fall die größte zufällige Last bestimmt werden, welche die Brücke jemals zu tragen haben wird; da aber auch noch andere Kräfte auf ein Brückensystem wirken, so ist es erforderlich, alle auf eine Brücke wirkenden äußeren Kräfte näher zu betrachten.

Diese Kräfte sind

- A. solche, die in vertikalem Sinne wirken, wie die zufällige Last und das Eigengewicht, und

*) Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure. Bd. XII. Heft 1.

**) S. L. Schmidt, Civil-Ingenieur. Wien 1866.

B. solche, die in horizontalem Sinne wirken, wie die Windstöße und Centrifugalkraft.

A. Bestimmung der horizontal wirkenden Kräfte.

a. GröÙte zufällige Last.

Dieselbe hängt von den Verkehrszwecken ab, welchen die Brücke dienen soll und wird daher abgetheilt:

- a) zufällige Last für Locomotiv-Eisenbahnbrücken;
- β) zufällige Last für Straßenbrücken und Pferdeisenbahnen;
- γ) zufällige Last für Fußstege.

Zu a). Bei Locomotiveisenbahnen ist die Schwere der Locomotiven maßgebend. Je ungünstiger die Steigungsverhältnisse einer Bahn, desto schwerer müssen bekanntlich die Locomotiven sein, aber auch eine Bahn mit günstigen Steigungsverhältnissen muß so gebaut sein, daß man die schwersten Locomotiven darauf transportiren und im Nothfalle zum Betriebe der Bahn benötigen kann.

Es muß also bestimmt werden, wie hoch die größte zufällige Last auf die Längeneinheit eines Geleises für Eisenbahnbrücken bei verschiedenen Spannweiten zu bemessen ist.

In neuerer Zeit sind die Locomotiven im Allgemeinen viel schwerer als diejenigen waren, welche man beim Beginn des Eisenbahnbaues verwendete. Locomotiven für Personenzüge haben im Dienststande 19 bis 23000 Kil.; solche für gemischte Züge 23—30000 Kil.; und die schwersten Lastzugmaschinen, sog. Tenderlocomotiven wiegen 47600—52080 Kil., während eine Semmeringmaschine 56000 Kil. schwer ist.

Die beladenen Lastwagen haben ebenfalls verschiedene Gewichte, verschiedene Längen und Radstände. Die im Verhältniß zu ihrer Länge und ihrem Radstande schwersten Wagen sind die kleinen offenen 4rädriigen Lastwagen; die kürzesten sind 7·255 Mtr. lang, haben einen Radstand von 3·475 Mtr. und in vollständig beladenem Zustand ein Gewicht von 15600 Kil.

Fig. 21 Taf. XXVI.^a zeigt die Anordnung der Gewichtsvertheilung bei einer Tendermaschine im Dienststande, und Fig. 20 die eines offenen Lastwagens bei seiner Maximalbelastung.

Denkt man sich nun einen Zug so zusammengestellt, daß 3 Tendermaschinen, darunter die erste rückwärtsgehend, voranstehen und ihnen folgend eine entsprechende Anzahl von beladenen Lastwagen, ermittelt für die verschiedenen Spannweiten von 1 bis 200 Mtr. jeweils den ungünstigsten Stand und berechnet darnach die Lasten für die Längeneinheit, welche gleichförmig vertheilt dieselbe Wirkung hervorbringen, wie ein so zusammengesetzter Zug, so erhält man diejenigen Werthe, welche als größte zufällige Last für Brückenobjecte den Berechnungen zu Grunde zu legen sind.

Als Beispiel zur Berechnung diene Fig. 23 für eine Brücke von 30 Mtr. Nichtweite. Ein Zug, welcher in vorgeschriebener Weise zusammengestellt ist, hat dann seinen ungünstigsten Stand auf der Brücke, wenn das erste Rad der zweiten Tendermaschine gerade in der Mitte steht. Sucht man die Kraft P , welche in

der Mitte der Brücke aufgebracht, dieselbe Wirkung hervorbringen würde, wie die auf die Achsen des Zuges vertheilten Lasten, so findet man leicht $P = 75868$ Kil.,

daher kommt auf die Längeneinheit $\frac{2 \times 75868}{30} = 5060$ Kil.

Für verschiedene Spannweiten ergeben sich folgende Werthe:

Spannweite in Met.	Größe zufällige Last für den lfd. Met. und Ge- wicht in Kil.	Bemerkung.
1	23520	Für 3 Tender- locomotiven von je 52080 Kil. und für zweiachsige Lastwa- gen von je 15600 Kil. Gewicht.
2	11760	
3	9410	
4	9700	
5	9030	
6	8540	
8	7450	
10	6770	
12	6010	
15	5470	
18	5460	
21	5300	
24	5170	
27	5110	
30	5060	
33	4990	
36	4880	
40	4680	
45	4580	
50	4430	
55	4250	
60	4100	
70	3830	
80	3610	
90	3430	
100	3250	
110	3100	
120	2970	
130	2850	
140	2740	
150	2650	
160	2570	
170	2490	
180	2420	
190	2360	
200	2310	

Für steile Gebirgsbahnen sind obige Werthe noch etwas zu klein, da eine sog. Semmeringmaschine noch bedeutend schwerer und etwas kürzer ist, wie eine Tendermaschine. Fig. 22 zeigt die Anordnung und Vertheilung der Lasten auf die Achsen einer solchen Maschine.

Man erhält für 3 solche Maschinen und Lastwagen folgende Werthe für die größte gleichförmige Belastung:

Spannweite in Met.	Größte zufällige Last für den Iqd. Met. und Ge- leise in Kil.	Bemerkung.
1	27440	3 Semmering- maschinen von je 56000 Kil. und 2 achsige Wagen von je 15600 Kil. Gewicht.
2	13720	
3	12970	
4	11900	
5	10970	
6	10260	
8	8730	
10	7690	
12	6890	
15	6160	
18	6090	
21	5940	
24	5760	
27	5720	
30	5670	
33	5590	
36	5440	
40	5250	
45	5000	
50	4830	
60	4380	
70	4110	
80	3870	
90	3660	
100	3470	

Zu β). Für eine Straßenbrücke ist unter allen möglichen Belastungen diejenige die größte, welche entsteht, wenn die Brücke dicht mit Menschen besetzt ist.

In Deutschland rechnet man dafür per □ Mtr. 280 Kil., in Frankreich 200, in Amerika selbst nur 150 Kil.

Die Annahme von 280 Kil. dürfte genügen, wenn die Last in Ruhe wäre; da aber bei Menschengedränge eine Ruhe nicht stattfindet, so wird man sicherer gehen, stets 360 Kil. per □ Mtr. anzunehmen.

Die Details der Fahrbahn dürfen indeß nicht nach dieser Last bemessen wer-

den, sondern nach dem Gewichte der größten Lastwagen, wo man für jede Achse 5000 Kil. anzunehmen hat.

Dieselben Lasten kommen auch bei Pferdeisenbahnen in Betracht.

Zu γ). Hier werden wieder per □Mtr. 360 Kil. gleichmäßige Belastung angenommen. Für sog. Leinpfadbrücken genügen 110 Kil. per □Mtr.

b. Eigengewicht einer Brücke.

Das Eigengewicht einer Brücke hängt von 3 Factoren ab:

- 1) von der Last, welche dieselbe zu tragen hat;
- 2) von der Größe der Inanspruchnahme des Materials, aus welcher dieselbe besteht;
- 3) von den mehr oder minder günstigen oder zweckmäßigen Abmessungsverhältnissen der Details derselben.

Der erste Factor wurde in Obigem besprochen, die beiden andern sollen im Nachstehenden erörtert werden.

Bezüglich der Inanspruchnahme des Materials ist die Frage zu beantworten: „Mit wie viel Kraft darf die Quadratinheit des Querschnitts irgend eines Trägers aus einem gegebenen Material angestrengt werden, damit derselbe bei einer möglichst geringen Masse eine möglichst große Dauer verspricht?“

Beim Bau der Brückenträger hat man es immer nur mit elastischem Holz- und Eisenmaterial zu thun und der erste Grundsatz bei der Construction solcher Träger ist: die Massen der Constructionsmaterialien immer so zu bestimmen, daß die an und in denselben wirkenden Kräfte nicht im Stande sind, die Elasticitätskräfte derselben zu überwinden.

Da nun die Elasticität des Materials bei fortwährender Anstrengung der Construction abnimmt, so darf nur ein gewisser Theil der Elasticität des Materials in Anspruch genommen werden.

Die Größe dieses Theils wird verschieden angenommen; in England rechnet man 7.25 Kil. per □Millim. für Druck und 8 Kil. für Zug. In Amerika geht man bis zu $9\frac{1}{2}$ und 11 Kil. pro □Millim.; in Frankreich rechnet man 6 Kil., in Deutschland 5—12 Kil. Da die Elasticitätsgrenze bei 16 Kil. überschritten wird, so sollte bei allen Constructionstheilen aus Schmied- oder Walzeisen, welche die bewegten Lasten direct aufnehmen und etwaige Stöße erleiden, z. B. Querträger 6 Kil. pro □Millim. genommen werden, also nahe 3fache Sicherheit, bei allen anderen Constructionstheilen ist eine Inanspruchnahme des Materials von 7 Kil. bis 8 Kil. gut zulässig.

Bei Constructionen, die eine ruhende Last tragen, z. B. Dachstühlen, genügen 10—11 Kil. pro □Millim.

In allen Fällen darf jedoch nur der wirksame oder tragende Querschnitt in Rechnung kommen und es müssen vom ganzen Querschnitte alle durch Bohrungen entstehende Verschwächungen in Abzug kommen.

Bei Stahl ist die zulässige Beanspruchung 12 — 18 Kil.

„ Gußstahl 30 „

Bei Gußeisen für Druck 14—16 Kil.

„ Holz 0·3—0·4 „ des der Elasticitätsgrenze entsprechenden Coefficienten.

Was nun die Abmessungsverhältnisse der Details einer Construction betrifft, so können diese je nach Umständen verschieden sein, denn nicht immer lassen sich die günstigsten Verhältnisse anwenden. Wie bekannt, hängt das Tragvermögen eines Körpers wesentlich von dem Trägheitsmoment seines Querschnitts ab, dieses aber wieder von der dritten Potenz der Höhendimension desselben; wenn es also die Ortsverhältnisse gestatten, einen Träger entsprechend hoch zu machen und wenn die Querschnittsdimensionen derart sind, daß die größten Materialmassen möglichst entfernt von einander und von der neutralen Achse liegen, so wird er bei gleicher Tragfähigkeit und Materialanspruchnahme ein geringeres Eigengewicht haben, als ein anderer Träger, der eine geringere Höhe und eine ungünstigere Materialvertheilung hat. Ebenso werden sich die Zwischenconstructions vereinfachen, wenn man die Brückenbahn direct auf die Träger legen kann.

Das beste Verhältniß der Höhe zur Länge eines horizontalen Trägers ist 1 : 10.

Um nun eine Formel zur Bestimmung des annähernd richtigen Eigengewichtes, welches der ersten Berechnung einer Brückenconstruction zu Grunde gelegt werden kann, zu erhalten, ist zu beachten, daß bei Eisenbahnbrücken dieses Eigengewicht mit der Spannweite zunimmt, wogegen die größte zufällige Last sich vermindert, ferner daß gewisse Constructionstheile von der Spannweite unabhängig sind, somit einen konstanten Factor bilden. Die Form einer solchen Formel wäre daher:

$$k = m L + C$$

worin

k das Eigengewicht pro Qfd. Mtr. für ein Geleise,

L die freie Spannweite in Mtr.,

m und C Erfahrungscoefficienten.

Nach ausgeführter Construction wechselt m zwischen 23 und 36 und

C „ 300 „ 780

Für Brücken leichtester Construction von 10—60 Mtr. Weite kann

$$k = 25 L + 375$$

für Brücken von 10—100 Mtr. Weite für Ueberschläge

$$k = 30 L + 400$$

angenommen werden.

Hierin ist das Gewicht für Oberbau und Bedienung der Fahrbahn nicht inbegriffen, dasselbe kann pro Qfd. Mtr. und ein Geleise zu 400—500 Kil. angenommen werden.

Diese Formel gibt eher noch etwas zu große Resultate und kann auch angewendet werden für Straßenbrücken bei einer Fahrbahnbreite von 8 Mtr.

Laisle und Schübler geben für Straßenbrücken von 7·5^m Breite:

a. Bei 0,2^m starker Beschotterung

$$p = 3600 + 42 l$$

b. Bei Anwendung von doppelter eisener Bedielung

$$p = 1300 + 28 l$$

für das Eisengewicht allein excl. Wellenblechbelag

$$p' = 900 + 42 l$$

und

$$p' = 600 + 28 l.$$

B. Bestimmung der horizontal wirkenden Kräfte.

a. Durch Windstöße.

Die Windstöße wirken zwar nicht immer ganz horizontal, doch weichen sie in der Regel nicht viel von der Horizontalen ab. Man nimmt sie daher horizontal und normal auf die Brücke wirkend an und betrachtet durchbrochene Träger der Sicherheit wegen wie volle Blechwände.

Die Wirkungen sind:

	Geschwindigk. des Windes in Mtr.	Druck auf den □ Mtr. in Kil.
	3	1·047
	5	2·908
	8	7·443
Gewöhnl. Wind	10·85	13·691
	14	22·790
	20	46·520
Sturmwind	40	186·080
	stärkster Orkan	275·000.

Diesen Wirkungen entsprechend müssen in der Construction horizontale Verstrebungen oder Windkreuze angebracht werden.

b. Durch die Centrifugalkraft.

Wenn eine Eisenbahnbrücke in einer Kurve liegt, so wird bei schneller Fahrt eines Bahnzuges gegen die äußere Schienenreihe ein Druck ausgeübt, welcher der Centrifugalkraft entspricht. Dieser Druck sucht die ganze Construction auszubiegen und es haben demselben die horizontalen Verstrebungen zu widerstehen.

Die Centrifugalkraft P ist $= \frac{v^2}{e} \cdot M = \frac{v^2}{g e} \cdot G$ worin

v die Geschwindigkeit des Körpers,

e Krümmungshalbmesser,

M Masse des Körpers,

G Gewicht desselben,

g Beschleunigung der Schwere $= 9\cdot81$ Mtr.,

für G setzt man das Gewicht des schwersten Zuges und für $v = 21$ Mtr. per Secunde.

§. 106.

Berechnung der Fachwerk- und Gitterbrücken.

Ueber die Berechnung der Fachwerkbrücken im Allgemeinen sind bereits verschiedene Theorien aufgestellt worden und erinnern wir hier nur an die vortreff-

lichen Arbeiten von Culman, Ritter, Schwedler, Brandt, Schäffer, Laisle und Schübler zc.

Die elementare Theorie von J. W. Schwedler (Zeitschrift der Civilingenieure, Neue Folge Hier Band 1859) in dem Werke von E. Brandt in Berlin klar dargestellt, empfiehlt sich wegen ihrer Einfachheit ganz besonders für den Constructeur, gilt aber nur für Träger mit geraden Gurtungen.

Die Betrachtungen von Laisle und Schübler (Bau der Brückenträger mit besonderer Rücksicht auf Eisenconstructions, Stuttgart 1871) sind allgemeiner und gelten sowohl für Träger mit geraden wie mit gebogenen Gurtungen. Sie führen ebenfalls in einfacher Weise zu praktischen Resultaten und werden daher von den Ingenieuren vielfach angewendet. Die Normativen für eiserne Brücken der k. k. privilegirten Südbahn-Gesellschaft von Herrn Director Pressel gründen sich auf die Theorie von Laisle und Schübler.

In dem Folgenden sollen deshalb beide Theorien Anwendung finden, die erstere von Schwedler hauptsächlich für die Berechnung von Fachwerk- oder Gitterträgern mit geraden Gurtungen, die letztere für die Berechnung der Fachwerke mit gebogenen Gurtungen oder für Parallelträger und Träger nach dem System von Pauli.

A. Methode von J. W. Schwedler.

Die Betrachtungen, welche J. W. Schwedler in seiner elementaren Theorie der gitterförmigen Trägerconstructions aufgestellt hat, führen im Allgemeinen zu den folgenden Sätzen:

1) Sämmtliche Gitterstäbe, deren Kopfpunkt der Mitte des Trägers näher liegt, als deren Fußpunkt, wirken als Streben, die übrigen, bei denen der umgekehrte Fall eintritt, als Anker oder Zugband.

2) Die Anstrengung der gepreßten sowie der gespannten Gitterstäbe nimmt nach Maßgabe ihrer größeren Entfernung von der Mitte zu, so daß also der letzte am Endauflager befindliche Gitterstab die größte, und der dem mittleren Querschnitt am nächsten liegende Stab die geringste Anstrengung erleidet.

3) Bei dem gekreuzten System des rechtwinkligen Dreiecks sind die Anstrengungen der demselben Trägerfeld angehörigen sich überkreuzenden Stäbe von gleich großer, aber entgegengesetzt gerichteter Intensität.

4) Die in beiden Gurtungen vorhandenen Pressungen, beziehungsweise Spannungen, nehmen in ihrer Wirkung von den Enden nach der Mitte des Trägers hin allmähig zu, demzufolge ist dieselbe im mittleren Querschnitt am größten und vertikal über dem Endauflager am kleinsten und zwar gleich Null.

Sie geben ferner folgende Anhalte zur Berechnung der Größe der in den einzelnen Verbandstücken thätigen Kräfte.

a. System des rechtwinkligen Dreiecks.

1) Wenn die untere Gurtung unmittelbar belastet ist.

Taf. XXVI^a Fig. 1 stellt einen solchen Träger dar, bei dem die gleichmäßige Belastung für jedes Trägerfeld p. st. l. betragen soll. Wird die Grund-

linie bc als Längeninhalte angenommen, so wirkt in jedem der beiden Punkte b und c eine Kraft $\frac{P}{2}$; diese Kraft wird von ba aufgenommen und auf die obere Gurtung übertragen, welche in dem Punkte a von den beiden Streben ca und ae unterstützt wird. Die Bedingung des Gleichgewichts erfordert, daß die in der Streberichtung ca wirkende Kraft als Mittelkraft zu zwei anderen betrachtet werden muß, von denen die eine im Punkt a horizontal, die andere vertikal wirkt. Erstere sei A , während die letztere den Werth $\frac{P}{2}$ vorstellt, und setzen wir die in der Strebe ca auftretende Pressung N , so ist

$$A = \frac{P}{2} \operatorname{Cotang} \alpha$$

$$N = \frac{P}{2} \operatorname{Cosec} \alpha$$

wo α der Winkel der Strebe mit der Horizontalen.

Da die Strebe aber den unteren Streckbalken unter einem Winkel α angreift, so wird der hier übertragene Druck in 2 andere Kräfte zerlegt werden müssen, die den im Kopfpunkt a vertical und horizontal wirkenden Kräften an Größe einzeln gleich, aber entgegengesetzt wirken; daher kommt es, daß die in dem Punkt c ursprünglich nur einfach gedachte vertikale Druckkraft jetzt auf das Doppelte $= \frac{P}{2}$ anwächst; hierzu ist noch die Hälfte der auf dem Trägerselbe cf gleichförmig vertheilten Belastung p hinzuzuaddiren, so daß sich hiernach für die Anspannung des Ankers cd der Werth $3 \frac{P}{2}$ ergibt.

Berücksichtigt man ferner, daß in ähnlichen Dreiecken die gleichnamigen Seiten stets in einem constanten Verhältniß stehen, so wird auch die Pressung der zweiten Strebe fd das Dreifache, also $3N$ von der der ersten betragen müssen; aus demselben Grunde erreicht die Horizontalspannung in dem Trägerselbe ef den 3fachen, aber entgegengesetzt gerichteten Werth von A . Setzt man die Betrachtung in der Weise fort, so ergibt sich leicht, daß die Anspannung der 3^{ten} Hängestange fg , sowie die Anstrengungen der anderen beiden Verbandstücke im 3^{ten} Dreieck, den 5fachen Werth u. s. w. beträgt. Diese in arithmetischem Verhältnisse von der Mitte des Trägers nach den Enden hin zunehmende Inanspruchnahme der Verbandstücke ist in der obigen Figur angegeben, wobei jedoch hinsichtlich der in den einzelnen Feldern stattfindenden Pressungen und Spannungen der Gurtungen besonders bemerkt werden muß, daß diese bei ihrem Fortschreiten von den Auflagerungen nach der Mitte zu in den verschiedenen Knotenpunkten sich summiren und demzufolge in jedem weiteren Felde in einem gesteigerten Maße zur Wirkung kommen. Hiernach wird die Pressung der oberen Gurtung im 3^{ten} Felde vom Auflager $= 7A + 5A = 12A$ und im 4^{ten} Felde $= 12A + 3A = 15A$ betragen; die totale Pressung im mittleren Querschnitt des oberen, sowie die totale Spannung im ersten Felde der untern Gurtung ergibt sich $15A + A = 16A$.

Endlich ist ersichtlich, daß die Ausspannung der mittlern Hängestange, da in dem Punkt b sich die halbe Belastung von 2 Trägerfeldern concentrirt, gleich $2 \frac{P}{2}$ zu setzen ist und daß der auf die beiden Endauflager erfolgende Vertikaldruck die Höhe $8 \frac{P}{2}$ erreicht.

Um das Verhältniß der Spannungen und Pressungen zu einander in den verschiedenen Constructionstheilen eines Trägers übersehen zu können, kann man sich, wenn man sämtliche Wirkungen auf eine bestimmte Kräfteinheit, z. B. $\frac{P}{2}$ reducirt, die Coefficienten dieser Kräfteinheit in Tabellen wie folgt zusammenstellen, wobei der größern Einfachheit wegen angenommen ist, daß Winkel $\alpha = 45^\circ$ also $A = \frac{P}{2}$ und die Felder quadratisch seien.

Für einen Träger mit 8 Feldern.

Zahl des Faches vom mittleren Quer- schnitt ab.	T	-T	N	P	Bemerkungen.
	Pressung im obern Rahmen.	Spannung im untern Rahmen.	Pressungen in den Streben.	Spannung in den Antern.	
	in Einheiten = $\frac{P}{2}$				
Mittlerer Querschnitt	16	—	—	2	Von beiden Seiten her. Cos. $\alpha = \frac{1}{2} \sqrt{2}$
Fach Kro. 1 . . .	15	16	1.414	3	
" " 2 . . .	12	15	4.24	5	
" " 3 . . .	7	12	7.04	7	
Am Auflager 4 . . .	0	7	9.90	7	
Druck des Auflagers	8				

Für einen Träger mit 10 Feldern.

Mittlerer Querschnitt	25	—	—	2
Fach Kro. 1 . . .	24	25	1.414	3
" " 2 . . .	21	24	4.24	5
" " 3 . . .	16	21	7.04	7
" " 4 . . .	9	16	9.90	9
Am Auflager 5 . . .	0	9	12.73	9
Druck des Auflagers	10			

Für einen Träger mit 12 Feldern.

Mittlerer Querschnitt	36	—	—	2
Fach Kro. 1 . . .	35	36	1.414	3
" " 2 . . .	32	35	4.24	5
" " 3 . . .	27	32	7.04	7
" " 4 . . .	20	27	9.90	9
" " 5 . . .	11	20	12.73	11
Am Auflager 6 . . .	0	11	15.55	11
Druck des Auflagers	12			

Um die Krasteinheit A der gesammten Pressung T im mittleren Querschnitte des Trägers zu erhalten, denkt man sich die eine Hälfte des Trägers weggenommen und durch die, im obern Rahmstück angebrachte horizontale Kraft T ersetzt, die mit ihrem statischen Moment der entgegengesetzt wirkenden Gesamtbelastung des halben Trägers das Gleichgewicht zu halten hat. Diese Belastung sei $Q = \frac{1}{2} lq$, wo q das Gesamtgewicht pro lfd. Mtr. (zufällige Last und Eigengewicht des Trägers pro lfd. Mtr.) bedeutet. Ist nun die Höhe des mittleren Querschnitts $= h$, so hat man

$$T = \frac{lQ}{4h}$$

und für Q obigen Werth gesetzt

$$T = \frac{ql^2}{8h}$$

Bei dem Träger mit 8 Feldern ist T auch gleich $16 A$, somit

$$A = \frac{1}{16} \cdot \frac{ql^2}{8h}$$

bei dem Träger mit 10 Feldern

$$A = \frac{1}{25} \cdot \frac{ql^2}{8h}$$

bei dem Träger mit 12 Feldern

$$A = \frac{1}{36} \cdot \frac{ql^2}{8h}$$

Es sei z. B. $l = 60$ Mtr. und der Träger erhalte 10 Felder, jedes 6 Mtr. lang, ferner sei $h = 5.4$ Mtr.

Die zufällige durch schwere Locomotiven bewirkte Belastung pro lfd. Mtr. sei für 2 Träger mit einem Geleise 4000 Kil.

Das Eigengewicht der Brücke pro lfd. Mtr. 2000 Kil., so kommen auf einen Träger Gesamtlast pro lfd. Mtr. $\frac{6000}{2} = 3000$ Kil. $= q$ und $\frac{P}{2} = \frac{6 \cdot 3000}{2} = 9000$ Kil.

Die Ankerspannungen sind der Reihe nach folgende:

1) Für den gemeinsamen Anker in der Mitte $2 \frac{P}{2} = 18000$ Kil.

2) erster Anker neben der Mitte $3 \frac{P}{2} \dots = 27000$ "

3) zweiter Anker $5 \frac{P}{2} \dots = 45000$ "

4) dritter Anker $7 \frac{P}{2} \dots = 63000$ "

5) vierter Anker $9 \frac{P}{2} \dots = 81000$ "

Die Auflager werden mit $10 \frac{P}{2} = 90000$ Kil. gedrückt.

Der von dem horizontalen Rahmen im mittlern Gurtstück zu leistende Widerstand ist

$$T = \frac{q l^2}{8 h} = \frac{300 \cdot 60^2}{8 \cdot 5 \cdot 4} = 250000 \text{ Kil.}$$

Im vorliegenden Falle ist die Kräfteinheit

$$A = \frac{1}{25} \cdot 250000 = 10000 \text{ Kil.},$$

daher die horizontalen Pressuren im obern und untern Rahmen:

25 A	in der Mitte	= 250000 Kil.
24 A	in 1. Felde	= 240000 "
21 A	2. "	= 210000 "
16 A	3. "	= 160000 "
9 A	4. "	= 90000 "
0 A	5. "	= 0 "

Im untern Rahmen rhen die obigen Spannungen um 1 Feld weiter gegen die Auflager hin und sind

2 A	= 250000	im 1. Feld,
2 A	= 240000	" 2. "
5 A	= 210000	" 3. "
3 A	= 160000	" 4. "
9 A	= 90000	" 5. "

Zur Bestimmung der Pressung in den Streben hat man

$$\text{Cosec } \alpha = \frac{\sqrt{6^2 + 5^2}}{5 \cdot 4} = 1 \cdot 5$$

$$\text{folglich } N = \frac{P}{2} \cdot 1 \cdot 5 = 9000 \cdot 1 \cdot 5 = 12000 \text{ Kil.}$$

in der 2. Strebe	3 N	= 36000 Kil.
" 3. "	5 N	= 60000 "
" 4. "	7 N	= 84000 "
" 5. "	9 N	= 108000 "

Rechnet man nun für die zulässige Spannung und Pressung pro □Cent. 600 bis 750 Kilgr., so ergeben sich aus obigen Zahlen leicht die betreffenden Querschnittsflächen, wobei aber für die Ausführung noch die Verschwächungen durch die Nieten zu berücksichtigen sind.

Da bei allen Fachwerträgern die Anzahl der Knotenpunkte in der Construction mit der der Angriffspunkte der Last genau übereinstimmen muß, so kommt bei größeren Brücken der Fall vor, daß die einzelnen Felderlängen zu groß ausfallen und deshalb die untere Gurtung noch in weiteren 2 oder 3 oder mehreren Punkten unterstützt werden muß. Hier werden alsdann 2, 3 oder mehrere Nebensysteme von gleicher Construction in das Hauptssystem eingeschoben, und es vertheilen sich die Pressungen und Spannungen auch auf diese. Sind z. B. 2 Nebensysteme eingeschoben, so vertheilt sich die Pressung der Hauptstrebe des Haupt-

systems auf die beiden Nachbarstreben, und jede hat $\frac{1}{3}$ der Pressung aufzunehmen. Ebenso verhält es sich mit den Anker.

Die Fig. 2 veranschaulicht diese Construction.

Werden die Diagonalen nach entgegengesetzter Richtung angeordnet, so wirken sie als Anker und es entsteht das folgende System, Fig. 3, welches unter dem Namen Mohr'sches System bekannt ist. Da das Material der Diagonalen in diesem Falle auf absolute, der Vertikalen auf rückwirkende Festigkeit in Anspruch genommen wird, so hat dieses System den Vortheil der größeren Leichtigkeit.

Die Diagonalen erleiden quantitativ dieselbe Anstrengung, wie bei dem ersten System.

Die vertikalen Anker werden auf Druck in Anspruch genommen. Die Pressung T in den beiden, dem mittleren Querschnitt zunächst gelegenen Abtheilungen der oberen Gurtung beträgt hier bei 4 Abtheilungen 16 A ; bei den folgenden Abtheilungen 15 A , 12 A , 7 A . In der unteren Gurtung in der Mitte 16 A und in den folgenden Abtheilungen 15 A , 12 A , 7 A , 0. Die Vertikalen erleiden die Pressungen von der Mitte aus: $0, \frac{p}{2}, \frac{3p}{2}, \frac{5p}{2}, \frac{7p}{2}$. Im Uebrigen ist auch hier

$$A = \frac{p}{2} \cotang \alpha \text{ und}$$

$$N = \frac{p}{2} \operatorname{Cosec} \alpha.$$

Soll auch hier die untere Gurtung in jedem Felde noch in 2 oder 3 weiteren Punkten unterstützt werden (Fig. 4), so werden noch 2 oder 3 Nebensysteme eingelegt und es vertheilen sich die Spannungen und Pressungen des Fachwerks des Hauptsystems auch auf die Nebensysteme. Z. B. bei 2 eingelegten Nebensystemen hätten die Diagonalen rechts und links der Hauptdiagonale des ersten Feldes wie diese selbst nur die Spannung $\frac{1}{3} N$ auszuhalten. Ebenso verhält es sich mit den Vertikalen. Die Spannungen in den Gurtungen bleiben die gleichen, wie bei dem einfachen System.

Denkt man sich die beiden betrachteten einfachen Diagonalsysteme von gleicher Länge und Höhe und mit gleicher Felderzahl vereinigt oder aufeinander gelegt, so entsteht das einfach gekreuzte System mit 2 Diagonalen, Fig. 5, wovon eine auf Pressung, die andere auf Spannung beansprucht wird.

Mit Rücksicht darauf, daß die sich bedeckenden vertikalen Stäbe bei dem einen System gespannt, bei dem anderen gepreßt werden, ergibt sich hiernach die Anstrengung der ersteren:

$$\text{im mittleren Querschnitt} = \frac{2p}{2}$$

$$\text{zwischen dem 1. und 2. Fache} = \frac{2p}{2}$$

$$\text{" " 2. " 3. " } = \frac{2p}{2}$$

$$\text{zwischen dem 3. und 4. Fache} = \frac{2P}{2}$$

$$\text{der Auflagerdruck} = \frac{16P}{2}, \text{ wobei aber zu bemer-}$$

ken ist, daß die ganze gleichmäßig vertheilte Belastung pro Feld $= 2p$ wurde.

Die Inanspruchnahme zweier in einem beliebigen Felde sich kreuzenden Diagonalen ist numerisch gleich groß, aber in entgegengesetzter Richtung aufzufassen.

$$\begin{array}{l} \text{Im 1. Felde} + N \text{ und } - N \\ \text{" 2. " } + 3 N \text{ " } - 3 N \\ \text{" 3. " } + 5 N \text{ " } - 5 N \\ \text{" 4. " } + 7 N \text{ " } - 7 N \end{array}$$

Die Spannungen und Pressungen der Gurtungen sind im mittleren Querschnitte

$$\text{oben und unten} = (27 + 4 + 1) A = 32 A$$

$$\text{im 1. Felde} = (27 + 4) \quad A = 31 A$$

$$\text{" 2. " } = (19 + 8) \quad A = 27 A$$

$$\text{" 3. " } = (7 + 12) \quad A = 19 A$$

$$\text{" 4. " } = (0 + 7) \quad A = 7 A$$

Bei 5 beziehungsweise 10 Feldern im Träger hatte man

$$\text{für die Vertikalstäbe: } \frac{2P}{2},$$

$$\text{für die Diagonalen: } N, 3 N, 5 N, 7 N \text{ und } 9 N,$$

$$\text{für die Gurtungen: } 50 A, 49 A, 45 A, 37 A, 25 A, 9 A.$$

$$\text{Druck auf das Auflager } \frac{20P}{2} \text{ und } A = p \cotang \alpha$$

$$N = p \operatorname{Cosec} \alpha \text{ zu setzen.}$$

2) Wenn die obere Gurtung unmittelbar belastet ist.

Man kann in diesem Falle die unter 1 für die einzelnen Verbandstücke entwickelten Anstrengungen als maßgebend zu Grunde legen, denkt sich aber die Last p vertikal aufwärts wirkend und legt den Träger vertikal um. So bleibt die Richtung der Belastung p wie vorhin unter 1 im ersten Falle und es liegt die gepresste Gurtung oben, die gespannte unten und nur die Diagonalen erleiden mit ihrer entgegengesetzten Lage quantitativ eine entgegengesetzte Anstrengung oder Spannung, ebenso wie auch die vertikalen Stäbe auf Pressung beansprucht werden. Man erhält auf diese Weise einen Mohnis'schen Träger mit den folgenden Anstrengungen der einzelnen Verbandstücke bei 4 resp. 8 Feldern:

1) Pressung der vertikalen Stäbe:

$$\text{mittlster Stab} \quad . \quad . \quad 2 \cdot \frac{P}{2}$$

$$1. \text{ Stab von der Mitte} \quad \frac{3P}{2}$$

$$2. \quad \text{"} \quad \text{"} \quad \text{"} \quad \text{"} \quad \frac{5P}{2}$$

$$3. \quad \text{"} \quad \text{"} \quad \text{"} \quad \text{"} \quad \frac{7P}{2}$$

$$\text{Auflagerdruck} = \frac{8P}{2}$$

2) Spannung der Diagonalen:

N, 3 N, 5 N, 7 N.

3) Pressung der oberen Gurtung:

im 1. Felde	16 A
„ 2. „ von der Mitte	15 A
„ 3. „ „ „ „	12 A
„ 4. „ „ „ „	7 A

4) Spannung der unteren Gurtung:

in der Mitte	16 A
im 1. Felde	15 A
„ 2. „	12 A
„ 3. „	7 A
„ 4. „	0

Wendet man dieselbe Veränderung auf den unter 1) betrachteten 2. Fall an, nämlich auf den Mohr'schen Träger, so erleidet die obere Gurtung eine Pressung, die untere eine Spannung, die Diagonalen eine Pressung und die vertikalen Unter eine Spannung. Die Anstrengungen sind:

1) in den vertikalen Stäben:

$$\begin{aligned} \text{Mittelstab} &= 0 \\ \text{1. Stab} &= \frac{p}{2} \\ \text{2. „} &= \frac{3p}{2} \\ \text{3. „} &= \frac{5p}{2} \\ \text{4. „} &= \frac{7p}{2} \\ \text{Auflagerdruck} &= \frac{8p}{2} \end{aligned}$$

2) die Diagonalen:

N, 3 N, 5 N und 7 N

3) die obere Gurtung:

in dem mittleren Querschnitt	16 A
im 1. Felde	15 A
„ 2. „	12 A
„ 3. „	7 A
„ 4. „	0

4) die untere Gurtung:

im 1. Felde	16 A
„ 2. „	15 A
„ 3. „	12 A
„ 4. „	7 A

Durch Zusammenlegung der 2 Systeme ergibt sich wieder das gekreuzte System

mit denselben Anstrengungen wie unter 1) betrachtet. Der einzige Unterschied ist der, daß die vertikalen Stäbe, deren konstante Belastung $\frac{2}{2} p$ ist, nicht gespannt, sondern gepreßt werden.

Werden in die einfachen Systeme noch 2, 3 oder mehr Nebensysteme eingeschoben, so gelten die gleichen Grundsätze wie oben unter 1) bemerkt.

b. Das System des gleichschenkligen Dreiecks.

1) Wenn die untere Gurtung unmittelbar belastet ist.

a b c Fig. 6 sei das erste der Mitte zunächstliegende gleichschenkelige Dreieck. Die für jedes Trägerfeld gleichmäßig vertheilte Last sei $= p$, also für die doppelte Länge $b c = 2 p$, so wirkt auf die Stützpunkte ein vertikaler Druck $= p$. Dieser Druck in c wird durch die Diagonale a c auf das obere Rahmstück übertragen, wirkt also im Punkte a.

Läßt man nun die Höhe des Trägerverbandes c f als Maßstab für den in c wirkenden Druck gelten, so hat man nach dem Parallelogramm der Kräfte die in der Strebe a c wirkende Kraft $N = p \operatorname{Cosec} \alpha$, wo α der Neigungswinkel der Diagonalen gegen die Grundlinie bedeutet.

Die horizontale Kraft A in c ist $N \operatorname{Cos} \alpha = p \operatorname{Cotang} \alpha$. Die Spannung N in der Diagonale a c überträgt sich auf den Punkt a, wo ihr durch die Widerstände in den Richtungen a d und a b das Gleichgewicht gehalten werden muß. Construirt man sich aus a c, dem Repräsentanten von N nach dem Maßstabe c f für p, das Parallelogramm der Kräfte a d c b, so stellen a d und a b die Maße der beiden Seitenkräfte in diesen Richtungen dar, welche der Kraft N zusammen das Gleichgewicht halten. Aus der Congruenz der Dreiecke folgt $a d = 2 \cdot c e = 2 A$ und $a b = a c = N$, wo N und A aber positiv zu setzen sind, weil sie auf Pressung wirken. Die in a b entgegenwirkende Kraft findet in b ihren Stützpunkt, wo derselben einerseits durch das Auflager in vertikaler und andererseits durch die Grundlinie des Dreiecks in horizontaler Richtung das Gleichgewicht gehalten werden muß. Nothwendig müssen hier diese Seitenkräfte den gleich gerichteten in c gleich sein, man hat also in c die Vertikalraft $= p$ und die Horizontalraft $= - A$: weil diese Kraft ihren Haltpunkt in c finden muß, also auf das Material der Verbindung absolut wirkt. Im Punkt b addirt sich das aus der Strebe b a resultirende p zu dem p aus dem unmittelbaren Dreiecke der Grundlinie und ist daher die Summe der Vertikalraft $= 2 p$. Man hat also hiernach in den einzelnen Verbindungen des Systems für das erste gleichschenkelige Dreieck folgende Kräfte:

horizontal

in Punkt c die Kraft $- A = - p \operatorname{Cotang} \alpha$
 in der Grundlinie b c „ „ $- A = - p \operatorname{Cotang} \alpha$
 in der oberen Verbindung

a f die Kraft $= 2 A = 2 p \operatorname{Cotang} \alpha$

vertikal

im Punkte b das Gewicht 2 p

diagonal " " c " " p

in der Diagonale a c die Kraft — N = — p Cosec α

" " " a b " " + N = + p Cosec α

Setzt man nun mehrere solche Dreiecke zu einem längeren und festen System zusammen, so ist ersichtlich, daß sich in dem Punkte b Fig. 7 mit der von der Grundlinie b e des nächsten Dreiecks hinzukommenden Belastung ein totaler Vertikaldruck 3 p herausstellt; aus dem gleichen Grund beträgt dieser Druck in dem Punkte e, 5 p und in dem folgenden 7 p u. s. w. Hieraus folgt auch weiter, daß die übrigen Wirkungen der Kräfte im zweiten Dreieck 3mal so groß, im dritten 5mal, im vierten 7mal so groß sein werden, wie im ersten.

Was die horizontalen Kräfte in den Gurtungen betrifft, so werden diese auch bei diesem System von den Auflagern gegen die Mitte hin zunehmen und ihr Maximum in dem mittleren Querschnitt erreichen.

α) Für 3 zu einem Träger-system verbundene gleichschenkelige Dreiecke Fig. 7 würde man also nach folgender Figur die in den einzelnen Verbandstücken entstehenden Wirkungen wie folgt erhalten:

in den horizontalen Gurtungen

oben im ersten Stück a f aus a 2 A

" d 6 A

" g 10 A

zuf. 18 A

im zweiten Stück d a aus d 6 A

" g 10 A

zuf. 16 A

im dritten Stück aus g . . . 10 A

im letzten 4. halben Stück g h 0 A

unten

in e 1) aus c — A

2) " dem 1. Dreieck aus b — A

3) " " 2. " " b — 3 A

4) " " " " e — 3 A

5) " " 3. " " e — 5 A

6) " " 3. " " i — 5 A

zuf. — 18 A

in b e dieselben Kräfte, außer dem — A in c also — 17 A

in e b die Summe der vorstehend ad. 4, 5 und 6

aufgezählten Kräfte, also — 13 A

in i e die Kraft aus l — 5 A

in den Diagonalen

im 1. Paar — N und + N

" 2. " — 3 N " + 3 N

" 3. " — 5 N " + 5 N

Werden noch mehr Dreiecke aneinander gefügt und dafür nach vorstehend angegebener Ordnung die Werthe für die Anstrengungen in den einzelnen Verbindungen der Dreieckspunkte entwickelt, so stellt sich für deren Verhältniß zu einander folgendes Gesetz heraus:

- 1) Die Anzahl der A im mittleren Querschnitt ist das doppelte Quadrat der Anzahl gleichschenkeliger Dreiecke, welche nebeneinander stehen.
- 2) In dem horizontalen Rahmen (obere Gurtung) durch die Spitzen der Dreiecke nehmen die Wirkungen von der Mitte nach dem Ende hin von Knotenpunkt zu Knotenpunkt nach der Differenzreihe 2, 6, 10, 14, 18 z. ab , welche von 2 ab um die gleiche Differenz 4 steigt.
- 3) In der unteren Gurtung nehmen die Wirkungen von der Mitte nach dem Ende hin in den Stücken zwischen zweien Knotenpunkten nach der Differenzreihe 1, 4, 8, 12, 16 z. ab , welche von 4 ab um die gleiche Differenz 4 steigt.
- 4) Die Diagonalen haben paarweise immer gleich große, aber einander entgegengesetzt gerichtete Anstrengungen zu erleiden, und zwar sind sie immer in denjenigen Diagonalen einander quantitativ gleich, welche mit der Linie zwischen zweien Belastungspunkten ein Dreieck bilden. Die Anstrengungen in den Paaren wachsen von der Mitte ab gegen das Ende hin immer um 2 springend, hier nach der natürlichen Folge der ungeraden Zahlen.

Wird die Anordnung der Diagonalen nach Fig. 8 in der Weise getroffen, daß der mittlere Querschnitt durch die Spitze a des ersten Dreiecks geht, so ist die Anstrengung der beiden Streben ab und ae bei der vorausgesetzten Belastungsweise gleich Null, weil die beiden ersten Anker bc und ef die Last $2p$ der beiden in ihrem Knotenpunkte b resp. e zusammentreffenden halben Grundlinien tragen; da also der eine, aus der Strebenwirkung hervorgegangene Werth von p hier fortfällt, so tritt jetzt in den Punkten b und e nur ein vertikaler Druck von $2p$ auf; deßhalb ist auch die Spannung in dem Anker bc nur $2N$. Im Uebrigen bleibt alles ebenso wie bei der ersteren Anordnung. Es wird also die Pressung in der Abtheilung ac des oberen Rahmstücks $= 2 \cdot 2A = 4A$ und unten in bg aus $b = -2A$ ebenso aus $d = -2A$ zusammen daher $= -4A$ sein, während sie in db nur $= -2A$ ist. Ferner werden in jedem folgenden Dreieck die Anstrengungen in den Diagonalen paarweise nach den geraden Zahlen der Zahlenreihe zunehmen.

β) Für eine Verbindung von 4 ganzen Dreiecken neben dem mittelsten halben hat man folgende Coefficienten für die Anstrengungen in den einzelnen Verbindungen:

Nach Fig. 9 in den horizontalen Rahmen von dem mittleren Querschnitte ab gegen das Ende hin

oben: 40, 36, 28, 16, 0 deren Differenzen,
 4, 8, 12, 16 mit 4 anfangend gleichmäßig um
 4 wachsen.

unten: 40, 38, 32, 22, 8 deren Differenzen
2, 6, 10, 14 mit 2 anfangend gleichmäßig um
4 wachsen.

Diese Zahlen findet man aus oben erwähntem Gesetze, wo man für 4 Dreiecke die Anzahl der A im mittleren Querschnitt der oberen Gurtung $= 2 \cdot 4^2 = 32$ hat, dazu kommen im vorliegenden Falle noch $2 \cdot 4 = 8$, gibt also im Ganzen 40. Im 2. Felde gehen $2 \cdot 2 = 4$ ab und bleiben 36; im 3. Felde gehen $2 \cdot 4 = 8$ ab und bleiben 28; im 4. Felde gehen $2 \cdot 6 = 12$ ab und bleiben 16; im letzten halben Fache gehen $2 \cdot 8 = 16$ ab und bleibt 0.

In der unteren Gurtung hat man in dem ersten Felde neben dem halben Mittelfelde $2 \cdot 4^2 + 4 + 2 = 38$; im letztern $38 + 2 = 40$; im 2. Felde gehen 6 ab, daher 32; im 3. Felde gehen 10 ab, daher 22; im 4. Felde gehen 14 ab, daher bleibt noch die Zahl 8.

γ) Die Trägerconstruktionen können indeß in ihren einfachen Systemen nicht immer mit einem ganzen Dreieck am Ende abschließen, sondern es trifft sich meistens, daß ein halbes Dreieck den Schluß bildet, wie Fig. 10 zeigt: Die letzte Diagonale wird außer dem Druck, welcher ihr aus den vorhergehenden Dreiecken zukommt, noch das volle Gewicht p der Grundlinie ihres halben Dreiecks zu tragen haben, sie erhält daher die Anstrengung $= 9N$. Da aber in dem Kopfpunkte der letzten Diagonale die Seitenkräfte, welche ihrer Wirkung auf denselben das Gleichgewicht halten, nicht beide den Seitenkräften parallel sind, welche der vorhergehenden negativen Diagonale im Kopfpunkt entgegen wirken, sondern parallel denen im Fußpunkte derselben, so werden auch die von dem Kopfpunkte ausgehenden Wirkungen vertikal und horizontal denen im Fußpunkte der vorhergegangenen Diagonale gleich sein. Man hat also im Punkt m die Vertikalkraft $9p$, welche im Auflager ihren Widerstand findet. Ferner hat man im Kopfpunkt m wie im Fußpunkt f die horizontale Wirkung $9A$, welche Wirkung sich bis zum mittleren Querschnitte fortsetzt.

δ) Für die folgende Anordnung, bei welcher man die Construction sowohl im mittleren Querschnitte, wie am Auflager mit einem halben Dreieck abschließen läßt, hat man die Anstrengungen der Verbandstücke, wie sie sich aus dem Vorhergegangenen leicht ergeben und in Fig. 11 eingeschrieben sind.

2) Wenn die obere Gurtung unmittelbar belastet ist.

Für diesen Fall ist das p wieder in die Ausdrücke, welche die Anstrengungen der einzelnen Verbandstücke bei Belastung des unteren Rahmens angeben, negativ einzusetzen, und dann die Figur zu (α) vertikal umzulegen. Man erhält alsdann Fig. 12 mit den eingeschriebenen Anstrengungen.

In dem Auflagerpunkt l wirkt wieder die gesammte Belastung der Trägerhälfte als Vertikalkraft, also $6p$; und muß daher, wenn das Auflager nicht in l , sondern in k , die Stütze lk für diese Wirkung eingerichtet sein.

Für den unter (β) betrachteten Fall erhält man durch Umlegen der betreffenden Figur die Figur 13, in welcher die Anstrengungen der einzelnen Verbandstücke

eingeschrieben sind. Es sind dieselben wie in dem System (β), nur ihre Lage ist jener entgegengesetzt.

Bildet man aus der zu (γ) gehörigen Figur wieder die entsprechende Anordnung mit Belastung des oberen Rahmens, indem man p in entgegengesetzter Richtung wirkend denkt, und die Figur vertikal umlegt, so hat man die folgende Anordnung, deren Unterschied gegen die unter (γ) betrachtete aus der Fig. 14 und aus den darin eingeschriebenen Anstrengungen zu ersehen ist.

Die unter (δ) betrachtete Anordnung geht bei dem bekannten Verfahren in die durch Fig. 15 dargestellte über.

II. Berechnung der Gitterbrücken.

Aus der Combination des einfachen Systems des gleichschenkeligen Dreiecks durch Nebeneinanderlegen in der Art, daß innerhalb der Grundlinien eines Dreiecks die Theilpunkte mehrerer anderer Grundlinien zu liegen kommen, entsteht das sog. Town'sche Gittersystem.

Es komme zunächst ein System 2facher Ordnung in Betracht. Fig. 16 sei die Hälfte einer Tragwand, deren Verhältniß zwischen Höhe und Länge 1:10 sei. Es ist dieses Verhältniß insofern das günstigste für die Construction, als bei demselben bei einer Anordnung der Diagonalen unter 45 Grad die beiden Systeme, deren Mitte a und b mit der Mitte der Tragwand zusammenfällt, ihr Ende in den Enden der Rahmen bei c und d finden, und somit ganz vollständig werden.

Der untere Rahmen sei der belastete und es sei die Belastung in jedem Knotenpunkte $2p$ im mittleren Querschnitte und über dem Auflager aber demgemäß nur p : so ist $2p$ das Gewicht der Belastung einer Grundlinie im einfachen Dreieckssystem. In dem System 1, welches in der Mitte oben in a anfängt, hat man dann nach Fig. 9 für die Diagonalen in der Ordnung von der Mitte gegen das Auflager die Anstrengungen

$$\begin{array}{cccccc} \text{in } 1' & 2' & 3' & 4' & 5' \\ + 0 & - 2N & + 2N & - 4N & + 4N \end{array}$$

In dem System 2, welches in der Mitte der Tragwand im unteren Rahmen bei b anfängt, sind diese Anstrengungen nach Fig. 10 in derselben Ordnung folgende:

$$\begin{array}{cccccc} \text{in } 1 & 2 & 3 & 4 & 5 \\ - N, & + N & - 3N & + 3N & - 5N \end{array}$$

Es wachsen also die Anstrengungen der Diagonalen von einer und derselben Lage, die gedrückten von Null, die gezogenen von 1 anfangend, von der Mitte nach dem Auflager hin, in den aufeinanderfolgenden Diagonalsektern nach der natürlichen Folge der Zahlen.

Die horizontalen Anstrengungen in dem Rahmen findet man nach dem Schema in Fig. 10 aus den Diagonalen durch Addition nach der Regel, daß aus jeder Diagonale soviel A in den Rahmen übergehen, als die Diagonale N enthält. Man hat also für den oberen Rahmen die Anzahl der A vom Auflager nach der Mitte hin

im 1.	2.	3.	4.	5. Stück
5 A	13 A	19 A	23 A	25 A
im unteren Rahmen				
— 4 A	— 12 A	— 18 A	— 22 A	— 24 A
und im mittleren Querschnitt				
— 25 A.				

In dem kombinirten Systemen des gleichschenkligen Dreiecks kreuzen sich also in der halben Höhe der Tragwand weder Diagonalen von gleicher Inanspruchnahme, wie solches in den kombinirten Systemen des rechtwinkligen Dreiecks der Fall war, noch sind die lothrecht übereinander liegenden Rahmstücke wie dort gleich gespannt.

In dem Auflager c addiren sich die vertikalen Wirkungen wie folgt:

der unmittelbare Druck des belasteten Punktes	=	p
die aus der Strebe 5' resultirende Vertikalraft	=	4 p
und aus der Strebe 5	=	5 p
	<u>zus. Q</u>	<u>= 10 p</u>

Genügt die Anzahl der Knotenpunkte eines solchen 2fachen Systems nicht, und sollen z. B. zwischen je zweien noch 3 weitere geschaffen werden, so sind noch 6 Dreieckssysteme einzuschalten, wie Fig. 17 zeigt.

Da dann der Rahmen der halben Tragwand 21 tragende Punkte hat, von denen die beiden am Auflager und in der Mitte nur halb soviel zu tragen haben, wie die übrigen, d. i. erstere p' und die übrigen $2 p'$: so hat man jetzt $Q = 40 p'$, also $p' = \frac{1}{4} p$ oder $p = 4 p'$.

Ebenso werden bei diesem 8fachen System

$$N' = \frac{1}{4} N \text{ und } A' = \frac{1}{4} A \text{ sein,}$$

da sie von dem p' abhängig sind.

Die einzelnen einfachen Systeme haben demnach nur den vierten Theil der Anstrengung auszuhalten, wie vorher; und daher muß bei der Interpolation jedesmal auf die Linie der Hauptsysteme, nämlich derjenigen beiden, welche von der Mitte der Trägertwand ausgehen, für N das N' und für p das p' kommen.

Substituirt man in Fig. 16 die kleineren Werthe p' und N' für die Werthe der Vertikalkräfte, so hat man daselbst in der Ordnung von der Mitte nach dem Auflager hin:

- 1) für die Belastung der Tragpunkte:
4 p' , 8 p' , 8 p' , 8 p' , 4 p' = 40 p ,
- 2) für die gedrückten Diagonalen:
0, 4 N' , 8 N' , 12 N' , 16 N' ,
- 3) für die gezogenen Diagonalen:
4 N' , 8 N' , 12 N' , 18 N' , 20 N' .

Die Vertheilung dieser Belastung auf 8 Systeme, Fig. 17, würde also ergeben:

1) für die Belastung ihrer Tragpunkte:

$$p', 2 p', 2 p', 2 p', 2 p', 2 p' \text{ u. u. } 2 p', p' = 40 p',$$

2) für die gedrückten Diagonalen:

$$0, \frac{N}{4}, \frac{2N'}{4}, \frac{3N'}{4}, N', \frac{5N'}{4}, \frac{6N'}{4}, \frac{7N'}{4}, 2N' \text{ u. f. w.}$$

3) für die gezogenen Diagonalen:

$$N', \frac{3}{4} N', \frac{6}{4} N', \frac{7}{4} N', 2 N', \frac{9}{4} N', \frac{10}{4} N', \frac{11}{4} N', 3 N' \text{ u. f. w.}$$

An den Enden laufen die Diagonalen in die abschließende Vertikale ein, in welcher sie eine Horizontalkraft und eine Vertikalkraft ausüben, welche daher stark genug gemacht werden muß, um beiden widerstehen zu können. Da diese Horizontalkräfte in der abschließenden Vertikalen aber auch noch eine horizontale Wirkung auf die Rahmen ausüben, so müssen die positiven Horizontalkräfte auf den oberen Rahmen, die negativen auf den unteren reducirt werden.

In dem angenommenen Falle geht aus dem Punkte 1 des Abchlusses aus der gezogenen Diagonale $-\frac{23}{4} N'$ die positive Horizontalkraft $\frac{23}{4} A'$ und aus der gedrückten Diagonale $\frac{17}{4} N'$ die negative Horizontalkraft $-\frac{17}{4} A'$ hervor. Es heben sich hier von in der Verbindung der beiden bezeichneten Diagonalen $\frac{17}{4} A'$ mit $\frac{17}{4} (-A')$ auf und bleibt für den Punkt 1 noch die positive Horizontalkraft $\frac{6}{4} A'$ übrig. Ebenso ergibt sich für den Punkt 2 $+\frac{4}{4} A'$, für den Punkt 3 $+\frac{2}{4} A'$. Mit diesen Horizontalkräften würde der vertikale Abschluß gegen das Gitter gezogen werden, wenn man ihn nicht steif genug machte.

Für den oberen Punkt 4 resultirt daraus ein Druck:

$$\frac{\frac{1}{4} h \cdot \frac{6}{4} A' + \frac{2}{4} h \cdot \frac{4}{4} A' + \frac{3}{4} h \cdot \frac{2}{4} A'}{h} = \frac{5}{4} A'$$

welcher also bei Berechnung der Horizontalkraft im oberen Rahmen mit in Betracht kommen muß.

Die Vertikalkraft im senkrechten Abschluß ist

$$\text{im Stücke } 4-3 = 5 p',$$

$$\text{„ „ } 3-2 = \left(5 + \frac{19}{4} + \frac{21}{4} \right) p' = 15 p'$$

$$\text{„ „ } 2-1 = \left(15 + \frac{18}{4} + \frac{22}{4} \right) p' = 25 p'$$

$$\text{„ „ } 1-0 = \left(25 + \frac{17}{4} + \frac{23}{4} \right) p' = 35 p'$$

$$\text{„ „ } 0 = (35 + 4 + 1) p' = 40 p'$$

gleich dem Gewicht des halben Trägers.

Die Horizontalkräfte im oberen Rahmen berechnen sich wie folgt:

Im Endpunkt des oberen Rahmens $5 A + \frac{5}{4} A'$,

also im 1. Stück vom Ende		$\frac{25}{4} A'$
" 2. "	$\frac{25}{4} + 2 \cdot \frac{10}{4} =$	$\frac{63}{4} A'$
" 3. "	$\frac{63}{4} + 2 \cdot \frac{18}{4} =$	$\frac{99}{4} A'$
" 4. "	$\frac{99}{4} + 2 \cdot \frac{17}{4} =$	$\frac{133}{4} A'$
" 5. "	$\frac{133}{4} + 4 \cdot 2 =$	$\frac{165}{4} A'$
" 6. "	$\frac{165}{4} + \frac{15}{4} \cdot 2 =$	$\frac{195}{4} A'$
" 7. "	$\frac{195}{4} + 2 \cdot \frac{14}{4} =$	$\frac{223}{4} A'$
" 8. "	$\frac{223}{4} + 2 \cdot \frac{13}{4} =$	$\frac{249}{4} A'$
" 9. "	$\frac{249}{4} + 2 \cdot 3 =$	$\frac{273}{4} A'$
" 10. "	$\frac{273}{4} + 2 \cdot \frac{11}{4} =$	$\frac{295}{4} A'$
" 11. "	$\frac{295}{4} + 2 \cdot \frac{10}{4} =$	$\frac{315}{4} A'$
" 12. "	$\frac{315}{4} + 2 \cdot \frac{9}{4} =$	$\frac{333}{4} A'$
" 13. "	$\frac{333}{4} + 2 \cdot 2 =$	$\frac{349}{4} A'$
" 14. "	$\frac{349}{4} + 2 \cdot \frac{7}{4} =$	$\frac{363}{4} A'$
" 15. "	$\frac{363}{4} + 2 \cdot \frac{6}{4} =$	$\frac{375}{4} A'$
" 16. "	$\frac{375}{4} + 2 \cdot \frac{5}{4} =$	$\frac{385}{4} A'$
" 17. "	$\frac{385}{4} + 2 \cdot 1 =$	$\frac{393}{4} A$
" 18. "	$\frac{393}{4} + 2 \cdot \frac{3}{4} =$	$\frac{399}{4} A'$
" 19. "	$\frac{399}{4} + 2 \cdot \frac{2}{4} =$	$\frac{403}{4} A'$
" 20. "	$\frac{403}{4} + 2 \cdot \frac{1}{4} =$	$\frac{405}{4} A'$

$$\text{im mittleren Querschnitt } \frac{405}{4} + 2 \cdot \frac{0}{4} = \frac{405}{4} A'$$

Im unteren Rahmen setzt sich die Addition der Anstrengung vom Auflager nach der Mitte hin wie folgt fort:
im Auflagerpunkt und

im 1. Stück	$4 A' =$	$\frac{16}{4} A'$
" 2. "	$\frac{16 + 23 + 15}{4} =$	$\frac{54}{4} A'$
" 3. "	$\frac{54 + 22 + 14}{4} =$	$\frac{90}{4} A'$
" 4. "	$\frac{90 + 21 + 13}{4} =$	$\frac{124}{4} A'$
" 5. "	$\frac{124 + 20 + 12}{4} =$	$\frac{156}{4} A'$
" 6. "	$\frac{156 + 19 + 11}{4} =$	$\frac{186}{4} A'$
" 7. "	$\frac{186 + 18 + 10}{4} =$	$\frac{214}{4} A'$
" 8. "	$\frac{214 + 17 + 9}{4} =$	$\frac{240}{4} A'$
" 9. "	$\frac{240 + 16 + 8}{4} =$	$\frac{264}{4} A'$
" 10. "	$\frac{264 + 15 + 7}{4} =$	$\frac{286}{4} A'$
" 11. "	$\frac{286 + 14 + 6}{4} =$	$\frac{306}{4} A'$
" 12. "	$\frac{306 + 13 + 5}{4} =$	$\frac{324}{4} A'$
" 13. "	$\frac{324 + 12 + 4}{4} =$	$\frac{340}{4} A'$
" 14. "	$\frac{340 + 11 + 3}{4} =$	$\frac{354}{4} A'$
" 15. "	$\frac{354 + 10 + 2}{4} =$	$\frac{366}{4} A'$
" 16. "	$\frac{366 + 9 + 1}{4} =$	$\frac{376}{4} A'$
" 17. "	$\frac{376 + 8 + 0}{4} =$	$\frac{384}{4} A'$
" 18. "	$\frac{384 + 7 + 1}{4} =$	$\frac{390}{4} A'$
" 19. "	$\frac{390 + 6 + 2}{4} =$	$\frac{394}{4} A'$

$$\text{im 20. Stüd} \quad \frac{394 + 5 + 3}{4} = \frac{396}{4} A'$$

$$\text{im mittleren Querschnitt} \quad \frac{396 + 4}{4} = \frac{400}{4} A$$

Ausweichung des Scheitels der Construction aus der Mitte, bei einer vom Auflager gegen die Mitte vorrückenden Last.

Bei allen Fachwerk- und Gitterconstructions muß in der Mitte derselben eine gewisse Verstärkung eintreten, weil bei sogenannter schiefer Belastung der Construction oder wenn die Last vom Auflager gegen die Mitte vorrückt, der mittlere Querschnitt im Scheitel dieser Last so lange entgegenwirkt, bis er mit dem Kopfe der vorrückenden Last zusammenfällt. Von diesem Punkt geht er wieder mit dem weiteren Vorrücken der Last nach der Mitte zurück und kommt dort wieder an, wenn die Belastung den ganzen Träger überzogen hat. Es werden dadurch die Spannungen der Diagonalen in Pressungen und die Pressungen in Spannungen verwandelt und sind deshalb 2 oder 3 Mittelfelder mit entsprechend starken sich kreuzenden Diagonalen zu versehen.

Die größte Ausdehnung des mittleren Querschnitts sei δ , Fig. 18, so muß, da in dem mittleren Querschnitt keine Vertikalkraft ist, das Gewicht des belasteten Trägerstücks gleich dem Druck desselben auf den Stützpunkt P sein. Wenn die Länge der Belastung von P' aus $= a$ ist und die Belastung $= \pi$ pro Längeneinheit, so ist das Gewicht derselben $= a \pi$, dessen Schwerpunkt in der Mitte von a liegt.

Denkt man sich den aus der Belastung auf P entsprechenden Druck durch eine denselben das Gleichgewicht haltende aufwärts gerichtete Kraft π' aufgehoben, so hat man in Bezug auf den Stützpunkt Q die Hebelwirkungen

$$\pi' l = a \pi \left(1 - \frac{a}{2} \right) \text{ woraus}$$

$$\pi' = \frac{a \pi \left(1 - \frac{a}{2} \right)}{l}$$

Der gesammte Druck auf P ist also, wenn das Gewicht des Trägers pro Längeneinheit $= q'$ ist,

$$P = \frac{l q'}{2} + a \pi \frac{\left(1 - \frac{a}{2} \right)}{l}$$

Ermittelt man diesen Druck aus der Bedingung, daß der mittlere Querschnitt des schief belasteten Balkens am Ende der schiefen Belastung liegt, so hat man das Gewicht des ganzen Körpers zwischen diesem mittleren Querschnitt und dem Stützpunkt P,

$$P = a \pi + a q', \text{ folglich auch}$$

$$a (\pi + q') = \frac{l q'}{2} + a \pi \frac{\left(1 - \frac{a}{2} \right)}{l}$$

hervor:

$$a = 1 \left[-\frac{q'}{\pi} + \sqrt{\frac{q'}{\pi} + \left(\frac{q'}{\pi}\right)^2} \right]$$

und da $a = \frac{1}{2} - \delta$

$$\delta = 1 \left[\frac{1}{2} + \frac{q'}{\pi} - \sqrt{\frac{q'}{\pi} + \left(\frac{q'}{\pi}\right)^2} \right]$$

Man habe z. B. einen Träger nach dem Mohr'schen System Fig. 19, ähnlich wie er bei der Rheinbrücke in Mannheim zur Anwendung kam. Die von der ganzen Trägerconstruction zu tragende Belastung sei auf die einzelnen einfachen Systeme gleichförmig vertheilt und in jedem derselben sei in den Knotenpunkten des tragenden Rahmens ein belasteter Querbalken.

p bezeichne das Gesamtgewicht eines diagonalen Feldes der Trägerconstruction 3facher Ordnung von E bis B, wovon die eine Hälfte auf das Eigengewicht und die andere auf die Belastung der Construction komme, so hat jedes einfache System derselben in einem seiner Diagonalfelder ein Drittel dieses Gewichtes zu tragen.

Die Anstrengungen der Gurtungen erleiden durch die schiefe oder einseitige Belastung keine Aenderung gegen früher, sie bestimmen sich immer nach der vollen Belastung, nur die vertikalen Verbindungen kommen hier in Betracht.

Für $\pi = q'$ wird $\delta = 0.086$ l oder nahe $\frac{1}{10}$ l; da nun ein ganzes Diagonalfeld mit p belastet ist, so würde das Gewicht des Stückes zwischen dem ausgewichenen mittleren Querschnitt und der Mitte des Trägers $= 0.086 \cdot l \cdot \frac{10 p}{1}$
 $= 0.86 p$ wofür $1.0 p$, für ein einfaches System daher $\frac{1}{3} p$.

Da die Berechnung von einem belasteten Knotenpunkte anfangen muß, weil sich nur in diesen die inneren Widerstände mit den äußeren Kräften ausgleichen können, so wird man richtig verfahren, wenn man das ganze Diagonalfeld neben der Mitte des Trägers als mit $\frac{1}{3} p$ belastet behandelt und darnach die Vertikalkraft in der ersten Vertikale neben dem mittleren Querschnitte der Ausweichung, also in der Mitte des Trägers in A B berechnet. Hiernach hat man nach Fig. 19 für die erste Vertikale neben dem mittleren Querschnitt oder jetzt in der Vertikale in der Mitte des Trägers $\frac{1}{3} \cdot \frac{p}{2} = \frac{p}{6}$. In der letzten Vertikale hat man $9 \frac{p}{2}$, also für ein 3faches System $\frac{1}{3} \cdot 9 \frac{p}{2} = \frac{3 p}{2}$ oder $\frac{9 p}{6}$. Man hat also für die zwischen dem Ende und der Mitte des Trägers liegenden Vertikalen die Werthe so zu interpoliren, daß sie in gleichen Differenzen von $\frac{9 p}{6}$ bis zu $\frac{p}{6}$ abnehmen, wodurch man erhält für die schiefe Belastung in den Vertikalen

$$D C, K L, H M, G N, F E, A B$$

$$\frac{45}{30} P \quad \frac{37}{30} P \quad \frac{29}{30} P \quad \frac{21}{30} P \quad \frac{13}{30} P \quad \frac{5}{30} P$$

3. B. für $\pi = q' = 3000$ Kil. und $l = 90$ Mtr.

$$p = 9 (3000 + 3000) = 54000 \text{ Kil.}$$

$$N \text{ die Einheit der inneren Horizontalkräfte} = \frac{P}{2} \text{ Cotg. } \alpha = 2700 \cdot 0.9$$

(bei 10 Mtr. Trägerhöhe = 24300 Kil. hätte man die Vertikalkräfte:

$$81000, 66600, 52200, 37800, 23400, 9000 \text{ Kil.}$$

Die Vertikalen der eingelegten Systeme findet man durch Interpolation

von $\frac{5}{30} p$ bis $\frac{13}{30} p$, also für die 4 Vertikalen des ersten Feldes von der Mitte aus

$$\frac{5}{30} P, \quad \frac{7.65}{30} P, \quad \frac{10.32}{30} P, \quad \frac{13}{30} P.$$

Die Diagonalkräfte sind von den Werthen der Vertikalen in der Art abhängig, daß sie für jede Vertikalskraft durch Multiplication mit dem Zahlenwerthe $\text{Cosec } \alpha$ gefunden werden. Für obigen Fall ist $\alpha = 1.345$, daher

1.	Hauptdiagonale	$\frac{13}{30} p \cdot 1.345 =$	31475 Kil.
2.	"	$\frac{21}{30} p \cdot 1.345 =$	50841 "
3.	"	$\frac{29}{30} p \cdot 1.345 =$	70209 "
4.	"	$\frac{37}{30} p \cdot 1.245 =$	89577 "
5.	"	$\frac{45}{30} p \cdot 1.345 =$	108945 "

Die Horizontalkräfte der oberen Gurtung sind

$$25 A = 607500 \text{ Kil., } 20 A = 583200 \text{ Kil., } 21 A = 510300 \text{ Kil.}$$

$$16 A = 388800 \text{ Kil. und } 9 A = 218700 \text{ Kil.}$$

Die Horizontalkräfte der unteren Gurtung sind:

$$24 A = 583200 \text{ Kil.}$$

$$21 A = 510200 \text{ "}$$

$$19 A = 388800 \text{ "}$$

$$9 A = 218700 \text{ "}$$

$$\text{Null } A = \text{Null "}$$

Für 750 Kil. pro □Centim. Spannung in der unteren Gurtung hat man

$$\text{den Querschnitt } \frac{24 A}{750} = 778 \text{ □Centim.}$$

$$6 \text{ Horizontalplatten jede } 99 \text{ □Centim.} = 574 \text{ □Centim.}$$

$$4 \text{ Vertikalplatten " } 72 \text{ " } = 288 \text{ "}$$

$$4 \text{ Winkel " } = 105 \text{ "}$$

$$\text{auf. } 967 \text{ □Centim.}$$

dabon ab:

1 fog. Stoßplatte à 99 □Centim.

für Nieten . . . 83 "

182 □Centim.

bleiben 785 □Centim.

und 7 □Centim. Ueberschuß.

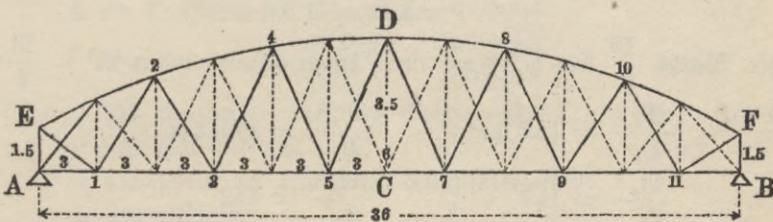
B. Methode von Laisle und Schübler.

Die Kenntniß der Betrachtungen von Laisle und Schübler im Allgemeinen voraussetzend, haben wir in dem §. 2 des Anhangs unter Benützung der sehr klaren Abhandlung über diesen Gegenstand von H. Schmidt, Obergeringieur in Wien, die Formeln angegeben, welche dazu dienen, für Brücken mit 2 und mehreren Oeffnungen die Umhüllungskurven für die Angriffsmomente der äußeren auf den Träger wirkenden Kräfte, sowie der Verticalschubkräfte zu bestimmen.

Hat man für irgend einen Fall diese Umhüllungskurven berechnet und aufgetragen, so können hiernach leicht die Dimensionen der Gurtungen und Fachwerke eines Trägers ermittelt werden, wie wir dies in dem genannten Paragraphen an mehreren Beispielen gezeigt haben und an den folgenden Beispielen noch näher erläutern wollen.

1. Eine Eisenbahnfachwerkbrücke von nachstehender Form soll berechnet werden. Die Brücke hat 2 Hauptträger, welche mittelst Querträgern an den Knotenpunkten die Fahrbahn für ein Schienengeleise tragen. Das System der Diagonalen sei das einfach symmetrische.

Die theoretische Weite der Breite AB sei . . 36 Mtr.



Die Verticaldistanz der Gurtungsschwerpunkte in der Trägermitte CD sei = 3.5 Mtr. und an den Enden = 1.5 Mtr.

Das Eigengewicht der Brücke pro laufenden Meter und Geleise sei $p = 25.1 + 700$, worin $l = 36^m$, daher $p = 1600^k$.

Die gleichförmig vertheilte Ueberlast auf die Längeneinheit, welche die gleiche Wirkung hervorbringt, wie ein Eisenbahnzug sei nach §. 105

$$k = 5400^k$$

so hat man die Gesamtbelastung $q = p + k = 7000^k = 7 \text{ Ton.}$

Die Maximalwerthe der Angriffsmomente der äußeren Kräfte und der Verticalschubkräfte für die verschiedenen Punkte des Trägers liegen in den Umhüllungslinien für die Angriffsmomente M und die Verticalkräfte B .

Für die Umhüllungslinie der Momente M hat man die Gl. (1^a) §. 2 des Anhangs, für die Umhüllungslinie der Verticalkräfte, wenn die Verkehrslast sich von A nach B bewegt, die Gl. (5).

Diese beiden Gleichungen genügen zur Aufzeichnung der Umhüllungslinien vollkommen, denn für den Fall sich die Verkehrslast von B nach A bewegt, werden die gleichen Werthe von B von B gegen A hinaufgetragen.

Die Gleichung (1^a) ist

$$\frac{M}{x_1} = \frac{ql^2}{8} - \frac{qx_1^2}{2}$$

Die Abszisse x_1 zählt von der Trägermitte an, daher für $x_1 = 0$

$$\max M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{7 \cdot 36^2}{8} = 1134 \text{ M. T.}$$

$$x_1 = 3^m \text{ gibt } M_5 = 1102 \cdot 5 \text{ M. T.}$$

$$x_1 = 6 \quad " \quad M_4 = 1008 \quad "$$

$$x_1 = 9 \quad " \quad M_3 = 851 \quad "$$

$$x_1 = 12 \quad " \quad M_2 = 630 \quad "$$

$$x_1 = 15 \quad " \quad M_1 = 347 \quad "$$

$$x_1 = 18 \quad " \quad M_{(A)} = 0 \quad "$$

$$\text{Es sind die Höhen } H_6 = 3 \cdot 5 \quad "$$

$$H_5 = 3 \cdot 45 \quad "$$

$$H_4 = 3 \cdot 2 \quad "$$

$$H_3 = 2 \cdot 8 \quad "$$

$$H_2 = 2 \cdot 4 \quad "$$

$$H_1 = 1 \cdot 8 \quad "$$

$$AE = 1 \cdot 5 \quad "$$

Die Werthe $\frac{M}{H}$ sind daher auf einen Träger reducirt, indem $M^1 = \frac{M}{2}$:

$$\frac{M_6^1}{H_6} = 162 \text{ Ton.}; \quad \frac{M_5^1}{H_5} = 160 \text{ Ton.}$$

$$\frac{M_4^1}{H_4} = 157 \quad " \quad ; \quad \frac{M_3^1}{H_3} = 152 \quad "$$

$$\frac{M_2^1}{H_2} = 131 \quad " \quad ; \quad \frac{M_1^1}{H_1} = 97 \quad "$$

Für die Kräfte in der oberen Gurtung ist allgemein:

$$O_m \cos \beta = \frac{M^1_{m-1}}{H_{m-1}}$$

wo β der Winkel den das betreffende Gurtungsstück mit der Horizontalen macht.

Die Winkel β_6 , β_4 und β_2 sind $1^\circ 10$, $4^\circ 40$ und $8^\circ 40$, daher die Cosinuse 0.999, 0.996 und 0.988.

Man hat daher:

$$O_6 = \frac{160}{0.999} = 160 \text{ Ton.}$$

$$O_1 = \frac{152}{0.996} = 153 \quad "$$

$$O_2 = \frac{97}{0.988} = 98 \quad "$$

Für die Kräfte in der unteren Gurtung ist allgemein:

$$U_m + 1 = \frac{M^1_m}{\Phi_m}$$

daher hier

$$U_7 = \frac{M^1_6}{\Phi_6} = 162 \text{ Ton.}$$

$$U_5 = \frac{M^1_4}{\Phi_4} = 157 \quad "$$

$$U_3 = \frac{M^1_2}{\Phi_2} = 131 \quad "$$

In der oberen Gurtung herrscht Druck in den unteren Zug.

Wird nun der zulässige Druck und Zug pro Quadratcentimeter zu 600^k angenommen, so fragt es sich, welcher Druck ist in den Gurtungsstücken zulässig, wenn ihre Längen sich zu den Querschnittshöhen wie 20 : 1 verhalten, wie es im vorliegendem Falle sein soll.

Allgemein findet man diesen Druck, wenn $R_1 = 600^k$.

$$\frac{R_1}{1 + K \frac{w L^2}{J}}$$

worin

K ein Coefficient für Schmiedeeisen 0.00008

„ Gußeisen 0.00025

„ Holz 0.00016

J das Trägheitsmoment der Querschnittsfläche im Sinne der voraus-
sichtlichen Biegung.

w Querschnitt des betrachteten Constructionstheils.

L Länge desselben.

Man findet für das Verhältniß

$$\text{von } \frac{L}{H} \quad 10 \quad 20 \quad 30 \quad 40 \quad 50 \quad 60$$

$$\text{den Druck } 550^k \quad 435^k \quad 323^k \quad 337^k \quad 177^k \quad 136^k$$

In dem vorliegenden Falle ist also für die Pressung $R_1 = 435^k$ anzunehmen und es sind die Querschnitte in der oberen Gurtung:

$$\frac{160000}{435} = 367 \square^{\text{cm}^2} \quad \frac{153000}{435} = 351 \square^{\text{cm}^2} \quad \frac{98000}{435} = 225 \square^{\text{cm}^2}$$

in der oberen Gurtung wo $R_1 = 600^k$

$$\frac{162000}{600} = 270 \square^{\text{cm}^2} \quad \frac{157000}{600} = 261 \square^{\text{cm}^2} \quad \frac{131000}{600} = 218 \square$$

Für die Diagonalen müssen die Werthe von B aus der Gl. 5 oder (6) bestimmt werden.

Wenn die Last von B nach A vorrückt, so ist nämlich die Gl. (6):

$$B = \frac{pl}{2} - p(1-x) - \frac{k(1-x)^2}{21}$$

In der Trägermitte ist

$$B_0 = \frac{kl}{8} = 28,8 \text{ Ton.}$$

$$\text{für } x = 15^m \text{ ist } B_5 = 37,8 \text{ „}$$

$$x = 12^m \text{ „ } B_4 = 52,6 \text{ „}$$

$$x = 9^m \text{ „ } B_3 = 69,0 \text{ „}$$

$$x = 6^m \text{ „ } B_2 = 86,7 \text{ „}$$

$$x = 3^m \text{ „ } B_1 = 105,7 \text{ „}$$

$$x = 0 \text{ „ } B_{(A)} = \frac{1}{2} ql = 126 \text{ „}$$

Die Kraft in der Diagonale ist hier allgemein

$$N_m \sin \varphi = B_m + \frac{M_m^1}{S_m - i} \cdot \operatorname{tg} \beta_m$$

φ ist der Winkel den die Diagonale mit der Horizontalen macht.

B_m^1 ist der Werth von B_m für einen Träger.

Man hat also für die Diagonale

$$D5 \quad N_5 \sin \varphi = B_5^1 + \frac{M_5^1}{S_5} \operatorname{tg} \beta_5$$

$$\text{oder da } \sin \varphi = 0,76 \text{ und } \operatorname{tg} \beta_5 = 0,02$$

$$N_5 = \frac{1}{0,76} \left\{ 14,4 + 160 \cdot 0,02 \right\}$$

$$N_5 = 23 \text{ Ton.}$$

ferner

$$N_4 = \frac{1}{0,73} \left\{ 34,5 + 152 \cdot 0,08 \right\}$$

$$N_4 = 64 \text{ Ton.}$$

und

$$N_2 = \frac{1}{0,63} \left\{ 52,8 + 97 \cdot 0,15 \right\}$$

$$N_2 = 107 \text{ Ton.}$$

Das Verhältniß der Länge einer Strebe zur Höhe ihres Querschnitts sei = 20 : 1, so ist $R_1 = 435^k$.

Daher die Querschnitte der Diagonalen $D - 5, 4 - 3$ und $2 - 1$.

$$\frac{23000}{435} = 53 \square^{\text{cm}^2}; \quad \frac{64000}{435} = 147 \square^{\text{cm}^2}; \quad \frac{107000}{435} = 250 \square^{\text{cm}^2}.$$

Die entgegengesetzten Diagonalen erhalten dagegen folgende Querschnitte

$$\frac{23000}{600} = 38 \square^{\text{cm}^2}; \quad \frac{64000}{600} = 106 \square^{\text{cm}^2}; \quad \frac{107000}{600} = 178 \square^{\text{cm}^2}.$$

Wird wie in der Figur angedeutet noch ein gleiches Diagonalsystem eingesetzt, so sind die Querschnitte halb so groß wie die obigen, nämlich für die Druckstreben:

$$26,5, 73,5 \text{ und } 125 \square^{\text{cm}^2},$$

für die Zugstreben

$$19, 53 \text{ und } 89 \square^{\text{cm}^2}.$$

Es bleibt nun noch zu untersuchen, in welchem Theil des Trägers von seiner Mitte rechts und links findet ein Wechsel von Druck und Zug und umgekehrt statt.

Hier hat man nun Gl. (9).

$$a = 1 \left\{ -\frac{p}{k} \pm \sqrt{\frac{p}{k} + \left(\frac{p}{k}\right)^2} \right\}$$

$$\frac{p}{k} = \frac{1.6}{5.4} = 0.3 \text{ also}$$

$a = 11.5$ und $1 - 2a = 13^m$, also in dem Theil von 4 — 8.

2. Eine Eisenbahnsachwerkbrücke für ein Geleise und mit 2 Hauptträgern, welche frei auf 2 Stützen ruhen, sei zu berechnen.

Die Spannweite ist $I = 20^m$

Die senkrechte Entfernung der Gurtungsschwerpunkte $H = 2^m$

Das Eigengewicht der Brücke $p = 251 + 700 = 1200^k$

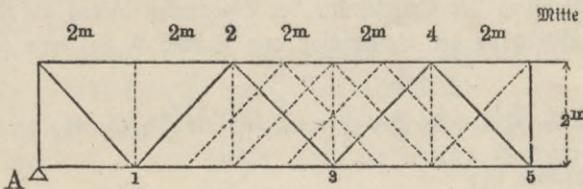
Die gleichförmig verteilte Ueberlast für schwere

Locomotiven §. 105 k $= 6000^k$,

somit $q = p + k = 7200^k = 7.2^x$.

oder für einen Träger $q = 3.6^x$.

Das Fachwerk werde in 10 Felder abgetheilt und ein einfach symmetrisches, wie beistehende Figur zeigt:



Die Angriffsmomente der äußeren Kräfte sind nach $M_1^1 = \frac{q l^2}{8} - \frac{q x_1^2}{2}$

in der Trägermitte $\frac{q l^2}{8} = \frac{3.6 \cdot 20^2}{8} = 180^m \cdot x$.

in einer Entfernung von 4^m von der Mitte, also $x_1 = 4^m$ oder $M_3^1 = 151.2^m \cdot x$.

in einer Entfernung von 8^m von der Mitte, oder $x_1 = 8$ $M_8^1 = 65^m \cdot x$.

Daher die Kräfte in den Gurtungen:

oben Druck und unten Zug für die beiden Mittelfelder $\frac{180}{2} = 90^x = 90000^k$

für die Felder von 2 bis 4 $\frac{151.2}{2} = 75.6 = 75600^k$,

für die Felber von A bis 2 $\frac{65}{2} = 32.5 = 32500^k$.

In der oberen Gurtung sei das Verhältniß der Länge der gepressten Gurtungsstücke zu der Höhendimension ihrer Querschnitte 15 : 1, daher die zulässige Pressung $R_1 = 500^k$, so hat man für die Gurtungsquerschnitte

$$\frac{90000}{500} = 180 \square^{\text{cent.}}; \quad \frac{75600}{500} = 151 \square^{\text{cent.}} \quad \text{und} \quad \frac{32500}{500} = 65 \square^{\text{cent.}}$$

Für die untere Gurtung, wo nur Zug herrscht, ist $R_1 = 600^k$, daher die Querschnitte

$$\frac{90000}{600} = 150 \square^{\text{cent.}}; \quad \frac{75600}{600} = 126 \square^{\text{cent.}}; \quad \frac{32500}{600} = 54 \square^{\text{cent.}}$$

Der Querschnitt von von $150 \square^{\text{cent.}}$ wird gebildet aus

4 Gurtplatten von 20 auf 1,2	= 96	"
2 Winkeleisen je 22	= 44	"
1 Stehplatte von 30 auf 1,2	= 36	"
	176	"
dabon ab für 2 Nieten	24	"
	152	"

bei dem zweiten Querschnitt bleibt eine Gurtplatte weg und es bleiben $132 \square^{\text{cent.}}$; bei dem dritten Querschnitt bleiben 3 Gurtplatten weg und es ergeben sich dann $94 \square^{\text{cent.}}$.

In der oberen Gurtung ist den beiden ersten Querschnitten noch eine Gurtplatte zuzusetzen.

An den Stößen der unteren Gurtung sind besondere Stoßplatten anzubringen.

Zur Bestimmung der Querschnitte der Diagonalen dienen die Werthe von B.

Für die Bewegung der Verkehrslast von B nach A hat man für die Maximalwerthe:

$$B = \frac{p l}{2} - p(1-x) - \frac{k(1-x)^2}{2l}, \quad \text{daher für } x = 0 \text{ oder für}$$

die beiden Endfelder ist:

$$\begin{aligned} (\text{max}) B^1 &= 0.5 \cdot q l = 0.5 \cdot 3.6 \cdot 20 = 36 \mathcal{Z}. = 36000^k, \\ \text{für } x &= 4^m \text{ oder die Felber } 2-4 \quad B_2^1 &= 22.8 \mathcal{Z}. = 22800^k, \\ \text{für } x &= 8^m \text{ oder die beiden Mittelfelder } B_1^1 &= 12 \mathcal{Z}. = 12000^k. \end{aligned}$$

Allgemein ist:

$$N_m \sin \varphi = B_m^1,$$

wo N_m die Kraft in der Diagonale

φ der Winkel, den dieselbe mit der Horizontalen macht

B_m^1 die entsprechende Vertikalschubkraft.

Für die verschiedenen Druckstreben erhält man, wenn das Verhältniß ihrer Länge zur entsprechenden Querschnittshöhe 30 ist und der Winkel $\varphi = 45^\circ$ also $\sin \varphi = 0.7$.

$$\text{Die Querschnitte: } \frac{36000}{0.7.323} = 160 \square^{\text{cent.}}; \frac{22800}{0.7.323} = 100 \square^{\text{cent.}};$$

$$\frac{12000}{0.7.323} = 53 \square^{\text{cent.}}$$

Dagegen erhalten die Zugstreben folgende Querschnitte:

$$\frac{36000}{0.7.600} = 86 \square^{\text{cent.}}; \frac{22800}{0.7.600} = 54 \square^{\text{cent.}}; \frac{12000}{0.7.600} = 30 \square^{\text{cent.}};$$

Für den Theil des Trägers, in welchem Zug in Druck und Druck in Zug übergeht, wo also jedenfalls Gegenstreben vorhanden sein müssen, erhält man

$$a = 1 \left\{ -\frac{p}{k} + \sqrt{\frac{p}{k} + \left(\frac{p}{k}\right)^2} \right\} = 5.8^m,$$

daher $1 - 2a = 8.4^m$, also die 4 mittleren Felder.

Wäre das System des Fachwerks ein zweifach symmetrisches so erhielten die Streben den halben Querschnitt wie oben.

Wäre es eine Gitterbrücke mit 4fachem System so erhielten die Druckstreben die Querschnitte:

$$\frac{160}{4} = 40, \frac{100}{4} = 25 \text{ und } \frac{53}{4} = 14 \square^{\text{cent.}}$$

Die Zugstreben:

$$\frac{86}{4} = 22, \frac{54}{4} = 14 \text{ und } \frac{30}{4} = 8 \square^{\text{cent.}}$$

ohne Rücksicht auf Nietverschwächung.

Wäre das Fachwerkssystem ein einfach unsymmetrisches, wo also die Felder durch Vertikale abgetheilt sind und in jedem Felde nur eine Zug- oder Druckstrebe sich befindet, so hätte man für die Gurtungen die Angriffsmomente in den Knotenpunkten 1, 2, 3, 4, 5 zu bestimmen.

Dieselben sind:

$$M_1 = 65 \text{ M. T.}; M_2 = 115.2 \text{ M. T.}; M_3 = 151.2 \text{ M. T.};$$

$$M_4 = 172.8 \text{ M. T. und } M_5 = 180 \text{ M. T.}$$

Bei Zugdiagonalen ist die Pressung in dem ersten Fache der oberen Gurtung gleich der Spannung in dem zweiten Fache der unteren Gurtung und hier

$$\frac{M_1}{5} = \frac{65}{2} = 32.5 \text{ T.} = 32500^k.$$

Die Pressung in dem zweiten Fache der oberen Gurtung ist gleich der Spannung in dem dritten Fache der unteren Gurtung

$$= \frac{M_2}{5} = \frac{115.2}{2} = 57.6 \text{ T.} = 57600^k.$$

So ergibt sich die Pressung im dritten Fache der oberen Gurtung oder die Spannung im 4ten der unteren $75.6 \text{ T.} = 75600^k$.

Die Pressung in dem 4ten Fache der oberen Gurtung der Spannung im 5ten der unteren $86.4 = 86400^k$.

Endlich die Pressung in dem 5ten Fache der oberen Gurtung $90 \text{ T.} = 90000^k$.

Hiernach berechnen sich die Querschnitte der Gurtungen.

Bei Druckdiagonalen, tritt bei den Gurtungskräften die Aenderung ein, daß z. B. die Pressung in der oberen Gurtung des zweiten Feldes gleich der Spannung in der unteren Gurtung des ersten Feldes ist.

Für die Diagonalen hat man hier allgemein:

$$N^m = \frac{1}{\sin \varphi} \cdot B_m^i$$

φ ist der Winkel, den die Diagonale mit der Horizontalen macht.

Die entsprechenden Werthe der Vertikalkräfte sind:

$$B_{(A)}^i = 36 \text{ z.} = 36000^k. \quad B_3^i = 19 \cdot 1 \text{ z.} = 19100^k.$$

$$B_1^i = 31 \cdot 1 = 31100^k. \quad B_4^i = 12 \cdot 0 \text{ z.} = 12000^k.$$

$$B_2^i = 22 \cdot 8 = 22800^k. \quad B_5^i = 7 \cdot 5 \text{ z.} = 7500^k.$$

Die entsprechenden Kräfte in den Diagonalen sind daher, weil $\sin \varphi = 0 \cdot 7$

$$N_1 = \frac{31000}{0 \cdot 7} = 44420^k \quad N_4 = \frac{12000}{0 \cdot 7} = 17140^k$$

$$N_2 = \frac{22800}{0 \cdot 7} = 32570^k \quad N_5 = \frac{7500}{0 \cdot 7} = 10710^k$$

$$N_3 = \frac{19100}{0 \cdot 7} = 27280^k$$

und folglich die Querschnitte bei der zulässigen Spannung von $R_1 = 600^k$ pro $\square^{\text{cent.}}$

$$\left(\frac{44420}{600} = \right) 74, 54, 45, 28 \text{ und } 18 \square^{\text{cent.}}$$

Hätten die Diagonalen die umgekehrte Richtung und wären somit Druckdiagonalen — die Fußpunkte gegen die Mitte gerichtet — so wären die Querschnitte bei dem Verhältniß der Länge der Diagonalen zur Höhe des Querschnitts wie 15 : 1 bei $R_1 = 500^k$.

$$\left(\frac{44420}{500} = \right) 89, 64, 55, 34 \text{ und } 22 \square^{\text{cent.}}$$

Für die Vertikalständer hat man, wenn P_o die im oberen und P_u die im unteren Knotenpunkte eintretende Last bezeichnet:

a. bei Druckdiagonalen

$$V_m = - B_m^i - P_u$$

b. bei Zugdiagonalen

$$V_m = B_m^i + P_o.$$

Es kommt also hier darauf an, ob die Fahrbahn oben oder unten liegt.

In dem vorliegenden Falle sei die Bahn unten und hat man $P_o = 800^k$, gleich dem Gewicht des halben Trägers.

Die Vertikalbrücke sind daher

$$V_o = 36000 + 800 = 36800^k.$$

$$V_1 = 31900^k. \quad V_3 = 19900^k.$$

$$V_2 = 23600^k. \quad V_4 = 12800^k.$$

$$V_5 = 8300^k.$$

Und die Querschnitte bei einem Verhältniß von 10 : 1 der Länge der Vertikalen zur Höhe ihres Querschnitts also $R_1 = 550^k$.

$$\left(\frac{36800}{550} = \right) 67, 58, 43, 36 \text{ und } 23 \square^{\text{cent.}}$$

beim 4fachen unsymmetrischen System wären die Diagonalen und Vertikalen nur $\frac{1}{4}$ so stark, wie oben angegeben.

§. 106^a.

Berechnung kleinerer Brücken.

Zur Berechnung kleinerer Brücken, d. i. solcher bis zu etwa 15 bis 18 Meter Weite kann man sich der nachstehenden Formeln bedienen.

Die Länge des Brückenträgers sei l in Meter.

Die Belastung $p + k = q$, wo p das Eigengewicht und k die zufällige Last pro laufenden Meter in Kil. für einen Träger; h die Höhe des Trägers bezw. Entfernung der Schwerpunkte der Gurtungen in Met. so hat man das größte Angriffsmoment in der Mitte des Trägers

$$\max M = \frac{q l^2}{8}$$

und die Pressung oder Spannung in den Gurtungen

$$\frac{q l^2}{8 \cdot h} \text{ Kil. und wenn}$$

R_1 die erlaubte Pressung oder Spannung pro $\square^{\text{cent.}}$ der Querschnitt einer Gurtung

$$\Omega = \frac{1}{R_1} \cdot \frac{q l^2}{8 \cdot h} \quad (1)$$

Angenommen es sei $l = 10^m$, $h = 1^m$, $p = 200^k$,
 $k = 3400^k$, also $q = 3600^k$,
 $R_1 = 600^k$

so hat man:

$$\Omega = \frac{1}{600} \cdot \frac{3600 \cdot 10^2}{8 \cdot 1} = 75 \square^{\text{cent.}}$$

welcher Querschnitt gebildet wird aus einer oder zwei Platten

von zusammen 2^{cm.} Dicke und 20^{cm.} Breite 40 $\square^{\text{cent.}}$

2 Winkel von je 22 $\square^{\text{cent.}}$ 44 $\square^{\text{cent.}}$

84 $\square^{\text{cent.}}$

dabon ab für ein Nietloch 6·4

bleiben 77·6 $\square^{\text{cent.}}$

befindet sich zwischen den Gurtungen ein Bollblech, so muß die Stärke desselben sein:

$$(\text{alles in Cm. und Kil.}) \delta > \frac{1}{950} \cdot \frac{B}{h} \quad (2)$$

worin (max.) $B = 0\cdot5 \cdot q \cdot l$,

also in obigem Falle

$$\delta > \frac{1}{300} \cdot \frac{1.5 \cdot 3600 \cdot 10}{100} = 0.5 \text{ cm.}$$

gewöhnlich nimmt man 0.9 cm.

Ist das System der Ausfüllung zwischen den Gurtungen, ein einfach symmetrisches und bilden die Streben einen Winkel $\varphi = 45^\circ$ mit der Horizontalen, so ist die Kraft in einer Strebe

$$(3) \quad N = \frac{1}{\sin \varphi} \cdot B_{(m)}$$

worin $B_{(m)} = 0.5 \cdot q \cdot l$
 $\sin \varphi = \frac{1}{2} \sqrt{2} = 0.7$
 daher $N = \frac{0.5 \cdot 3600 \cdot 10}{0.7} = 25700^k$

und der Querschnitt bei einer Beanspruchung des Material von 600 Kil. pro □ cent.

$$\Omega^1 = 43 \text{ □ cent.}$$

Ist das System ein doppeltes so wird:

$$\Omega^1 = 22 \text{ □ cent.}$$

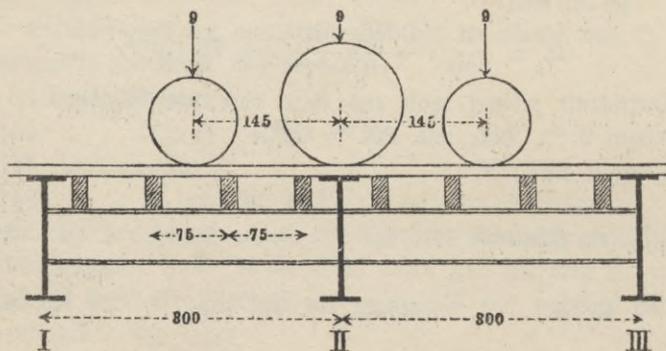
Ist es ein 4faches:

$$\Omega^1 = 11 \text{ □ cent.}$$

Berechnung eines Querträgers.

Bei Berechnung der Quer- und Schwellenträger werden die größten Angriffsmomente unter Annahme der schwersten Locomotivgewichte besonders berechnet, obwohl auch für die Schwellenträger die Werthe aus §. 105 entnommen werden könnten.

In dem vorliegenden Falle nehmen wir dreilagige Locomotiven und rechnen für jede Axe 18 Ton. oder für jedes Rad 9 Ton.



Es kommen daher auf den Querträger II von der Locomotive

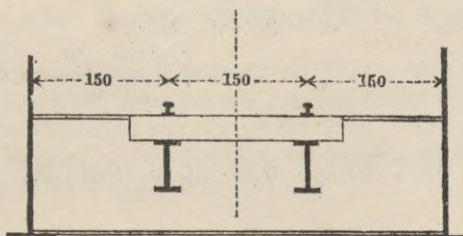
$$9000 \left(1 + \frac{155}{300} + \frac{125}{300} \right) = 17190^k$$

und von dem Eigengewicht der Construction 710^k pro Met. und Geleise

$$\text{also } \frac{3.710}{2} \dots \dots = 1065^k$$

zusammen 18255^k

das Angriffsmoment ist daher nach beistehender Figur



$$M = 18255 \cdot 1.5 = 27382 \text{ km.}$$

Der Querschnitt des Querträgers habe die beistehende Form und Größe so ist das Trägheitsmoment mit Rücksicht auf die Nietlöcher

$$J = \frac{2}{3} \left\{ 21 \cdot 40^3 - 17 \cdot 6 \cdot 37 \cdot 8^3 - 2 \cdot 4 \cdot 27 \cdot 8^3 \right\} -$$

$$- \frac{2}{3} 4 (40^3 - 37 \cdot 8^3) = 204551$$

daher die Anstrengung des Materials, weil

$$M = \frac{R_1}{v_1} \cdot J \text{ oder } R_1 = \frac{M \cdot v_1}{J}$$

wo $v_1 = 40$ Cent.

$$R_1 = \frac{2738200 \cdot 40}{204551} = 535^k$$

was genügt.

Für die Berechnung der Schwellenträger hat man nach beistehender Figur

$$M = \frac{P \lambda}{1} \left\{ 21 - \lambda - \lambda_1 \right\} \text{ worin}$$

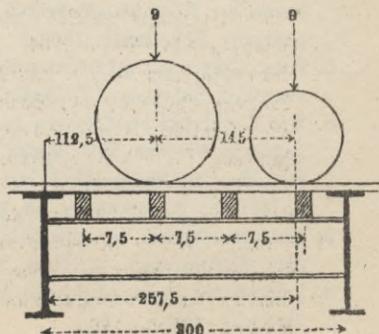
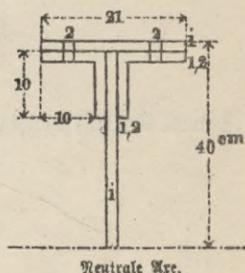
$$P = 9000^k$$

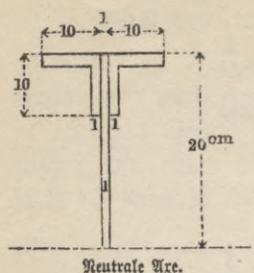
$$\lambda = 112,5 \text{ Cent.}$$

$$\lambda_1 = 257,5 \text{ "}$$

$$l = 300 \text{ " da\ss er}$$

$$M = 774000^k \text{ Cent.}$$





Für nebenstehenden Querschnitt
ist das Trägheitsmoment

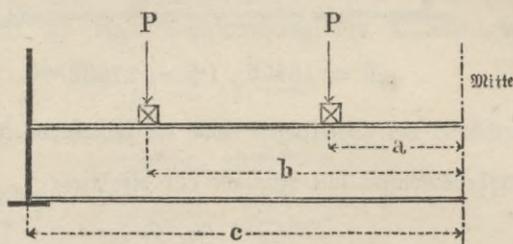
$$J = \frac{2}{3} \left\{ 21 \cdot 20^3 - 18 \cdot 19^3 - 2 \cdot 10^3 \right\} - \frac{2}{3} \cdot 3 \left\{ 15 \cdot 9^3 - 14 \cdot 1^3 \right\}$$

$J = 25934$, daher

$$R_1 = \frac{774000 \cdot 20}{25934} = 590^k$$

was genügt.

Für den Fall der Querträger 2 Geleise zu tragen hat, wie in beistehender Figur angedeutet



ist das Angriffsmoment:

$$M = P(2l - a - b) + \frac{1}{2} pl^2$$

Ueber die Berechnung eiserner Brücken sehe man:

1. Berechnung der Bogenbrücke über die Ruhr bei Müllheim (Linie Osterroth-Essen), f. Erweiterungsbauten der Rheinischen Eisenbahn von E. Hartwich, 3. Abtheilung, Berlin 1867.
2. Elementar-Theorie und Berechnung eiserner Dach- und Brückenconstruktionen von A. Ritter, 2. Auflage, Hannover 1869.
3. Der eiserne Oberbau für die großen Oeffnungen der Brücke über die Elbe in der Berlin-Lehrter Eisenbahn. Zeitschrift für Bauwesen von G. Erbkam, Jahrgang XVIII, Berlin 1868.
4. Statistische Berechnung der Rheinbrücke bei Coblenz. Erste Abtheilung der Erweiterungsbauten der Rheinischen Bahn von Hartwich, f. Zeitschrift für Bauwesen von G. Erbkam, Jahrgang XIV, Berlin 1864.
5. Ueber Träger mit gekrümmten Rahmen von Th. Schäffer, f. Erbkam Zeitschrift für Bauwesen, Jahrgang XV, Berlin 1865.
6. Die Rheinbrücke bei Cöln von H. Vohse. Zeitschrift für Bauwesen von G. Erbkam, Jahrgang VII und XIII, Berlin 1857 und 1863.
7. Der Bau der Brückenträger mit besonderer Rücksicht auf Eisenconstruktionen von Fr. Laisle und A. Schübler. 3. Auflage. Stuttgart 1871.
8. Elementar-Theorie der gitterförmigen Trägerconstruktionen von J. G. Schwedler in Cöln, Civilingenieur. 5. Band, 1859.
9. Lehrbuch der Eisenconstruktionen mit besonderer Anwendung auf den Hochbau von E. Brandt, Berlin 1865.

10. Graphische Statik von Cullman, Zürich 1866.
 11. Berechnung der Bogenbrücken von Dr. Fränkel und Einfluß der Temperatur bei Bogenbrücken von Dr. Winkler, Civilingenieur. Band XIII, Heft 1 und 2. Jahrg. 1867.
 12. Sammlung eiserner Brückenconstruktionen von L. v. Klein in Stuttgart.
 13. Berechnung der Bogenbrücke über den Neckar bei Nagelsfeld. Ausgeführte Construktionen von M. Becker. 6. Heft. Stuttgart 1871. Verlagshandlung von C. Neuen in Neutlingen.
 14. Die Rheinbrücke zwischen Mannheim und Ludwigshafen von C. Fischer, Mannheim bei W. Hedel, 1869.
 15. Graphische Construction eiserner Bogenbrücken von Mohr, Band XVI, Jahrgang 1870, S. 389 der Zeitschrift des Architekten- und Ingenieur-Vereins in Hannover.
 16. C. Winkler, die Gitterträger und Lager gerader Träger eiserner Brücken. Wien 1872.
 17. C. Winkler, die Lehre von der Elasticität und Festigkeit mit besonderer Rücksicht auf ihre Anwendung in der Technik. Prag 1867.
-

Fünfter Abschnitt.

II. Bewegliche Brücken.

Handwritten text, possibly a name or title, appearing as a faint watermark or bleed-through.

Handwritten text, possibly a name or title, appearing as a faint watermark or bleed-through.

II. Bewegliche Brücken.

§. 107.

Einleitung.

Jede Brücke, welche in der Art construirt ist, daß die hergestellte Communication von einem Widerlager zum andern jederzeit wieder unterbrochen werden kann, indem die Brückenbahn sich dabei um eine horizontale oder vertikale Achse drehen, oder horizontal verschieben, oder vertikal in die Höhe heben läßt, gehört unter die Classe der beweglichen Brücken.

Man unterscheidet daher je nach der Construction:

- 1) Zugbrücken;
- 2) Roll- oder Schiebbbrücken;
- 3) Drehbrücken;
- 4) Hubbrücken;
- 5) Schiffbrücken;
- 6) Fliegende Brücken.

Die Zug-, Roll-, Dreh- und Hubbrücken können entweder für sich allein oder in Verbindung mit einer festen Brücke vorkommen; im ersten Falle dienen sie entweder für einen Canalübergang oder zur Ueberbrückung eines Festungsgrabens, im letztern Falle dienen sie als Durchlaß für die Schiffe und erhalten dann in der Regel nur die für den Durchgang des größten Schiffes nöthige Wette.

Die Schiff- und fliegenden Brücken pflegen in der Regel nur bei größern Flüssen in Anwendung zu kommen, wo entweder eine feste Brücke wegen den Pfeilergründungen zu kostspielig oder aus höhern militärischen Rücksichten nicht zulässig wäre; auch haben sie häufig nur einen vorübergehenden Zweck zu erfüllen, z. B. in Kriegszetten, um die Truppen über einen Fluß zu setzen, oder bei dem Baue einer Kettenbrücke, um den Tragketten während ihrer Aufhängung als provisorisches Unterlager zu dienen.

§. 108.

1) Zugbrücken.

Eigenschaften der Zugbrücken im Allgemeinen.

Bei allen Zugbrücken unterscheidet man 2 wesentlich verschiedene Theile: die Brückenbahn, welche um eine horizontale Achse beweglich ist und als Brücke

dient, wenn sie auf ihre Lager herabgelassen wird, die Communication aber abschneidet, wenn sie gegen die vertikalen Ständer des Eingangs emporgezogen wird, und dann alle diejenigen Theile, welche als Gegengewichte wirken, so daß die bewegende Kraft nur die stattfindende Reibung zu überwinden hat.

Die Haupteigenschaften, welche die Zugbrücken besitzen müssen, sie mögen angewendet sein, wo sie wollen, sind folgende:

- 1) Das ganze System muß nothwendig diejenige Solidität und Sicherheit haben, daß es in keinem Augenblicke und in keiner Lage gefährlich werden kann.
- 2) Es muß möglichst leicht beweglich sein, so daß schon wenige Arbeiter hinreichen, die Brückenbahn niederzulassen und wieder aufzuziehen, wozu nothwendigerweise, wenn man von den Reibungswiderständen abstrahirt, erfordert wird, daß das System in allen Lagen im Gleichgewicht sei.
- 3) Die Theile, welche die Brückenbahn im Gleichgewicht halten, dürfen für die Befahrung derselben nicht hinderlich sein.

§. 109.

Allgemeines Prinzip des Gleichgewichts der Zugbrücken.

Die bei allen Zugbrücken nothwendig zu erfüllende mechanische Bedingung besteht darin, daß in allen verschiedenen Lagen des Systems beständig Gleichgewicht stattfindet, indem man von den passiven Widerständen abstrahirt, welche allein durch die bewegende Kraft überwunden werden müssen; es ist somit klar, daß die augenblickliche Quantität Arbeit, welche man an der Maschine anbringen muß, ohne Berücksichtigung der Reibung, für alle möglichen Lagen gleich Null sein muß, was offenbar erfordert, daß sich der allgemeine Schwerpunkt der Theile in keinem Augenblicke hebt oder senkt, und folglich immer in derselben Höhe bleibt, oder mit andern Worten: die algebraische Summe der Momente der verschiedenen Gewichte, in Beziehung auf eine beliebige horizontale Ebene genommen, muß unveränderlich sein, und sie muß beständig gleich Null sein, wenn die horizontale Ebene durch den allgemeinen Schwerpunkt des in einer beliebigen Lage betrachteten Systems geht.

§. 110.

Zugbrücken mit Zug- und Schlagbalken.

Bei diesem System wird die Brückenbahn, vermittelt eines Schlagbalkens, oder einer über dem Durchgange befindlichen Holzverbindung, welche mit derselben durch 2 eiserne Ketten verbunden ist, im Gleichgewicht erhalten. Der Schlagbalken besteht aus 2 großen Langhölzern oder Zugbäumen, welche mit einander durch Querhölzer vereinigt sind. Das ganze System ist um die Achse A¹ Fig. 1, Taf. XXVII., welche zu der Achse A der Brücken parallel ist, beweglich. Da es in verschiedenen Beziehungen vortheilhaft erscheint, daß die durch die Mitte der Schlag- und Zugbalken gehende Ebene in der horizontalen und vertikalen Lage

mit der Brückenbahn parallel ist, so trifft man die Einrichtung, daß diese Ebenen in allen möglichen Lagen des Systems zu einander parallel bleiben, und dieses wird erreicht, wenn man die entgegengesetzten Seiten des Vierecks $ABB'A'$, dessen Spitzen die Mittelpunkte der Zapfen A und A' und die Befestigungspunkte B, B' der Ketten sind, einander gleich macht. Das Gleichgewicht erfordert nun, wenn P und P' die an den Schwerpunkten G und G' wirkenden Gewichte der Brückenbahn und des Schlagbalkens sind, daß

$$P \times AG = P' \times A'G' \text{ sei.}$$

Eine solche Zugbrücke mit 2 Bahnflügeln, ähnlich wie die am Canal St. Denis, wovon die Fig. 1 die Ansicht gibt, kann für 7·5 Mtr. Weite Anwendung finden und erhält eine wesentliche Verstärkung durch die Streben s, s , welche an ihren Stützpunkten scharnierartig mit dem Mauerwerk verbunden und mittelst eiserner Bänder so an die Streckbalken befestigt sind, daß sie bei der Bewegung der Bahn mitgeführt werden.

Die Zugbrücke mit einem Bahnflügel pflegt man häufig bei Fortificationen zur Ueberbrückung von 4—4·5 Mtr. breiten Graben anzuwenden; hierbei haben sie einige Unbequemlichkeiten, als z. B.: daß die Zugbalken aus der Ferne von dem Feinde gesehen und beschädigt werden können, sodann, daß wegen den Aufstellungen der Zugbalken bei verdeckten Durchgängen tiefe Einschnitte in die Frontmauer gemacht werden müssen. Um diese Mängel zu beseitigen, hat man verschiedene Einrichtungen angegeben, wovon die sinnreichste darin besteht, den Schlagbalken unmittelbar in die Verlängerung der Brückenbahn zu legen, so daß der vordere Theil der Zugbalken unter der Brückenbahn liegt und das Gewicht derselben trägt. Aber alsdann muß man hinter den Pfeilern des Durchgangs eine passende Vertiefung anbringen, worin sich der Zugbalken bewegen kann, und diese muß ebenfalls verdeckt sein, wie die Fig. 2 zeigt. Hierdurch entstehen wieder die Nachtheile, daß sich die Kosten der Construction vergrößern und die Sicherheit und Solidität des Durchgangs beeinträchtigt wird.

Was die Bedingungen des Gleichgewichts anbelangt, so sind diese sehr einfach; das System bildet gleichsam eine Waage und es genügt, daß der allgemeine Schwerpunkt mit der Drehungsachse zusammenfalle. Aus diesem Grunde ist man genöthigt, denselben in den Punkt (a) etwas unter die Fläche der Brückenbahn zu legen. Einfacher und zweckmäßiger wird die Construction der Waagbrücke, wenn von dem Schlagwerk nur die Zugbalken beibehalten und auf dieselben Metallmassen gelegt werden, damit der allgemeine Schwerpunkt in die Achse fällt, denn alsdann sind in dem Mauerwerke nur 2 schmale Einschnitte zu machen. Man hat besonders in Belgien solche Brücken über Festungsgräben für die Eisenbahn ausgeführt und dabei die durch die Fig. 3 ange deutete Construction gewählt.

Die einfache Waagbrücke wird selten für größere Spannweiten als 4·5 Mtr. angewendet, dagegen sieht man häufig die doppelte Waag- oder Klappenbrücke für sich oder in Verbindung mit einer festen Brücke, wenn die Durchfahrt der Schiffe eine lichte Oeffnung von 10·5 bis 11 Mtr. erfordert.

Eine zweckmäßige Anordnung hat man bei der Mannheimer Hafenbrücke ge-

trossen; dieselbe hat 3 gleiche Oeffnungen von je 8 Mtr. Weite; die zwei Bahnen der Seitenöffnungen sind fest; die mittlere Bahn dagegen ist beweglich und bildet eine Klappe. Wie aus der Zeichnung Fig. 4 hervorgeht, verlängern sich die Träger der Mittelbahn nach rückwärts, und sind an ihren Enden durch einen starken Unterzug (u) verbunden. Von diesem Unterzug führt eine Kette über die Rolle a nach der Kammer im Widerlager, wo sie über die Welle (w) einer Zugwinde geht. *)

Besonders elegant und schön werden die Klappenbrücken in Holland ausgeführt. Gewöhnlich sind über den beiden äußern nach rückwärts verlängerten Trägern der Bahn gußeiserne gezahnte Quadranten aufgeschraubt, und die Getriebe sitzen in zierlich geformten Gehäusen, welche auf den Widerlagern befestigt werden. Ist die Durchfahrt geschlossen, d. h. die Bahn herabgelassen, so ruht sie mit ihrem rückwärtigen Ende auf einigen etwas schräge gestellten Stützen, die, sobald man die Bahn wieder heben will, mit Hilfe eines Hebels in die vertikale Stellung gebracht werden können, und alsdann die Bewegung nicht mehr hindern.

§. 111.

Die Sinusoidenzugbrücke von Belidor.

Diese Zugbrücke, deren Einrichtung aus Fig. 5 zu ersehen ist, hat zwei gußeiserne Rollen G^1 , die als Gegengewicht für die Brückenbahn dienen, und welche mit der letztern durch 2 Ketten verbunden sind, die über zwei an den Seitenpfeilern des Eingangs befestigte Rollen M und M^1 gehen. Die Rollen G^1 , welche um einen mit der Kette durch eiserne Bügel verbundenen Bolzen beweglich sind, laufen in krummlinigen Leitungen EF, die an den Seitenmauern angebracht und so construirt sind, daß das Gleichgewicht der Zugbrücke in ihren verschiedenen Lagen stattfindet. Belidor hat diese Kurve Sinusoide genannt, weil die Ordinaten den Sinus der Erhebungswinkel der Brückenbahn proportional sind. Bezeichnet man den Erhebungswinkel mit α , so wird die der Erhebung des Gewichts P der Brückenbahn entsprechende Arbeit ausgedrückt durch

$$P \cdot A G \sin \alpha.$$

Während dieser Erhebung der Bahn fällt das Gegengewicht Q um die Höhe y herab, und wegen der allgemeiner Bedingung des Gleichgewichts muß $Q y = P \cdot A G \sin \alpha$ sein, woraus

$$y = \frac{P}{Q} \cdot A G \cdot \sin \alpha \text{ folgt.}$$

In sehr einfacher Weise kann die Kurve des Gegengewichts construirt werden, wenn man das Gewicht und die anfängliche Lage der Rolle G^1 annimmt und voraussetzt, daß die verschiedenen Theile der Kette gerade Linien sind und die Rolle M^1 auf ihre Achse reducirt ist, denn dann kennt man den allgemeinen Schwerpunkt O des ganzen Systems und hat folglich für jede beliebige Lage der Bahn die Gleichung

$$P \cdot G g = Q \cdot G^1 g^1$$

folglich $G^1 g^1 = \frac{P}{Q} \cdot G g.$

*) Wurde in eine Drehbrücke umgebaut.

Bemerkt man dann, daß die Kette $BMM'G'$ immer die gleiche Länge hat, so gehört der Mittelpunkt G' der Rolle einer andern, leicht zu bestimmenden Kurve an, welche ein Kreisbogen ist, und die Lage des Punktes G' ergibt sich aus dem Durchschnitt des Kreisbogens oder der Kreis-Evolvante (wenn die Rolle M' nicht auf ihre Achse reducirt angenommen wird) mit der Horizontalen, welche dem Abstände $G'g'$ entspricht.

Ein Hauptübelstand dieser Construction besteht darin, daß selbst bei richtiger Vertheilung der Gewichte die Bewegung der Brückenbahn schwierig und sogar gefährlich ist, indem die bewegende Kraft direct an dem Gegengewicht G' wirksam sein muß. Kapitän Delile hat deßhalb vorgeschlagen, die beiden Rollen des Gegengewichts miteinander durch eine eiserne Achse zu verbinden, und an dieser Rollen (r) mit tiefen Röhren anzubringen, über welche kleine Ketten ohne Ende gehen, die zur Bewegung durch Menschen dienen.

Aber auch diese Einrichtung hat manche Nachteile: gegen das Ende des Aufziehens der Brückenbahn hängen die Aufzugsketten in die Gassen der Straße herab und vermindern so das Gewicht der Rollen; die Arbeiter sind genöthigt, die Rollen selbst oder ihre Verbindungsachse anzufassen und herabzudrücken, was für sie sehr gefährlich werden kann, wenn eine Kette zerreißt; man pflegt deßhalb die Aufzugsvorrichtung in der Art zu machen, wie es durch die Fig. 6 ersichtlich ist, welche die Ansicht einer Sinusoidenzugbrücke in Amsterdam vorstellt.

§. 112.

Delile'sche Zugbrücke mit Kurven.

Diese Brücke unterscheidet sich hauptsächlich dadurch von der Belidor'schen Construction, daß die Rollen des Gegengewichts mit der beweglichen Brückenbahn durch feste Eisenstangen BC , Fig. 7, verbunden sind, welche auf beiden Seiten der Brückenpfeiler durch in dieselbe gemachte Oeffnungen hindurchgehen. Die Bewegung derselben geschieht durch Rollen mit einer Kette ohne Ende. Da der allgemeine Schwerpunkt O des ganzen Systems leicht gefunden werden kann, so läßt sich die Kurve für das Gegengewicht leicht durch folgendes mechanisches Verfahren beschreiben:

Man nimmt 2 Lineale AB und BC , Fig. 8, und verbindet diese bei B scharnierartig miteinander; das Lineal AB stellt die Brückenbahn, und das Lineal BC die Verbindungsstange vor. Im Punkte A , welcher der Achse des Zapfens der Brückenbahn entspricht, befindet sich ein Stift, welcher als Drehungsachse dient; ein weiterer Stift ist in O angebracht, welcher den allgemeinen Schwerpunkt des Systems darstellt, und kann an einem 3^{ten} horizontal gelegten Lineal KL hingeleiten. Bringt man nun in C , welches der Mittelpunkt der Rolle ist, eine zeichnende Spitze an, und bewegt den Stift O längs der Kante des Lineals KL hin, so beschreibt diese Spitze die Kurve.

§. 113.

Zugbrücke von Bergère.

Da der allgemeine Schwerpunkt bei der Bewegung des Systems in gleicher Höhe bleiben muß, so hat Bergère die Kurve bei der Delile'schen Zugbrücke weglassen, und dafür auf einer durch die Verbindungsstange gehenden, in diesem Punkte befestigten Achse zwei Rollen angebracht, welche sich auf horizontal liegenden eisernen Schienen bewegen, wenn man das Gegengewicht der Erde nähert, oder wenn man in horizontaler Richtung die Achse der Rolle fortzieht, um die Brückenbahn zu erheben. Fig. 9.

Diese äußerst einfache Einrichtung kann mit Vortheil bei kleinen Werken angewendet werden. Auch in solchen Fällen, wo kein gemauerter Thoreingang vorhanden ist, läßt sich eine Bergère'sche Zugbrücke leicht bauen, wenn man nur die horizontalen Lauffschienen auf 2 etwas von dem Boden entfernte Holzschwellen, oder besser auf 2 steinerne Brüstungsmauern legt, und die Laufrollen in förmliche Räder verwandelt, die im ersten Falle gewöhnliche Wagenräder sind, im zweiten Falle am geeignetsten von Gußeisen angefertigt werden.

Zum Fortziehen des Gegengewichts befestigt man an dasselbe eine leichte Kette, welche nahe bis zum Boden herabhängt.

Die Höhe des allgemeinen Schwerpunktes kann in jedem Falle leicht gefunden werden, wenn man bemerkt, daß die anfängliche Lage der Verbindungsstange BC, Fig. 7, angenommen wird; denn ist P das an den Punkt B reducirte Gewicht der Bahn, Q das Gegengewicht und q das Gewicht der Stange, so kann letzteres zur Hälfte zu P und zur Hälfte zu Q gerechnet werden, und es verhält sich

$$\begin{aligned} P + \frac{q}{2} : Q + \frac{q}{2} &= CO : BO \\ &= CO : CB - CO \end{aligned}$$

woraus CO gefunden wird.

§. 114.

Zugbrücke mit Spirale von Verché.

Kapitän Verché hat in den Jahren 1810 und 1811 in Oposo und Palmanova eine sehr sinnreich construirte Zugbrücke angelegt, deren Prinzip darin besteht, daß das die Brückenbahn im Gleichgewicht haltende Gegengewicht Q, Fig. 10, constant und mittelst einer Kette am Ende einer Spirale a b c d aufgehängt ist, welche fest auf einer horizontalen Achse EF sitzt, die mit der Brückenbahn AB durch eine andere Kette BCD in Verbindung steht, welche über eine an dem Pfeiler des Eingangs befestigte Rolle C geht, und sich dann auf eine andere an der Welle EF der Spirale befindliche Scheibe S, Fig. 10^a, wickelt. Ueber eine zweite, auf derselben Welle sitzende Rolle HH' mit einer Hohlkehle am Umfange geht eine Kette ohne Ende, vermittelt welcher die Bewegung der Zugbrücke bewerkstelligt wird.

Hieraus sieht man, daß der Zweck der Spirale darin besteht, den Hebels-

arm des Gegengewichts Q so zu ändern, daß es beständig dem Gewichte der Brückenbahn in ihren verschiedenen Lagen das Gleichgewicht hält. Es sei daher P das in dem Punkt G concentrirt gedachte Gewicht der Bahn, Fig. 10; GP sei senkrecht auf AB und AK senkrecht auf $B'C$; t die Spannung der äußern Kette $B'C$, welche das Gewicht P der Brückenbahn vermittelt der Wirkung des Gegengewichts Q im Gleichgewicht hält, so hat man:

$$P \cdot AG = t \cdot AK, \text{ folglich}$$

$$t = \frac{Ag}{AK} \cdot P$$

und da man für jede Lage der Bahn die Längen Ag und AK kennt und P gegeben ist, so läßt sich auch t berechnen. Diese Spannung wirkt am Umfange der auf der Welle E sitzenden Trommel SS und ihr Moment ist $t \cdot R$, wenn R den constanten Halbmesser der Trommel bezeichnet. Ferner sei r der von der Achse E genommene Halbmesser Ea der Spirale $abcd$; so hat man für das Gleichgewicht

$$tR = Qr \text{ und daher}$$

$$r = \frac{t \cdot R}{Q} = \frac{Ag}{AK} \cdot \frac{P}{Q} \cdot R$$

welche Gleichung zur Zeichnung der Spirale dient.

§. 115.

Zugbrücken mit veränderlichem Gegengewicht von Poncelet.

Wenn man annimmt, daß eine von den an der Brückenbahn befindlichen Ketten $BCDE$, Fig. 11, über 2 Rollen C und D geht, und an ihrem, dem Befestigungspunkte B entgegengesetzten Ende E eine andere Kette $EGHK$ trage, deren Gewicht viel beträchtlicher ist und dazu dient, die Brückenbahn im Gleichgewicht zu erhalten; wenn man ferner annimmt, daß diese zweite vertikal unter dem Punkte E aufgehängene Kette an ihrem untern Ende so umgebogen sei, daß sie noch einen zweiten vertikalen Zweig HK bildet, dessen oberes Ende K an einem eisernen, in dem Seitenpfeiler befindlichen Arme befestigt ist, welcher so nahe als möglich an dem Strange EG liegt, ohne daß jedoch hierdurch für die Bewegung irgend ein Hinderniß entstehen kann, so ist klar, daß durch die mit der Erhebung der Brückenbahn verbundene Senkung des Punktes E sich ein Theil von GE nach der Vertikalen des Punktes K umlegt, und zwar um ein Stück, welches nahe der halben Höhe gleich ist, um welche sich der Punkt E herabbewegt hat, oder um die halbe Länge des Theils der Kette, welcher über die Rollen gegangen ist, wodurch folglich das im Punkte E wirkende Gewicht um ebensoviele vermindert wird. Wenn man also jedem Theil der Kette solche Dimensionen gegeben hat, daß die in Rede stehenden Gewichtsvermindernungen in jedem Augenblicke genau den Verminderungen gleich sind, welche die Spannung der an der Brückenbahn befestigten Kette $BCDE$ erfährt, so ist klar, daß für alle Lagen das Gleichgewicht stattfindet, und daß die bewegende Kraft bloß die Reibungen zu überwinden hat.

Man kann nun die Kette $EGHK$ beliebig construiren, um jedoch bei dem

möglichst kleinsten Volumen eine angemessene Stärke und Schwere zu erlangen, bildet man sie aus mehreren länglichen, nach 2 Halbkreisen sich endigenden gußeisernen Platten, denen man eine vom Totalgewicht der Kette abhängende Stärke gibt. Die Platten liegen nebeneinander und sind durch Bolzen miteinander verbunden. Fig. 13 und 14.

Für eine schwere Brückenbahn erscheint es angemessen, 2 gleiche Ketten unter derselben anzubringen, welche sich auf verschiedenen Seiten verlängern und verkürzen. Fig. 15.

Um die Ketten genau reguliren zu können, läßt man auch schmale Seitenplatten gießen, und hängt sie in der nöthigen Anzahl an die Bolzen der Hauptkette an.

Die Bewegungsvorrichtung selbst bietet keine Schwierigkeit dar. Die den großen Ketten des Gegengewichts entsprechende innere Rolle D, Fig. 11, befindet sich an einer eisernen Welle, welche noch eine andere große Rolle, O O, Fig. 11 und 12, mit einer Hohlkehle trägt, in welcher eine Kette ohne Ende läuft, woran die Arbeiter ziehen. Der Durchmesser der letzteren Rolle ist gewöhnlich 1.2 Mtr., und der kleineren 0.6 Mtr. Auf jeder Seite des Eingangs befindet sich die gleiche Vorrichtung, und damit die schweren Ketten bei der Aufrichtung der Bahn nicht auf dem Boden aufliegen, sind Vertiefungen angeordnet, welche jedoch höchstens eine Tiefe von 1.5 Mtr. haben, und in keiner Weise hinderlich sind.

Für die Berechnung der Gegengewichte sei p der Theil des Gewichts der Brückenbahn, welcher am Befestigungspunkte B, Fig. 16, wirkt, und es habe dieselbe eine beliebige Lage, AB, angenommen; ρ das Gewicht des laufenden Meters der dünnen Ketten, und also ρl das Gewicht der äußeren Kette BI, welches man sich in dem Schwerpunkte O concentrirt denken kann, so ist das in B wirkende Gesamtgewicht $p + \frac{\rho l}{2}$; durch den mittleren Berührungspunkt I ziehe man die Vertikale IH, bis sie die Linie, welche von A durch den Schwerpunkt der Brückenbahn nach B geht, in ihrer Verlängerung durchschneidet, so hat man zur Bestimmung der Spannung t der äußeren Kette die Proportion:

$$t : p + \frac{\rho l}{2} = BI : HI \text{ woraus}$$

$$t = \left(p + \frac{\rho l}{2} \right) \frac{1}{HI}$$

und man hat folglich für das Gegengewicht Q

$$Q = \left(p + \frac{\rho l}{2} \right) \frac{1}{HI} - \rho \cdot O^1 F.$$

Ebenso wird der Werth von Q für die übrigen Lagen der Brückenbahn gesucht, wobei man jedesmal am einfachsten die Länge der äußeren Kette BI aus der Zeichnung entnimmt. Nach den verschiedenen Werthen von Q werden die Dimensionen der dicken Ketten bestimmt und man findet, daß sie aus 2 Theilen bestehen müssen, wovon der eine ein gleichförmiges Gewicht hat und leicht construirt werden kann, während das des andern von dem obern Quereisen an nach

einer arithmetischen Progression zunehmen muß, wodurch das Ganze eine Trapezoidform annimmt, welche man eben dadurch erhält, daß man auf die verschiedenen Bolzen Scheiben oder kleine Platten hängt, deren Gewicht in dem gehörigen Verhältnisse von dem obern Quereisen bis zum untern zunimmt.

Man kann übrigens auch, ohne einen großen Fehler zu begehen, den Gegengewichtsketten eine gleichförmige Dicke geben, welche das arithmetische Mittel zwischen ihren Enddicken ist. Es seien Q' und Q'' die sich auf die größte und kleinste Länge L' und L'' der äußeren Kette BI beziehenden Werthe von Q , so muß das Totalgewicht der dicken Ketten für die Höhe $\frac{L' - L''}{2}$ gleich $Q' - Q''$ genommen werden, wodurch die Dimensionen dieser letzten Kette vollständig bestimmt sind.

§. 116.

2) Roll- oder Schiebbrücken.

Die Brückenbahn muß auch hier, wie bei den Waagbrücken, etwa noch einmal so lang sein, als die zu überbrückende Oeffnung weit ist, wird aber nicht um eine horizontale Achse gedreht, sondern ruht auf Rollen, Kugeln oder Rädern, und läßt sich somit in der Richtung der Brücken- oder Straßenachse verschieben.

Für große und schwere Fuhrwerke und weite Oeffnungen eignen sich die Rollbrücken nicht, indem sie zu schwerfällig würden, und daher mühsam zu bewegen wären; man pflegt sie gewöhnlich nur als Fußstege zu benutzen, oder auf ihnen die Leinpfade eines Canals oder Flusses über einen Seitencanal zu führen und nimmt dabei höchstens Spannweiten von 5 bis 8 Mtr. an.

Die Hin- und Herbewegung der Bahn geschieht nun auf verschiedene Arten, je nach der Größe und dem Gewichte der Construction. Bei sehr kleinen Rollbrücken wird die Verschiebung durch 1 oder 2 Mann bewirkt, welche die Brücke unmittelbar an den Geländern fassen und fortschieben; bei größeren Brücken dagegen pflegt man unter der Bahnmitte eine gezahnte Stange anzubringen, und die Bewegung von einer Kurbel ausgehen zu lassen, an deren Achse ein Getriebe sitzt, welches entweder direct in die Zahnstange, oder nach Umständen in ein Stirnrad eingreift, dessen Achse abermals mit einem Getriebe versehen ist.

Eine in England ausgeführte Rollbrücke ist auf Taf. XXVII. durch die Figur 17, 18 und 19 dargestellt. Die lichte Weite zwischen den Widerlagern ist 17' 6", die Breite der Brückenbahn 9' 2", ihre Länge 32'. Wie aus der Fig. 17 ersichtlich, befindet sich der nach rückwärts verlängerte Theil der Bahn in einem niederen, mit Balken überdeckten Gange, und ruht theils auf den festen Rollen g , theils auf den Laufrollen e . Zur Befestigung der Zahnstange sind 4 gußeiserne Querbarren d , d angebracht; dieselben sind in die beiden innern Streckbalken eingelassen und mit den beiden äußern verschraubt. Die Achse des Getriebes, welches in die Zahnstange eingreift, ist nach einer Seite hin verlängert und mit einem größeren Stirnrad versehen, mit welchem sodann ein kleineres Rädchen in Eingriff steht, an dessen Achse endlich die Kurbel sitzt.

Eine andere Rollbrücke, ebenfalls in England, über einen Canal von 6·8 Mtr. Weite ausgeführt, hat folgende Construction, Fig. 20.

Die beiden äußern Ortbalken der 2·7 Mtr. breiten und 15·6 Mtr. langen Bahn sind durch Pfosten und Zugketten verstärkt, und haben an ihren untern Flächen schmiedeeiserne Lauffchienen. Auf dem einen Widerlager, genau unter der Mittellinie der Ortbalken, befinden sich je 5 gußeiserne Rollen von 0·3 Mtr. Durchmesser, deren Achsen in gußeisernen, auf das Mauerwerk befestigten Lagern ruhen; auf dem jenseitigen Widerlager dagegen ist für jeden Ortbalken nur eine Rolle von kleinerem Durchmesser angebracht. Steht nun die Brücke ganz auf dem einen Ufer, so liegt sie auf den erwähnten 5 Rollenpaaren auf, ist sie aber vorgeschoben, und folglich die Durchfahrt auf dem Canal gehindert, dagegen die auf der Brücke geöffnet, so liegt sie auf einer Seite nur noch auf 4 Rollenpaaren und greift noch so weit über das jenseitige Widerlager, daß das dortige Rollenpaar ebenfalls der Bahn als Stütze dient.

Das Hin- und Herschieben geschieht mittelst eines einfachen Mechanismus, durch welchen ein Getriebe mit der unter der Mittellinie der Bahn angebrachten gezahnten Stange in Eingriff gesetzt wird. Bei vorgeschobener Bahn dient eine hölzerne, um eine horizontale Achse bewegliche Pritsche von 1·8 Mtr. Länge zur Abfahrt von der Brücke auf die Straße *).

§. 117.

3) Drehbrücken.

Die Brückenbahn, welche auf einer gewissen Anzahl von Rollen oder Rädern ruht, kann um einen vertikalen Zapfen gedreht werden, und es ist somit erforderlich, daß ihre Länge fast doppelt so groß ist, wie die zu überbrückende Weite, damit während der Drehung der Brücke in allen Lagen dem freischwebenden Theil der Bahn das erforderliche Gegengewicht geboten wird.

Obwohl diese Anordnung den gleichen Nachtheil hat, wie die der Waag- und Rollbrücken, daß nämlich die Brückenbahn mehr Länge erfordert, als strenge genommen nöthig wäre, so tritt bei ihr der günstige Umstand ein, daß sie auf ziemlich beträchtliche Spannweiten solid und dauerhaft construirt werden kann, und daß dabei ihre Bewegung verhältnismäßig wenig Kraft erfordert; diesem Umstand darf es wohl auch zugeschrieben werden, daß fast in allen Ländern die Drehbrücken vorzugsweise Anwendung gefunden haben, und zwar nicht nur für Straßen-, sondern auch für Eisenbahnübergänge.

Je nach der zu überbrückenden Weite erhält die Drehbrücke entweder einen oder zwei Bahnflügel.

Jeder Bahnflügel ruht entweder auf einem gußeisernen Kranze, der seinerseits auf 16, 18, oft 24 gußeisernen Rollen sitzt, deren Achsen sämmtlich gegen den Drehzapfen hin gerichtet sind, Fig. 19, Taf. XXVIII., oder nur auf einem

*) Telford's Werke und Scanzia, Programme ou Resumé des Leçons d'un Cours des Constructions.

Drehzapfen und 2 gußeisernen Laufrädern, wobei der erstere gewöhnlich in der Mittellinie der Brückenbahn, öfters aber auch außerhalb derselben angebracht ist, und in jedem Falle mit den beiden Laufrädern ein gleichschenkeliges Dreieck darstellt, mit dessen Schwerpunkt der Schwerpunkt der ganzen Bahn sammt Zugehör zusammenfallen muß, damit in jeder Lage Gleichgewicht stattfindet. Fig. 2 und 20.

Zuweilen pflegt man indessen auch die Bahnflügel auf 4 Laufräder und einen Zapfen zu legen; der letztere befindet sich in der Mittellinie der Bahn und je 2 Räder laufen auf einem Kranze.

Endlich ist noch diejenige Anordnung zu erwähnen, bei welcher die zu überbrückende Oeffnung durch einen Mittelpfeiler in 2 gleiche Theile getheilt wird; hier ruht die über beide Theile greifende Bahn auf dem Pfeiler, und kann entweder auf einem Laufkranze mit Rollen, oder auf 6 Laufrädern liegen; in jedem Falle muß der allgemeine Schwerpunkt des Systems mit dem Drehzapfen zusammenfallen.

Die Fig. 17 zeigt diese Anordnung.

Welches auch die Anordnung der Brücke im Allgemeinen sein mag, so genügt die Unterstüzung der Bahn durch einen Laufkranz mit Rollen oder Rädern, doch in den meisten Fällen nur für diejenigen Lagen derselben, welche sie während der Bewegung und dann annimmt, wenn die Durchfahrt offen ist; sobald die Drehbrücke die Verbindung zwischen beiden Ufern herstellt, und somit befahren werden kann, muß die Bahn noch an ihren Enden weitere Unterstüzkungen erhalten.

Zu diesem Behufe werden entweder auf den Widerlagern kleine Rollen mit gußeisernen Lagern angebracht, deren Achsen mit der Mittellinie der Brückenbahn parallel laufen, oder man pflegt die Rollen excentrisch auf eine gemeinschaftliche Achse zu stecken, und ihre Lager an der untern Fläche der Brückenbahn zu befestigen, damit sie alsdann durch eine kleine Drehung der erwähnten Achse sich von ihren gußeisernen Lagerplatten etwas entfernen und so während der Bewegung der Bahn keinen Reibungswiderstand verursachen.

Bei hölzernen Drehbrücken mit 2 Flügeln werden die Rollen häufig durch eiserne Stützen ersetzt, Fig. 20, und die hintern Laufräder (a) sind von ihren Auflagern entfernt. Soll nun die Brücke gedreht werden, so legt man zuerst die Stützen des einen Flügels um, derselbe senkt sich hinten herab, steigt mit dem vorderen Ende in die Höhe und entfernt sich etwas von dem andern Flügel, sowie auch von den Streben, wenn solche vorhanden sind, und die Drehung kann erfolgen; ebenso wird mit dem andern Flügel verfahren. Hierdurch erreicht man den Vortheil, daß beide Flügel nach geraden Linien begrenzt und genau zusammenpassend gemacht werden können, ohne daß hierdurch der Bewegung ein Hinderniß entgegengesetzt würde, es ist aber für sich selbst klar, daß die Drehzapfen einigen Spielraum haben müssen, damit die Bahnflügel ihre Lage ungehindert verändern können.

Eine nähere Betrachtung der bemerkenswertheften Drehbrücken Englands und Belgiens führt zu dem Resultate, daß die englischen Brücken, meist aus Gußeisen

construirt, auf Laufkränzen mit gußeisernen Rollen ruhen, während die belgischen und holländischen Drehbrücken, deren Träger ebenfalls aus Gußeisen bestehen, nur 2 oder höchstens 4 Laufräder haben. Es unterliegt keinem Zweifel, daß die belgische Construction die einfachere und für die meisten Fälle wohl auch zweckmäßigere ist, indem die Bewegung der Brücke eine geringere Kraft erfordert; wenn man übrigens berücksichtigt, daß eine größere Drehbrücke mit gußeisernen Trägern jedenfalls durch einen Laufkranz mit Rollen gleichförmiger und solider unterstützt ist, wie durch einige Laufräder, so wird man der in England üblichen Construction die Zweckmäßigkeit auch nicht versagen können. Zur Betrachtung der belgischen Constructionsart soll in dem Folgenden die in Mecheln ausgeführte Drehbrücke, wovon die nöthigen Zeichnungen auf Taf. XXVIII., Fig. 1 bis 14, enthalten sind, näher beschrieben werden.

Die lichte Weite zwischen beiden Widerlagern ist 8·5 Mtr. Die Breite der Widerlager ist 8·8 Mtr.; die Plattform, worauf der Zapfen ruht, hat 9 Mtr. Länge und liegt 1·4 Mtr. unter der Bahnoberfläche.

Die Brückenbahn ist aus Bohlen zusammengesetzt von 0·1 Mtr. Dicke und 6·5 Mtr. Länge; sie ruht auf 4 gußeisernen Trägern, Fig. 1 und 2, welche je aus 2 Stücken *aa* und *bb* zusammengeschraubt sind. Die Stärke dieser Träger ist verschieden, die innern haben 0·062 Mtr. für den Theil auf dem Widerlager und 0·055 Mtr. für den freiliegenden Theil; die äußern dagegen, welche 1·5 Mtr. von den innern entfernt liegen, haben 0·052 Mtr. und 0·046 Mtr.; die Länge der innern Träger ist 19 Mtr., die der äußern 18·35 Mtr. Die Befestigung der Bohlen mit den Trägern ist aus Fig. 5 ersichtlich. Um die Träger in ihrer richtigen Entfernung zu halten, sind sie an dem Theil über der Plattform durch gußeiserne Platten *cc* und an dem freiliegenden Theil durch schmiedeiserne Bolzen *dd* verbunden. Fig. 2 und 3. Diese Anordnung wurde deshalb gewählt, um dem kürzern Theil der Bahn ein größeres Gewicht zu geben.

Die ganze Brücke ruht auf 3 Punkten: 1) auf dem Zapfen, Fig. 5, 7, 8, welcher von Schmiedeisen ist und 0·14 Mtr. Durchmesser hat; 2) auf 2 konischen gußeisernen Rädern *RR'* von 1·16 Mtr. Durchmesser und 0·14 Mtr. Breite, welche so zwischen den innern und äußern Trägern angebracht sind, daß ihre Achsen gegen den Zapfen laufen. Diese Räder ruhen auf einer gußeisernen Bahn *i*, welche mit einem Radius von 3·1 Mtr. beschrieben ist, und rollen auf derselben während der Bewegung. Um diese Räder sowohl wie den Zapfen während der Zeit, wo die Brücke in Ruhe ist, zu schonen, trägt dieselbe noch 8 excentrische Scheiben *jj*, Fig. 2, 4, 10, 10^a, welche je 4 an einer schmiedeisernen Achse sitzen; sie stützen sich auf gußeiserne Lagerplatten *l*. Ein eigener Mechanismus befindet sich in der Mitte der Brücke, um diese excentrischen Scheiben zu drehen, also die Brücke wieder auf die 3 Hauptstützpunkte herabzulassen.

Dieser erwähnte Mechanismus ist durch die Fig. 9, 9^a, 11, 12, 13, 14 im Detail dargestellt.

An der Achse *n*, Fig. 9, sitzt ein konisches Getriebe, welches in einen Qua-

dranten p eingreift, an dessen Achse ein doppelarmiger Hebel steckt. Von den Enden dieses letzteren gehen schmiedeiserne Zugstangen an die auf den Achsen der excentrischen Scheiben aufgetheilten einfachen Hebelarme, Fig. 13; wird nun der Quadrant um 90° gedreht, so kommt der doppelarmige Hebel in die punktirte Stellung, und die excentrischen Scheiben nehmen eine andere Lage an, wie Fig. 10 zeigt.

Um die Brücke zu drehen, nachdem die excentrischen Scheiben j j von ihren Lagern entfernt sind, genügt es, das eine Laufrad R in Bewegung zu setzen. Zu diesem Behufe ist dasselbe, wie Fig 6, 6^a zeigen, mit einem Zahnrade versehen, in welches ein Getriebe eingreift, an dessen Achse ein konisches Rad sitzt, welches mit dem an der Kurbelachse t befindlichen Getriebe in Eingriff steht. — Die Kosten für den beweglichen Theil der Brücke waren 35000 Fr.

Eine in Holland ausgeführte Drehbrücke über die Spaarne ist durch die Fig. 15, 16 und 17 dargestellt; die Bahn ruht auf einem 6·5 Mtr. starken Mittelpfeiler, welcher 8·0 Mtr. von den beiderseitigen Flusspfeilern entfernt ist.

Die Construction hat im Ganzen sehr viel Aehnlichkeit mit der belgischen, nur ist der Mechanismus zum Drehen der Brücke ein anderer. Die Bahnräger, welche durch gußeiserne Platten und schmiedeiserne Bolzen miteinander verbunden sind, ruhen auf 6 Rädern von 1 Mtr. Durchmesser. Diese Räder bewegen sich auf einem gußeisernen Kranze, welcher zugleich eine vertikale Verzahnung hat, in die das mit dem Bewegungsmechanismus in Verbindung stehende Getriebe eingreift, Fig. 16. Die Entlastung der Räder während der Zeit, als die Brücke in Ruhe ist, geschieht auch hier durch excentrische Scheiben, die in ähnlicher Weise wie bei den belgischen Drehbrücken bewegt werden können.

Eine sehr interessante Drehbrücke mit 2 Flügeln wurde im Jahr 1812 zu Antwerpen ausgeführt. Ihre allgemeine Anordnung ist aus den Fig. 18 und 19, Taf. XXVIII., ersichtlich. Die lichte Entfernung der Widerlager beträgt 17·6 Mtr. Die Länge der Plattform ist 8·16 Mtr., und zwar sitzt der Drehzapfen 2·36 Mtr. von der vordern Fläche des Widerlagers entfernt. Sieben gußeiserne Träger in gleichen Abständen von 0·633 Mtr., verbunden durch gußeiserne durchbrochene Platten, tragen die 4·6 Mtr. breite Bahn, welche einen Fahrweg von 3 Mtr. und 2 Fußwege von je 0·8 Mtr. hat.

Jeder Bahnflügel ruht auf einem Laufkranze mit 16 Rollen von 0·2 Mtr. Durchmesser. Die Entlastung der Rollen für die Zeit, wenn die Brücke in Ruhe ist, geschieht hier gewissermaßen durch die beweglichen Streben a, a. Sobald die Brücke bewegt werden soll, werden die erwähnten Streben durch einen eigenen Mechanismus in die Höhe gezogen, damit sie sich von ihren Auflagern entfernen, die Drehung der Brücke geschieht alsdann von der Brückenbahn aus mit einer Kurbel, an deren Achse ein Getriebe sitzt, welches nach 3maliger Uebersetzung mit einem auf dem Widerlager befestigten Zahnkranze in Verbindung steht.

Die Fig. 22 und 23 zeigen die Construction einer Drehbrücke in den Catharinendocks zu London. Dieselbe hat 2 Bahnflügel von 7·0 Mtr. freistehender Länge; der Drehzapfen liegt 3·8 Mtr. von der vordern Widerlagsmauer entfernt

und bildet das Centrum eines Laufkranzes mit 24 Rollen von 0·2 Mtr. Durchmesser. 8 Träger tragen die 8 Mtr. breite Bahn und sind durch gußeiserne Querplatten und Bolzen miteinander verbunden. Die Drehung der Brücke geschieht von dem einen Widerlager aus, woselbst in einem festen Gehäuse von Gußeisen zwei Winkelräder sitzen; von dem horizontalen Winkelrade geht die Achse herab bis auf die Ebene der Plattform und hat daselbst ein Getriebe (a), welches in ein größeres Rad (b) eingreift, an der Achse des letztern sitzt alsdann das Getriebe (c), welches mit dem an der Rückwand der Brücke angegossenen Zahnkranz in Eingriff steht.

Auch in Deutschland sind in neuerer Zeit mehrere Drehbrücken construirt worden, die den belgischen und englischen in keiner Weise nachstehen. Unter andern sind bemerkenswerth die Brücken über den Rhein bei Kehl und in Mannheim, über den Mainfluß bei Frankfurt und über den Hauptfestungsgraben zu Danzig. Erstere haben schmiedeeiserne Blechträger und sind nach dem belgischen System construirt; letztere hat 2 Flügel, die über einen Mittelpfeiler gehen, und 2 schmiedeeiserne Gitterwände bilden die Träger, welche durch mehrere schmiedeeiserne Querrippen vereinigt sind. Zur Unterstüzung der Bahn während der Bewegung dient ein Laufkranz von 4·87 Mtr. Radius mit 18 Laufrollen von 0·25 Mtr. Durchmesser; während der Ruhe liegt die Bahn auf 8 excentrischen Scheiben, die in ähnlicher Weise wie bei den belgischen Brücken bewegt werden, allein der Quadrant liegt nicht in der Mitte der Bahn, sondern näher an den Enden derselben, wodurch die bewegende Kraft sicherer auf die Achse der Scheiben übertragen wird. Da der cylindrische Mittelpfeiler von den Widerlagern, nach der Richtung der Bahn gemessen, 9·5 Mtr. entfernt ist, so liegen die Träger auf etwa 12 Mtr. frei und haben dabei eine Höhe von 1·4 Mtr. Die Gitterstäbe haben 0·078 Mtr. Breite und 0·013 Mtr. Stärke; die diagonale Weite der Maschen von Nietmitte zu Nietmitte ist 0·45 Mtr. Die Brückenbahn trägt ein Bahngleise und hat eine Breite im Lichten von 4·69 Mtr. Der auf den Widerlagern befestigte Drehzapfen ist von Gußeisen und hat 0·22 Mtr. Durchmesser; derselbe trägt erstens eine Rosette, von welcher die radialen Achsen der Laufrollen ausgehen, zweitens einen gußeisernen pyramidalen Hut, auf welchem die 2 mittlern Querverbindungsrippen angeschraubt sind. Um nun die Brückenbahn nicht nur auf den Laufkranz, sondern auch auf den Drehzapfen zu stützen, befindet sich über der Mitte des pyramidalen Hutes ein gußeiserner Deckel, der seine Befestigung durch 4 Schrauben erhält, und in welchem ein schmiedeeiserner Zapfen sitzt, welcher durch einen Keil fest angetrieben werden kann*).

Endlich wäre noch ein System von Drehbrücken zu erwähnen, welches in England und hauptsächlich aber in Holland schon vielfach Anwendung gefunden hat, und wobei die Bahn weder auf einem Laufkranze noch auf Rädern ruht, sondern die einzelnen Träger nur um eine vertikale Achse gedreht werden.

In den London-Docks befindet sich ein Drehsteg, welcher 2 Flügel hat, die miteinander eine Oeffnung von 54 engl. Fuß überspannen. Jeder Flügel besteht

*) Sammlung von Zeichnungen aus dem Gebiete der Wasserkunst etc., gezeichnet von den Gelehrten der königl. Bauakademie zu Berlin, 1853.

aus einer gußeisernen halben Bogenrippe, welche auf ihrem Rücken die 6' 2" breite Bahn trägt und sich mit ihrem stärkeren Ende an das Widerlager anschließt. Dieser Anschluß ist aber in der Art bewirkt, daß die Rippe mit Hülfe einer Erdwinde gedreht werden kann, ähnlich wie ein Thorflügel einer Kammerschleuse.

In Holland, wo im Allgemeinen die Eisenbahnen sehr niedrig liegen, kam der Fall häufig vor, daß schmale Kanäle gekreuzt wurden, man pflegte daher kleine Drehbrücken zu bauen. Zu diesem Zwecke wurden 2 Widerlagsmauern aufgestellt, und in der Richtung der Schienengeleise 4 gußeiserne Barren aufgelegt, die einerseits um eine feste vertikale Achse gedreht werden können, andererseits auf kleinen Rollen ruhen. Je 2 Barren sind miteinander vereinigt und werden daher miteinander gedreht, indem an dem äußern Barren ein Quadrant angeschraubt ist, welcher sich mit einem auf dem Widerlager stehenden Getriebe im Eingriffe befindet.

§. 118.

4) Hubbrücken.

Diejenigen Brücken, welche eine senkrechte Erhebung ihrer Bahn auf eine gewisse Höhe gestatten, können mit dem Namen Hubbrücken bezeichnet werden.

Ihre Anwendung kann in allen den Fällen stattfinden, wo es sich darum handelt, für die Schifffahrt eine Durchfahrtsöffnung von einer bestimmten Höhe herzustellen, wo aber die Localverhältnisse nicht gestatten, die Brückenbahn für den gewöhnlichen Verkehr von einem Ufer zum andern in diese Höhe zu legen. Es besteht z. B. in einer Stadt eine steinerne oder eiserne Brücke, deren Bahn mit den anstoßenden Straßen in gleicher Höhe, aber dabei gegen den Wasserspiegel des Flusses zu niedrig liegt, so daß die Schiffe nicht unter der Brücke durchpassiren können, eine Erhöhung der Bahn von 1 bis 1.5 Mtr. würde aber für die Schifffahrt genügen, so wäre es begründet, diese Brücke in der Art zu construiren, daß die Bahn in einer Oeffnung derselben um die erforderliche Höhe vertikal gehoben werden könnte. Dabei kann die Einrichtung getroffen sein, wie dieß auch bei der in Straßburg ausgeführten Hubbrücke der Fall ist, daß ein erhöhter Fußsteeg an der Seite der beweglichen Fahrbahn aufgestellt ist, damit der Personenverkehr nicht gestört wird.

Die Einrichtung kann, wie aus den Fig. 21 und 22, Taf. XXVII., ersichtlich, folgende sein:

An der Achse a sitzt ein Spillenrad A mit Handgriffen, von welchem die bewegende Kraft ausgeht; an dem andern Ende der Achse sitzt ein Stirnrad B, welches in ein zweites Stirnrad C eingreift. Die Achse des letzteren geht von einer Seite der Bahn bis zur andern, und trägt 2 gußeiserne Scheiben D, D; an der Peripherie dieser Scheiben sind eiserne Ketten befestigt, die um so viel herabhängen, als die Erhebung der Bahn betragen soll; auf die herabhängenden Enden der Ketten stützen sich schmiedeeiserne Barren, welche mit ihrem obern Ende an die Träger der Bahn befestigt sind. Sobald nun die Scheiben D in der Richtung gedreht werden, daß sich die Ketten auf ihre Peripherie aufwickeln müssen, so werden die Barren, und mit ihnen die Bahn, vertikal gehoben, indem auf jeder

Seite der letzteren die gleiche Vorrichtung getroffen ist. Um die Bahn bei ihrer Bewegung stets in der gleichen Richtung zu erhalten, pflegt man sie zwischen 2 oder 4 festen eisernen Stäben gleiten zu lassen.

Würde die Hubbrücke auf eine beträchtliche Höhe zu heben sein, und ließen sich etwa 2 Pfeiler in den Fluß setzen, zwischen welchen die Brückenbahn gleiten könnte, dann ließe sich der Bewegungsmechanismus noch einfacher anordnen, da man das Gewicht der Bahn mittelst Gegengewichten aufheben könnte und also nur die passiven Widerstände mit dem Mechanismus zu überwinden wären.

§. 119.

5) Schiffbrücken.

Schon in sehr frühen Zeiten, sobald nur die Kunst, auf schwimmenden Fahrzeugen gewisse Lasten auf dem Wasser fortzubewegen, erfunden war, mußte der Gedanke entstehen, eine Reihe solcher Fahrzeuge quer über einen Fluß zu legen, sie zu verankern und als Unterlage für eine Brückenbahn zu benützen, um so den Fluß mittelst einer Schiffbrücke zu überschreiten.

Wenn die Schiffbrücken schon unter gewissen Verhältnissen für den friedlichen Verkehr volkreicher Städte von Vortheil sein können, so sind sie von noch höherer Wichtigkeit für den Krieg, da das Material hierzu leicht mit dem Heere auf Wagen transportirt werden kann und also die Möglichkeit gegeben ist, an jeder Stelle eines Flusses, wo zu kleine Wassertiefe nicht hindert, eine Brücke schlagen zu können.

Wird eine Schiffbrücke für den ständigen Verkehr zwischen 2 Stadttheilen oder überhaupt zur Herstellung der Communication zwischen 2 Ufern erbaut, so bestehen ihre Vortheile gegen einen festen Brückenbau hauptsächlich darin, daß sie weniger Kosten verursacht, wie eine steinerne oder eiserne Brücke, und daß die Schifffahrt auf dem Flusse nicht gehindert wird, indem man sie mit Gliedern versieht, die jederzeit abgefahren werden können; daß endlich, wenn die beiden Ufer nicht einem und demselben Staate angehören und die Communication zu Kriegszeiten gar nicht stattfinden soll, einer schleunigen Entfernung der Schiffbrücke aus dem Flusse nichts im Wege steht. Dagegen hat sie die Nachtheile, daß sie eine ständige Ueberwachung und viel Reparatur nöthig macht, hauptsächlich aber zur Zeit der Eisgänge die Communication auf einige Zeit ganz unterbrochen werden muß.

Im Allgemeinen wird es bei Schiffbrücken auf die Beantwortung folgender Fragen ankommen:

- 1) Welche Form der Schiffe ist für eine solche Brücke in jeder Hinsicht die vortheilhafteste?
- 2) Wie viel Schiffe von einer gewissen Größe bedarf man zu einer Brücke von bestimmter Länge?
- 3) Wie müssen die Schiffe auf ihrem Standorte befestigt werden, damit sie der Strom nicht mit sich fortreißt?
- 4) Welche Anstalten sind erforderlich, um das Steigen und Senken der Brücke bei dem Wachsen und Fallen des Wassers mit den Anlandungspunkten zu reguliren?

- 5) Wie ist die Brückenbahn einzurichten, damit sie steif genug wird und doch so viel nachgibt, als das unvermeidliche Schwanfen der Schiffe erfordert?
- 6) Welcher Anstalten bedarf man, um die den Fluß passirenden Fahrzeuge leicht, schnell und gefahrlos durch die Brücke gehen zu lassen?
- 7) Wo werden die Schiffe zur Zeit eines Eisganges am Besten untergebracht?

§. 120.

Zur Beantwortung der ersten Frage diene Folgendes: Die Form der Schiffe oder Pontons wurde verschieden angenommen und es muß offenbar diejenige die beste sein, bei welcher mit dem geringsten Aufwande von Material die größte Tragfähigkeit und Stabilität erzielt und dabei aber auch möglichst wenig Aufstau und Seitenströmung verursacht wird.

Die verschiedenen Formen hölzerner Pontons sind nun:

- a) parallelepipedisch mit vorn und hinten aufgebogenem Boden,
- b) parallelepipedisch mit ebenem Boden, vorn und hinten nach dem geradlinigten Dreieck zugespitzt;
- c) parallelepipedisch mit ebenem Boden, vorn und hinten nach dem sphärischen Dreieck zugespitzt, die Seitenborde senkrecht oder wenig geneigt;
- d) parallelepipedisch mit vorn und hinten aufgebogenem Boden bei einer Zuspitzung nach dem sphärischen Dreieck und die Seitenborde entweder senkrecht oder etwas geneigt.

Von diesen Formen haben sich die unter d angegebenen als die zweckmäßigsten und den obigen Anforderungen am meisten genügenden erwiesen. Da nun die Stabilität des Pontons durch die Anordnung geneigter Seitenwände noch vergrößert wird, indem das Metacentrum bei gleicher Eintauchung höher über den Schwerpunkt fällt, wie bei dem Ponton mit senkrechten Wänden, so unterliegt es keinem Zweifel, welche Form den Pontons im Allgemeinen zu geben ist.

Die Dimensionen der Pontons für Schiffbrücken sind aus folgender Zusammenstellung ersichtlich:

Bezeichnung der Brücken.	Breite der Bahn.	Ponton			Zuspitzung.	Boden.
		Länge.	Breite.	Höhe.		
	Mtr.	Mtr.	Mtr. unten. oben.	Mtr.		
Coblenz . . .	6·6	15	2·7 — 3	1·2		eben.
Mainz . . .	6·6	15	2·7 — 3	1·2	2·7	do.
Mannheim . .	6·6	15·6	3·15 — 3·45	1·41	3·6	do.
Knielingen . .	6·6	15·3	3·7 — 3	1·44	3·15	aufgebogen.
Breitsach . .	4·5	15·3	2·4 — 2·7	1·32	3·3	do.
Neckarelz . .	5·4	12·0	1·98 — 2·34	1·2	3·36	do.

Die Fig. 3, 4 und 5, Taf. XXIX., geben den Längenschnitt, Grundriß und Querschnitt eines Pontons der Mannheimer Schiffbrücke. Boden und Seitenwände sind aus eichenen 0·045 Mtr. starken Bohlen zusammengesetzt und mit starken Nägeln an die Rippen oder Kniehölzer α, α befestigt. Die letztern sind theils an den Enden künstlich zusammengesägt, theils haben sie ihre natürliche Form. Die Seitenwände sind oberhalb durch Steifen c, c , Fig. 3, miteinander verbunden, welche unmittelbar neben den hervorragenden etwas konisch bearbeiteten Enden zweier Rippen liegen, an denen die Ankerketten befestigt werden. Ein Auseinandergehen der Wände wird durch schmiedeiserne Bolzen verhindert. Die Zuschärfung an dem Vorder- und Hintertheil des Pontons wird durch den sog. Steven gebildet.

Bei den Pontons der Knielinger Schiffbrücke haben die Rippenhölzer eine Stärke von $\frac{0\cdot15}{0\cdot15}$ Mtr. und sind 0·456 Mtr. von Mitte zu Mitte von einander entfernt. Die Rippenhölzer, welche zur Befestigung der Ankerketten dienen, haben $\frac{0\cdot24}{0\cdot24}$ Stärke. Der Boden besteht aus einer doppelten Bohlenlage, die untere ist 0·045 Mtr., die obere 0·03 Mtr. stark; die Bohlen für die Seitenwände haben 0·045 Mtr. Stärke, sie sind einfach übereinander gefügt und nur zur Verstärkung der untern Kante sind 2 Bohlen nebeneinander gestellt, wobon aber der innere nur 0·03 Mtr. Stärke hat. Sämmtliche Fugen sind gut kalktert und alles Holzwerk ist sorgfältig mit Theer überstrichen. Das Gewicht eines solchen Pontons beträgt nahe 6500 Kil. einschließlich des Inbaues.

Die geringe Dauer hölzerner Pontons, sowie der Umstand, daß sie durch Brand leicht zerstört werden können, gab in neuerer Zeit Veranlassung zur Anfertigung eiserner Pontons. In Baden wurden solche zuerst bei der Mannheimer Schiffbrücke in Ausführung gebracht; die Fig. 7, 8, 9 und 10, Taf. XXIX., zeigen die Form und Construction eines solchen Pontons, dessen Länge 15 Mtr., Breite 3 Mtr., Höhe in der Mitte 1·2 Mtr. und an den Enden 1·35 Mtr.; Metalldicke 3·75 Millim., Rielenstärke 6 Millim.; Gewicht 3000 Kil. beträgt.

Die Vortheile der aus dünnem Eisenblech gefertigten Pontons bestehen im Wesentlichen darin: daß sie niedriger gebaut werden können, indem sie weniger tief im Wasser stehen; daß sie ferner eine bessere, den Regeln der Schiffsbaukunst entsprechende Form erhalten können; daß sie verhältnißmäßig zu den hölzernen Pontons billig sind und endlich, daß sie weniger Reparatur bedürfen und längere Dauer zeigen. Während ein hölzernes Ponton 2000 Francs kostet und etwa 15 Jahre hält, kostet ein eisernes für den gleichen Zweck 2000 bis 2400 Francs und dauert wenigstens noch einmal so lange.

§. 121.

Um die zu einer Brücke nöthige Anzahl Pontons zu bestimmen, muß zuvorverste das Tragvermögen eines Pontons von gegebenen Dimensionen ermittelt werden. Hierzu dient der Satz der Hydrostatik, daß ein Schiff so viel trägt, als das Gewicht der Wassermasse ist, welche durch dasselbe verdrängt wird, weniger seinem

eigenen Gewicht. Hat man das Tragvermögen darnach bestimmt, so läßt sich leicht diejenige Länge der Brückenbahn angeben, welche auf ein Ponton gerechnet werden kann. Natürlich ist dabei die Rücksicht zu nehmen, daß die Balken, welche die Bahn tragen, wenigstens auf 2 Pontons aufliegen und etwa eine Länge von 12—14 Mtr. haben; oder daß dieselben ein Glied mit 3 Pontons bilden und, wie die Fig. 2, Taf. XXIX., zeigt, auf dem mittleren Ponton nebeneinander vorbeigehen, also im Ganzen eine Länge von 22 bis 24 Mtr. haben.

Angenommen, man theile die Brückenbahn in einzelne Glieder ab, welche von je 2 Pontons getragen werden sollen, so bestimmt sich die Entfernung der Pontons eines Gliedes wie folgt:

Die Dimensionen des Pontons seien: Länge = 15 Mtr.; Breite 3 Mtr.; Höhe 1.44 Mtr.; so ist die Grundfläche desselben $36.5 \square$ Mtr. und das Gewicht 6500 Kil. Die Brückenbahn erhalte 6.6 Mtr. Breite und hat daher auf den laufenden Meter sammt Geländern ein Gewicht von 200 Kil.; die zufällige Belastung wird zu 280 Kil. pro \square Mtr. und endlich die größte Tauchung der Pontons zu 0.55 Mtr. angenommen, so hat man die durch die beiden Pontons eines Gliedes verdrängte Wassermasse

$$2 \{0.55 \cdot 36.5 \cdot 100\}$$

und die Last, welche beiden Pontons aufgebürdet werden kann

$$2 \{0.55 \cdot 36.5 \cdot 1000\} - 2 \cdot 6500.$$

Ist nun die lichte Entfernung zwischen den Pontons = x , so hat man die Länge des Gliedes $x + 8.1$ Mtr. (weil die Pontons 3 Mtr. Breite haben und 1.05 Mtr. von den Enden der Bahn entfernt sein können), man hat somit die Belastung, welche wirklich auf die 2 Pontons kommt.

$$\text{Gewicht der Bahn } (8.1 + x) \cdot 200.$$

$$\text{Zufällige Belastung } (8.1 + x) \cdot 6.6 \cdot 280$$

und entsteht daher die Gleichung:

$$(8.1 + x) \{200 + 6.6 \cdot 280\} = 2 \{0.55 \cdot 36.5 \cdot 1000\} - 2 \cdot 6500$$

woraus

$$x = 5.1 \text{ Mtr. folgt.}$$

Die Länge eines Gliedes ist somit $8.1 + 5.1 = 13.2$ Mtr. und beträgt daher die Entfernung von einem Landgliede zum andern z. B. 132 Mtr., so sind 10 Glieder und folglich 20 Pontons nöthig.

In gleicher Weise würde die Rechnung für den Fall geführt werden, wenn die Brücke aus Gliedern mit je 3 Pontons bestehen sollte. Gewöhnlich haben die Pontons eine Entfernung im Richten von 5.4 Mtr., es ist daher die Länge eines Gliedes mit 3 Pontons $3 \cdot 3 + 2 \cdot 5.4 + 2 \cdot 1.05 = 21.9$ Mtr.; die Ein-tauchung der Pontons bei unbelasteter Bahn beträgt 0.219 Mtr. und bei der zufälligen Belastung durch ein Menschengedränge 0.58 Mtr.

§. 122.

Die Pontons müssen im Flusse verankert sein, damit sie der Strom nicht mit fortreißt. Gewöhnlich werden Anker eingeworfen, doch gibt es auch Fälle,

wo sie zweckmäßiger durch eingerammte Pfähle oder Eisbrecher ersetzt werden, z. B. wenn eine Schiffbrücke über einen Fluß gebaut werden soll, ehe derselbe ein regulirtes eingeschränktes Bett hat, wo also noch ein Wechseln des Thalwegs möglich und eine Ablagerung von Geschieben, folglich auch eine Ueberkiesung der Anker zu befürchten steht.

Man hat zweiarmige und vielarmige Anker; erstere, die auch Balkenanter genannt werden und gewöhnlich vorzukommen pflegen, bestehen aus folgenden Theilen:

Die Ruthe CD, Fig. 20, Taf. XXIX., hat 2 Arme DF und DF', die an ihren Enden mit dreieckigen Schaaren versehen sind, alles aus gutem Eisen geschmiedet. An dem obern Ende der Ruthe befindet sich der Ankerring und der Ankerstoß AB. Die Dimensionen der Anker pflegt man nach folgenden Verhältnissen anzunehmen:

$$CD = \frac{2}{5} \text{ bis } \frac{3}{8} \text{ der mittlern Schiffbreite;}$$

$$AB = CD$$

$$\text{Stärke bei MP} = \frac{1}{25} CD$$

$$" \quad " \quad ab = \frac{1}{35} CD$$

$$NF = \frac{3}{8} CD = HN = HF$$

$$EG = ab$$

$$PD = \frac{1}{20} CD$$

$$cd = \frac{2}{5} NF$$

$$EF = \frac{3}{8} NF$$

$$mn = \frac{1}{5} ab$$

$$rs = \frac{5}{8} ab$$

$$xy = \frac{1}{5} ab$$

Selten wird es nöthig sein, jedem Ponton einen besondern Anker zu geben, es wird vielmehr in den meisten Fällen genügen, ein Glied mit 2 Pontons an einem Anker und ein solches mit 3 Pontons an 2 Ankern zu befestigen.

Dabei ist es aber erforderlich, daß bei Schiffbrücken in größern Flüssen und Strömen die Glieder auch gegen eine stromaufwärts gerichtete Bewegung, welche etwa durch Gegenströmungen und heftige Windstöße veranlaßt wird, gesichert werden, und dieß geschieht für jedes Glied durch das Einwerfen eines Ankers unterhalb der Brücke.

Die Ankerketten, womit die Anker an die Steven oder die hervorstehenden Köpfe zweier Rippenhölzer befestigt werden, hat man schon aus Holz konstruirt, indem man längliche hölzerne Stäbe an ihren Enden mit Eisen beschlug und sie mittelst einiger gewöhnlichen Kettenglieder zusammenhing. Diese Ketten hatten wohl den Vortheil der mindern Kosten für die erste Anschaffung, allein sie erweisen sich als zu wenig sicher und dauerhaft; weit besser sind die schmiedeeisernen Ankerketten, welche aus 1.5 bis 2 Mtr. langen Kettenstäben bestehen, die an ihren Enden Dehren haben, um durch einige Kettenglieder gewöhnlicher Art vereinigt werden zu können. Die Stäbe und Kettenglieder haben gewöhnlich eine Stärke von 18 Millimtr.

Die Orte, wo die Anker oberhalb der Brücke eingeworfen werden müssen, lassen sich nicht bestimmt bezeichnen, die Beschaffenheit des Flußbetts, die Strömung und die Wassertiefe kommen hierbei hauptsächlich in Betrachtung; ebensowenig lassen sich bestimmte Angaben für die Ankergewichte geben, dieselben können zwar nach den oben angegebenen Dimensionen für die Anker berechnet werden, allein diese Berechnung gibt die kleinsten Werthe, die man überhaupt annehmen kann; Strömung und Wassertiefe haben auch auf die Ankergewichte Einfluß und bedingen zuweilen das doppelte und dreifache Gewicht von dem, welches die Berechnung gibt.

§. 123.

Ein Haupterforderniß bei einer Schiffbrücke ist, daß sie bei jedem Wasserstand befahren werden kann, und dabei die Steigung der Brückenbahn nirgends mehr als 6, höchstens 8 Procent beträgt. In der Regel wird die auf die Brücke führende Straße etwas über dem höchsten Wasser liegen und der Niveauunterschied zwischen Straßenoberfläche und Wasserspiegel wird am größten sein, wenn der Wasserstand am kleinsten ist. Nach diesem größten Niveauunterschied richtet sich sodann die Länge der Abfahrt oder desjenigen Brückentheils, welcher mit einem gewissen Gefälle auf die horizontale Bahn der Mittelglieder führt. Wäre z. B. der Höhenunterschied 3 Mtr. und würde man ein Gefälle von 5% annehmen, so müßte die horizontale Länge der Abfahrt $\frac{300}{5} = 60$ Mtr. betragen.

Die Art, wie nun eine solche Abfahrtsbahn construirt und insbesondere wie sie unterstützt werden muß, richtet sich theils nach der Beschaffenheit der Ufer, theils nach der Tiefe des Niederwassers. Befindet sich an dem Ufer eine senkrechte oder wenig geneigte Uferwand oder eine Ufermauer und hat das Niederwasser eine beträchtliche Tiefe, so wird die Abfahrtsbahn auf Pontons gestützt, welche zu diesem Behufe mit sog. Bodgerüsten versehen sind. Fig. 14. Diese Bodgerüste haben die Einrichtung, daß sie die Brückenbahn in jeder Neigung unterstützen.

Ist die Tiefe des Niederwassers so gering, daß keine Pontons aufgestellt werden können, so pflegt man Joche einzurammen und die Brückenbahn darauf zu stützen. Fig. 15. Wenn dagegen die Abfahrtsbrücke sehr lang werden muß und die Niederwassertiefe von dem Ufer gegen die Mitte des Flusses hin allmählig größer wird, so werden theilweise Pfahljoche, theilweise Pontons mit Bodgerüsten zur Unterstützung der Bahn verwendet, wie dieß durch die Fig. 16 dargestellt ist.

Anders wird die Anordnung in dem Falle sein, wenn die Ufer flach geböschet sind, hier kann sich die Brückenbahn an keinen bestimmten Punkt der Straße fest anschließen, sondern verkürzt oder verlängert sich, je nachdem das Wasser fällt oder steigt, und besonders für die höheren Wasserstände sind außer den im Flusse stehenden Pfahljochen noch Landjoche zur Unterstützung der Abfahrts-, beziehungsweise Auffahrtsbahn nöthig, wie dieß aus Fig. 17 hervorgeht.

Die Construction eines Pontons mit Bodgerüste ist aus Fig. 11, die Construction eines Pfahljoches aus Fig. 12 ersichtlich. Bei beiden Constructionen ruht die Brückenbahn auf einem Unterzug, welcher an beiden Enden durch zwei starke

eiserne Durchstechbolzen unterstützt ist. Ändert sich der Wasserstand, so ändert sich auch die Neigung der Abfahrtsbahn und es müssen die Unterzüge gehoben oder gesenkt werden; man hat zu diesem Behufe zweierlei Einrichtungen getroffen: die erste und ältere ist die, wobei jeder Unterzug an 2 Schraubenspindeln hängt, wie dieß aus Fig. 11^a ersichtlich ist; die neuere und einfachere dagegen besteht darin, daß man die Unterzüge mit 2 Zugwinden faßt, wie Fig. 11 zeigt, und alsdann nach Erforderniß hebt oder senkt. Insofern nun die Schraubenspindeln eine Stärke von 0.06 Mtr. erhalten müssen, folglich ziemlich kostspielig sind, und auch ihre Bewegung unbequem ist, dürfte die neuere Einrichtung mit den Zugwinden mehr zu empfehlen sein.

Was den Anschluß der Abfahrtsbahn an das erste Mittelglied betrifft, so kann dieser in derselben Art bewerkstelligt werden, wie die Vereinigung zweier Mittelglieder, nur ist der eine Theil der Scharnierverbindung auf der Abfahrtsbahn befestigt, was bei dem Verband zweier Mittelglieder nicht der Fall ist. Fig. 13.

§. 124.

Die Construction der Bahn einer Schiffbrücke ist an und für sich äußerst einfach und besteht meist nur aus einer 0.09 Mtr. starken Bedielung von Forlenholz, welche auf den $\frac{0.21}{0.18}$ Mtr. starken und 0.72 bis 0.84 Mtr. von Mitte zu Mitte von einander entfernten forlenen Streckbäumen lose aufliegt, und mittelst $\frac{0.15}{0.15}$ Mtr. starken Saumschwellen an beiden Rändern der Bahn gegen die äußern Streckbäume festgehalten wird. Die Geländer eines Brückengliedes bestehen aus $\frac{0.15}{0.15}$ Mtr. starken, gegen die äußern Streckbäume und Saumschwellen festgeschraubten Pfosten, über welche in der Regel eine Brustlehne verzapft ist; nur in manchen Fällen sind auch zwischen den Pfosten noch Geländerriegel angebracht. Es versteht sich, daß die Brückenbahn in so viele Theile zerfällt, als die Brücke einzelne Glieder hat und daß auch die Geländer zwischen je 2 Gliedern nicht fest und starr verbunden, sondern etwa nur mit Scharnierbändern zusammengehalten sein dürfen, damit sie einentheils so viel Beweglichkeit erhalten, als wegen den unvermeidlichen wellenförmigen Schwankungen der Brückenbahn erforderlich ist, anderentheils aber auch jederzeit wieder von einander getrennt werden können.

Von besonderer Wichtigkeit bei der Construction einer Schiffbrücke ist die Art der Befestigung der Bahn auf den Pontons, ihre Auflagerung auf denselben und zulezt ihre Verbindung zwischen zwei zusammenstoßenden Gliedern. Hat jedes Glied nur 2 Pontons, so müssen die Streckbalken stets über beide greifen und in der Art mit denselben verbunden sein, daß nach keiner Richtung hin eine Verschiebung stattfinden kann, und hauptsächlich aber der Druck der Bahn und ihrer Belastung gleichförmig auf die Pontons vertheilt wird, also nicht nur auf die Seitenwände, sondern auch auf den Boden derselben. Sind jedesmal 3

Pontons für ein Glied bestimmt, so greifen die Streckbäume auf dem mittleren Ponton übereinander, wie dieß aus Fig. 2 ersichtlich ist. Behufs der Befestigung der Bahn auf den Pontons und gleichförmigen Auflagerung derselben werden, wie aus den Fig. 3 und 5 zu ersehen, mehrere Querbalken *a*, *a* von etwa 0.15 Mtr. Stärke über jedes Ponton gelegt und auf die oberen Deckborde aufgekammt; rechtwinklig auf diese Querbalken kommen 3 oder 5 Stück Borde *c*, *c* von 0.09 Mtr. Stärke zu liegen, welche so lang sind als die Brückenbreite und von welchen gewöhnlich nur zwei dadurch eine Befestigung erhalten, daß an jeden Querbalken ein Bolzen ohne Gewinde, *e*, Fig. 5, durchgesteckt wird. Die Seitenborde übertragen den Druck der Bahn auf die Seitenwände, das mittlere Bord dagegen hat den Druck auf den Boden des Pontons fortzupflanzen und bedarf daher einer Unterstüßung durch die Pfosten *b*, welche wiederum auf einer über die Rippen gelagerten und etwas in dieselben verkammten Schwelle (*f*) von 0.12 Mtr. Stärke aufsitzen. Zuweilen werden die Pfosten *b* noch mit seitlichen Verstrebungen versehen, wodurch sich der Vertikaldruck noch mehr auf den Boden des Pontons vertheilt und auch eine Verschiebung der ganzen Bahn nach der Längenrichtung des Pontons verhindert wird. Fig. 5^a.

Die Durchsteckbolzen *e*, Fig. 5 und 5^a, verhindern wohl auch eine Verrückung der Pontons nach der Längenrichtung der Bahn, allein sie sind nicht ganz ausreichend, um den Normalabstand ersterer zu erhalten, zumal da die Bolzenlöcher sich immer etwas erweitern und daher die Bolzen selbst einen Spielraum haben; es ist somit nöthig, bei der Construction eines Brückengliedes darauf Rücksicht zu nehmen und entweder die Streckbäume, wie aus Fig. 5^a ersichtlich, in die mittlere Unterlagschwelle *c* einzulassen, oder, wie die Fig. 5 zeigt, 2 Klöße *d* von hartem Holz, die sowohl in die Streckbäume wie in die Querbalken *a* eingelassen sind, anzubringen, und die Bolzen durch diese zu stecken.

Bei einem Brückengliede mit 3 Pontons sind diese Klöße *d* gewöhnlich nur bei dem mittleren Ponton angebracht, an den beiden andern sind sie durch Borde ersetzt. Fig. 1.

Die Vereinigung der Bahnen zweier benachbarter Glieder muß in der Art sein, daß der Druck von einer Bahn sich auf die andere fortpflanzt, daß die Bahn im Ganzen eine gewisse Steifigkeit erhält, ohne gerade völlig starr zu werden, daß endlich eine Trennung der Glieder möglichst leicht und in kurzer Zeit erfolgen kann. Man pflegt deßhalb sogenannte Röddebalken und Keile anzuwenden, wie solches aus Fig. 5 zu ersehen ist. Die Röddebalken *r* bilden die Ergänzungen zu den Saumschwellen und werden mittelst 4 Röddebändern *b* und Keilen *k* gegen die Bedielung und die Streckbäume angebrückt. Zur völlig sichern Verhinderung des Auseinandergehens zweier Glieder sind gewöhnlich noch auf jeder Seite der Bahn die Verbindungsplatten *m* angebracht. Fig. 5 und 6.

§. 125.

Zur Durchfahrt der Schiffe ist die Schiffbrücke mit einem oder je nach der Breite mit mehreren Durchlaggliedern zu versehen.

Ein Durchlaßglied kann nun je nach seiner Breite ein oder 2 Pontons haben; Flußschiffe von mittlerer Größe erfordern gewöhnlich eine Weite der Durchlaßöffnung von 11 bis 12 Mtr., Dampfschiffe dagegen brauchen wenigstens 13·5 bis 15 Mtr.; für die erstern genügt es, die Bahn des Durchlaßglieds auf 1 Ponton zu legen, für die letztern sind 2 Pontons nöthig.

Bei einem Durchlaß mit einem Ponton ist die Einrichtung folgende (Fig. 18).

Auf dem stromaufwärts gekehrten Ende des Pontons befindet sich entweder eine einfache hölzerne Welle mit einem Spillentrad, oder eine solidere eiserne Zugwinde. Von der Winde geht eine Kette nach dem Anker, welcher jedoch bei kleineren Flüssen nicht vor der Mitte liegen soll, damit die durchfahrenden Schiffe bei niederm Wasser nicht auf ihn stoßen können; die Kette selbst muß eine so große Länge haben, daß das Durchlaßglied unterhalb der Schiffbrücke aufgestellt werden kann und die am tiefsten gehenden Schiffe nicht an derselben streifen. An dem andern Ende des Pontons befindet sich ein Steuerruder. Soll nun der Durchlaß geöffnet werden, so löst man die Bahn von den benachbarten Gliedern los, windet die Kette an der Winde ab und läßt sich von der Strömung so weit abwärts treiben, bis das Durchlaßglied mit dem Steuerruder unterhalb der Schiffbrücke auf die Seite gelenkt werden kann. Ist das Schiff durchgefahren, so führt man das Durchlaßglied wieder in die Achse der Oeffnung herüber und zieht es an der Kette mit der Winde so weit aufwärts, als gerade nöthig ist zur Wiedervereinigung mit den anstoßenden Gliedern der Brücke.

Hat ein Durchlaßglied 2 Pontons, Fig. 19, so verbindet man die flussabwärts liegenden Enden derselben durch 2 Querbalken und legt darüber einen Bohlenbelag; auf die Mitte dieses letztern wird nun die Zugwinde befestigt, vor welcher die Ankerkette unter der Brückenbahn hindurch gegen den Anker geht, damit aber auch die gleichen Arbeiter, welche an der Winde stehen, die Steuerruder handhaben können, sind dieselben mit einer Stange verbunden. Die Verbindung des Durchlasses mit den benachbarten Mittelgliedern kann auf dieselbe Art geschehen, wie die Verbindung der Abfahrt mit dem ersten Mittelglied. Fig. 13.

§. 126.

Sobald ein Eisgang auf dem Flusse eintritt, so muß die Schiffbrücke abgefahren werden, und es pflegt dieß in der Weise zu geschehen, daß man ein Glied nach dem andern von dem festen Theil der Brücke trennt und flussabwärts treiben läßt, um es entweder in einem Winterhafen, einem Nebenarm des Flusses oder in einem Canal zu bergen. Sollte weder ein Hafen noch sonst ein geeigneter Ort vorhanden sein, so bleibt kein anderes Mittel übrig, als flussaufwärts der Brücke, wo möglich neben beiden Ufern, mehrere Eisbrecher aufzustellen, doch so, daß sämtliche Glieder hinter denselben sicher untergebracht werden können.

Beim Abfahren der Glieder löst man die Ankerketten ab und befestigt sie an hinreichend schwere Schwimmbalken, damit sie nicht versinken und beim Auffahren der Brücke leicht wieder gefunden werden.

§. 127.

Was die Richtung einer Schiffbrücke betrifft, so richtet sich diese hauptsächlich nach der Richtung der Straße oder vielmehr beider Straßentheile, die miteinander vereinigt werden sollen. Die gerade senkrechte Richtung wird immer die zweckmäßigste sein, weil sich dabei die Brücke am besten gegen die Ufer anschließt und die Länge der Bahn am kleinsten ist.

Machen die beiden Straßenenden einen Winkel miteinander, so muß wohl die Brücke den Verbindungsbogen bilden, und es wird die Richtung am besten nach einer Kreislinie von möglichst großem Radius angenommen. *)

§. 128.

6) Fliegende Brücken.

Wenn ein an dem Ufer aufgestelltes Fahrzeug D, Fig. 34, Taf. XXXIV., an ein in der Mitte des Flusses verankertes Tau A D, Giertau genannt, befestigt und dann der Strömung überlassen wird, so wird es sich ohne weiteres Zuthun in einem Bogen nach einer Stelle in der Mitte des Flusses nach D¹, bewegen, wo das Giertau in dem Stromfaden seines Verankerungspunktes liegt, von dieser Stelle aber wieder zurück nach dem Ufer, von welchem es abgegangen ist, oder nach dem jenseitigen Ufer nach C steigen, gieren, wenn man ihm eine gegen den Stromstrich geneigte Stellung wie D¹ gibt, so daß die Strömung des Wassers auf diejenige Seitenfläche des Fahrzeugs trifft, die dem Ufer, nach welchem dasselbe sich bewegen soll, entgegengesetzt ist. Wird daher das Fahrzeug gleich bei dem Abgange von dem diesseitigen Ufer in eine solche gegen den Stromstrich geneigte Stellung gebracht und in derselben erhalten, so legt sie den Weg nach dem jenseitigen Ufer in ununterbrochener Bewegung fort.

Auf dieser Einwirkung der Strömung des Wassers auf die Fahrzeuge und der dadurch denselben mitgetheilten Bewegung beruht die Einrichtung der fliegenden Brücken oder fliegenden Fähren.

In allen Fällen, wo es an hinreichendem Material fehlt, um eine feste Brücke schlagen zu können, oder wo die Passage nicht sehr frequent und eine Verbindung der Ufer democh erforderlich ist, oder endlich, wo überhaupt keine ununterbrochene Communication zwischen 2 Ufern stattfinden soll, sind fliegende Brücken sehr zu empfehlen, indem sie nicht allein weniger Kosten veranlassen, wie jede andere Construction, sondern auch, namentlich in schnell strömenden Flüssen, zu ihrer Bewegung nur wenig Mühe und Kunst erfordern. Dabei muß aber immer vorausgesetzt werden, daß die Stromverhältnisse an der Stelle, wo man die fliegende Brücke bauen will, geregelt sind.

Im Allgemeinen unterscheidet man bei den fliegenden Brücken folgende Theile:

- 1) die Brücke selbst;
- 2) das Giertau oder die Bogtkette;

*) Die Construction einer Eisenbahnschiffbrücke siehe meine Constructionen: die Eisenbahnschiffbrücke bei Magau über den Rhein.

- 3) die Gierpontons oder Bogtnachen zur Unterstüßung des Giertaues;
- 4) die Landungspritschen.

§. 129.

Es giebt fliegende Brücken und fliegende Nâhen oder Fâhren; bei den ersteren ruht die Brückenbahn auf 2 Pontons oder Schiffen, welche mit Steuerrudern versehen sind, während die Brückenbahn der letztern auf einem Schiffe, einer Nâhe, ohne irgend ein Steuer liegt. Beide werden durch die Strömung des Flusses in Bewegung gesetzt und die fliegende Brücke erhält die erforderliche schiefe Richtung gegen den Stromstrich durch die Steuerruder, während die fliegende Nâhe durch eine an dem Giertau befestigte Kette, Brittelkette, welche je nach Umständen verlängert oder verkürzt werden kann, dem Strome schief entgegengestellt wird.

Hiernach kann auch jedes aus 2 oder 3 Pontons bestehende Brückenjoch einer Schiffbrücke zu einer fliegenden Brücke eingerichtet werden, wenn man nur die Pontons mit Steuerrudern versehen und das Joch selbst an ein vor Anker liegendes Giertau befestigt. Ein solches Joch liegt aber jederzeit mindestens 1 Mtr. mit seiner Brückenbahn höher als jene einer fliegenden Nâhe, was den Nachtheil hat, daß an beiden Ufern Landungspritschen zum Auffahren auf die Brücke hergestellt werden müssen, während an den fliegenden Nâhen bewegliche Abfahrtspritschen angebracht sind, die sich auf die abgeschrägten Ufer anlegen und man daher bei jedem Wasserstande von dem Ufer aus auf die fliegende Nâhe fahren kann, ohne daß eine besondere Vorrichtung nöthig ist.

Weitere Nachtheile der fliegenden Brücken gegen die fliegenden Nâhen sind aber auch noch die: daß die ersteren weniger Tragvermögen und weniger Stabilität haben wie die letztern, denn der Schwerpunkt des ganzen Systems einer fliegenden Brücke liegt höher als der einer fliegenden Nâhe, und endlich, daß die Zeit zur Ueberfahrt bei einer fliegenden Brücke größer ist, wie bei einer fliegenden Nâhe.

Die fliegenden Nâhen auf dem Rheinstrome, welche die Verbindung zwischen Baden und Bayern herstellen, haben folgende Construction. Die Nâhe oder das Gierboot, deren Ansicht, Längen- und Querschnitt auf Taf. XXIX., Fig. 21, 22, 23 dargestellt sind, hat gewöhnlich eine Länge von 24 Mtr., im Boden eine Breite von 7.5 Mtr. und eine Höhe von 1.5 Mtr. Das Giertau ist bei A, Fig. 23, einigemal um den obern stromaufwärts stehenden Mast geschlungen, oder wenn es aus Eisen besteht, mittelst eines Universalgelenkes dafelbst befestigt. Die beiden Masten sind durch einen Spannriegel b, b verbunden und werden mittelst 4 Mastketten in ihrer vertikalen Stellung erhalten. Soll sich die Nâhe von dem einen Ufer nach dem andern bewegen, so wird ihr die erforderliche Richtung stromaufwärts mit der Brittelkette CE oder ED, Fig. 24, gegeben. Diese Kette hat in der Regel eine Länge von 25 Mtr. Das eine Ende der Brittelkette ist an der Bogkette und das andere zunächst am obern Ende des Gierbootes befestigt, es befinden sich deßhalb an den Punkten C und D Zugmaschinen, durch welche

ein An- und Ablassen stetig geschehen kann. Wie aus Fig. 21 ersichtlich, sind auf der obern flußaufwärts gelegten Seite des Bierbootes vier Schwertexer S, S, S, S angebracht, welche sich an dem schmalen Theil um einen Bolzen drehen und bei d mittelst einer Kette durch den Zughaspel F aufgezogen und abgelassen werden können. Diese Schwertexer haben den Zweck, je nachdem sie einzeln oder miteinander in den Strom gesenkt werden, dem Strom eine größere Fläche entgegenzusetzen und somit die Geschwindigkeit der Rähle zu beschleunigen. Sie leisten daher besonders gute Dienste bei kleinen Wasserständen und unregelmäßigen Strömungen. An den Enden des Bierbootes befinden sich die Landpritschen P, P, Fig. 21 und 22. Dieselben sind gewöhnlich 4·25 Mtr. lang, am äußern Ende 4·45 Mtr. und am innern 5·2 Mtr. breit und mittelst eiserner Haken an das Bierboot befestigt; sie werden durch einen Hebel h auf- und abwärts gehoben, je nachdem die Landpritsche sich von der Abfahrt entfernen oder auf dieselbe niederlassen soll. Mittelst einer kurzen Kette am Ende des Hebels wird die Pritsche in dem aufgehobenen Zustande erhalten. Die Construction der Brückenbahn ist aus der Zeichnung ersichtlich.

Die Ladungsfähigkeit einer solchen Rähle läßt sich bekanntlich leicht bestimmen. Beträgt die Einsenkung der Rähle im Ganzen 1·1 Mtr., so daß also noch 0·4 Mtr. Bordhöhe bleibt, so ist das Ladungsvermögen 2000 Ctr. oder 100000 Kil.

Die fliegenden Brücken auf größeren Strömen haben gewöhnlich 2 Pontons. Die Brückenbahn hat dabei 15 Mtr. Länge und 14·4 Mtr. Breite; die Länge der Pontons ist 19·8 Mtr., ihre Höhe 1·5 Mtr., die untere Breite 2·7 Mtr., die obere 3 Mtr. Jedes Ponton ist mit einem Steueruder versehen und geht unbelastet etwa 0·6 Mtr. tief im Wasser. Auf dem hintern Theil der Brückenbahn befindet sich der Steuermann, während auf dem vorderen die Winde angebracht ist, um welche sich das Giertau einigemal herumschlingt, damit es in der Länge regulirt werden kann.

§. 130.

Die Wahl des Verankerungspunktes hat immer mit Rücksicht auf den Stromstrich so zu geschehen, daß eine möglichst gleichförmige Geschwindigkeit der Brücke erhalten werde. Hiernach ist der Verankerungspunkt in der Mitte des Flußbettes zu nehmen, wenn der Stromstrich in dessen Mitte liegt; nähert sich aber der Stromstrich einem Ufer mehr wie dem andern, so ist der Verankerungspunkt demjenigen Ufer verhältnißmäßig näher zu nehmen, von welchem der Stromstrich entfernter liegt.

Nach der Bestimmung des Ankerpunktes ist es bei einer neu anzulegenden fliegenden Brücke zunächst von Wichtigkeit, die Länge des Giertaues zu kennen. Diese ist hauptsächlich von der Geschwindigkeit des Wassers und von der Breite des Stroms abhängig und soll so gewählt werden, daß die Geschwindigkeit des Fahrzeugs bei der Anlandung innerhalb einer gewissen Grenze liegt, damit die Landungspritschen einerseits durch zu rasches Anfahren nicht beschädigt werden,

andererseits aber auch die Anlandung nicht zu langsam geschieht. Die Erfahrung gibt folgende Regeln:

Für eine Geschwindigkeit des Wassers	Länge des Giertaues
von 1.5—1.8 Mtr.	$\frac{3}{4}$ der Strombreite,
„ 1.8—2.4 „	ganze Strombreite,
„ 2.4—3.6 „	1 $\frac{1}{2}$ bis 1.8 der Strombreite,
„ 3.6—4.0 „	1.8 bis 2 Mal der Strombreite.

Das Giertau kann entweder ein gewöhnliches Hanf- oder gewundenes Drahttau von etwa 0.035 Mtr. Stärke sein, oder, was wohl das solideste und dauerhafteste ist, es geht in eine Kette über, die alsdann Bogtkette heißt, und erhält die Construction einer gewöhnlichen Ankerkette, deren Glieder, je nach der Strömung, 1.5 bis 2 Centimeter stark sind.

In dem Flußbette erhält das Giertau seine Befestigung an einem oder an zwei Anker, je nachdem es die Beschaffenheit des Grundes und die Größe der Strömung erfordern. Im Rhein sind gewöhnlich 2 Anker von 300 bis 350 Kil. erforderlich. In Fällen, wo das Flußbett noch nicht vollständig regulirt ist, wird es vorgezogen werden müssen, das Giertau an einen in dem Fluß eingerammten Eisbrecher zu befestigen, wie dieß bei der Neubreisacher fliegenden Brücke der Fall ist, indem die Anker einer Ueberkiesung ausgelegt sind.

§. 131.

Um das Giertau über Wasser zu erhalten, werden Pontons oder Rachen untergestellt, welche in dieser Verwendung Gierpontons oder Bogtnachen heißen. *)

Dieselben sind mit kleinen Masten versehen, haben auf dem Rhein gewöhnlich 9 Mtr. Länge, im Boden eine Breite von 1.2 Mtr. und oben eine solche von 1.8 Mtr., und eine Höhe von 0.75 bis 0.9 Mtr. Die Maste sind in der Regel in der Mitte der Rachen aufgestellt und haben eine Höhe von 1.5 Mtr. Die Abstände der Bogtnachen sind 30 bis 40 Mtr. von Mast zu Mast.

§. 132.

Zur Anfahrt der Brücke an beiden Ufern des Flusses sind bei einem mit $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{10}$ Neigung abgehöhten und mit Steinen abgeplasteren Ufer keine weiteren Vorrichtungen nöthig, wenn die Brückenbahn in einer Nähe oder Fähr liegt, welche an beiden Schnabelenden mit Abfahrtpflöcken versehen ist.

Wenn aber die Brückenbahn auf 2 Schiffen ruht und somit mindestens 1 Mtr. über dem Wasserspiegel liegt, und wenn man überhaupt mit der fliegenden Brücke wegen mangelnder Wassertiefe nicht ganz an das abgechrägte Ufer anfahren kann, dann sind gewisse Vorrichtungen zu treffen, die im geringsten Falle darin bestehen, daß man eine Landungsbrücke mit festen Unterlagen construirt, welche je nach dem Wasserstande gegen den Uferrand verschoben werden kann. Für steilere Ufer oder senkrechte Uferwände sind förmliche Brücken- oder Landjoche mit oder ohne schwimmende Unterlagen nothwendig, wie solche die Schiff-

*) Auf der Elbe hängt das Giertau an Schwimmern.

brücken erheischen. Gewöhnlich genügt es, bei geringer Wassertiefe ein Joch in den Fluß zu stellen und die an das Ufer angehängte Brückenbahn mit dem äußeren Ende auf einen Unterzug dieses Joches zu legen, welcher je nach dem Wasserstande in eine höhere oder tiefere Lage gebracht werden kann. Bei größerer Wassertiefe tritt an die Stelle des Pfahljochs ein vor Anker liegendes Ponton mit einem Bodgestelle.

In jedem Falle muß man übrigens bei der Wahl der Uferstellen für die Anlandung darauf sehen, daß zunächst vor den Landungsbrücken noch eine gewisse Strömung des Wassers vorhanden ist, damit die fliegende Brücke ohne zu große Mühe in Bewegung gesetzt werden kann. Nur in einem ganz geregelten Strome, wo man zum Voraus den Verankerungspunkt kennt, lassen sich übrigens die Anlandungsstellen genau bezeichnen; in weniger geregelten Strömen muß der Verankerungspunkt und die Länge des Giertaues erst durch einige Probefahrten ermittelt werden, wobei man von dem Grundsätze ausgeht, daß die fliegende Brücke zur Hin- und Herfahrt bei gleicher Stellung gegen den Stromstrich gleiche Zeit braucht; hiernach bestimmen sich alsdann die Anlandungspunkte. Die Geschwindigkeit, mit welcher die fliegende Brücke den Weg zurücklegt, hängt von der Stärke der Strömung und von dem Winkel ab, unter welchem die Brücke gegen die Strömung gestellt wird. Um eine vortheilhafte Geschwindigkeit zu erreichen, wird dieser Winkel, je nach der größern oder geringern Strömung, bei der Abfahrt von dem Ufer 60 bis 70 Grad, in der Mitte des Flusses oder da, wo das Giertau eine parallele Lage zu dem Stromstriche erlangt hat, zu 50 bis 60 Grad, und in der Nähe der Landungsbrücke zu 40 bis 50 Grad angenommen. Wenn bei diesen Annahmen die Brücke mit zu geringer, oder mit zu großer Geschwindigkeit an dem andern Ufer ankommt, um gehörig landen zu können, so ist im ersteren Falle das Giertau zu lang, im andern zu kurz.

Die Zeit der Ueberfahrt läßt sich annähernd mit Hülfe der Hydraulik aus der Geschwindigkeit des Stromes theoretisch bestimmen*), allein es führt diese Bestimmung auf weitläufige algebraische Ausdrücke und man wird auch auf folgendem einfacheren Wege ein brauchbares Resultat erhalten, wenn man annimmt, daß das fliegende Fahrzeug sich selbst überlassen die Geschwindigkeit des Stromes im Thalwege annimmt und bei der Ueberfahrt daher diejenige erhält, welche den entsprechenden Coefficienten aus dieser Geschwindigkeit zugehört. Wird die mittlere Geschwindigkeit des Stromes mit V bezeichnet, der Winkel, den die Bogtkette oder das Giertau mit der langen Seite des Gierbootes macht, mit α , und der Winkel, den die Bogtkette mit dem Stromstrich bildet, mit β , so ist bei der Abfahrt der Brücke von dem einen auf das andere Ufer der Winkel, den der Stromstrich mit dem Gierboot bildet $= \alpha + \beta$ und bei Ankunft der Brücke an dem andern Ufer $= \alpha - \beta$; die mittlere Richtung, die das Gierboot mit dem Stromstrich bildet, ist daher $\frac{\alpha + \beta + \alpha - \beta}{2} = \alpha$. Es ist daher die mittlere Ge-

*) Förster, Allgemeine Bauzeitung, 1847.

Schwindigkeit, mit welcher das Gierboot von dem Strome getroffen wird = $V \sin \alpha$. Ist z. B. $V = 1.2$ Mtr. und $\alpha = 60^\circ$, so hat man $V \sin \alpha = 1.039$ Mtr.; die Zeit zur Ueberfahrt für die Weglänge = 1 ist daher $t = \frac{1}{V \sin \alpha} = \frac{1}{1.039}$. Bei der fliegenden Nähe zu Speyer beträgt die Entfernung zwischen beiden Anfahrten 360 Mtr., man hat daher $t = \frac{360}{1.039} =$ nahe 6 Minuten, was mit der Erfahrung auch gut übereinstimmt, denn man hat beobachtet, daß diese Zeit bei hohem Wasser 4—5, bei mittlerem 6—7 und bei niedrigerem 9—10 Minuten beträgt.

§. 133.

In Frankreich sieht man auch öfters Führen, welche eine andere Einrichtung haben, wie die gewöhnlichen fliegenden Brücken. Es wird nämlich von einem Ufer zum andern in einer der Schifffahrt nicht hinderlichen Höhe ein Scheertau gespannt, auf welchem eine Rolle läuft, von deren Gehäuse ein Tau nach dem Gierboote abgeht und daran befestigt ist. Wird dieses Gierboot mit Hülfe des Steuerruders schief gegen die Strömung gestellt, so bewegt es sich in einer flachen Bogenlinie von einem Ufer zum andern. Diese Einrichtung kann übrigens nur für kleinere Gierboote zweckmäßig sein.

In neuester Zeit hat man auch am Unterrhein bei Boppard eine fliegende Brücke errichtet, wobei das Scheertau auf der Sohle des Flusses liegt.

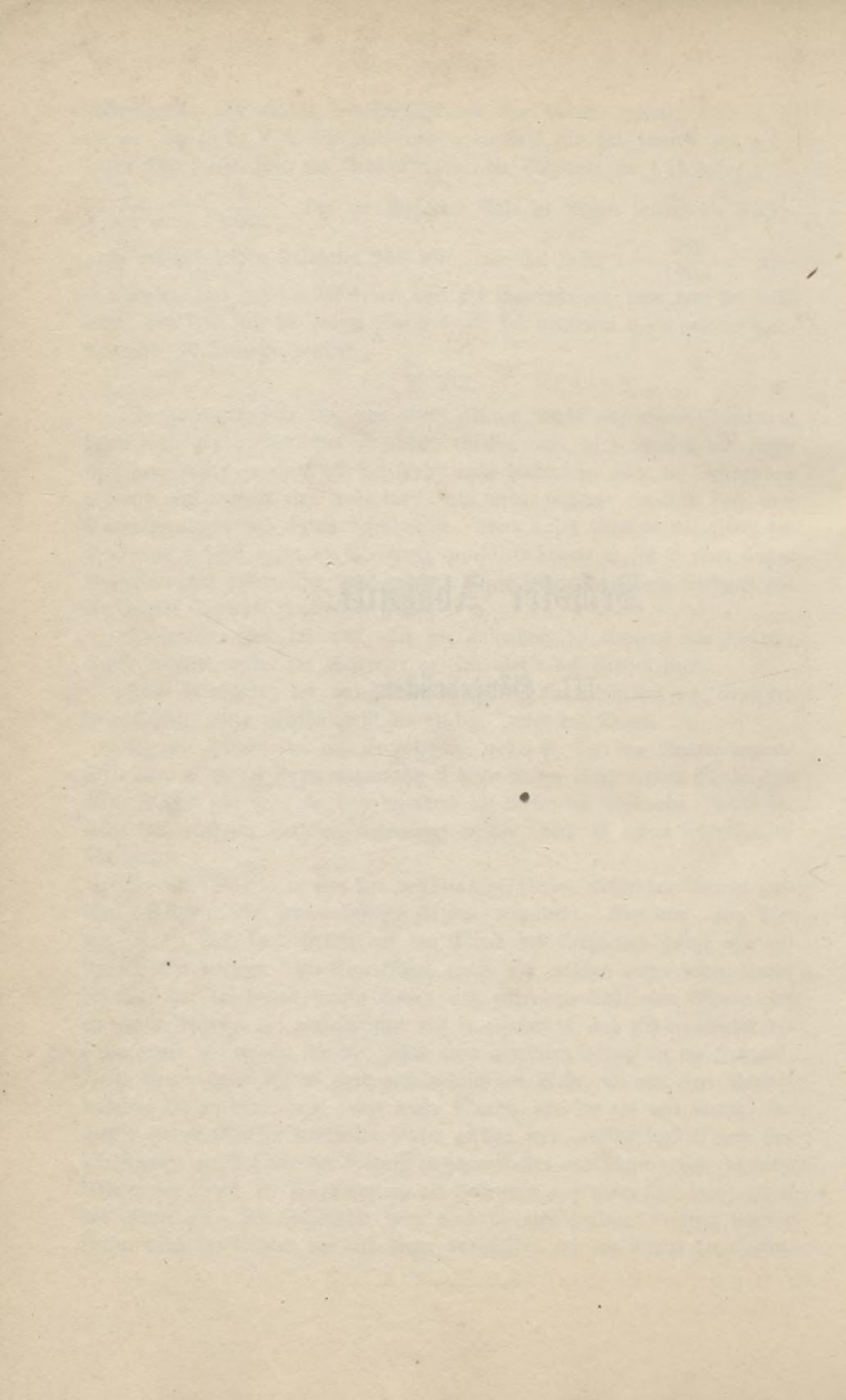
Diese Einrichtung hat den Vortheil, daß sie die Schifffahrt am wenigsten beeinträchtigt, allein nachtheilig ist die geringe Dauer des Taueres.

Kleinere Führen oder sog. Kettenführen, wobei die auf dem Grunde liegende Kette über 2 an der Führe angebrachte stehende Rollen läuft, eignen sich bei kleineren Flüssen sehr gut, sie sind besonders am Neckar im Gebrauche. Statt der Kette kann auch ein Drahtseil angewendet werden, doch ist erstere besser für die Schifffahrt.

In Amerika gibt es eine Art von Dampfführen, welche den Verkehr zwischen den Ufern sehr breiter heftiger Ströme vermitteln. Von dem einen Ufer zum andern sind starke Ketten auf den Grund des Flußbettes gelegt und mit ihren Enden befestigt. Die Dampfführe, welche sich zwischen diesen beiden Ketten befindet, hat auf beiden langen Seiten eine gußeiserne Rolle oder Scheibe, die an ihrem Umfange tief eingeschnitten und so geformt ist, daß sich die Glieder der Kette genau so einlegen, wie die Zähne einer gezahnten Stange in ein Zahnrad. Beide Rollen stecken fest an einer gemeinschaftlichen Welle, die von einer Dampfmaschine aus in Umdrehung gesetzt wird. Indem nun die auf dem Grunde liegenden Ketten über die erwähnten Rollen geführt sind, erfolgt sogleich nach Ingangsetzung der Maschine der Eingriff zwischen Rollen und Ketten, und da diese letzteren fest liegen, die Fortbewegung des Fahrzeugs von einem Ufer direct gegen das andere hin. Die Schifffahrt wird hierdurch nicht gehindert, indem sich die Ketten durch ihr Gewicht vor und hinter den Rollen auf den Grund herabsenken.

Sechster Abschnitt.

III. Hängebrücken.



I. Hängebrücken.

1) Kettenbrücken.

§. 134.

Einleitung.

Die hängenden Brücken im Allgemeinen haben den Vortheil, daß man mittelst derselben Schluchten, Thäler oder Flüsse, in welchen die Gründung von Zwischenpfeilern entweder unmöglich oder zu kostbar wäre, von sehr beträchtlicher Weite frei überspannen kann.

Dem Principe nach sind die Hängebrücken uralte; Brücken von Seilen getragen finden sich schon in Indien und China. Oft waren die Seile bloß an Bäumen befestigt, und der Reisende übersezte tiefe Schluchten in einem an dem Hauptseile aufgehängten Korbe, indem er sich selbst mittelst eines Laues vorwärts zog; oft hing man an die Seile eine Brückenbahn, welche aber gewöhnlich nur für Fußgänger bestimmt war.

Schon vor etwa 50 Jahren hatte man Hängebrücken von Eisen in Amerika ausgeführt; von dort kam das Prinzip derselben nach Europa, wo es sich allmählig vervollkommnete.

Die erste eiserne Hängebrücke war eine Kettenbrücke, und wurde in England zu Winch über den Fluß Tees erbaut; ihre Weite beträgt nur 18 Mtr. und die bloß für Fußgänger bestimmte Bahn liegt auf den Ketten, welche in den zu beiden Seiten vorhandenen Felsen befestigt sind.

Samuel Brown war der erste, welcher in England im Jahre 1819 eine Kettenbrücke für Fuhrwerke baute. Es war dieß die Brücke über den Fluß Tweed bei Berwick. Die 5·49 Mtr. breite Brückenbahn hat zwischen beiden Uferpfeilern eine Länge von 110 Mtr. Auf jeder Seite der Brückenbahn hängen 6 Ketten paarweise neben- und vertikal übereinander in einem Abstände von 0·5 Mtr. Die Kettenglieder sind aus Rundeisen von 0·051 Mtr. Durchmesser und haben 4·55 Mtr. Länge. Die Verbindung der Glieder geschieht durch Ringe von 0·031 Mtr. Dicke und ovale Bolzen von 0·063 und 0·057 Mtr. Stärke. Die Entfernung der Hängeisen, welche an die Brückenbahn herabgehen, ist 1·52 Mtr. Die horizontale Entfernung der Aufhängepunkte der Ketten ist 131·7 Mtr. und der Pfeil der Krümmung 8 Mtr.

Auch der berühmte Ingenieur Telford baute fast zu gleicher Zeit mit Brown die durch ihre Größe ausgezeichnete Menay-Brücke bei Bangor. Diese Brücke

besteht aus einem Hauptbogen von 176·6 Mtr. Weite zwischen den Aufhängepunkten. Der ungefähr 30 Mtr. über dem Wasserspiegel liegende Brückenweg ist 8·512 Mtr. breit, und wird von 4 Tragketten getragen, von welchen die beiden mittlern den 1·22 Mtr. breiten Fußweg von den zu beiden Seiten desselben liegenden 3·65 Mtr. breiten Fahrbahnen trennen. Jede Tragkette besteht aus 4 einzelnen, vertikal übereinander liegenden Ketten, und jede einzelne Kette aus 5 nebeneinander liegenden Gliedern von 0·092 Mtr. Höhe, 0·0254 Mtr. Dicke und 3 Mtr. Länge von Mitte zu Mitte der Verbindungsglieder. Der Pfeil der Tragketten beträgt 13·07 Mtr. Die Bolzen der Verbindungsplatten sind 0·076 Mtr. stark.

Die Tragstangen hängen in Entfernungen von 1·5 Mtr. und haben 645 □Millim. Querschnitt. Die Ketten liegen über den Pilonen nicht auf festen, sondern auf beweglichen Sätteln von Gußeisen. Diese Sättel bestehen aus 4 übereinander liegenden kastenförmigen Stücken, wovon das unterste auf 6 Walzen von 0·2 Mtr. Durchmesser ruht.

Zur Verminderung der Schwingungen wurden die Tragketten viermal, und jede der Spannketten zweimal nach der Quere miteinander verbunden.

Diese Einrichtung verminderte zwar die Schwingungen der Brücke beim Darübergehen schwerer Lastwagen; allein bei heftigen Stürmen soll sich die Brückenbahn dennoch um 6 bis 9 Decimtr. heben. Die Brückenbahn liegt auf eisernen Unterzügen, auf welchen eine doppelte Bohlenlage ruht; unter den Unterzügen der Fahrbahn sind eiserne Sprengwerke angebracht.

Alle Kettenglieder wurden vor ihrer Verwendung mit einem Gewichte von 17·3 Kil. auf den □Millimtr. geprüft; bei der größtmöglichen Belastung tragen die Ketten nur beiläufig den dritten Theil desjenigen Gewichts, welches sie zu zerreißen im Stande sein würde. *)

In den Jahren 1824 bis 1827 baute Ingenieur W. L. Clark die sogenannte Hammerfsmith-Brücke 2 Meilen oberhalb London über die Themse. Sowohl bezüglich der allgemeinen Anordnung wie der constructiven Details kann diese Brücke als Muster für ähnliche Bauwerke dienen. Die ganze Breite des Flusses von 222·5 Mtr. ist nämlich in drei Theile getheilt, so daß sich der mittlere von 121·8 Mtr. Weite zu den beiden äußern von 43·1 Mtr. Weite beinahe wie 3 zu 1 verhält.

Die Tragketten der Seitenbahnen gehen zum Theil noch unter die Fahrbahn hinab und sind in wenig geneigter Lage durch das ganze Massiv des Verankerungsmauerwerks hindurch geführt. Hierdurch wurde die Verankerung möglichst einfach und sicher, und die Schwingungen der Seitenbahnen sind auf ein Minimum beschränkt.

Die im Flusse stehenden Pilonen haben eine Länge von 12·7 Mtr., eine Breite von 6·6 Mtr. und über der Brückenbahn eine Höhe von 14·4 Mtr.

Die Brückenbahn wird durch 2 Tragketten, welche die in der Mitte liegende

*) Eine genaue Beschreibung findet man in Gerstner's Mechanik, S. 460 zc.

6 Mtr. breite Fahrbahn von den zu beiden Seiten befindlichen 1.5 Mtr. breiten Fußwegen trennen, in 3 Theile getheilt; sie liegt 4.8 Mtr. über dem höchsten Wasser. Es hängen immer je 2 Ketten in einem Abstände von 0.3 Mtr. vertical übereinander, so daß also die Fahrbahn von 8 Ketten getragen wird. Die beiden innern Tragketten bestehen aus 6 und die beiden äußern aus 3 parallelen Schienenreihen von 0.127 Mtr. Höhe und 0.0254 Mtr. Breite, so daß der Querschnitt der 36 Kettenglieder 3225.8 □ Millimtr. beträgt. Die Hängstäbe haben 645 □ Millimtr. Querschnitt und hängen in Entfernungen von 1.5 Mtr. senkrecht herab. Die Seitenselder werden außerdem von 28 gußeisernen Stützen von unten unterstützt. Die Verbindung der 3.04 Mtr. langen Kettenglieder ist durch kurze Zwischenplatten und Bolzen von 0.069 Mtr. Stärke bewerkstelligt. Jedesmal durch die Mitte der Zwischenplatten geht ein dritter Bolzen, an welchem 2 Laschen hängen, welche zur Befestigung der Hängstäbe dienen.

Die Hauptketten laufen auf den Pfeilern über 2 Reihen gußeiserner genau abgedrehter Walzen, die einen für die obern und die andern für die untern Ketten, ähnlich wie bei der Pesther Kettenbrücke. Diese Walzen haben 0.28 Mtr. Durchmesser und 0.075 Mtr. dicke schmiedeiserne Zapfen, die in metallenen Lagern ruhen. Die letztern sind an einem massiven gußeisernen Sattel, welcher in die Pilonen eingelassen und festgeschraubt ist, befestigt. Nach genauen Beobachtungen betrug die Bewegung der Ketten auf den Rollen, wenn Wagen im scharfen Trabe über die Brücke gingen, nie mehr als 0.025 Mtr.

Das Verankerungsmauerwerk hat bei einer Höhe von 6.3 Mtr. eine Stärke von 14 Mtr.

Auch der englische Ingenieur Brunel, Erbauer des Themse-Tunnels, baute im Jahr 1823 zwei Kettenbrücken auf der Insel Bourbon, welche hier, wegen ihrer eigenthümlichen Construction, nicht unerwähnt bleiben dürfen. *)

Die größere dieser Brücken hat 2 Oeffnungen, jede von 40.2 Mtr. Weite von Mitte zu Mitte der Auflagerungen, welsch letztere aus Gußeisen bestehen, und 37.2 Mtr. zwischen Pfeiler und Widerlager.

Die Brückenbahn wird von 3 Hauptketten getragen, zwei an den Rändern und eine in der Mitte der 5.90 Mtr. breiten Bahn.

Die Aufhängepunkte der Ketten liegen 7.32 und 1.6 Mtr. über der Oberfläche des Pfeiler- und Widerlagsmauerwerks; der Scheitel der Kettencurve, welche etwas größer ist als ein halber Kettenbogen, senkt sich noch um 0.3 Mtr. unter den Aufhängepunkt am Widerlager. Jede Hauptkette besteht aus 2 gleichen nebeneinander liegenden Ketten, deren einzelne Glieder länglicht ringförmig sind, eine Länge von 1.416 Mtr. hoben und aus Rund Eisen von 0.035 Mtr. Dicke bestehen. Ihre Verbindung wird durch Ringe von 0.22 Mtr. lichter Länge und Bolzen von 0.051 Mtr. Durchmesser bewerkstelligt, von denen die aus Rund Eisen bestehenden Hängstäbe herabgehen, um sich mit den gußeisernen Unterzügen der Bahn zu vereinigen.

*) Navier S. 49.

Das Eigenthümliche dieser Brücke besteht nun darin, daß sie sogenannte Gegenketten hat, welche seitwärts und unter der Bahn angebracht sind, und die entgegengesetzte Krümmung haben, wie die Tragketten. Diese Ketten von 0.032 Mtr. starkem Rundeseisen haben den Zweck, die Bahn zu hindern, bei heftigen Windstößen in große Schwingungen zu gerathen.

Zur Begrenzung und Versteifung der Brückenbahn sind an den Rändern und in der Mitte derselben 0.203 Mtr. im Quadrat starke Balken parallel mit der Brückenachse gelegt und mit den Unterzügen verschraubt. Zwischen diesen 3 Längsschwellen ist die Bahn jedesmal in einen Fahrweg und in 2 an der Seite desselben liegende Fußwege abgetheilt. Der erstere besteht aus 2 Saumschwellen von 0.102 Mtr. Dicke und 0.305 Mtr. Breite, zwischen denen eine Bedielung von 0.051 Mtr. Stärke liegt; die letzteren sind aus Bohlen von 0.029 Mtr. Stärke construiert.

Die Widerlager und der Mittelpfeiler sind bis an die Bahn massiv aus Werkstücken, die eigentlichen Auflagerungen oder Stützen für die Ketten aber sind von Gußeisen und zeichnen sich besonders durch ihre Leichtigkeit und sinnreiche Anordnung bezüglich der Kettenbefestigungen aus. Die Ketten gehen nämlich nicht wie bei andern ähnlichen Brücken über Rollen, sondern sind mit einem hängenden Pendel verbunden, wie dieß aus Fig. 25, Taf. XXXIII. ersichtlich ist. Hierdurch wird das Hin- und Herzerren der gußeisernen Aufsätze möglichst vermieden.

Beschreibung einiger Kettenbrücken neuerer Zeit.

§. 135.

Kettenbrücke über die Regnitz in Bamberg.

An der Stelle der jetzigen Kettenbrücke in Bamberg stand in früheren Zeiten nur eine hölzerne Jochbrücke; im Jahre 1752 wurde diese durch eine steinerne Brücke mit 4 Bogen ersetzt; dieses Bauwerk war aber so schlecht fundamentirt, daß es bei dem außerordentlichen Hochwasser im Jahre 1784 wieder zusammenstürzte. Erst im Jahre 1809 baute wieder der bayerische Oberbaudirector Wiebeking an der Stelle der frühern steinernen Brücke eine hölzerne Bogenbrücke von 62.8 Mtr. Spannweite, allein auch diese mußte nach 17 Jahren wieder abgetragen werden, da das Holz der Bogenrippe anfang morsch zu werden.

Es handelte sich nun um die Herstellung einer soliden Brücke, und da die Foundation von Pfeilern, wegen zu schlechtem Baugrunde, enorme Kosten veranlaßt hätte, so entschloß man sich zu dem Baue einer Kettenbrücke, welche in dem Nachfolgenden kurz beschrieben werden soll.

Die Kettenbrücke erhielt 2 massive Stützpfiler auf beidern Ufern, jeden von 15.13 Mtr. Länge, 4.65 Mtr. Dicke und 6.54 Mtr. Höhe bis zur Fahrbahn. Ueber denselben erheben sich auf jeder Seite 2 Pilonen in einer Sichtweite von 5.82 Mtr. von einander, welche an ihrer Grundfläche 3.04 Mtr., und unter dem Hauptgesimse 2.52 Mtr. im Gevierte messen. Sie sind im Ganzen 7.129 Mtr. hoch und durch ein dorisches Hauptgesimse verziert. Hinter den Pilonen wurden Stützmauern aufgeführt, die den Fahrdaum begrenzen, und zugleich die Bogen

zwischen sich fassen, durch welche die Spannketten der Brücke in die Tiefe gehen. Fig. 22, Taf. XXXII. Diese Bogen wurden aus 1.74 Mtr. hohen und eben so breiten Werkstücken ausgeführt, und stützen sich in einer Tiefe von 4 Mtr. unter der Fahrbahn auf Platten von Gußeisen von 1.455 Mtr. im Quadrat und 0.096 Mtr. Dicke, in deren Mitte sich eine Oeffnung befindet, durch welche die Wurzelkettenglieder geschoben und mittelst eines 1.16 Mtr. langen und 0.108 Mtr. dicken eisernen Bolzen befestigt sind. Zur Vermehrung der Belastung sind diese Kettenbogen nicht nur auf ihre ganze Breite bis zur Fahrbahn übermauert, sondern es wurden auch noch 1.45 Mtr. hohe und eben so breite Parapete darauf gesetzt, welche 2.9 Mtr. von den Pilonen abstehen und mit diesen durch eiserne Geländer verbunden sind.

Die von Holz construirte 8.7 Mtr. breite und 1.16 Mtr. über dem höchsten Wasserspiegel liegende Brückenbahn besteht aus 41 eichenen Unterzügen, welche durch schmiedeiserne Schienen verstärkt sind. Ueber diese Träger gehen 7 Streckbäume und darauf ruhen die 0.145 Mtr. starken Deckhölzer für die Fahrbahn. Die beiderseitigen Trottoirs liegen 0.14 Mtr. höher als die Fahrbahn, und sind aus 0.07 Mtr. starken Bohlen hergestellt.

Die Brückenbahn wird von 4 Ketten getragen, von welchen je 2 auf einer Seite vertikal übereinander hängen. Jede Kette besteht aus 4 Gliedern von 0.09 Mtr. Höhe und 0.018 Mtr. Dicke. Der Gesamtquerschnitt ist demnach 0.02592 \square Mtr.

Die Spannweite der Ketten beträgt 64.26 Mtr., der Pfeil der Krümmung 4.31 Mtr. Auf den Pilonen gehen die Ketten über gußeiserne Lagerplatten und setzen sich von hier unter einem Winkel von 38 Grad bis zu den Verankerungen fort.

Immer aus einem Kettenverbindungsstücke gehen 3 Hängeisen herab. Jedes Hängeisen hat 0.048 Mtr. Breite und 0.012 Mtr. Dicke. Die 3fachen Hängeisen tragen auf den, in Einschnitten an ihren untern Enden eingepaßten Sätteln wieder doppelte, 0.09 Mtr. starke Eisenschienen, welche mit der Brückenbahn gleich laufen, und den Unterzügen zur Auflage dienen.

Das ganze Gewicht des freihängenden Theils der Brückenbahn ist incl. der Ketten zc. = 151312 Kil.; das Gewicht des sämmtlichen zu dem Bau verwendeten Schmiedeeisens beträgt 62720 Kil.

Bei einer zufälligen Belastung durch ein Menschengedränge hätte die Brücke 3.5fache Sicherheit, indem auf einen \square Millim. des Kettenquerschnitts eine Spannung von 13 Kil. kommt und die absolute Festigkeit des Eisens 45 Kil. ist. Die Brücke kostete 58000 Gulden.

§. 136.

Die Franz-Karl-Kettenbrücke über den Murfluß in Graz. *)

Die hohe Anschwellung der Mur im Juni 1827, welche für die Steiermark

*) Förster's Bauzeitung, 1846.

und ihre Hauptstadt von so verderblichen Folgen war, veranlaßte auch den Einsturz der alten gedeckten Murbücke, welche bis dahin allen Stürmen der Zeit getrotzt hatte. Die Communication beider Stadttheile wurde durch eine Nothbrücke hergestellt, und erst im Jahr 1841 entschloß man sich zu dem Baue einer Kettenbrücke, welche in dem Nachfolgenden kurz beschrieben werden soll.

Die Brücke ist zwischen den Tragpfeilern 63·8 Mtr. lang; die 0·93 Mtr. über dem höchsten Wasserstand vom 8. Juni 1827 liegende Brückenbahn hat eine Breite von 14·5 Mtr., die Fahrbahn ist 6·2 Mtr., jeder der beiden Fußwege 1·896 Mtr. breit. Zu diesen findet der Zutritt in breiten, frei gelassenen Räumen außerhalb der Kettenpfeiler statt.

Das größtentheils aus Quadern ausgeführte 7·259 Mtr. hohe Grundmauerwerk ruht 0·63 Mtr. tief unter dem kleinsten Wasser auf Pfahlrosten, deren Pfähle 3·8 Mtr. tief eingerammt worden sind. Ueber ihm erheben sich zu jeder Seite 2 massiv aus Quadern im dorischen Stil ausgeführte freistehende Pfeiler von je 9·79 Mtr. Höhe, 2·84 Mtr. Breite und 9·79 Mtr. Länge, welche den 2·11 Mtr. über dem Niveau der Fahrbahn liegenden Tragketten zur festen Auflage dienen. Die Durchfahrt zwischen den Pfeilern ist 6·3 Mtr. weit. Genau in der Längennachse der 4 Pfeiler finden die, die Brückenbahn tragenden eisernen Ketten ihre Verbindung mit den verankerten Spannketten. Die Lagerung der Quaderschichten in dem Grundmauerwerk ist aus der Fig. 21, Taf. XXXII. ersichtlich.

Die Befestigung der Enden aller Ketten, welche in einem Pfeiler aus zehn Gliedern bestehen, ist tief im Mauerwerk in eigenen, von außen zugängigen Kettenkammern angebracht.

Alle 10 Wurzelglieder befinden sich in einem 1·58 Mtr. langen und 0·157 Mtr. dicken Bolzen, welcher mit seinen Enden in gußeiserne Pfannen eingelagert ist. Durch eine doppelte Lage geschmiedeter Unterlagschienen wird der Zug der Ketten möglichst vertheilt. Die Wurzelglieder der Ketten sind 1·26 Mtr. lang, 0·131 Mtr. breit und 0·0329 Mtr. dick, und fünf davon gehören einer einzelnen Kette an. Von der Wurzelgliedverankerung aus setzen sich die Ketten durch 4 Reihen Glieder von je 1·89 Mtr. Länge in einem gerade gespannten Zuge ohne Auflager fort, bis sie den Sockel des Tragpfeilers erreichen. Von hier an sind die Glieder nur noch 1·264 Mtr. lang und ruhen auf einem Quadranten von 3·79 Mtr. Halbmesser; die Reibungsflächen der Ketten sind mit gußeisernen Platten unterlegt, die in den Stein versenkt sind.

Jede der 4 Ketten, an welche die Brückenbahn aufgehängt ist, besteht aus 4 Gliedern von je 2·52 Mtr. Länge, 0·118 Mtr. Breite und 0·0329 Mtr. Dicke, deren jedes die Spannungsprobe von 67200 Kil. bestanden hat, ohne dadurch eine bleibende Veränderung erlitten zu haben. Jeder Bolzen faßt 8 Glieder und eine Lasche ein, welche letztere zur Befestigung der Hängstangen dient.

Damit in der Folge bei Auswechslung von Unterzügen eigene Rüstungen erspart werden können, sind an den Enden der Hängstangen nach der Länge der Bohrn unter jeder der 4 Ketten eiserne Schienen eingezogen; unmittelbar auf diesen

ruhen die 0.34 Mtr. hohen und 0.158 Mtr. dicken, aus Lerchenholz geschnittenen Brückenträger.

Die Fahrbahn ist mit 0.105 Mtr. starken Bohlen doppelt überlegt und durch die an den Enden angebrachten Spann bäume begrenzt.

Das Gesamtgewicht der ganzen Brückenbahn ist 296800 Kil. Die Probelastung geschah mit 168000 Kil. Gewicht.

§. 137.

Kettenbrücke über die Maas in Seraing.

Die Maas scheidet das großartige Maschinenetablisement der Gesellschaft J. Coërcill von dem sich auf dem linken Ufer dieses Flusses ausdehnenden Dorfe Jemeppe. Zur Erleichterung der Communication durch eine Kettenbrücke bildete sich eine Actiengesellschaft, welche die Bewilligung zum Baue dieser Brücke und deren Benützung für einen Zeitraum von 85 1/2 Jahren im August 1841 erhielt. Der Grundstein wurde am 14. Juli 1842 gelegt und am 17. August 1843 wurde die Brücke eröffnet.

Die Brücke hat eine Oeffnung von 105 Mtr. von Mitte zu Mitte der Pilonen.

Die Brückenbahn hat eine Breite von 2.5 Mtr. und jeder Fußweg ist 1.25 Mtr. breit. Gegen die Mitte der Brücke hin steigt die Bahn um 0.75 Mtr. Die 4 Tragketten sind nach dem Brunel'schen System construirt und haben einen Gesamtquerschnitt von 40000 □Millim., indem jede Tragkette 4 Glieder von je 2 . 50 . 25 = 2500 □Millim. Querschnitt hat. Der Pfeil des Bogens der Tragkette ist 7 Mtr. und das Gewicht der Brücke pro lfd. Mtr. bei der größten Belastung beträgt 2010 Kil. (Gewicht der Bahn, Ketten, Hängeisen und Geländer und 1000 Kil. zufällige Belastung.) Die größte Spannung der Ketten beträgt somit:

$$T = \frac{ph}{2f} \sqrt{4f^2 + h^2} = \frac{2010 \cdot 52.5}{2 \cdot 7} \sqrt{4 \cdot 7^2 + 52.5^2} = 418910 \text{ Kil.}$$

Es kommt somit auf einen Quadratmillimeter eine Last von circa 10 Kil.

Die Hängstangen an welchen die hölzernen Unterzüge befestigt sind, haben einen Abstand von 1.5 Mtr. und werden mit 2 Kil. pro □Millim. beansprucht. Die Spannketten sind im Widerlagsmauerwerk, welches durch ein Gemölbe von dem untern Theil der Pilonen getrennt ist, in einer Entfernung von 1 1/2 Mal der Pilonenhöhe verankert; die Spannung dieser Ketten beträgt demnach 475575 Kil., und da der Gesamtquerschnitt 47547 □Millim. beträgt, so kommen auf 1 □Millim. 10 Kil.

Die Pilonen sind von Gußeisen und stellen Säulen vor, die sich nach oben etwas verjüngen. Die äußere Hülle jeder Pilonen ist der Höhe nach aus vier Stücken zusammengesetzt und steht mit einem gußeisernen Kern in inniger Verbindung, so daß sich der Druck der Ketten auf den Querschnitt der Hülle und des Kerns gleichmäßig vertheilt. Bei der größten Belastung kommt auf einen Quadratmillimeter dieser Querschnittsflächen ein Druck von 2 1/2 Kilogr.

Damit die Pilonen keine seitliche Bewegung annehmen, sind die Tragketten über starke schmiedeeiserne vertikale Pendel von 1·3 Mtr. Höhe geführt, welche oben auf den Pilonen so verschraubt sind, daß sie sich frei bewegen können. Fig. 24, Taf. XXXIII.

Die Länge der Tragketten kann an vier Punkten durch Keile regulirt werden; ebenso befinden sich an den untern Enden der Hängeisen Schrauben zum Verkürzen oder Verlängern derselben, um die Wirkung der Ausdehnung auf die Ketten und Hängstangen reguliren zu können.

Die Kosten der Brücke beliefen sich auf 401956 Francs. *)

§. 138.

Die Kettenbrücke zu Prag.

(Ausgeführt in den Jahren 1838—42.)

Diese über die Moldau führende Brücke, welche die sogenannte Altstadt mit der Kleienseite verbindet, hat eine Gesammtlänge von 1466·3 östr. Fuß oder 463·2 Mtr. Die lichte Entfernung der beiden zu verbindenden Ufer ist 416·1 Mtr.

Da diese Länge für eine einzige Kettenspannung mit Rücksicht auf die vorhandenen Geldmittel zu groß war, und überdieß eine Communication mit der als Unterhaltungsort des Publikums beliebten Schießinsel beabsichtigt wurde, so bot die Wahl eines Systems zweier kürzeren zusammenhängenden Kettenbrücken, welche einen gemeinschaftlichen Verankerungspunkt in der Mitte der Insel erhielten, nebst der bedeutend wohlfeilern Herstellung auch den Vortheil dar, daß in dem letzten Punkte eine bequeme doppelte Treppe angelegt werden konnte, um von der Brückenbahn zur Insel herab zu gelangen.

Es ergab sich folgende Längeneintheilung für die Brückenanlage:

Wie die Fig. 20, Taf. XXXV., zeigt, erhielt jede Brücke 2, somit beide Brücken 4 Stützpfiler, je zwei 420 Fuß oder 132·7 Mtr. von Stützpunkt zu Stützpunkt, und 105 Fuß oder 33·18 Mtr. von den beiderseitigen Ufer-Auflagspunkten der Ketten entfernt. Damit aber jede Brücke unabhängig von der andern für sich bestehen könne, wurden die Ketten sowohl in den beiden Stadtufern, als auch im gemeinschaftlichen Lastmauerwerke auf der Insel, jede für sich in den gehörigen Kettenkammern verankert. Das Verankerungsmauerwerk in der Altstadt erhielt eine Länge von 25·59 Mtr.

Zwischen der Uferbrustmauer und dem nächsten Stütz-	
pfiler sind es	28·44 "
Die Stärke der Basis des Stützpfilers ist	5·85 "
Zwischenweite von einem Pfeiler zum andern	126·47 "
Stärke des Pfeilers in der Basis	5·84 "
Zwischenweite von diesem zum Inselastmauerwerk	28·71 "
Länge des Inselastmauerwerks	13·9 "
Zwischenweite von diesem zum dritten Pfeiler	28·71 "

*) Förster, Bauzeitung, 1848.

Stärke des dritten Pfeilers	5·84	„
Zwischenweite vom dritten zum vierten Pfeiler . . .	126·47	„
Stärke des vierten Pfeilers	5·84	„
Entfernung vom vierten Pfeiler bis zu dem jenseitigen Lastmauerwerk	36·03	„
Länge des letztern	25·59	„

Die Breite der Brückenbahn beträgt 9 Mtr., davon kommen 6 auf die Fahrbahn und 3 auf die beiden Fußwege.

Die Brückenbahn wird von 8 Ketten, jede aus 6 Gliedern bestehend, getragen; es sind nämlich beiderseits 4 Ketten, 2 neben- und 2 übereinander angeordnet. Alle 8 Ketten aus 48 Gliedern zusammengesetzt, wovon jedes von Augmitte zu Augmitte 3·16 Mtr. lang, 0·1053 Mtr. breit und 0·01533 Mtr. dick ist und einen Querschnitt 0·00161 □Mtr. hat, machen zusammen einen Eisenquerschnitt von 0·0773 □Mtr. oder 77300 □Millim. Die beiderseits zu 2 nebeneinander hängenden Ketten haben einen Zwischenraum von 0·078 Mtr.; die Zwischenweite von der obern zur untern Kette mißt von Mitte zu Mitte der Kettenbolzen 0·41 Mtr.

Die statische Betrachtung der Brücke, wie solche von dem ausführenden Ingenieur, Hrn. Schnirch, gemacht wurde, beginnt mit der Berechnung der Tragketten von 132·7 Mtr. Spannweite.

Berechnung für die Tragketten.

Die Last pro laufenden Meter der Bahn zc. ist 1857 Kil. und sammt zufälliger Belastung 4253 Kil. Die Pfeilhöhe der Kettenkurve ist 9·828 Mtr., die halbe Spannweite 66·36 Mtr., folglich die größte Spannung an den Aufhängepunkten entweder nach der Formel

$$T = \frac{Q}{\cos \alpha} = \frac{p h^2}{2 f \cos \alpha}$$

wo $\alpha = 16^\circ 30'$ ist

oder nach der Formel

$$T = \frac{p h}{2 f} \sqrt{4 f^2 + h^2} = 990624 \text{ Kil.}$$

und für einen □Millimeter

$$= \frac{990624}{77300} = 12·8 \text{ Kil.}$$

daher 3·5fache Sicherheit.

Die Länge der Kette ist aus:

$$s = h \left\{ 1 + \frac{1}{6} \left(\frac{2f}{h} \right)^2 - \frac{1}{40} \left(\frac{2f}{h} \right)^4 + \frac{1}{112} \left(\frac{2f}{h} \right)^6 - \dots \right\}$$

$$s = 67·31 \text{ Mtr., also}$$

die ganze Kettenlänge

$$S = 134·62 \text{ Mtr.}$$

Berechnung für die Spannketten.

Bei gewöhnlichen Kettenbrücken, wo die rückwärtigen Spannketten nur ihr

eigenes Gewicht ohne zufällige Belastung tragen, ist es nicht nöthig, ihre Form zu berechnen, weil sie, durch die Last des Mittelbogens straff angezogen, sehr wenig von der geraden Diagonalrichtung abweichen, folglich auch ihre Länge kaum um eine bemerkenswerthe Größe zunimmt; anders verhält es sich in dem vorliegenden Falle, wo sie nach ihrer ganzen Länge proportional mit dem Mittelbogen belastet werden; somit denselben, zur Gleichgewichtsherstellung für dieses System, schon bei der Projection die eigenthümliche Bogenform und eine bestimmte Länge gegeben werden muß.

Für den Zustand des Gleichgewichts dieses Brückensystems und die bedingte Form der Hauptkette, in Verbindung mit den Spannketten, welche in den Stützpfählern auf beweglichen Punkten aufliegen, muß man sich für die Form der letztern einen bestimmten Theil einer gespannten Kette, Taf. XXXV. Fig. 18, denken, welche von dem Stützpunkte im Pfeiler zu ihrem Scheitelpunkte, der unter dem Fahrbahnhorizonte sich befinden muß, in der Art herabläuft, daß sie auf eine horizontale Entfernung von 33·18 Mtr. = Bd' und einem senkrechten Abstände von 11·21 Mtr. = $d'a' = f'$, welcher Punkt als Auflagspunkt der Kette in dem Lastmauerwerk gegeben ist, diesen Punkt berühren muß.

Um die gekrümmte Form eines solchen Kettenbogens bestimmen und hieraus dessen genaue Länge berechnen zu können, muß man die halbe Spannweite einer solchen imaginären Kette = H und ihren Krümmungspfeil = F oder den senkrechten Abstand ihres Scheitelpunktes von der Sehne finden, woraus denn der Aufhängewinkel w und ihre Spannkraft, Länge und Form sich durch Rechnung ergibt.

Die halbe Sehne H einer unter obigen Bedingungen gespannten Kette findet man aus der Formel Anhang §. 6.

$$H = \frac{f' h^2}{2 f h'} + \frac{h'}{2}$$

$h = 66\cdot36$ Mtr.; $h' = 33\cdot18$ Mtr.; $f = 9\cdot828$ Mtr. (Krümmungspfeil für den Mittelbogen.)

$f' = 11\cdot21$ Mtr., daher

$$H = 92\cdot32 \text{ Mtr.}$$

Den Krümmungspfeil F für die imaginäre Kette findet man aus:

$$F = \frac{f' H^2}{2 H h' - h'^2}$$

$$F = 19\cdot02 \text{ Mtr.}$$

Der Aufhängewinkel w ergibt sich aus

$$\text{tang } w = \frac{2 F}{H}$$

$$w = 22^\circ 24'$$

Die Spannung der Kette im Aufhängepunkt

$$T' = \frac{p H^2}{2 F \text{Cos } w}$$

worin $p = 4253$ Kil.

$T' = 1030568$ Kil.

Um die Länge der Spannfette Ba' zu finden, muß

- die Länge der halben Kette $Ba'a$ vom Stützpunkte bis zum imaginären Scheitel $= L$,
- die Länge des imaginären Stückes der Kette von dem Auflagspunkte in der Fahrbahnebene bis zum imaginären Scheitelpunkt (wo der obige Auflagspunkt als Stützpunkt einer kürzeren gespannten Kette betrachtet werden muß) $= l$ gefunden werden, wo dann die Differenz $L - l$ die Länge λ der Spannfette bestimmt.

Die Länge der halben Kette $Ba'a$ ist:

$$L = H \left\{ 1 + \frac{1}{6} (\text{tang } w)^2 - \frac{1}{40} (\text{tang } w)^4 + \frac{1}{112} (\text{tang } w)^6 \right\}$$

$$L = 92.32 \left\{ 1 + \frac{0.1698}{6} - \frac{0.0288}{40} + \frac{0.0049}{112} \right\}$$

$$L = 94.87 \text{ Mtr.}$$

Die Länge des imaginären Stückes ist

$$l = x + \frac{H^2}{2F} \left\{ \frac{1}{6} \cdot \left(\frac{2Fx}{H^2} \right)^3 - \frac{1}{40} \left(\frac{2Fx}{H^2} \right)^5 + \dots \right\}$$

wo

$$x = H - h' = 92.32 - 33.18 = 59.14 \text{ Mtr.},$$

also

$$l = 59.82 \text{ Mtr.},$$

und endlich

$$\lambda = L - l = 94.87 - 59.82 = 35.05 \text{ Mtr.}$$

In ähnlicher Weise geschieht die Berechnung für die Spannfette im Kleinfelder Ufer.

Berechnung für die Befestigungsketten.

a) In dem Uferlastmauerwerk.

Da die Spannfetten in der geraden Diagonalrichtung von dem Stützpunkte im Pfeiler über den Auflagspunkt im Fahrbahnhorizonte zu der Verankerung im Wurzelpunkte fortlaufend angelegt wurden, so ergibt sich deren Abfallswinkel $= \varphi$ aus

$$\text{tang } \varphi = \frac{f}{h'} = \frac{11.21}{33.18}$$

$$\varphi = 18^\circ 41'.$$

Die Spannung derselben wird in der Richtung ab , Fig. 20, betragen:

$$\begin{aligned} R &= \frac{Q}{\text{Cos } \varphi} = \frac{p h^2}{2 f \text{Cos } \varphi} \\ &= \frac{4253 \cdot 66 \cdot 36^2}{2 \cdot 9.828 \cdot \text{Cos } 18^\circ 41'} = 1007944 \text{ Kil.} \end{aligned}$$

Diese diagonale Kraft kann in eine vertikale nach aufwärts strebende W und in eine horizontale Q zerlegt werden, wonach die Massen des Lastmauerwerks in

den Ufern mit Rücksicht auf einen wenigstens dreifachen Sicherheitsüberschuß bestimmt wurden.

b) In dem Inselfastmauerwerk.

Hier ist die Anordnung so getroffen, daß die Befestigungskette unter demselben Winkel von $18^{\circ} 41'$ von dem Auflagspunkt ε diagonal herabläuft und zwar bis zum ersten Auflagspunkte δ , von da nach einem Sechstel-Kreis über die andern zwei Auflagspunkte γ und β gekrümmt in die vertikale Richtung übergeht und zu dem Wurzelpunkte α gelangt. Durch die Krümmung der Kette über einen Sechstel-Kreisbogen wird ein Theil der Spannung derselben durch die stattfindende Reibung aufgehoben. Um die Größe der durch diese Reibung verminderten Spannung zu erfahren, muß man die berechnete Spannung $R = 1007944$ Kil. als eine Last ansehen und untersuchen, welche Kraft K mit Rücksicht auf die stattfindende Reibung der ersteren Last R das Gleichgewicht halten kann, wo dann die Differenz zwischen K und R die Größe der Reibung angeben wird.

Die Formel:

$$K \cdot e^{2n\mu\pi} = R \text{ gibt } K = \frac{R}{e^{2n\mu\pi}}$$

$$e = 2.7182$$

$$n = \frac{1}{6} = 0.16; \mu = 0.3; \pi = 3.14.$$

Daher $K = 745472$ Kil.; es wird sich daher die Diagonalspannung R um 745472 Kil. vermindern, daher

$$R = 1007944 - 745472 = 262472 \text{ Kil.}$$

Da die Befestigungsketten beider Brücken sich in dem Lastmauerwerk durchkreuzen, und einen horizontal gegeneinander wirkenden Zug ausüben, so blieb demnach zu untersuchen, wie viel bei der größten Ungleichheit der Belastung beider Brücken an diesem Zug aufgehoben wird, um darnach die Anordnung des Lastmauerwerks zu treffen.

Dieser größte Unterschied findet statt, wenn die eine Brücke größtmöglichst und die andere gar nicht belastet ist.

Bei der unbelasteten Brücke hat die Kette bloß ihr eigenes Gewicht und jenes der Brücke zu tragen, es ergibt sich das Belastungsgewicht für den laufenden Meter für die zufällige Belastung $p' = 2396$, daher hat man

$$Q' = \frac{p' h^2}{2 f} = \frac{2396 \cdot 66 \cdot 36^2}{2 \cdot 9 \cdot 828} = 539112 \text{ Kil.}$$

Der horizontale Zug der Spannkette bei der belasteten Kette ist nach dem Früheren

$$Q = \frac{4253 \cdot 66 \cdot 36^2}{2 \cdot 9 \cdot 828} = 954800 \text{ Kil.}$$

folglich ist die Differenz Q''

$$Q'' = 954800 - 539112 = 415688 \text{ Kil.}$$

welchem Zuge das Inselfastmauerwerk zu widerstehen hat.

Das Inselfastmauerwerk hat nach den vorhergehenden Rechnungen den verti-

kalen Zug $K = 745472$ Kil. aufwärts, und den horizontalen Zug $Q = 415688$ Kil. auszuhalten; da das Lastmauerwerk auf der Schiefinsel 3016552 Kil. Gewicht hat, so zeigt sich für beide Züge ein bedeutender Sicherheitsüberschuß.

Wenn aber der äußerste Fall angenommen wird, daß beide Brücken größtmöglichst belastet werden, so hebt sich der beiderseits gleiche Horizontaldruck auf, dagegen wird der vertikale Zug nach aufwärts $K' = 2 K = 1490944$ Kil.

In diesem Falle aber üben die Spannketten in den Auflagpunkten eine Pressung auf das Lastmauerwerk, welche in jedem einzelnen Punkte dem Werth von $W = 3228736$ Kil. gleich ist, daher hier $2 W = 6457472$, folglich die Differenz $2 K - 2 W = 8451968$ Kil. den Zug nach aufwärts ausweiset.

In diesem äußersten Falle ergibt sich durch obiges Mauerwerk ein Sicherheitsüberschuß, der $3016552 - 8451968 = 2171355.2$ Kil. beträgt.

Wenn ferner die Momente der Zugkraft Q mit jenem der Last des Mauerwerks verglichen werden, so zeigt sich, daß jede Brücke für sich selbstständig auch in dem Falle benutzt werden könnte, wenn die eine oder andere durch höhere Gewalt zerstört werden würde. Das Stabilitätsmoment findet man, wenn man den Schwerpunkt des Lastmauerwerks in der Mitte desselben annimmt, und dessen Entfernung von der Umdrehungsachse, welche, da die ganze Länge des Lastmauerwerks 13.9 Mtr. beträgt $= 6.95$ Mtr. ist, als den Hebelsarm der Last, die 3016552 Kil. ausgerechnet wurde, betrachtet, und es ist das Moment der Last $= 6.95 \cdot 3016552 = 20965036.4$, wogegen das Moment der Zugkraft durch das Produkt des horizontalen Zugs $Q = 954800$ Kil. mit der Höhe des Auflagpunktes über dem Erdhorizonte $= 4.74$ Mtr. erhalten wird, und bloß $4.74 \cdot 954800 = 4525752$ beträgt, somit das erstere um 16439284 größer als das letztere ist.

Pressung der Stützpfiler in den Stützpunkten.

Der vertikale Druck, den die Hauptkette auf die Stützpunkte im Pfeiler ausübt, ist $Q \tan \alpha = 954800 \cdot \tan 16^\circ 30' = 282822.4$ Kil. Der horizontale Zug bleibt sich gleich oder $Q = 954800$ Kil.

Der vertikale Druck in der Richtung der Mittelkraft, welcher von der Haupt- und Spannkette herrührt, ist nach Anhang §. 5:

$$P = \frac{Q}{\cos w} \cdot 2 \sin \left(\frac{\alpha + w}{2} \right)$$

$$P = 684768 \text{ Kil.}$$

Nach angestellten Versuchen ist bekannt, daß die rückwirkende Festigkeit eines gewöhnlichen Granits von mittlerer Härte 420 Kil. pro \square Centimeter beträgt. Wird hievon der zehnte Theil angenommen, so gibt dieß 42 Kil. pro \square Centim. Nimmt man nun nur jene Fläche, welche die gußeiserne Unterlagsplatte des Lagerstuhls übergreift, in Rechnung, so beträgt diese Fläche bei 2.14 Mtr. Länge und 1.07 Mtr. Breite für beide Punkte 2×22950 \square Centim. oder 45900 \square Centim., die rückwirkende Festigkeit ist daher 1927800 Kil.; die größte Pressung dagegen ist 684768 Kil., somit zeigt sich ein Ueberschuß von 1243032 Kil.

Berechnung der Stärke für die Wurzel- und Verbindungsbolzen der Ketten.

Die Wurzel- oder Verankerungsbolzen in den Uferlastmauern sind auf den Diagonalzug $R = 1007944$ Kil. berechnet worden, und zwar, da es deren 4 sind, jeder einzelne auf den Zug von 251986 Kil. Dabei wurde die Länge des Bolzens doppelt so groß vorausgesetzt, als sie in der Wirklichkeit ist. Der Wurzelbolzen besteht aus 2 Halbcylindern von 0.156 Mtr. Durchmesser und 2 rechteckigen Kiegeln von 0.156 Mtr. Breite und 0.078 Mtr. Dicke.

Die Verankerungsbolzen für die Endpunkte der Ketten in den Wurzelkammern auf der Schießinsel sind auf gleiche Art auf den schwächeren Zug $K = 745472$ Kl., beziehungsweise jeder einzelne auf den Zug $\frac{1}{4} \cdot 745472 = 186368$ Kil. berechnet worden. Die halbcylindrischen Bolzen erhielten 0.143 Mtr. Durchmesser und die zwei rechteckigen Kiegel 0.117 Mtr. Breite und 0.058 Mtr. Dicke.

Die normalen Verbindungsbolzen der Tragketten wurden auf den Zug $T' = 1030568$ Kil. berechnet, und da es 48 Glieder sind, so kommt auf ein Kettenglied: $\frac{1030568}{48} = 21470$ Kil.

Der Durchmesser wurde zu 0.06 Mtr. angenommen*).

Stärke der vertikalen Hängstangen.

Die Hängstangen sind 1.580 Mtr. von einander entfernt; 4 solche Hängstangen tragen einen Unterzug; da nun die Last pro laufenden Mtr. 4253 Kil. beträgt, so kommen auf einen Unterzug $4253 \cdot 1.58 = 6720$ Kil., folglich auf eine Hängstange $\frac{1}{4} \cdot 6720 = 1680$ Kil.

Rechnet man 3400 Kil. pro □Centim. absolute Festigkeit, so wird der nöthige Querschnitt bei zehnfacher Sicherheit $4.8 \square$ Centim. Man nahm an den Gewinden 6.76 □Centim.

Berechnung der vertikalen Schwankung der Brücke.

Es wird der ungünstigste Fall der Belastung angenommen, nämlich wo die eine Endkette größtmöglichst belastet, dagegen die Mittelbahn und die andere Endbahn ganz unbelastet ist.

Gegeben und bereits berechnet sind die Größen

$$h = 66.36 \text{ Mtr.}$$

$$h' = 33.18 \text{ „}$$

$$f = 9.828 \text{ „}$$

$$f' = 11.21 \text{ „}$$

$$H = 92.32 \text{ „}$$

$$F = 19.02 \text{ „}$$

*) Den Durchmesser d in Zollen eines belasteten 1 Fuß langen Cylinders, welcher mit der Last W in Pfunden belastet wird, rechnet Schnirch nach der Formel

$$d = \frac{1}{10} (W \cdot l)^{\frac{1}{3}}$$

für das Verhältniß der größtmöglichst belasteten Kette, zu jener, welche bloß die Last der Brückenconstruction zu tragen hat, ist $P = 4253$ Kil., $p = 2396$ Kil., also $P : p = 1.766 : 1$.

Nach Anhang §. 6 Gl. (5) hat man

$$\delta = \frac{f' h'}{4(2H - h')} \left\{ 1 + \sqrt{\frac{2P^2(4h^3 + h'^3)}{8p^2h^3 + h'^3(P^2 + p^2)}} - 1 \right\}$$

$\delta = 0.454$ Mtr. gleich der Senkung der belasteten Endbahn.

Nach Gl. (6) ist die Steigung der Mittelfette

$$\delta' = f \left\{ 1 - \sqrt{\frac{2p^2(4h^3 + h'^3)}{8p^2h^3 + h'^3(P^2 + p^2)}} \right\}$$

$\delta' = 0.196$ Mtr.

Nach Gl. (7) ist die Steigung der andern Endbahn

$$\delta'' = \frac{f' h'}{4(2H - h')} \left\{ 1 + \sqrt{\frac{2p^2(4h^3 + h'^3)}{8p^2h^3 + h'^3(P^2 + p^2)}} \right\}$$

$\delta'' = 0.12$ Mtr.

Die Größe, um welche sich die Spannfette über den Stützpunkt herüberzieht, während sie sich um 0.454 Mtr. senkt, wird gefunden aus

$$l = \frac{4}{3h} (f^2 - f''^2) + l' \quad (\text{Anh. §. 6, dritter Fall, Gl. (5),}$$

in diesem Falle ist $f'' = f - \delta'$

$$= 9.828 - 0.196 = 9.632 \text{ Mtr.} \text{ folglich}$$

$$l = \frac{4}{3 \cdot 66.36} (9.828^2 - 9.632^2) + l'$$

$$l = 0.0729 + l'.$$

l' oder die Verlängerung der Mittelfette, welche leicht zu finden wäre, kann hier = 0 gesetzt werden, es ist daher

$$l = 0.0729 \text{ Mtr.}$$

Das Kettenhängwerk der Brücke nebst der Einhängungsart.

Die Zusammensetzung der Ketten und die Dimensionen der einzelnen Kettenglieder wurden bereits früher angegeben, daher bleibt hier nur die Art der Einhängung der Ketten näher zu beschreiben.

Für die Einhängung der Ketten war ein festes Gerüst auf die Spannweite von 132 Mtr. zu kostspielig und zeitraubend, ein vollständiges Schiffsgerüst aber ganz unpracticabel, weil solches bei eingetretenem Hochwasser, wo die Moldau 3—4.5 Mtr. Geschwindigkeit erlangt, der steten Gefahr des Hinwegreißens ausgesetzt gewesen wäre.

Jede einzelne der 8 Ketten wiegt 11085.2 Kilogr.

Weil die localen Umstände keine andere Methode des Einhängens, als den Zug der construirten Kette von einem Pfeiler zum andern erlaubten, und dieses Gewicht der Ketten in dem letzten Momente, wo die gezogene Kette ihre normale Form erlangen würde, über 20720 Kilogr. Zugkraft erforderte, und endlich die Beschwerlichkeit der Rectification der 8 Ketten unter einander vorausgesehen wurde,

so blieb selbst diese Einhängungsmethode sehr schwierig, und es mußte auf Mittel gedacht werden, um diesen Zug möglichst zu erleichtern. Es wurden daher aus den vorhandenen schon probirten Kettengliedern 4 leichte Nothketten, bloß aus 2 Gliedern bestehend, zusammengesetzt, aufgezogen, und daran ein leichtes Constructionsgerüst gehängt, auf welchem man dann die eigentliche Construction der schweren Ketten vornehmen konnte. Die Nothketten bildeten 2 obere äußere und 2 untere innere Ketten. Fig. 20, A.

Auf dem fertigen Einhängungsgerüste wurden dann die Nachbarketten, nämlich die 2 untern und die 2 obern Ketten construirt und in die normale Form gebracht, und zwar mittelst der nächst den Stützpfählern angeordneten rectificirenden Vergliederung mit länglichen Bolzenlöchern, wo die Verbindung mittelst zweier Halbcylinder, zwischen welche mehrere Keile eingetrieben waren, die durch Vor- oder Zurückschlagen die Kette kürzer oder länger stellten, geschah.

Auf die rectificirten Ketten wurde dann das Einhängungsgerüst von den Nothketten übertragen, letztere auseinander genommen, und auf dieselbe Art, wie schon oben angegeben, zu einer Tragkette mit sechs Gliedern wieder zusammengemacht.

Nachdem alle 8 Ketten möglichst normal gestellt waren, wurden alle Tragstangen an die Tragketten aufgehängt und das Einhängungsgerüst abgenommen. Nun wurden an die herabhängenden Hängstangen die auf Schiffen zur Einhängung bereit gehaltenen Unterzüge, von beiden Stützpfählern ausgehend, gegen die Mitte zu aufgezogen und mit den Tragstangen verbunden.

An die bereits hängenden Tramen wurde ein Steg von 2 Balken Breite vorwärts geschoben, auf welchem zu beiden Seiten ein Arbeiter die Verbindung derselben mit den Tragstangen zu besorgen hatte. Waren alle Tramen befestigt, so schritt man an das Auflegen der Bedielung.

Der Aufzug der Ketten geschah auf folgende Weise:

Die Seitenöffnungen wurden mit einem stehenden Gerüste versehen, und die Stützpfähler mit einem mit letzterem verbundenen Gerüste umgeben. Die Spannketten wurden über die Stützpfähler fortgesetzt und jenseits des Pfeilers, bis zum Wasserspiegel herabhängend, auf Flößen, die mit Ankern festgehalten wurden, so weit ihre Länge reichte, zum Aufzuge vorgerichtet.

Hierauf wurde ein hohes Schiffsgerüst (Fig. 20, Taf. XXXV.) in der Mitte zwischen die Stützpfähler gestellt und mit Schiffsankern an langen Tauen befestigt. Auf dem obersten Theile des Schiffsgerüsts befanden sich 6 Zugmaschinen, welche gleichzeitig in Bewegung gesetzt wurden. In der mittlern Etage des Schiffsgerüsts befanden sich nämlich die mittleren sechs Vergliederungen der obern und 5 Vergliederungen der untern Kette, welche, auf hohen Böden aufgelegt, zur beiderseitigen Zusammenfügung mit der zu ziehenden Kette in Bereitschaft gesetzt wurden. Nachdem nun die Tawe von den Winden nach beiden Seiten hin mit den Enden der zu ziehenden Ketten bei der zweiten Vergliederung verbunden waren, setzte man sämtliche Winden in Bewegung und zog die Kettenenden so weit in die Höhe, daß sie mit den auf dem Gerüst liegenden Kettengliedern vereinigt werden konnten.

Waren die stromaufwärts befindlichen Ketten aufgezogen, so mußte, da sie innerhalb des Gerüstes sich befanden, das Schiffsgerüst so vorgerichtet sein, daß eine Balkenwand umgelegt und dasselbe stromabwärts gelassen werden konnte.

Die Baukosten der Brücke beliefen sich auf 333133 Gulden oder nahe 655000 Francs.*)

§. 139.

Die Kettenbrücke über die Donau zu Pesth.**)

Diese in den Jahren 1839—1845 durch den englischen Ingenieur T. Clark für die Summe von 4600000 Gulden erbaute Brücke ist auf den Taf. XXX. und XXXI. in den verschiedenen Ansichten und Details dargestellt.

Taf. XXX. Fig. 1 zeigt die halbe Ansicht der Brücke.

„ 2 den halben Grundriß.

„ 3 den obern Theil eines Pfeilers im Längenschnitt und in der Ansicht.

„ 4 den obern Theil des Pfeilers im Querschnitt zunächst den Lagerstützen.

„ 5 die Seitenansicht des Pfeilers.

„ 6 und 7, Theil einer Kette in Ansicht und Grundriß.

„ 8 gußeiserner Lagerstuhl in der Ansicht.

„ 9 derselbe im Querschnitt.

„ 10 Wurzelglieder.

„ 11 Ansicht eines Kettengliedes.

Taf. XXXI. Fig. 1 Längenschnitt durch das Verankerungsmauerwerk.

„ 2 Querschnitt desselben.

„ 3 Ansicht desselben.

„ 4 Hälfte des Querschnittes der Brückenbahn.

„ 5 Grundriß eines Unterzugs.

„ 6 Längenschnitt eines Theils des innern Geländers.

„ 7 Ansicht eines Theils des innern Geländers.

„ 8 Schnitte durch die gußeisernen Pfosten des innern Geländers.

„ 9 Ansicht und Schnitt eines Theils des äußern Geländers.

„ 10 Schnitt durch einen Pfosten des äußern Geländers.

Die Brücke hat eine Mittelbahn von 666 engl. Fuß Länge von Mitte zu Mitte der Pfeiler, und 2 Seitenbahnen, jede von 298' Länge. Die Steigung der Brückenbahn beträgt im Ganzen von den Auflagerungen an den Widerlagern bis in die Mitte 12 Fuß.

Der Pfeil der Krümmung für die Mittelketten ist 47'58'; der Pfeil der

*) Beschreibung der Prager Kettenbrücke von Schnirch. Prag 1842.

**) An account of the Suspension Bridge across the River Danube by W. T. Clark. London 1853.

Krümmung für die Seitenketten oder vielmehr der Abstand der Auflagerungspunkte von der Sehne 60 Fuß.

Die Breite der Brückenbahn ist 24 Fuß 3 Zoll, die lichte Breite der Fußwege 6 Fuß.

Die Brückenbahn wird von 4 Ketten getragen, wovon sich je 2 auf einer Seite befinden und so übereinander aufgehängt sind, daß ihr lichter Abstand 1 Fuß beträgt.

Die einzelnen Kettenglieder jeder Kette sind alle 12 Fuß lang von Dehnmittle zu Dehnmittle; ihr Querschnitt ist ein Rechteck von 10·25 Zoll Höhe und einer Breite, welche zwischen 1·028 und 1·25 Zoll wechselt. Es befinden sich nämlich abwechselnd einmal 10 Glieder und dann wieder 11 Glieder nebeneinander, deren Köpfe übereinander greifen und mit einem Bolzen von $4\frac{1}{2}$ " Stärke vereinigt sind.

Die Wurzelglieder einer Kette, deren 10 dicht neben einander sind, haben 24' Länge, 10·25" Breite und 1·13" Dicke, an den Wurzelenden ist die Dicke auf eine Länge von 2' 8" = 2·15 Zoll; die darauf folgenden Kettenglieder, 11 an der Zahl, sind wie alle folgenden Glieder 12 Fuß lang und haben einen Querschnitt von 10·25 auf 1·028 Zoll; die folgenden 10 Kettenglieder haben Querschnitte von 10·25 auf 1·13 Zoll. Diese Dimensionen der Kettenglieder bleiben die gleichen bis an die Auflagerungspunkte des Verankerungsmauerwerks, von hier an aber werden die einzelnen Glieder allmähig etwas stärker bis an die Pilonenauflagerungen, woselbst sie bei der Breite des Querschnitts von 10·25" eine Stärke von 1·122 und 1·25 Zoll haben, je nachdem 11 oder 10 Glieder wieder neben einander liegen. Jenseits der Pilonen gehen diese stärkern Glieder wieder allmähig gegen den Scheitel des Mittelbogens hin in die schwächeren über; die stärkeren haben aber einen Querschnitt von 10·25 auf 1·25 und 10·25 auf 1·125 Zoll, je nachdem 10 oder 11 Glieder neben einander sind, und die schwächeren im Scheitel des Mittelbogens einen Querschnitt von 10·25 auf 1·186 und 10·25 auf 1·8 Zoll. Zunächst den Pilonen haben demnach die Mittelketten einen Gesamtquerschnitt von 507·32 □Zoll; im Scheitel hingegen ist die Querschnittsfläche nur 486·24 □Zoll.

Der Aufhängewinkel für die Mittelketten ist $15^{\circ} 57'$, für die Seitenketten $22^{\circ} 60'$.

Die Hängestangen, deren immer 2 an einem Bolzen hängen, haben einen Querschnitt von 1·5 Zoll Breite und 0·5 Zoll Stärke.

Die gußeisernen Verankerungsplatten in den Wurzelkammern haben eine Länge von 17' 3", eine Breite von 5' und sind mit 3' 5" hohen Kerben verstärkt; zwischen je 2 solchen Platten gehen die Wurzelglieder der beiden auf der gleichen Seite liegenden Ketten hindurch, und sind durch 1' 6" hohe und 6" breite schmiedeeiserne Niesenbolzen gehalten.

Bei dem Austritte der Ketten aus dem Verankerungsmauerwerke ruhen dieselben auf 7 schmiedeeisernen Walzen von 5" Durchmesser, welche auf einer gußeisernen Lagerplatte liegen.

Auf den Pilonen sitzen ebenfalls starke gußeiserne Lagerstühle mit schmiedeisernen Walzen von 10" Durchmesser, auf welchen die schwach gebogenen Kettenglieder aufliegen und bei zufälligen Ueberlastungen einer Seitenbahn oder der Mittelbahn etwas hin und her gleiten können.

Die beiden Tragketten auf jeder Seite der Brückenbahn sind in der Art übereinander aufgehängt, daß die Vereinigungsbolzen der obern Kette über die Mittelpunkte der untern Kettenglieder fallen; es ist somit die Entfernung der Hängestangen, beziehungsweise der Unterzüge, gleich 6 Fuß.

Die Unterzüge selbst sind aus Gußeisen und haben eine Gesamtlänge von 47 Fuß. Ihre Höhe ist 1' 9" und ihre Stärke 1 Zoll.

Die Fahrbahn besteht aus einer 5" starken Lage von Bohlen, auf welcher ein Holzpflaster von 7 $\frac{1}{2}$ " Höhe ruht. Alles Holz der Fahrbahn ist Lärchen. Die Bedielung der Fußwege hat nur eine Stärke von 4 Zoll und besteht aus Kiefernholz.

Sowohl die Fahrbahn wie die Fußwege sind durch Geländer begrenzt, welche durch ihre eigenthümliche, sehr sinnreiche Construction der Brückenbahn eine außerordentliche Steifigkeit geben, und dabei doch so viel Nachgiebigkeit besitzen, als bei einer Hängebrücke für den Fall erforderlich ist, wenn eine größere Last sich über die Brücke bewegt oder wenn eine oder die andere der Bahnen durch ein Menschengedränge überlastet wird.

Eine nähere Beschreibung der Construction wird durch die ausführlichen Zeichnungen entbehrlich gemacht.

Die Steifigkeit der Bahn wird aber auch noch wesentlich vergrößert durch 3 unter den Unterzügen fortlaufende Strechhölzer, welche jedesmal da, wo sie einen Unterzug kreuzen, mit demselben verbolzt sind.

Zur Verhütung diagonalen Verschiebungen der Unterzüge sind unterhalb der Bahn starke Ketten angebracht, welche nach Art der Windstreben diagonal von ihren Befestigungspunkten gegen die Mitte hinlaufen und daselbst in ein gemeinschaftliches Mittellkettenglied eingehängt sind.

Die Mittelpfeiler oder Pilonen der Brücke sind auf Béton gegründet, welcher mit einer soliden Spundwand umgeben ist. Zur Abhaltung des Wassers hatte man 42 Fuß hohe Fangdämme errichtet. Die Fangdammpfähle der dreifachen Pfahlreihen mußten 20 bis 22' tief in den Kies eingeschlagen werden, um mit den Spitzen noch 4 bis 5' tief in den festen blauen Thonboden einzudringen, auf welchen man den Béton legte. Die geringe Stärke der Fangdämme, welche nur 10' betrug, erforderte eine äußerst solide Verspannung der Fangdammwände gegen einander, zu welchem Behufe in Abständen von 14 zu 14 Fuß abermals Pfähle in die Baugrube eingerammt und miteinander durch horizontal liegende Riegel und Andreaßkreuze verbunden wurden.

Die Höhe der Pfeiler von der Bétonlage bis zur Brückenbahn ist 77 Fuß; von hier an sind die Pilonen noch 75 $\frac{1}{2}$ Fuß hoch, es ist somit die ganze Höhe eines Mittelpfeilers 152 $\frac{1}{2}$ Fuß. Die Basis des Pfeilers ist 124 Fuß lang und 55 Fuß breit. In der Höhe der Bahnoberfläche hat der horizontale Schnitt eines

Pfeilers 60' Länge und 30' Breite. Nach oben hin werden die Dimensionen noch kleiner und sind zuletzt 53 auf 23 Fuß. Die untern Theile der Pfeiler bestehen theilweise aus Quader-, theilweise aus rauhem Mauerwerke; ersteres wurde zur Bekleidung und zur Auführung von 4 Pfeilern verwendet, auf welchen hauptsächlich das Quadergemäuer der Pilonen ruht, und durch welche der Druck der Ketten bis auf die Fundamentlagen herabgeführt wird. Das Verankerungsmauerwerk, welches eine Länge von 140 Fuß bei einer Höhe von 48 Fuß und einer mittlern Breite von 52 Fuß hat, ruht ebenfalls auf einer Bétonlage, jedoch ist diese nicht horizontal, sondern nach einer gegen die Verankerungspunkte geneigten Fläche abgeglüht, damit eine Verschiebung des ganzen Massivs um so weniger Statt haben kann.

Behufs der Aufhängung der Ketten wurde über den ganzen Fluß eine Schiffbrücke geschlagen und an den Mittelpfeilern eine kurze Balkentrüstung aufgestellt, deren Zweck war, die Anfangsglieder der Tragketten darauf zusammenzusetzen. Die Verankerungsketten wurden auf einfache Weise in ihre geneigten Schächte herabgelassen und ragten mit ihren freien Enden etwas aus dem Widerlager heraus.

Bei der Aufhängung einer Seitenkette verfuhr man nun in der Art, daß man die Kette selbst auf der Schiffbrücke aus ihren einzelnen Gliedern zusammensetzte und mit dem von dem Pfeilergerüst herabhängenden Theil der betreffenden Kette vereinigte. War dieß geschehen, so faßte man das auf der Brücke liegende Ende der Kette, zog es mit Hülfe starker Flaschenzüge, die mit einer hinter dem Widerlager stehenden Dampfmaschine von 25 Pferdekraften in Verbindung standen, gegen die erwähnten Enden der Verankerungsketten heran, und bewerkstelligte nun die Verbindung durch die Einsetzung des Bolzens.

Waren einmal die Seitenketten, welche einer und derselben Mittelfette angehörten, aufgezo gen, so schritt man an die Aufhängung der Mittelfette, wobei man wieder in ähnlicher Weise, wie früher bei der Aufhängung der Seitenketten, verfuhr, indem man die ganze Kette auf der Schiffbrücke zusammensetzte und ihr eines Ende mit dem von einem Mittelpfeiler herabhängenden Theil derselben vereinigte, sodann die Dampfmaschine auf dem Fangdamme des andern Mittelpfeilers aufstellte, und wieder mit Hülfe starker Flaschenzüge das freie Ende der auf der Brücke liegenden Mittelfette faßte und so weit in die Höhe zog, daß eine Vereinigung mit dem bereits über dem Pfeilersattel liegenden Kettengliede möglich war.

Bei dem Aufhängen der Seitenketten war es natürlich erforderlich, die auf dem Pfeiler aufliegenden Kettentheile so lange an die Gerüstpfähle zu verankern, bis die Aufhängung der Mittelfette vollzogen war, und sich der horizontale Zug an den Aufhängepunkten ausgleichen konnte.

Zur Ermittlung der Sicherheit, mit welcher die Mittelfetten die größtmögliche Last tragen können, stellen wir folgende Rechnung an:

Die Spannung der Ketten an den Aufhängepunkten ist:

$$T = \frac{Q}{\cos \alpha} + \frac{p h^2}{2 f \cos \alpha}.$$

p bedeutet das Gewicht der Brückenbahn, sammt Unterzügen, Ketten, Hängestangen und der zufälligen Belastung durch ein Menschengedränge für den laufenden Fuß und ist 4·416 Ton.

$$h = 333 \text{ Fuß.}$$

$$f = 47\cdot58 \text{ Fuß}$$

$$\cos \alpha = \cos 15^\circ 57' = 0\cdot9615, \text{ also}$$

$$T = 5352 \text{ Ton.}$$

Der Kettenquerschnitt ist 507·32 □", daher kommen auf einen □" 10·5 Ton oder 23520 Pfund; dieß ist gleich mit 16·5 Kil. für einen □Millimeter. Nimmt man nun die absolute Festigkeit des Barreeneisens zu 45 Kilogr. pro □Millimeter an, so hat man für den ungünstigsten Belastungsfall $\frac{55}{16\cdot5} = 2\cdot7$ fache Sicherheit.

§. 140.

Folgende Zusammenstellung gibt die Hauptdimensionen mehrerer Kettenbrücken:

Bezeichnung der Brücken.	Entfernung der Auflager von Mitte zu Mitte.		Pfeil.	Verhältniß zwischen Pfeil- und Spann- weite.		Anzahl der Tragketten.	Anzahl der Glieder einer Kette.	Entfernung der Hängstangen.	Anzahl der Ketten übereinander.	Länge von Augmitte zu Augmitte	Breite	Stärke	Gesamtkettenquer- schnitt.	Gesamtbreite der Bahn.	Sicherheit bei der größten Belastung, wenn die abso- lute Festigkeit zu 45 Kil. pr. □ Millim. angen. wicb.	Bemerkungen.
	Mtr.	Mtr.		Mtr.	Mtr.											
Amiel Bourbon . . .	40.2	7.4	—	1	14.9	3	2	1.416	—	1.416	0.035	rund	11529	5.9	—	Brunel'sche Ketten. Die Rettenglieder haben einen rech- eifigen Querschnitt.
Bamberg . . .	64.26	4.31	1	1	9.8	4	4	1.24	2	2.48	0.09	doppelt.	25920	8.7	3.5	
Gräß . . .	63.8	6.47	1	1	9.8	4	4	1.25	—	2.52	0.118	0.032	60320	14.5	4.4	
Ueb. d. Elbe bei Podiebrad	99.8	7.39	1	1	13.5	4	8	1.58	2	3.16	0.092	0.015	44160	7.5	2.8	
Präg . . .	132.7	9.828	1	1	13.5	8	6	1.58	2	3.16	0.105	0.015	77300	9.0	3.51	
Pesth . . .	202.4	14.41	1	1	14	4	10 u. 11	1.80	2	3.64	0.260	{ 0.026 0.031	327208	14.0	2.7	
Hammermith . . .	121.8	8.96	1	1	13.6	8	{ 4 à 6 4 à 3	1.34	2	2.68	0.127	0.0254	116100	9.0	—	
Menai . . .	176.6	13.07	1	1	13.5	16	5	1.50	4	3.00	0.092	0.0254	167700	8.51	3	
Dneeb . . .	131.7	8.0	1	1	15.2	6	2	1.51	3	4.55	0.051	rund einfach.	24504	5.49	—	
Seraing in Belgien . . .	105.0	7.0	1	1	15	4	4	1.5	2	3.08	0.100	0.025	40000	4.00	4.5	

§. 141.

Verschiedenheiten in der Construction der Kettenbrücken.

a) Bezüglich der allgemeinen Anordnung.

Die einfachste Anordnung, welche man einer Kettenbrücke geben kann, ist die durch Fig. 22, Taf. XXXV., dargestellte, wobei die Ketten von einer Verankerung zur andern über 2 Uferstützpfiler gehen. Diese Anordnung hat immer den Vortheil, daß außer den vertikalen wellenförmigen Schwankungen, welche durch eine fortschreitende, immer nur auf einen Punkt wirkende Belastung entstehen, und den horizontalen oder Seitenschwankungen, die bei jeder Kettenbrücke eintreten, und allein vom Sturmwinde oder von sehr unruhiger auf einer Seite der Bahn stattfindender Belastung herrühren, und die beide sehr klein sind, keine eigentliche Schwankungen vorkommen, d. h. kein Auf- und Niedergehen der Bahn in Folge ungleicher Belastung eintritt; allein sie hat auch wieder ihre Grenze in der Größe der Spannung, wegen zu großer Vermehrung des Eisenquerschnitts, oder wegen übermäßiger Höhe der Uferstützpfiler und der Kostspieligkeit der Verankerungen, man ist daher bei sehr großen Flußbreiten genöthigt, eine zusammengesetzte Kettenbrücke mit 2 oder mehreren ganzen oder halben Kettenbogen zu construiren.

Die Anordnung Fig. 7 mit 2 ganzen Kettenbogen kann nicht immer Anwendung finden, weil ein Mittelpfeiler nöthig ist; dazu kommt noch der weitere nachtheilige Umstand, daß, da die Ketten auf diesem Mittelpfeiler nicht befestigt werden dürfen, bei ungleichen Belastungen beider Bahnen ein Herüberziehen der Ketten von einer Seite zur andern stattfindet, folglich die überlastete Bahn eine sehr erhebliche Senkung, die weniger belastete Bahn eine entsprechende Steigung annimmt. (Anhang §. 6.)

Das Gleiche ist nun auch bei Kettenbrücken mit 3 oder mehreren ganzen Kettenbogen der Fall, weshalb sie nur selten in Ausführung gebracht werden dürften.

Weit mehr kommt die folgende Anordnung vor, wobei die Brücke einen Mittelbogen und 2 halbe Seitenbogen erhält, deren Scheitelpunkte mit jenem des Mittelbogens in gleichem Horizonte liegen, Fig. 8. Für diesen Fall sind die Hebungen und Senkungen der Bahnen bei ungleichen Belastungen derselben nicht so erheblich, wie bei der vorhergehenden Anordnung, und die Pfeiler kommen bei einem regelmäßigen Strome nicht in die Stromrinne oder die Schiffahrtsstraße zu liegen. (Anhang §. 6.)

Noch geringer sind die vertikalen Schwankungen der Mittelbahn bei der Anordnung Fig. 11, wobei die Brücke einen Mittelbogen und 2 Seitenbogen erhält, diese letzteren aber nicht in ihren Scheitelpunkten in das Ufermauerwerk befestigt sind, sondern kleinere Theile als die Hälfte des Mittelbogens bilden. (Anhang §. 6.) Sowohl die Mannheimer wie die Pesther Kettenbrücke haben diese Anordnung.

Eine weitere sehr zweckmäßige Anordnung ist die, welche auch die Hammer-smithbrücke hat, wobei die Brücke einen ganzen Mittelbogen und 2 Seitenbogen

erhält, diese letzteren aber weder mit ihren Scheitel- noch Befestigungspunkten in gleichem Horizonte mit der Mittelfette liegen, sondern sich vielmehr unter die Bahn verlaufen, und in beliebiger Tiefe mit dem Ufermauerwerk verbunden werden. (Fig. 18 und Anhang 6.)

Die Anordnung Fig. 23, wobei wieder ein Mittelpfeiler vorkommt, wird nur selten Anwendung finden können; sie gewährt übrigens die Vortheile, daß die Verankerungen weniger Raum einnehmen, und auch die Schwankungen geringer sind, wie bei der Anordnung Fig. 7.

Die Anordnung Fig. 20, welche Ingenieur Schnirch bei der Prager Kettenbrücke wählte, wobei die ganze Brücke aus 2 für sich bestehenden einfachen Kettenbrücken zusammengesetzt ist, hat für bestimmte Localverhältnisse die wesentlichen Vortheile, daß jeder Theil ohne Beeinträchtigung für das Ganze abgebrochen werden kann, was vielleicht in Kriegszeiten von Wichtigkeit wäre; sodann, daß die größtmöglichste Belastung der einen Mittelbahn gar keinen Einfluß auf die andere gleichzeitig unbelastete Mittelbahn ausübt, und daß dieser Einfluß auf die Seitenbahnen jedenfalls geringer ist, wie bei einer Brücke mit mehreren ganzen Bogen.

Noch die weitere Anordnung ist hier zu erwähnen, wobei die Ketten, wie Fig. 24, unterhalb der Brückenbahn liegen, also statt der Hängestangen, vertikale Stützen angebracht sind. Diese Anordnung wird nur in den Fällen gewählt werden können, wo die Localverhältnisse die Aufstellung von Uferstützpfeilern nicht gestatten und bei einer für die Gründung der Pfeiler günstigen Beschaffenheit des Flussbetts der Raum zwischen dem Hochwasser und der Fahrbahn ziemlich bedeutend ist, wie dieß auch bei der in Genf erbauten Kettenbrücke der Art der Fall zu sein scheint.

b) Bezüglich der Kettenquerschnitte.

Die Ketten der Kettenbrücken sind auf verschiedene Arten construirt, und die einzelnen Kettenglieder verschieden geformt worden. Im Allgemeinen hat man zweierlei Anordnungen gewählt, indem man entweder die einzelnen Ketten nebeneinander oder übereinander aufhing. Die erstere Anordnung hat die Nachtheile: daß erstens die Ketten mehr Raum von der Brückenbahn wegnehmen oder längere Unterzüge erfordern, und zweitens, daß, wenn sie nicht eine vollkommen gleiche Krümmung haben, der Zug von den Aufhängestangen nicht auf sämtliche Ketten übertragen wird. Bei allen Kettenbrücken neuerer Zeit pflegte man daher die letztere Anordnung zu wählen.

Die einzelnen Kettenglieder erhalten in der Regel eine Länge von 3 bis 3·6 Mtr. Ihr Querschnitt ist entweder quadratisch, rund oder rechteckig.

Die Erfahrung, daß durch wiederholtes fleißiges Hämmern des glühenden Eisens die Festigkeit desselben vermehrt werde, gab Veranlassung, daß man die runden und rechteckigen Querschnitte den quadratischen vorzog. Die Wahl zwischen den erstern kann aber nicht zweifelhaft sein, wenn man bedenkt, daß die rechteckigen Stäbe weniger Arbeit erfordern, wie die runden, und auch die Schweißung der Köpfe bei den erstern weit sicherer wie bei den letztern ist.

Nur Ingenieur Brunel ist von der einfachen rechteckigen Querschnittsform abgegangen und gab seinen Kettengliedern eine länglich ringförmige Gestalt, wo also in jedem Querschnitte entweder 2 Kreise oder 2 Rechtecke erscheinen; wenn vielleicht auch die Schweißung der Köpfe bei diesen Gliedern sicherer ist, wie bei den einfachen rechteckigen Stäben, so sind doch letztere jedenfalls leichter anzufertigen und verursachen daher weniger Kosten.

Auch die Verbindung der einzelnen Glieder wurde in verschiedener Weise bewerkstelligt, indem man einmal zwischen je 2 Glieder noch besondere Verbindungsplatten brachte und also 2 Bolzen anwendete, oder indem man nur die Köpfe der Glieder übereinander greifen ließ, und einen Bolzen durchsteckte. Die letztere Verbindungsweise ist wegen ihrer größern Einfachheit und Sicherheit die bessere, und wurde deshalb auch bei den neuesten Kettenbrücken von Bedeutung mit Recht in Anwendung gebracht. Man sehe Fig. 6, Taf. XXX.

c) Bezüglich der Auflagerungen auf den Pfeilern.

Die Ketten liegen, da wo sie über die Pfeiler gehen, entweder auf gußeisernen Unterlagsplatten oder auf einer größeren Anzahl abgedrehter Rollen, oder auf einem Sattel, welcher auf Rollen ruht, oder sie sind an einem stehenden oder hängenden Pendel befestigt.

Die Auflagerung der Ketten auf gußeisernen Platten kann nur dann stattfinden, wenn die Ketten direct aus dem Verankerungsmauerwerke über die Pfeiler gehen, wo also der Einfluß der Spannketteneugung auf die Auflagerung der Ketten nahezu verschwindet; oder auch wenn die Verankerungskette bei dem Austritte aus dem Lastmauerwerke in die Tragkette übergeht, wie dieß z. B. bei der Kettenbrücke zu Grätz der Fall ist.

Bei allen Mittelpfeilern kann die Auflagerung auf gußeiserne Platten nicht mehr Anwendung finden, indem wegen zu großer Reibung bei ungleichen Lasten ein Hin- und Herreißen der Pilonen und folglich eine Zerstörung des Mauerwerks zu befürchten stünde. Hier pflegt man die Ketten über Rollen von Eisen gehen zu lassen. Diese Rollen haben 0.3 bis 0.36 Mtr. Durchmesser und sind entweder ganz von Schmiedeeisen, oder, wie bei der Hammersmithbrücke, von Gußeisen mit schmiedeeisernen Zapfen. Die gußeisernen mit metallenen Lagern versehenen Träger, in welchen diese Rollen oder Zapfen liegen, müssen auf starken Quadern eingelassen und gut mit dem Mauerwerke verankert sein. Fig. 8, Taf. XXX.

Schnirch wählte bei der Prager Kettenbrücke die Auflagerung Fig. 23, Taf. XXXIII.

Derartige Auflagerungen sind aber nur bei massiven steinernen Pfeilern möglich und können daher bei leichten gußeisernen Pilonen nicht in Anwendung kommen. Hier pflegt man entweder, wie bei der Kettenbrücke zu Seraing, einen eisernen Pendel aufzustellen, Fig. 24, oder man wählt die Brunel'sche Construction mit dem hängenden Pendel. Fig. 25, Taf. XXXIII.

d) Bezüglich der Verankerungen.

Die Art der Verankerung richtet sich hauptsächlich nach localen Verhältnissen,

insbesondere nach der Beschaffenheit der Ufer. Können die Spannketten von den Pylonen nahe unter demselben Winkel, welchen die Tragketten mit dem Horizont machen, gegen das Lastmauerwerk herabgehen, so ist dieß immer vortheilhaft und die Verankerung wird ähnlich wie bei der Pesther Brücke, Fig. 1, Taf. XXXI, oder wenn keine Seitenbahn vorhanden ist, die Ketten also direct in das Lastmauerwerk eintreten, so kann das letztere durch ein flaches Gewölbe mit dem Stützpfiler vereinigt werden und man sucht den Druck von den Verankerungsketten durch eine entsprechende Anordnung der Werkstücke gegen das genannte Gewölbe hinzuführen, wie dieß bei den Kettenbrücken zu Podiebrad und Seraing der Fall ist; Fig. 21, Taf. XXXV.

Treten die Spannketten unter die Brückenbahn, wie bei der Hammersmithbrücke, dann können die Verankerungsketten in schräger Lage durch das ganze Massiv des Lastmauerwerks hindurch geführt werden. In diesem, wie in dem vorigen Falle, treten die Wurzelglieder durch eine gußeiserne gegen das Mauerwerk sich anstemmende Platte und erhalten ihre Befestigung durch einen starken schmiedeisernen Bolzen, Riesenbolzen genannt. Diese Anordnung ist aber nicht immer möglich, indem entweder die Spannketten unter einem Winkel von nahe 45° herabgehen, oder die localen Verhältnisse erfordern, daß die Spannketten vertikal in das Uferlastmauerwerk heruntergeführt werden müssen.

Im ersten Falle kann das Lastmauerwerk durch ein Spanngewölbe mit dem untern Theil des Uferstützpfilers verbunden werden, wie dieß bei der Bamberger Brücke der Fall ist, Fig. 22, Taf. XXXII.; im zweiten Falle gehen die Tragketten über einen gemauerten Quadranten nach dem Verankerungsschachte, wie solches aus Fig. 21 derselben Tafel ersichtlich ist.

Um bei dem Entwürfe einer Kettenbrücke die nöthigen Anhaltspunkte zu haben, gaben wir in dem Obigen die nähere Beschreibung mehrerer ausgeführten Kettenbrücken mit Angabe der Hauptdimensionen ihrer einzelnen Theile. Alle diese beschriebenen Kettenbrücken sind immer nur für den Verkehr auf Straßen berechnet; für Eisenbahnen hat man bis jetzt das Prinzip der hängenden Brücken nur selten in Anwendung bringen können; indem es nach keinem der gemachten Vorschläge gelang, der Bahn die nöthige Steifigkeit zu geben. *) Die Schwankungen einer Kettenbrücke lassen sich wohl durch sehr flach gespannte Ketten und schwere Bahnen auf ein Minimum zurückbringen, aber ganz entfernen lassen sie sich nur, wenn die Bahnconstruction für sich von der Art ist, daß sie die größte Belastung allein tragen kann, und in diesem Falle sind alsdann die Ketten ganz unnütz und können füglich wegbleiben.

§. 142.

Nöthige Formeln zur Berechnung der Kettenbrücken.

Ist der Standort der Brücke, das Flußprofil, die Länge und Breite der Brücke und die Belastung pro Quadratmeter Flächenraum gegeben, so wird, je

*) In Amerika hat man einige Drahtbrücken, welche von Locomotiven befahren werden, z. B. die Brücke über den Niagara von 822 Fuß Spannweite. Auch in Wien ist eine Kettenbrücke für den Eisenbahnbetrieb ausgeführt worden.

nachdem man entweder auf Verminderung der wellenförmigen Schwankung, oder auf Ersparung der Kosten mehr Rücksicht nehmen will, der Aufhängewinkel α gewählt und der von demselben abhängige Abstand des Scheitels von der Sehne (Pfeil), darnach die Höhe der Pfeiler, ihre Stabilität und Stärke aus den horizontalen Zügen und Pressungen, und der nöthige Eisenquerschnitt aus der größten Spannung, die die aufgehängte Kette erleidet, berechnet.

Für eine einfache Kettenbrücke sei:

h die halbe Sehne des Kettenbogens;

f die Pfeilhöhe;

x die Abscisse *Op* Fig. 10, Taf. XXXII.;

y die zugehörige Ordinate, so hat man zur Bestimmung der Kettenkurve

$$y = \frac{fx^2}{h^2}. \quad (1)$$

Bedeutet ferner:

π das Gewicht für die Längeneinheit aller Theile der Brückenbahn, welche gleichförmig auf der Abscissenlinie vertheilt sind;

2τ das Gewicht aller Hängestangen;

σ das Gewicht für die Längeneinheit der Kette; beide letztern variablen Gewichte unter der Voraussetzung ermittelt, als sei die zu suchende Kurve eine Parabel, so hat man:

zur Ermittlung der Kettenkurve nach §. 5 des Anhangs die Gleichung:

$$y = \frac{f}{(\pi + \sigma)h^2 + \frac{\tau h}{2} + \frac{\sigma f^2}{3}} \left[(\pi + \sigma)x^2 + \left(\tau + \frac{2\sigma f^2}{3h} \right) \frac{x^4}{2h^3} \right]. \quad (2)$$

Bedeutet c die halbe Länge der Kettenkurve, so findet man nach Anhang §. 5

$$c = h \left[1 + \frac{2f^2}{3h^2} \left(1 + \frac{3\tau h + 2\sigma f^2}{15(\pi + \sigma)h^2} \right) \right] \quad (3)$$

und wenn die Kettenkurve als Parabel betrachtet wird

$$c' = h \left[1 + \frac{1}{6} \left(\frac{2f}{h} \right)^2 - \frac{1}{40} \left(\frac{2f}{h} \right)^4 + \dots \right] \quad (4)$$

Ist die halbe Kettenlänge c' gegeben und will man die Pfeilhöhe finden, so gibt der §. 5 des Anhangs:

$$f = h \sqrt{\left\{ \frac{3}{2} \left(\frac{c' - h}{h} \right) + \frac{27}{20} \left(\frac{c' - h}{h} \right)^2 - \frac{81}{175} \left(\frac{c' - h}{h} \right)^3 + \dots \right\}}. \quad (5)$$

Bezeichnet man ferner mit:

α den Aufhängewinkel, den die Tangente der Kettenlinie im Aufhängepunkt mit der Horizontalen bildet;

p das auf die Längeneinheit der Sehne wirkende Gesamtgewicht der Construction;

Q die Kettenspannung im Scheitel;

T dieselbe an den Aufhängepunkten, so hat man (Anhang §. 5):

$$\tan \alpha = \frac{2f}{h} = \frac{p}{Q} \quad (6)$$

$$(7) \quad \text{und } Q = \frac{p h^2}{2f} = \frac{p h}{\operatorname{tang} \alpha}$$

ferner

$$(8) \quad T = \frac{Q}{\operatorname{Cos} \alpha} = \frac{p h}{2f} \sqrt{4f^2 + h^2}$$

Setzt man nun die in der Kette erlaubte Spannung . . . = ε

Den Kettenquerschnitt = Ω

Das Gewicht der Bahn, Hängestangen und zufälligen Belastung = w

Das Gewicht eines Kubimeters Schmiedeeisen = γ

so erhält man den Kettenquerschnitt nach Anhang §. 5:

$$(9) \quad \Omega = \frac{w h \sqrt{4f^2 + h^2}}{2f\varepsilon - \gamma h \sqrt{4f^2 + h^2}}$$

Der Werth von ε ist 10 bis 12 Kil. pro Quadratmillimeter; $\gamma = 7780$ Kil. für den Kubimeter.

Der Aufhängewinkel α wechselt zwischen $14^\circ 55'$ und $21^\circ 49'$ und ist gewöhnlich $16^\circ 30'$, was einem Verhältnisse der Pfeilhöhe zur Spannweite von 1 : 13.5 entspricht.

Gehen die Ketten über bewegliche Stützen und ist der Winkel der Spannfette mit dem Horizonte = w , so ist die Spannung der Spannfetten

$$(10) \quad R = \frac{Q}{\operatorname{Cos} \omega}.$$

Sie kann also nie kleiner werden als Q und nimmt zu, so lange der Winkel w wächst und wird unendlich, wenn $w = 90^\circ$, das heißt die Richtung der Spannfette vertikal wird.

Der ganze Vertikaldruck von der Trag- und Spannfette auf die Stütze ist:

$$(11) \quad P = T \left\{ \sin \alpha + \operatorname{Cos} \alpha \operatorname{tang} w \right\}$$

oder

$$(12) \quad P = Q \left\{ \operatorname{tang} \alpha + \operatorname{tang} w \right\}.$$

Gehen die Ketten über einen Pfeiler und kann die Größe der Reibung unberücksichtigt bleiben, so ist

$$(13) \quad R = T = \frac{Q}{\operatorname{Cos} \alpha}$$

und der Druck der Trag- und Spannfetten

$$(14) \quad P = \frac{Q}{\operatorname{Cos} w} 2 \sin \left(\frac{\alpha + w}{2} \right).$$

Der Winkel, den diese Mittelkraft P mit der Vertikalen macht, ist

$$(15) \quad \frac{w - \alpha}{2}.$$

Ruhen die Ketten nicht auf Rollen und es findet daher eine Reibung statt, so hat man nach Anhang §. 5, wenn die Länge des Bogens, so weit die Ketten

ihre Unterlage berühren = δ
 der Krümmungshalbmesser = ρ
 der Reibungscoefficient = μ

$$R = T \cdot e^{\frac{-\mu \delta}{\rho}} = \frac{Q}{\cos \alpha} \cdot e^{\frac{-\mu \delta}{\rho}} \quad (16)$$

wo $e = 2.71828$, oder auch

$$(17) R = \frac{Q}{\cos \alpha} \left\{ 1 - \frac{\mu \delta}{\rho} + \frac{1}{1.2} \cdot \left(\frac{\mu \delta}{\rho}\right)^2 - \frac{1}{1.2.3} \cdot \left(\frac{\mu \delta}{\rho}\right)^3 + \dots \right\}$$

Die Größe der Mittelkraft ist

$$P = \sqrt{\{R^2 - 2 R T \cos(\alpha + w) + T^2\}} \quad (18)$$

Der Winkel dieser Mittelkraft mit der Vertikalen

$$\beta = \frac{Q - R \cos w}{Q \tan w + R \sin w} \quad (19)$$

Der Vertikaldruck V auf den Pfeilern ist nämlich

$$V = Q \tan \alpha + R \sin w \quad (20)$$

Der Horizontalzug H

$$H = Q - R \cos w. \quad (21)$$

Um die Veränderungen, welche in der Länge der Kette bewirkt werden können, durch eine zufällige Last, Ausdehnung des Eisens und Temperaturveränderungen, zu ermitteln, bediene man sich der in dem Anhang §. 5 gegebenen Gleichungen.

Die auf die Berechnung der Verankerung der Ketten bezüglichen Formeln sind in dem §. 5 des Anhangs zu finden.

Wird bei einer einfachen oder zusammengesetzten Kettenbrücke die Spannketten sehr lang, dann ist der Einfluß der Spannkettenbeugung auf das Gleiten der Ketten über die Pfeiler nach § 5 des Anhangs zu ermitteln.

Hat man eine zusammengesetzte Kettenbrücke zu berechnen, so sind außer den bezeichneten Formeln noch diejenigen nöthig, welche in dem §. 6 des Anhangs gegeben sind, und zur Berechnung der Schwankungen dienen.

Für die Verbindungsbolzen der Tragketten oder die Wurzelbolzen in den Verankerungen hat man die Formel:

$$d^3 = \frac{32 \cdot P \cdot l}{\pi \cdot R} \text{ woraus } P = \frac{\pi d^3 R}{32 l}$$

Hierin bedeutet:

- d den Durchmesser des Bolzen in Meter;
- P den Zug in Kil. an einem Kettengliede;
- l die halbe Dicke eines Kettengliedes;
- R den Festigkeitscoefficienten für den Bruch = 4000000 Kil.;
- $\pi = 3.14159$.

Für 4fache Sicherheit gibt obige Formel

$$d^3 = 0.00000101 P \cdot l \quad (22)$$

und

$$P = \frac{d^3}{0.00000101 \cdot l} \quad (23)$$

2) Drahtbrücken.

§. 143.

Einleitung.

Die bekannte Erfahrung, daß viele kleine Eisenquerschnitte vereint eine größere Festigkeit zeigen, als eiserne Barren von gleichem Querschnitte, gab zuerst die Veranlassung zur Construction der Drahtbrücken. Nachdem schon in Amerika solche Brücken mit Erfolg erbaut waren, brachten die Gebrüder Seguin von Annonay im Jahre 1821 die ersten Drahtbrücken in Frankreich zur Ausführung.

In dem Jahre 1823 wurde von dem Oberst Dufour in Genf ein Drahtsteg nach dem gewöhnlichen System der Hängbrücken, bei welchem nämlich die Fahrbahn mittelst vertikaler Drahtseile unterhalb den Hauptdrahttauen aufgehängt ist, über zwei, zusammen 81·9 Mtr. breite Festungsgraben erbaut. Der Steg hat 2 Oeffnungen von 40 Mtr. Weite und eine Breite von 2 Mtr. Die Bahn ist an 6 Drahttaue aufgehängt und jedes Tau besteht aus 90 Drähten von 2·1 Millim. Dicke. Die 3 Tragtaue, zu jeder Seite der Brücke, liegen auf den Widerlagern und Pfeilern in einer horizontalen Ebene nebeneinander, senken sich aber in ihrer Mitte ungleich tief und in der Art, daß alle 3 in eine und dieselbe vertikale Ebene zu liegen kommen und das obere bis zur Höhe des Geländers und das untere bis auf die Brückenbahn sich herabsenkt. Das mittlere liegt zwischen beiden und hat einen Pfeil von 3·5 Mtr. Die vertikalen Hängseile bestehen jedes aus 12 Drähten und sind 1·3 Mtr. von einander entfernt.

Die erste für den Uebergang von Fuhrwerken bestimmte Drahtbrücke wurde von den Gebrüdern Seguin über die Rhone zwischen Tournon und Tain im Jahre 1824 erbaut. Sie hat 2 gleiche, durch einen 4·5 Mtr. dicken Pfeiler getrennte Oeffnungen von 89 Mtr. lichter Weite. Die Bahn wird zu beiden Seiten von 6 Drahttauen von 27 Millim. Dicke getragen. Diese Tauen liegen übereinander in Abständen von 0·4 Mtr., jedoch nicht in einer und derselben vertikalen Ebene, sondern in verschiedenen, von einander ein wenig entfernten parallelen Ebenen.

Der Pfeil jedes Taaes ist 8 Mtr. Die Hängseile, von derselben Dicke wie die Tragtaue, sind in Entfernungen von 1·2 Mtr. abwechselnd an den 6 Tauen mittelst eiserner Ringe befestigt. Die Breite der Brückenbahn beträgt 4·2 Mtr. Die Kosten beliefen sich auf 190000 Francs.

Die zweite in Frankreich von Seguin ausgeführte Drahtbrücke zu Jarnac wurde im Jahre 1828 vollendet. Sie hat eine Oeffnung von 70 Mtr. Weite und zwischen den Geländern eine Breite von 7·75 Mtr. Die Brücke wird von 12 Drahttauen getragen, deren einzelne Drähte einen Durchmesser von 0·003 Mtr. haben.

Beschreibung einiger Drahtbrücken der neuern Zeit.

§. 144.

Drahtbrücke zu Freiburg in der Schweiz.

Im Jahre 1832 baute Chaley die erste größere Drahtbrücke zu Freiburg in der Schweiz über das Sarinethal. Diese erhielt eine Oeffnung von 273 Mtr. Weite von Mitte zu Mitte der steinernen Pilonen. Die Taae, deren es auf jeder Seite der 6.46 Mtr. breiten Bahn zwei sind, haben bei dem lichten Abstände von 265.2 Mtr. einen Pfeil von 19.28 Mtr. und tragen eine Bahn von 246.26 Mtr. Länge, welche 51 Mtr. über dem Wasserspiegel des Flusses liegt. 53 Mtr. rückwärts von den Pilonen senken sich die Taae in 16 Mtr. tiefe Schachte, welche, wie die Fig. 23, Taf. XXXII. zeigt, mit umgekehrten Gewölben aus Quadern ausgemauert sind. Die Pilonen sind 20 Mtr. hoch, 14 Mtr. breit und 0.5 Mtr. stark; sie ruhen auf Felsen und sind von der Bahn durch eine 9.5 Mtr. breite Terrasse getrennt.

Die 4 Drahttaue haben zusammen 4224 Drähte von No. 18; jeder Draht hat 0.00308 Mtr. Stärke und 7.44 □Millimtr. Querschnittsfläche, es ist daher der Gesamtquerschnitt 31468 □Millim. Die absolute Festigkeit eines Drahts wurde zu 610 Kil. gefunden, es können somit die 4 Taae einen Zug von höchstens 2576640 Kil. extragen. Bei dem Gesamtgewicht der Brückenbahn von 300000 Kil. und einer zufälligen Belastung von 160000 Kil. (100 Kil. pro □Mtr.) ist der Zug an den Aufhängepunkten 770000 Kil.; man hat somit 3.3fache Sicherheit.

Nachdem die Drähte für die Tragtaue gefirnigt waren, wurden sie abgehaspelt und über Rollen von 0.4 Mtr. Durchmesser gewunden. Die Vereinigung der Drähte geschah dadurch, daß man sie mit ihren Enden 10 Centimeter übereinander greifen ließ und alsdann mit ausgeglühtem Draht umwickelte.

Da jedes Tragtau aus 20 Strängen besteht, nämlich aus 12 von 56 und 8 von 48 Drähten, so fertigte man jeden Strang für sich und legte ihn bis zur Aufhängung auf die Seite. Die entwickelte Länge jedes Stranges war 374.24 Mtr. Der Durchmesser eines ganzen Tragtaues beträgt 0.13 bis 0.14 Mtr. Die Auflagerung der Taae auf den Pilonen ist wie bei der Brücke bei Orient, Fig. 5, Taf. XXXII. In jedem Verankerungsschacht ruhen 4 Ankertaae, daher für beide Schachte auf einer Seite 8 Taae. Jedes Ankertau besteht aus 528 Drähten Nr. 18, ist 10 Centimeter stark und 25 Mtr. lang.

Die Vereinigung der Tragtaue mit den Ankertaunen geschah nahe über der Ebene der Bahn und zwar in der Art, daß man die Endschlingen der einzelnen Stränge eines Taaes etwas über die Enden der Ankertaae greifen ließ, und zwischen zwei halbcylindrischen Bolzen mehrere eiserne Keile durchsteckte.

An jedem Tragtaue befinden sich 163 Hängdrahtstränge, woran die Unterzüge der Brücke befestigt sind. Diese Stränge wechseln in ihrer Länge von 0.18 bis 16.6 Mtr. und haben einen Abstand von Mitte zu Mitte von 1.5 Mtr.

Jeder Hängdrahtstrang besteht aus 30 Drähten und ist mit ausgeglühtem Drahte der ganzen Länge nach umwickelt.

Die Art der Befestigung der Hängdrahtstränge mit der Brückenbahn, ihre Aufhängung an die Tragtaue ist aus den Fig. 11 und 12, Taf. XXXII ersichtlich. Ebenso geht aus diesen Figuren die Construction der Brückenbahn und der Geländer hervor. Die Unterzüge haben 0·24 Mtr. Breite und 0·37 Mtr. Stärke in der Mitte, dagegen an den Enden nur 0·31 Mtr.; die innern Längsschwellen sind 0·22 Mtr. breit und 0·27 Mtr. hoch, die äußern dagegen haben 0·24 Mtr. Breite und 0·3 Mtr. Höhe. Die untere Bedielung der Bahn ist 0·09 Mtr., die obere 0·05 stark. Jeder vierte Unterzug steht um 1·4 Mtr. über die Bahn vor wegen Verstrebung des Geländers.

Das Aufhängen der Tawe geschah strangweise, indem man immer einen aufziehenden Strang über eine 2 Mtr. im Durchmesser haltende Trommel wickelte und diese unten auf der Thalsohle aufstellte. Ebenieselbst, sowie auf den Pilonen, standen einfache Winden mit horizontalen Wellen, von welchen starke Hanftawe an die Enden des um die Trommel gewundenen Strangs liefen. Durch gleichzeitige Bewegung aller Winden wickelte sich der Strang allmählich ab und gelangte zuletzt in seine vorgeschriebene Lage. Waren so alle Stränge aufgezogen und mit den Ankertauen verbunden, so bildete man einen Arbeitssteg, der an zwei weitem Strängen hing, und bewerkstelligte von diesem aus die Vereinigung sämmtlicher Stränge zu einem Tawe.

Die Proben, welche mit dieser Brücke angestellt wurden, zeigten günstige Resultate. Die Construction der Brücke im Allgemeinen ist gut, nur können die Verbindungen der Hängdrahtstränge mit den Tragtauen und den Unterzügen nicht als Muster dienen, indem bei ungleichförmigen Senkungen der beiden Tragtaue auf einer Seite der Bahn nachtheilige Biegungen an den Endschlingen der Hängdrahtstränge eintreten. *)

§. 145.

Drahtbrücke bei Roche-Bernard.

Eine der schönsten und solidesten Drahtbrücken neuerer Zeit ist die von Le Blanc über den Vilainefluß bei Roche-Bernard ausgeführte.

Die Straße führt in einer Höhe von 33 Mtr. über den Wasserspiegel des Flusses von einem Ufer zum andern. An die auf den felsigen Ufern stehenden Pilonen der Drahtbrücke schließen sich auf jeder Seite 3 gewölbte Halbkreisbogen von je 9·5 Mtr. Weite mit 3·55 Mtr. breiten Zwischenpfeilern an.

Die Entfernung der Pilonen von Mitte zu Mitte ist 198·27 Mtr. Auf die Entfernung von 193·17 Mtr. sind die Tragtaue mit einem Krümmungspfeile von 15·2 Mtr. aufgehängt. Auf jeder Seite der Brückenbahn befinden sich deren zwei von 0·17 Mtr. Durchmesser.

*) Pont suspendu de Fribourg (Suisse). Notice par M. Chaley, constructeur du pont. Paris 1855.

In Entfernungen von 70 Mtr. hinter den Pylonen treten die Spanntaue von einer Seite der Bahn in die Verankerungsfächte ein, ziehen sich durch den 14 Mtr. tiefen Stollen hindurch, und steigen auf der andern Seite wieder in die Höhe, um sich mit den Tragtauen daselbst zu vereinigen. Die Pylonen haben eine Höhe über der Bahn von 17·62 Mtr.; ihre untere Stärke ist 5·4, ihre obere Stärke 5·10 Mtr.; die lichte Höhe des Durchgangs ist 9·8, die Weite desselben 4·8 Mtr. Jedes Tragtau besteht aus 16 Strängen von 88 Drähten, enthält also 1408 Drähte. Im Ganzen sind es 5632 Drähte; der Durchmesser eines Drahts ist im Mittel 0·00333 Mtr., und der mittlere Widerstand desselben 76 Kil. per □Millimeter.

Das Gewicht der Taue ist für den laufenden Meter 400·74 Kil.

Gewicht der Bahn sammt Hängestangen 1039·26 "

Zufällige Belastung 1180·00 "

Daher p = 2620·0 Kil.

Die halbe Sehne h = 96·586 Mtr.

Der Pfeil f = 15·2 "

Daher die Spannung im Scheitel

$$Q = \frac{p h^2}{2 f} = 803999·57 \text{ Kil.}$$

Der Cosinus des Aufhängewinkels oder $\cos \alpha = 0·9577$, daher die Spannung an den Aufhängepunkten

$$T = \frac{Q}{\cos \alpha} = \frac{803999·57}{0·9577} = 839510·88 \text{ Kil.}$$

Das ist für einen Draht 149·06 Kil.

und für einen □Millim. 16·41 "

man hat also $\frac{76}{16·41} = 4·7$ fache Sicherheit.

Die Zahl der Verankerungsdrähte ist 5696, dieß gibt für einen Draht eine Spannung von . . . 147·39 Kil.

und für 1 □Millim. . 16·23 "

Die provisorische Pfeilhöhe der Tragtaue wurde zu 14·30 Mtr. angenommen, es ist daher die Länge eines Taues unter der eigenen Last nach der Formel

$$2c = 2h \left(1 + \frac{4f^2}{6h^2} \right) = 193·17 \left\{ 1 + \frac{4 \cdot 204·49}{6 \cdot 9328·8} \right\} = 195·99 \text{ Mtr.}$$

Nachdem die Brückenbahn gelegt ist, vermindert sich der Pfeil der Spanntaue und an dem Tragtaue tritt eine Verlängerung ein. Die Verkürzung der Spanntaue ist durch die Formel: Anhang S. 5 Formel (3)

$$\delta = \frac{\sigma^2 \alpha^3}{24 Q^2} \left\{ 1 + \frac{p^2}{(p - \pi)^2} \right\} \text{ gegeben.}$$

Hierin ist:

σ das Gewicht der Längeneinheit des Taues;

α die horizontale Entfernung der Enden des Spanntaues, hier 53·218 Mtr.

Q = die horizontale Spannung am Aufhängepunkt oder

$$\frac{p h^2}{2f} = \frac{400 \cdot 74 \cdot 9328 \cdot 85}{28 \cdot 6} = 122171 \cdot 3 \text{ Kil.}$$

$p + \pi = 1440$. (Last für die lauf. Längeneinheit exclus. der zufälligen Belastung.)

Diese Werthe substituirt gibt:

$$\delta = 0 \cdot 0627 \text{ Mtr.}$$

Die Verlängerung eines Tragtaues ist also $2 \cdot 0 \cdot 0627 = 0 \cdot 1254$ Mtr.

Die Tragtaue verlängern sich ferner noch durch den vergrößerten Zug, welcher für einen Draht 59·31 Kil. ausmacht; diese Verlängerung ist für die 372 Mtr. Länge der Taue 0·1097.

Die ganze Verlängerung ist somit 0·2351 und die neue Länge des Taues $195 \cdot 99 + 0 \cdot 2351 = 196 \cdot 225$, folglich der neue Pfeil:

$$f = \sqrt{\frac{3}{2} h (c - h)} = 14 \cdot 87 \text{ Mtr.}$$

Unter der zufälligen Belastung wird $\delta = 0 \cdot 0659$; die Verlängerung der Tragtaue ist also 0·1318; die Verlängerung unter dem vergrößerten Zuge von 126·44 Kil. pro Draht gibt 0·2587; die neue Länge der Tragtaue ist also

$$195 \cdot 99 + 0 \cdot 1318 + 0 \cdot 2587 = 196 \cdot 38.$$

Dies gibt

$$f = \sqrt{\frac{3}{2} \cdot 96 \cdot 585 \cdot 1 \cdot 605} = 16 \cdot 24.$$

Wenn die zufällige Last weggenommen wird, vergrößert sich wieder der Pfeil der Spanntaue, die Verkürzung der Tragtaue wird dadurch 0·0064; und die weitere Verkürzung, welche der Elasticität der Drahttaue entspricht, gibt Le Blanc zu 0·0572 an; die definitive Länge der Taue ist also:

$$196 \cdot 38 - 0 \cdot 0064 - 0 \cdot 0572 = 196 \cdot 31.$$

Dies gibt:

$$f = \sqrt{\frac{3}{2} \cdot 96 \cdot 585 \cdot 1 \cdot 573} = 15 \cdot 09.$$

In der Wirklichkeit beträgt der Pfeil 15·2, also 0·11 Mtr. mehr als die Berechnung gibt.

Die Brückenbahn, welche von den Pilonen gegen die Mitte hin um 1·32 Mtr. ansteigt, hat eine Breite von 6·1 Mtr., davon kommen 4·72 auf die Fahrbahn und 0·65 auf jedes Trottoir.

Die Unterzüge, welche in der Mitte eine Stärke von 0·42 auf 0·2 Mtr. haben, sind 1·09 Mtr. von einander entfernt. Die Aufhängestangen sind massive cylindrische Stäbe von 0·03 Mtr. Durchmesser; sie sind nicht vertikal, sondern ihre Aufhängepunkte sind an den Pilonen 7·6 Mtr. von einander, während die Aufhängepunkte der Bahn nur 6·8 Mtr. von einander entfernt sind.

Bei der größten Belastung kommen 2·09 Kil. auf 1 □Millim. des Querschnitts der Hängestangen.

Die Befestigung der Hängestangen an den Tauen sowie an den Unterzügen der Bahn ist wie bei der Brücke zu Orient, Fig. 2, Taf. XXXII.

Ebenso ist auch die Auflagerung der Tause auf den Pfeilern wie bei genannter Brücke. Die gußeisernen hohlen Walzen haben 1·46 Mtr. Länge und 0·45 Mtr. äußern und 0·13 Mtr. innern Halbmesser. Zur Bestimmung der Stärke dieser Walzen gibt Dufour die Formel:

$$P = 100 \cdot \frac{R^2 - r^2}{c} \cdot R.$$

P ist das Gewicht in Kil., welches ein hohler Cylinder in seiner Mitte noch gerade tragen kann, ohne zu zerbrechen;

R und r bezeichnen den äußern und innern Halbmesser dieses Cylinders und c seine Länge in Millimeter ausgedrückt.

Werden für R, r und c die betreffenden Werthe gesetzt, so findet man P = 720000 Kil. oder gleichförmig vertheilt 1440000 Kil.; der wirkliche Druck auf eine mittlere Walze ist nur 128086 Kil., man hat also 11fache Sicherheit.

Die Anfertigung der Tragtaue geschah auf folgende Art: Nachdem die Länge der Tause bestimmt war, machte man auf der Landstraße eine Drahtbahn zur Anfertigung der einzelnen Stränge, indem man, wie Fig. 19, Taf. XXXII., darstellt, 2 starke Pfosten A und B so in die Erde befestigte, daß sie noch 1 Mtr. hervorragten. An dem Kopfe jedes Pfostens brachte man einen eisernen Haken δ an, welcher die Bestimmung hatte, eine hufeisenförmige Hohlkehle aufzunehmen, an welche sich die Drähte anlegen mußten. An der Seite jedes Pfostens war ein kleiner beweglicher Krahn angebracht, welcher sich um seine vertikale Achse drehen ließ und an dem äußern Ende des Auslegers eine Rolle trug, deren Richtung mit der Verlängerung des Drahts bei der punktirten Stellung des Krahns übereinstimmte. Endlich war noch 12 Mtr. hinter jedem Pfosten eine horizontale Welle γ , mit welcher ein Mann mittelst des Hebels λ eine Spannung von 300—350 Kil. hervorbringen konnte. War der Apparat so hergestellt, so nahm man einen mit Draht umwickelten Cylinder, welcher auf einem zweirädrigen Karren lag und sich während der Bewegung desselben um seine Achse drehte. Das eine Ende des Drahts wurde nun an einen Pfosten bei B befestigt, der Draht um die Hohlkehle δ gelegt und von dem Pfosten B nach dem Pfosten A geführt. Dort faßte man den Draht mit der Zange (j) und zog ihn mit Hülfe der horizontalen Welle γ und des Hebels λ mit einer Kraft von etwa 300 bis 350 Kil. an, um die etwaigen Biegungen im Drahte zu beseitigen. War dies geschehen, so faßte man den Draht mit einer zweiten Zange, die an einem Tause befestigt war, welches über die Rolle des nun in der punktirten Stellung befindlichen Krahns ging und an seinem Ende ein Gewicht von 100 Kil. trug. Man gab sofort dem Krahn die entgegengesetzte Stellung und führte also den Draht mit der Spannung von 100 Kil. um die dortige Hohlkehle herum, um mit ihm von dem Pfosten A gegen den Pfosten B zu gehen, woselbst man die gleiche

Operation wiederholte. War der Draht von der ersten Trommel abgewickelt, so befestigte man das Ende an den Draht einer zweiten Trommel und fuhr so fort, bis die nöthige Anzahl der Drähte vorhanden war. Das letzte Drahtende vereinigte man mit dem ersten, welches von *d* nach dem oben erwähnten Pfosten bei *B* führt.

Bei diesem System der Anfertigung der Taupe hat man bei dem Legen der 6 oder 8 ersten Drähte die Vorsicht zu gebrauchen, daß man dieselben z. B. am Pfosten *B* mit einer festen Zange hält, während der Zug von 300 Kil. bei dem Pfosten *A* erfolgt, denn ohne diese Vorsicht würden jedesmal die schon gelegten Drähte wieder mit angespannt und erhielten eine andere Spannung wie die späteren Drähte, bei welchen die Reibung an der Hohlkehle so groß ist, daß eine Fortpflanzung des Zugs auf die früheren Drähte nicht mehr stattfindet und also auch die Vorsichtsmaßregel wegfällt. Da die Entfernung der Pfosten *A* und *B* in der Regel sehr groß ist, hier 329 Mtr., so werden alle 40 Mtr. kleine Pfosten aufgestellt, welche oben 2 kleine Rollen tragen, auf denen die Drähte während der Fortbewegung der Trommel gleiten können.

Nachdem man einen Strang in der bezeichneten Weise gefertigt hatte, wurden die probisorischen Umwicklungen mit ausgeglühtem Drahte vorgenommen. Diese Umwicklungen waren in einer gewissen Breite, besonders in der Nähe der Endschlingen und derjenigen Theile der Stränge nöthig, die auf die Walzen der Pilonen zu liegen kamen. Auf der ganzen übrigen Länge der Stränge bestand die Umwicklung nur aus einem doppelten Draht, welcher schwach angezogen wurde. War ein Strang fertig, so wurde er zum Transport an die Brücke, beziehungsweise an eine Pilonen derselben, auf eine 2 Mtr. im Durchmesser haltende Trommel gewunden, welche auf einem hohen zweirädrigen Karren lag.

Auf dem Pfeiler oder der Pilonen wurde eine Zugwinde aufgestellt, von welcher ein Tau an das Ende des aufzuziehenden Stranges herabging und mit demselben befestigt wurde.

Zur leichtern Communication zwischen beiden Ufern des Flusses sowohl, wie auch zur Aufhängung der Drahtstränge wurde, sobald die Pilonen auf eine gewisse Höhe fertig waren, ein probisorischer Drahtsteg errichtet.

Hatte man nun nach Beendigung beider Pilonen mit Hilfe der Zugwinde den Strang über die gußeisernen Walzen der rechtseitigen Pilonen so weit heraufgezogen, daß das Strangende von dem Steg aus gefaßt werden konnte, so zog man damit den Strang hinüber auf das andere Ufer, woselbst er mit der dortigen Zugwinde auch über die linksseitige Pilonen weggeführt wurde. Bei dieser Operation wirkte die Zugwinde auf der rechten Seite fortwährend und die Zugwinde auf der linken Seite fing an zu wirken, sobald das Strangende in der Mitte des Stegs angekommen war. Eine dritte Winde hinter der linksseitigen Pilonen diente noch dazu, den Strang vollends in die Höhe zu ziehen.

Während 4 solcher Stränge aufgehängt wurden, fertigte man auf jeder Seite die dazu gehörigen Ankertaue und zwar in der Art, daß man die Drähte einzeln

von einem Verankerungsschacht zum andern führte und ihnen jedesmal die nöthige Spannung gab.

Auch die Ankertaue hatten an ihren Enden hufeisenförmige Hohlkehlen. Sobald sie daher fertig waren, vereinigte man die Stränge des Tragtaues mit den Ankertauen, indem man die betreffenden Schlingen etwas übereinander greifen ließ, und zwischen 2 halbcylindrische Bolzen so viel eiserne Prismen einschob, als nöthig waren, um den Tragsträngen ihre richtige Pfeilhöhe zu geben.

Hatte man in der Weise alle Stränge aufgezo-gen und mit den Ankertauen vereinigt, so zog man noch zwei weitere Stränge auf, und bildete einen zweiten Drahtsteg, welcher in einem Abstände von etwa 1 Mtr. parallel mit der Linie der Stränge von einer Pilone zur andern führte.

Ein Arbeiter nahm nun, auf diesem Steg fortgehend, nach und nach die provisorischen Bänder der Stränge weg und vereinigte sämmtliche Drähte von 16 Strängen dadurch miteinander, daß er alle 1.09 Mtr. ein Band von 0.3 Mtr. Breite aus ausgeglühtem Draht anlegte. Waren die Tawe auf einer Seite vollständig hergestellt und die Hängestangen angehängt, so machte man den provisorischen Steg auf die andere Seite und wiederholte die gleiche Operation.

Das Anhängen der Unterzüge und Aufschlagen der Brückenbahn konnte keine weiteren Schwierigkeiten mehr haben.*)

§. 146.

Drahtbrücke über den Monongahela bei Pittsburg.

Im Jahre 1845 wurde eine neue Hängebrücke über den Fluß Monongahela bei Pittsburg ausgeführt, welche sich durch die eigene Construction der Brückenbahn von andern Bauten der Art wesentlich unterscheidet.

Die ganze Brückenlänge von 1500 Fuß, zwischen den Widerlagern gemessen, ist in 8 Spannungen von durchschnittlich 188 Fuß von Mitte zu Mitte der Pfeiler eingetheilt. Letztere sind an der Basis 50' lang, haben eine Höhe von 36 Fuß und oben eine Dicke von 11 Fuß. Der Anlauf beträgt 1 Zoll auf den Fuß. Auf jedem Pfeiler befinden sich, 18 Fuß von einander, zwei Steinkörper von 9 Fuß im Quadrat und 3 Fuß Höhe, sie tragen die Unterlagsplatten der gußeisernen Thürme, auf welchen die Drahttaue aufgehängt sind. Jedes Brückenfeld wird von 2 Drahttauen getragen. Jeder Thurm besteht aus 4 Säulen in Form von winkelförmigen Pilastern, verbunden durch 4 Gitterfüllungen, die an den Pilastern mit Schraubenbolzen befestigt sind.

Die Füllungen, welche gegen den Strom gerichtet sind, füllen den ganzen Raum zwischen den Pilastern aus, jene in der Richtung der Brückenbahn dagegen sind mit Thüröffnungen durchbrochen, durch welche der Fußweg von einer Spannung zur andern führt. Auf der Spitze der Säulen oder Pilaster ruht ein massives Gußstück, das Pendel tragend, an welchem die Drahttaue befestigt sind. Die beiden Fußwege sind außerhalb der Tawe und je 5 Fuß breit. Die Fahr-

*) Description du Pont suspendu de la Roche-Bernard, par le Blanc. 1841.

bahn zwischen den Tauen hat eine Breite von 20'; sie ist von den Fußwegen durch Schutzgeländer getrennt, welche die gleiche Construction wie die Wände der Gitterbrücken haben.

Die Drahttaue sind $4\frac{1}{2}$ Zoll im Durchmesser und durch eine feste Umhüllung verwahrt; die Anzahl der Drähte in einem Taue ist 750; die runden Hängestangen sind $1\frac{1}{8}$ Zoll dick und befinden sich 4 Fuß weit von einander.

Die Bahn bekam durch die Gitter eine möglichst große Steifheit und zeigte deshalb beim Darübergehen großer Lastwagen nur geringe Schwankungen.

§. 147.

Eine sehr interessante Construction hat die Brücke von Cubzac über die Dordogne. Dieselbe hat mit den Zufahrten eine Gesamtlänge von 1545 Mtr., wovon die Brückenweite zwischen den Achsen der äußersten Pilonen 545 Mtr. beträgt. Da die Brücke 5 gleich große Oeffnungen hat, so kommt auf eine Spannweite von 109 Mtr. An die Widerlager der Brücke schließen sich 205 Mtr. lange Bogenstellungen an. Jeder Brückenpfeiler wird von einem steinernen, 49 Mtr. breiten und 13 Mtr. über den niedersten Wasserstand hohen Unterbau gebildet, der zwei 7.5 Mtr. von Achse zu Achse entfernte gußeiserne, unter der Brückenbahn durch einen doppelten Bogen verbundene Säulen oder Obelisken trägt, welche von der Basis bis zur Spitze eine Höhe von 28 Mtr. haben. Diese Obelisken sind aus einzelnen gußeisernen Trommeln oder Tambours gebildet, welche einzeln aus 10 Stücken bestehen, deren Wandstärke zwischen 0.027 und 0.03 Mtr. variiert. Im Innern jeder Obeliske steht ein Kern von Gußeisen, welcher mit den Tambours durch radiale Arme in Verbindung steht. Auf den obersten Plattformen der Obelisken stehen gußeiserne Pendel, Fig. 22, Taf. XXXIII., über welche die Taue geführt sind.

Die Brückenbahn von 7.5 Mtr. Breite wird von 12 Drahttauen getragen, deren jedes aus 202 Drähten von 0.004 Mtr. Stärke besteht. Transversalbänder, gegen den Umsturz der Pfeiler angebracht, bestehen jedes aus 102 Drähten von der gleichen Stärke, und es sind deren für jeden Bogen 24 vorhanden. Die horizontalen Bänder, welche sich mit den transversalen vereinigen, und deren 8 für jeden Bogen bestehen, sind aus 146 Drähten zusammengesetzt.

§. 148.

Die größten Drahtbrücken wurden in neuerer Zeit in Amerika ausgeführt. Sehr kühn ist z. B. die Brücke bei Wheeling über den Ohio. Ihre Spannweite beträgt 1010 Fuß, die Pfeilhöhe 61 Fuß. Jede der beiden Ketten besteht aus 6 Drahttauen, die nebeneinander liegen. Ueber jedem der beiden Pfeiler sind sie über 3 Walzen von verschiedenem Durchmesser, die auf einer gußeisernen Platte rollen können, gezogen. Die Auflagerungspunkte auf den Pilonen sind 33' weit auseinander, während die Scheitel der Ketten nur 26' von Mitte zu Mitte auseinander liegen. Die Ketten bilden daher auch im Grundrisse Parabeln, deren

Scheitel einander entgegenstehen. Diese Anordnung ersetzt auf sehr einfache Weise die Windstreben.

Zum Aufhängen der Fahrbahn sind alle $3\frac{1}{2}$ Fuß eiserne Stangen quer über die Drahtseile einer Kette herübergelegt und mit Draht an diese befestigt; an diesen letztern hängen dann mittelst einer Schlinge und eines Drahtstranges die Querbalken der Bahn. Die Fahrbahn ist 17' breit und hat an jeder Seite $3\frac{1}{2}$ ' breite Trottoirs.

Vier Langschwellen unter den Trottoirs und die mit Fachwerk ausgefüllten Geländer geben der Brücke die nöthige Steifigkeit.

Jedes der 6 Drahtseile jeder Kette besteht aus 550 Drähten, wovon 20 lauf. Fuß ein Pfund wiegen. Die 6600 Drähte wiegen also pro lauf. Fuß 330 Pfund und haben 95 □Zoll Querschnitt. Die Berechnung zeigt, daß diese Brücke bei 50 Pfund Belastung auf den Quadratfuß der Bahnfläche nur doppelte Sicherheit hat.

Bei der Aufhängung der Tane wurde folgend verfahren: Man zog zuerst 2 dünne Drahtseile von 100 Drähten, jedes mittelst eines Seils von einem Pfeiler über den andern, und befestigte sie provisorisch an den Ankern. Dann legte man die Bretter, die später zu den Fußwegen wieder verwendet wurden, über die 3' weit von einander entfernten Seile und bildete damit einen Nothsteeg; an diesen hing man alle 50' eine Rolle auf, deren Kehle den Durchmesser der Seile hatte, und über diese Rolle wurde dann jedes Seil mittelst eines an einen Göpel befestigten Hanfseils hinübergeschleppt.

Die Drahtseile des Steegs wurden wieder zu einem Hauptseil verwendet.

Unterhalb der Niagarafälle baute derselbe Ingenieur Ellet, welcher die Brücke bei Wheeling erbaute, einen Drahtsteeg. Die Pilonen sind von Holz konstruirt und befinden sich in einem Abstände von 760' von einander. Die Tane, welche auf diese Weite gespannt sind, haben eine Pfeilhöhe von 45'. Auf jeder Seite der 7' 8" breiten Bahn befinden sich 2 stärkere und 8 schwächere Drahtseile, die im Ganzen 1767 Drähte von 26 □Zoll Querschnitt enthalten. Um die einzelnen Drahtseile über diese große Spannweite in einer Höhe von 230' über das unfahrbare Felsenbett des Stromes hinüber zu bringen, ließ man bei günstigem Winde auf dem einen Ufer einen Drachen steigen und die Schnur schießen, als er über dem andern Ufer stand. An dem dann aufgefangenen Ende der Schnur zog man einen Draht, und an diesem ein dünnes Drahtseil hinüber.*)

Sieben Meilen unterhalb der Niagarafälle wird jetzt noch eine zweite Drahtbrücke von Serrel erbaut. Diese erhält 1040' Spannweite und 75' Pfeilhöhe. Die Ketten zu beiden Seiten der 20' breiten Fahrbahn werden aus 10 Drahtseilen gebildet, welche 2500 Drähte, wovon 18 laufende Fuß auf das Pfund gehen, im Ganzen enthalten werden. Diese Drahtseile laufen auf den Pilonen über einen Sattel, der seinerseits von mehreren Rollen getragen wird. Fig. 19, Taf. XXXIII.

*) Culman, über eiserne Brücken. Förster's Bauzeitung, 1852.

Die Pilonen, welche auf der Höhe der Felsenkuppe 50' über der Fahrbahn stehen, sind nur 18' hoch, hinter ihnen sind die Ketten verankert.

Die Berechnung gibt für ein Menschengedränge von 50 Pfund pro □Fuß nicht ganz doppelte Sicherheit.

Auch eine Eisenbahn-Drahtbrücke wurde über den Niagara gebaut; dieselbe hat eine Spannweite von 822 Fuß im Lichten und besteht im Wesentlichen aus einem nach Howe's System aus Holz construirten Rahmwerke von 23 Fuß Höhe, welches mittelst Hänseilen von Draht so an die aus Drahtgabeln gebildeten Tragsaile angehängt ist, daß die untere Kante des Rahmwerks in der Höhe des tiefsten Punktes der Tragsaile liegt. Die Brückenbahn ist nur angehängt und liegt auch an den Enden in den Widerlagern nicht auf.

Die unteren und oberen Verbindungshölzer der beiden Rahmwände tragen zwei Brückenbahnen, von welchen die untere für die Chaussee, die obere für ein einfaches Bahngeleise benutzt wird. Das Rahmwerk ist von gutem, unimprägnirtem Holze hergestellt und bisher ohne Schutz durch Verschalung. Von den die Brücke tragenden Kabeln sind an jeder Seite 2 Stück übereinander angewandt, also im Ganzen 4 Stück; jedes derselben hat einen Durchmesser von 10 Zoll und besteht aus 9 Litzen, welche einzeln mit Draht umwunden und mit einem Theerüberzug versehen sind; ebenso sind die ganzen Kabeln behandelt. Der Draht ist Eisen Nr. 9, etwa 1 Linie dick. Unterstützt werden die Kabeln an jedem Ufer durch 2 Stück 39 Fuß hohe Thürme, von welchen rückwärts herabgehend sie im Felsen verankert sind. Der Pfeil der Kettenlinie entspricht etwa der Höhe der Thürme. Die Brückenbahn liegt 260 Fuß über dem Wasserspiegel. Die Brücke wird von den schwersten Eisenbahnzügen aber nur mit 3 englischen Meilen Geschwindigkeit ($2\frac{1}{2}$ —3' pro Sec.) befahren und zeigt eine Senkung im Maximum von 10 Zoll.

Zur Aufstellung der Brücke bediente man sich einer bereits vorhandenen Drahtbrücke für Fußgänger, deren erstes Seil bei der Erbauung mittelst eines Luftballons von einem Ufer zum andern gebracht wurde:

Der Erbauer der Brücke ist der Ingenieur Röbling von New-Jersey. Alle Maße sind englisch.*)

§. 149.

In Amerika haben die Drahtbrücken auch Anwendung gefunden, um größere Canäle über Flüsse zu führen. Die schwere und zwar stets gleiche Belastung der Brückenbahn gestattet nur geringe Schwankungen und macht daher das System der hängenden Brücken für Aquaducte besonders geeignet.

Der neue Aquaduct bei Pittsburg wurde im Jahre 1844 erbaut und hat im Wesentlichen folgende Construction**):

*) Die neueste Drahtbrücke von Röbling über den Cass-River hat eine Spannweite von 1600 Fuß.

**) Civil Engineer and Architects Journal 1846. Pag. 47.

Das Canalbett ist von Holz, hat oben $16\frac{1}{2}$ Fuß, unten 14 Fuß Weite und 8 Fuß Höhe. Es besteht sowohl im Boden, als in den beiden Seitenwänden aus 2 Lagen Bohlen von $2\frac{1}{2}$ Zoll Stärke. Die Bohlen in beiden Lagen sind aber in diagonalen Richtung aufgebracht und kreuzen sich unter rechten Winkeln. Sie bilden daher sowohl in horizontaler als vertikaler Richtung eine Art von Gitterwänden, welche dem Bau eine große Steifigkeit geben und selbst bei heftigen Stürmen eine Schwanfung ganz verhindern soll. In Abständen von 4 zu 4 Fuß ruht die hölzerne Rinne auf je 2 nebeneinander liegenden $\frac{16}{6}$ zölligen Querbalken, die zwischen sich die beiderseitigen Gerüste für die Leinpfade tragen. Die Leinpfade sind 7' breit und schließen sich an die Seitenwände des Canals an. Der Wasserstand in dem letztern beträgt 4 Fuß.

Jedes Unterzugpaar hängt auf beiden Seiten an 2 Stangen von Rundeisen, welche $1\frac{1}{8}$ Zoll Stärke haben.

Der ganze Aquaduct hat 7 Oeffnungen, jede von 160' von Mitte zu Mitte der Pfeiler. Die Länge des Canalbetts ist 1140'. Die Pilonen, welche das Drahtseil tragen, sind 16' 6" hoch und so schmal, daß die Leinpfade zur Hälfte gegen sie hervorstehen. Zwei Drahttaue unterstützen die freiliegenden Theile des Canals, indem von diesen die erwähnten Hängeisen an die Unterzüge, und zwar ganz nahe an den Canalwänden, herabgehen. Jedes Tau reicht von einem Stirnpfeiler zum andern, bildet zwischen je 2 Pfeilern eine Krümmung von 14·5 Fuß Pfeilhöhe und hat eine Gesammtlänge von 1175'; die Ankertaue sind Ketten aus eisernen Barren von $1\frac{1}{2}$ auf 4" Stärke, ihre Länge beträgt zusammen 108'. Jedes Drahttau hat 7" Durchmesser und besteht aus 1900 Drähten von $\frac{1}{8}$ Zoll Durchmesser. Das Gesammtgewicht beider Taue ist 110 Tonnen.

§. 150.

Drahtbrücke bei Orient über den Scorff.

Eine zweite nach dem System der Roche-Bernard-Brücke ausgeführte Drahtbrücke ist die bei Orient über den Scorff. Taf. XXXII, Fig. 1—7.

Die Tragtaue, deren zwei auf jeder Seite der Brückenbahn sich befinden, bilden zwischen den beiden mittleren Frictionstrollen eine Kurve von 183·6 Mtr. Weite und 14·34 Mtr. Pfeilhöhe.

Die massiv aus Stein construirten Stützpfiler haben 10·2 Mtr. Breite, 4 Mtr. Stärke und 16·98 Mtr. Höhe. Der Durchgang ist 10·3 Mtr. hoch und 5 Mtr. im Lichten weit. Zur Auflagerung der Taue liegen auf jeder Seite 3 gußeiserne vollgegossene Walzen von 1·3 Mtr. Länge und 0·34 Mtr. Durchmesser, die auf schweren gußeisernen Platten ruhen, deren Stärke 0·1 Mtr. beträgt. In einem Abstände von 45 Mtr. hinter den Pilonen treten die Spanntaue in das Verankerungsmauerwerk ein, Fig. 6 und 7; die Verankerung ist der Art, daß die Taue von einer Seite der Bahn durch einen gemauerten überwölbten Gang von 2·2 Mtr. Höhe und 1·8 Mtr. Weite nach der andern Seite geführt sind und sich daselbst wieder mit den dortigen Spanntauen vereinigen.

Da es hiedurch möglich wird, jederzeit die Verankerungstau zu besichtigen und nöthigenfalls neu zu fixirten, so ist diese Anordnung eine sehr zweckmäßige und sollte überall, wo es die Localität gestattet, in Anwendung gebracht werden.

Die Tragtaue und Spanntau haben jedes einzelne 1650 Drähte; sie sind genau cylindrisch und haben einen Durchmesser von 16 Centimeter. Die einzelnen Drähte von 100 Mtr. Länge sind von Nr. 18; ihre Verbindung geschah durch Umwicklung der beiden auf 10 Cent. übergreifenden Enden mit Draht von Nr. 3. Alle 28 Centim. sind die Tawe auf dieselbe Länge mit ausgeglühtem Draht von Nr. 13 umwickelt; natürlich fällt diese Umwicklung da weg, wo die Tawe über die Walzen gehen, und in den Verankerungsgängen, indem sie an diesen Stellen ein breites Band bilden.

Die Brückenbahn, welche gegen ihre Mitte 1·1 Mtr. ansteigt, ist aus den Fig. 2 und 3 ersichtlich. Sie hängt an eisernen Stäben von 0·03 Mtr. Stärke, welche einen Abstand von 1·14 Mtr. haben. Die Breite der Fahrbahn ist 4·8 Mtr., die jedes Trottoirs 0·75.

Auch bei dieser Brücke wurden die Tawe auf dem Platze zusammengesetzt, d. h. man construirte einen Drahtsteeg von einem Pfeiler zum andern in der gleichen Höhe der künftigen Bahn. Hierauf besetzte man in dem rechtsseitigen Verankerungsmauerwerke das Ende eines Drahtes und führte denselben auf der einen Seite über beide Pfeiler in das jenseitige Verankerungsmauerwerk; von hier ging man wieder zurück, indem man den Draht auf der andern Seite der Pfeiler auslegte, und gelangte so wieder an den Punkt, von dem man ausging. So wurde nun fortgefahren, bis alle Drähte der Tawe aufgehängt waren.

Zur gleichen Spannung aller Drähte wurde dem ersten Draht die vollkommen richtige Form gegeben, und dieselbe bei allen folgenden Drähten beibehalten.

Diese Aufhängungsart hat sich als die beste und billigste erwiesen; sie ermöglicht eine gleiche Anspannung aller Drähte und erfordert wenig Mühe und Arbeit, da keine großen Lasten zu heben sind und die einzelnen Drähte leicht von einer Seite zur andern geführt werden können.

Zur Anwendung der im Anhange gegebenen Formeln soll die Berechnung der Drahtbrücke bei Orient hier folgen:

1) Für die Bestimmung der Kettenkurve hat man die Gleichung (4) §. 5. des Anhangs.

$\pi = 550$ Kil. das halbe constante Gewicht der Bahn pro laufenden Meter.

$\sigma = 190$ Kil. Gewicht der beiden Tawe auf einer Seite für den laufenden Meter.

$\tau = 2060$ Kil. annäherndes Gewicht der Hängestangen für einen halben Bogen.

$h = 90·8$ Mtr. halbe Weite.

$f = 14·00$ Krümmungspfeil für den Gleichgewichtsstand.

Nun hat man:

$$L = \text{Lauflänge von einer Verankerung zur andern} = 334 \text{ Mtr.}$$

$$Q \text{ die horizontale Spannung unter der ständigen Belastung} = \frac{p h^2}{2 f}$$

$$= \frac{740 \cdot 90 \cdot 8^2}{2 \cdot 14} = 217894 \text{ Kil.}$$

$$\Omega \text{ der Querschnitt der beiden Taae auf einer Seite der Bahn}$$

$$= 23331 \text{ } \square \text{ Millim.}$$

$$E \text{ der Elasticitätsmodul} = 24000 \text{ Kil.}$$

Dies gibt für die Ausdehnung der Drähte

$$2 \alpha = \frac{334 \cdot 217894}{24000 \cdot 23331} = 0 \cdot 12997 \text{ Mtr.}$$

und für die größte Belastung, wo

$$Q = \frac{(740 + 620) 90 \cdot 8^2}{2 \cdot 14} = 400454 \text{ Kil.}$$

$2 \alpha' = 0 \cdot 26058$, wobei jedoch bemerkt wird, daß wegen größerer Spannung der Drähte $E = 22000$ Kil. genommen wurde. Es ist also

$$\alpha' - \alpha = 0 \cdot 0653.$$

Die Verlängerung des Hängtaues in Folge der Verschiebung der Frictionsrollen findet man nach Gleichung (b)

$$\frac{2 f^2}{3 h} = \frac{2}{3} \cdot \frac{14}{90 \cdot 8} = 1 \cdot 439$$

$$\left(\frac{a}{h}\right)^3 \frac{\cos w}{4} = \left(\frac{a}{h}\right)^3 \cdot \frac{a}{4 \sqrt{a^2 + b^2}} = \left(\frac{48}{90 \cdot 8}\right)^3 \cdot \frac{48}{4 \sqrt{48^2 + (16 \cdot 2)^2}}$$

$$= 0 \cdot 0349$$

$$1 - \frac{\sigma^2}{k^2} = 1 - \left(\frac{190}{740}\right)^2 = 0 \cdot 934, \text{ daher}$$

$$2 r = 0 \cdot 0405.$$

Für die größere Belastung ist $K = 1360$ Kil. Daher

$$2 r' = 0 \cdot 09858.$$

Die Verkürzung des Hängtaues in Folge der Wegnahme der provisorischen Stützen unter den Spanntauen findet man aus Gleichung (i) für $n = 3$, nämlich:

$$2 e = 2 \cdot 1 \cdot 439 \left\{ 1 - \frac{0 \cdot 0349}{3^2} \right\} = 0 \cdot 08634.$$

$$\frac{0 \cdot 0349}{1 + 0 \cdot 0349}$$

Die halbe Länge des Hängtaues wurde früher $92 \cdot 24$ gefunden, man hat daher als Gleichung (j)

$$2 c = 2 \{ 92 \cdot 24 + 0 \cdot 06498 + 0 \cdot 04703 + 0 \cdot 02177 - 0 \cdot 04317 \}$$

$$= 2 \cdot 92 \cdot 33 = 184 \cdot 66 \text{ Mtr.}$$

folglich der correspondirende Pfeil

$$F = \sqrt{\frac{3}{2} h (c - h)} = \sqrt{\frac{3}{2} 90 \cdot 8 \cdot 1 \cdot 53} = 14 \cdot 33 \text{ Mtr.}$$

Die Senkung des Scheitels durch die Ausdehnung der Drähte und Verkür-

zung der Spannweite wäre also $14.33 - 14 = 0.33$ und man müßte demnach den provisorischen Pfeil $= 14 - 0.33 = 13.67$ Mtr. annehmen.

Nun erhält man durch Substitution von $l' = 92.155$ aus Gleichung (f) in die Gleichung (e), in welcher für $l' = 13.67$ Mtr. gesetzt wird, die provisorische Pfeilhöhe:

$$f(p) = 92.151 \sqrt{\frac{5 - \sqrt{55 - 30 \cdot \frac{90.8}{92.155}}}{2}} = 13.657 \text{ Mtr.}$$

Es ist daher der Pfeil abermals um $13.67 - 13.657 = 0.013$ zu corrigiren, und der wirkliche provisorische Pfeil, d. h. der Pfeil der Taue bei der Aufhängung derselben muß $13.67 - 0.013 = 13.66$ Mtr. sein.

Wenn in der Gleichung (j) der Werth von q vernachlässigt wird, so erhält man statt $F = 14.33$ Mtr.

$$F = \sqrt{\frac{3}{2} \cdot 90.8 \cdot 1.5487} = 14.525 \text{ Mtr.}$$

also ein Unterschied von $14.525 - 14.33 = 0.195$.

Dieser Unterschied ergibt sich auch direct aus der Formel (h), denn man hat:

$$x = 14 \sqrt{1 + \frac{0.03499}{3^2}} = 13.79 \text{ Mtr.}$$

$$\text{also } 14 - 13.79 = 0.21 \text{ Mtr.}$$

Nachdem die Brückenbahn angehängt ist, ergibt sich:

$$2c = 2(1 + \alpha + r - q) = 2 \cdot 92.310,$$

woraus

$$F = \sqrt{\frac{3}{2} \cdot 90.8 \cdot 1.51} = 14.33 \text{ Mtr.}$$

Der Krümmungspfeil ist daher bei der gleichförmig vertheilten Last der Bahn

$$13.657 + (14.33 - 14) = 13.98$$

und wenn die größte Belastung dazu kommt:

$$2c = 2(1 + \alpha' + r' - q) = 2 \cdot 92.37,$$

woher

$$F = \sqrt{\frac{3}{2} \cdot 90.8 \cdot 1.57} = 14.54 \text{ Mtr.}$$

Man hat also für den Pfeil des Taues:

$$13.657 + (14.54 - 14) = 14.19 \text{ Mtr.}$$

Vergleicht man die berechneten Resultate mit den beobachteten, so ergibt sich:

Moment der Beobachtung.	Pfeilhöhe.	
	Beobachtet.	Berechnet.
Vor Wegnahme der Stützen . .	13·68	13·66
Nach Wegnahme der Stützen . .	13·48	13·465
Nach Anhängung der Bahn . .	13·9	13·98
Während der Probe	14·2	14·19
Nach der Probe	14·0	14·00

6) Die Bewegungen der Rollen auf den Pilonen wurden genau beobachtet und in eine Tabelle eingetragen, wie folgt:

Zeit der Beobachtung.	Bewegung.			
	Linkes Ufer.		Rechtes Ufer.	
	Aufwärts.	Abwärts.	Aufwärts.	Abwärts.
	Millim.	Millim.	Millim.	Millim.
Nachdem $\frac{1}{3}$ der zufälligen Belastung aufgebracht war	2	4	5	3
Bei der ganzen zufälligen Belastung	25	32	30	23
Vor der Entlastung . .	25	32	30	23
Nach der Entlastung . .	5	1	5	—

§. 151.

Die Hauptangaben und Dimensionen mehrerer Drahtbrücken sind in folgender Zusammenstellung enthalten:

Bezeichnung der Brücken.	Spannweite.	Mtr.	Verhältnis.	Anzahl der Laue auf jeder Seite.	Anzahl der Drähle in einem Laue.	Durchmesser der Drähle.	Durchmesser der Laue.	Sicherheits-Grad.
Freiburg in der Schweiz	Mtr. 265·2	Mtr. 19·28	$\frac{1}{13·8}$	2	1056	0·00308	0·14	3·3
La Roche-Bernard . . .	198·2	15·2	$\frac{1}{13·04}$	2	1408	0·00333	0·17	4·7
Gubac	109·0	12·0	$\frac{1}{9}$	6	202	0·004	—	—
Wheefing	307·7	18·5	$\frac{1}{16·6}$	6	550	—	—	2
Magara	231·5	13·6	$\frac{1}{17}$	2 starke 8 schwache	1767	—	—	—
Dio.	316·8	22·8	$\frac{1}{13·9}$	10	250	—	—	nicht ganz 2
Sorient	183·6	14·34	$\frac{1}{12·8}$	2	1650	0·00301	0·16	4·09

§. 152.

Verschiedenheiten in der Construction der Drahtbrücken.

a) Bezüglich der Anordnung der Hängtaue.

Vicat hat das System von Seguin bei seiner Brücke von Argentat angenommen, wobei die Tawe eine windschiefe Fläche bilden, deren Leitlinie bei den Auflagerungen horizontal und in der Mitte der Brücke nahe vertikal ist; die Hängestangen sind abwechselnd an die Tawe angehängt und bilden eine Reihe von verschiedenen windschiefen Flächen.

Dieses System hat den Vortheil, daß sich die Gesamtlast auf alle Tawe vertheilt, dagegen den Nachtheil, daß eine vorübergehende Last nur von einem oder zwei Tauen aufgenommen wird und nicht von allen.

An anderen Brücken, insbesondere an der Präfecturbrücke zu Lyon hat man die 4 Tawe auf einer Seite, je 2 und 2 untereinander, mit verschiedenen Pfeilhöhen aufgehängt, Fig. 13, 14 und 15, Taf. XXXII., so daß sie an den Pfeilern gleich hoch liegen.

Die Hängestangen sind abwechselnd einmal an den obern, das andere Mal an den untern Tauen aufgehängt. Diese Anordnung hat den Nachtheil, daß die Hängestangen vertikal sein müssen und die Auflagerung der Tawe auf den Pfeilern schwieriger wird, wie bei dem Vicat'schen System.

Bei andern Brücken über die Saône zu Lyon hat man die Tawe auf jeder Seite der Bahn in gleiche Höhe gelegt, Fig. 16, und die Sattelstücke, an welchen die Hängestangen befestigt sind, über alle greifen lassen. Diese Anordnung sieht sehr leicht aus, allein sie ist am wenigsten zweckmäßig, weil es sehr schwer, ja sogar fast unmöglich ist, den verschiedenen Tauen gleiche Spannung oder gleiche Pfeilhöhe zu geben, und folglich die Sattelstücke nicht gleichzeitig auf allen aufliegen, wie Fig. 17 zeigt.

Auch können bei dieser Anordnung die Hängestangen nicht in geneigter Lage angebracht werden.

Um diese bezeichneten Mißstände zu beseitigen, haben manche Constructeure die Anordnung gewählt, wo die Tawe alle in gleicher Höhe liegen, allein die Hängestangen abwechselnd an dem ersten und zweiten Tawe, an dem zweiten und dritten, an dem dritten und vierten zc. angebracht sind. Diese Anordnung sieht nicht gut aus und erfordert eine große Anzahl langer Unterzüge.

Für den Fall, wenn die Tawe in gleicher Höhe liegen, wäre die Anordnung Fig. 18 am zweckmäßigsten, allein sie erfordert sehr viele Sattelstücke und ist daher kostspielig.

Die Disposition der Hängtaue an der Freiburger Drahtbrücke ist offenbar die einfachste, und wurde daher auch bei den Brücken bei Roche-Bernard und Lorient, sowie bei mehreren andern Brücken neuerer Zeit beibehalten. Die starken Tawe sind an und für sich steifer wie die schwachen, und zeigen daher bei heftigen Windströmen nur schwache Ausbeugungen. Dazu kommt noch, daß die Hängestangen ebensogut in geneigter wie in vertikaler Lage angebracht werden können.

b) Bezüglich der Auflagerungen auf den Pfeilern.

Die Auflagerungen auf den Pfeilern sind verschieden, je nach der Construction der Letztern. Sind die Pfeiler massiv aus Quadern, so gibt es nur zweierlei Anordnungen: entweder legt man die Taue über 3 gußeiserne Walzen oder Rollen, welche auf gußeisernen Platten ruhen, Fig. 5, Taf. XXXII., oder man läßt dieselben über ein Sattelstück gehen, Fig. 19, Taf. XXXIII., welches auf mehreren Rollen ruht, und sich also im Ganzen etwas auf einer Lagerplatte hin- und herschieben kann. Diese letztere Anordnung ist weniger einfach wie die erstere und kommt daher auch weniger vor.

Sind die Pfeiler zwar massiv aus Quadern, jedoch verhältnißmäßig zu dem horizontalen Schub der Ketten schwach gehalten, oder bilden sie einzelne Pyramiden oder Säulen, dann liegen die Taue auf gußeisernen Pendeln, die ebenfalls auf einer Gußplatte ruhen und sich darauf hin und her bewegen können.

Bei der Brücke von Cubzac über die Dordogne, welche 28 Mtr. hohe gußeiserne Pfeiler hat, sieht man ebenfalls diese Anordnung, Fig. 22; hier sind noch zur Verhinderung einer zu schiefen Stellung der Pendel, beziehungsweise des Umsturzes der Pfeiler, sogenannte Spanntaue angebracht.

Sind endlich statt der massiven steinernen Pfeiler nur schlanke gußeiserne Säulen aufgestellt, welche sich um ihren Fußpunkt frei bewegen können, dann ist die Auflagerung der Taue einfach, wie Fig. 20 zeigt, oder auch in der Art, wie bei der Brücke von Conflans St. Honorine, Fig. 21, welche einen Mittelbogen von 77.5 Mtr. und 2 Seitenbogen von 37.85 Mtr. hat.

c) Bezüglich der Verankerungen.

Die Verankerungen müssen verschieden sein, je nach den localen Verhältnissen und der Beschaffenheit der Ufer.

Steht das Verankerungsmauerwerk auf einem festen Felsen, wie bei der Roche-Bernard-Brücke, dann führt man die Spanntaue am besten von einer Seite der Bahn in einen Schacht herab, durch einen horizontalen Stollen auf die andere Seite, und dann wieder durch einen zweiten Schacht hinauf. Schächte und Stollen werden ausgesprängt, und zwar mit solchen Dimensionen, daß jederzeit leicht eine Besichtigung oder Ausbesserung des Anstrichs der Taue vorgenommen werden kann.

Ist diese Anordnung nicht möglich oder der Felsen nicht von der Art, daß solche rathsam erscheint, dann kann die Verankerung in der Art vorgenommen werden, wie sie Chalab an der Freiburger Brücke in Ausführung brachte. Fig. 23, Taf. XXXII.

Diese Anordnung hat aber den Nachtheil, daß die Ankertaue nicht mehr beaufsichtigt werden können und daher wegen der nicht zu verhindernden Oxidation nach und nach an Festigkeit verlieren.

Chalab hat zwar, um die Spanntaue vor Oxidation zu bewahren, nach der Angabe von Vicat einen flüssigen Teig von fettem Kalk in die Seitencanäle eingelassen, so daß die Seile ganz damit umhüllt sind, allein es ist dieß, wie die

Erfahrung bei dem Einsturz der Brücke zu Angers gelehrt hat, nicht zuverlässig und hält die Oxydation nicht vollkommen ab. Bei der Untersuchung der Verankerung der Brücke zu Angers bemerkte man, daß die Kalkmasse sich im Allgemeinen nicht an die Wände der Canäle angeschlossen; sie war geschwunden und es hatten sich dadurch nicht nur Risse nach der Länge der Wände, sondern auch Risse nach der Quere erzeugt, welche bis zu den Tauen hinein reichten; die Kalkmasse zeigte im Innern der Risse einen gelben Anstrich, der durch das hineingefiederte Wasser entstanden war. Man bemerkte auch unter anderem, daß die Kalkmasse an mehreren Stellen mit den Tauen nicht adhärirte, und daß sich, wahrscheinlich in Folge ihrer Fibration, um dieselben ein leerer Raum gebildet hatte. Endlich überzeugte man sich, daß die Kalkmasse nirgends in die Mitte der Taue eindrang, so daß diese allen die Oxydation erzeugenden Ursachen ausgesetzt waren, die in Folge ihrer Lage unter dem Erdboden und in einem Terrain sind, wo das Mauerwerk bei dem wechselnden Wasserstand des Flusses periodischen Ueberschwemmungen ausgesetzt ist.

Wenn nicht gelegnet werden kann, daß ein einzelner Draht durch die Umhüllung mit fettem Kalk vor Oxydation geschützt wird, so muß doch zugegeben werden, daß die Verhältnisse bei einem Drahttaue anders sind, indem es als ein Bündel von kleinen Kapillarröhrchen betrachtet werden kann, welche an ihren Enden Wasser und feuchte Luft einsaugen.

Alle Verankerungen, wo die Spanntaue in enge Canäle geführt sind, müssen daher als unsicher und unsolid verworfen werden.

Stehen die Widerlager einer Drahtbrücke nicht direct auf einem festigen Abhänge, sondern in einem Flußbette auf einem andern festen Boden, dann ist die Verankerung, wie die der Brücke von Orient, die beste. Fig. 6 u. 7, Taf. XXXII. Die Ankertaue können hierbei auf dem Plage angefertigt werden; man kann leicht an alle Punkte der Verankerung gelangen und die nöthigen Reparaturen im Anstrich vornehmen; ein Herausreißen der Taue aus dem Mauerwerke ist nur dann möglich, wenn das ganze Widerlager weicht oder sich auf der Basis verschiebt; der Widerstand gegen eine solche Verschiebung ist aber bekanntlich sehr groß.

Nicht selten haben die Gebrüder Seguin bei Drahtbrücken in Frankreich die Verankerung in der Art gemacht, wie die Fig. 24 zeigt.

Es ist diese Anordnung eine ganz verwerfliche und unsichere, denn es sind nicht allein die Spanntaue der Oxydation ausgesetzt, sondern auch dem nach aufwärts wirkenden Zug derselben wirkt ein zu geringer Theil des Mauerwerks entgegen.

§. 153.

Grenze der Spannweite für Drahtbrücken.

Wird ein Draht an seinen beiden Enden unter einem gegebenen Pfeile aufgehängt, so wird die Entfernung der Aufhängepunkte höchstens so groß sein können, daß der tangentialer Zug an diesen Punkten gleich der absoluten Festigkeit des Drahtes ist.

Bedeutet:

T den Zug an einem Aufhängepunkt,

Q die horizontale Spannung dajelbst,

α den Aufhängewinkel,

h die halbe Spannweite,

f die Pfeilhöhe $= \frac{1}{m} h$,

p die gleichförmig verbreitete Last pro laufenden Meter horizontal gemessen,

so hat man:

$$T = \frac{Q}{\cos \alpha} \text{ und}$$

$$Q = \frac{p h^2}{2f} = \frac{m p h}{2} \text{ also}$$

$$T = \frac{m p h}{2 \cos \alpha}.$$

Ist der Widerstand eines Drahtes $= K$, so hat man

$$K = \frac{m p h}{2 \cos \alpha} \text{ und}$$

$$h = \frac{2 K \cos \alpha}{m p}. \quad (1)$$

Für eine Drahtbrücke bedeute noch:

n die Anzahl der gespannten Drähte;

qn das Gewicht der Tauen für den laufenden Meter, worin q das Gewicht eines Drahts für die Längeneinheit ist;

π das Gewicht der Bahn sammt zufälliger Belastung auf die Längeneinheit, so hat man:

$$K n = \frac{(\pi + q n) h^2}{2 \frac{h}{m} \cos \alpha} \text{ und hieraus}$$

$$h = \frac{2 K n \cdot \cos \alpha}{m (\pi + q n)}$$

Für $\pi = 0$ folgt wieder:

$$h = \frac{2 K \cos \alpha}{m q}. \quad (2)$$

Beispiel. Wie weit kann eine Drahtbrücke bei dreifacher Sicherheit gespannt werden, wenn 50000 Drähte von Nr. 18 zu den Tauen verwendet werden?

Hier hat man:

$$q = 0.05716 \text{ Kil.}$$

$$K = 600 \text{ Kil. und für dreifache Sicherheit } K = 200 \text{ Kil.}$$

$$n = 50000$$

$$\text{für } m = 5 \text{ ist } \cos \alpha = 0.961$$

$$\pi = 2300 \text{ Kil.}$$

Die Formel (2) gibt:

$$h = \frac{2.200.50000.0.961}{5(2300 + 0.05716.50000)} = 683 \text{ Mtr., also}$$

$$2h = 1366 \text{ Mtr.}$$

§. 154.

Bestimmung des Durchmessers eines Taues, welches von einer gegebenen Anzahl Drähte von gleicher Dicke gebildet wird.

In Fig. 20, Taf. XXXII., sei:

d die Dicke eines Drahtes,

a die Anzahl Drähte des ersten Sechsecks,

n die Anzahl Sechsecke,

t die Anzahl Drähte des n^{ten} Sechsecks,

d der Unterschied in der Anzahl Drähte zweier aufeinander folgenden Polygone,

D der Durchmesser des Taues,

so sieht man sogleich, daß $a = 6$ und $d = 6$ ist, daß ferner $D = (2n + 1)d$ sein muß

Die Anzahl der Drähte in den aufeinander folgenden Polygonen wächst nach arithmetischer Progression, daher hat man

$$t = a + (n - 1)d$$

und wenn s die Summe aller Drähte mit Ausnahme des mittlern bezeichnet

$$s = \frac{a + t}{2} \cdot n$$

t eliminirt, $a = 6$, $d = 6$ gesetzt, gibt

$$n^2 + n = \frac{s}{3}$$

$$(a) \quad n = -\frac{1}{2} + \sqrt{\frac{4s + 9}{12}}$$

Damit nun in (a) s die Summe aller Drähte inclusive des mittleren bedeutet, setzt man statt s, $s - 1$ und erhält:

$$(b) \quad n = -\frac{1}{2} + \sqrt{\frac{4s - 1}{12}}.$$

Nach dem Fröhern ist aber auch

$$(c) \quad n = \frac{D - d}{2d}$$

Daher hat man die Gleichung:

$$\frac{D - d}{2d} = -\frac{1}{2} + \sqrt{\frac{4s - 1}{12}} \text{ woher}$$

$$(d) \quad D = d \sqrt{\frac{4s - 1}{3}} \text{ und}$$

$$(e) \quad s = \frac{3D^2 + d^2}{4d^2}$$

Da die Tawe beinahe immer aus mehreren Strängen bestehen, so bestimmt man erst durch die Gleichung (d) den Durchmesser eines Stranges; alsdann wird dieselbe Formel noch einmal zur Berechnung der Laufstärke benutzt, indem man für d den Durchmesser eines Stranges und für s die Anzahl der Stränge setzt.

Die absolute Festigkeit eines Eisendrahtes, Nr. 17 oder Nr. 18, ist durch viele Versuche von Le Blanc u. A. zu 75 Kil. pro Quadratmillimeter festgesetzt worden.

Bei einer Drahtbrücke darf ein Draht höchstens mit 18 Kil. pro Quadratmillimeter in Anspruch genommen werden.

Hieraus, sowie aus der Größe des Zuges an den Aufhängepunkten eines Tawes, bestimmt sich die Anzahl Drähte.

Werden die Drähte nicht in einzelne Stränge abgetheilt, so gibt die Formel (d) einen zu kleinen Durchmesser für das Tau. Genauen Messungen von Ingenieur Declerc zufolge ist der wirkliche Durchmesser alsdann 1.098 des berechneten, also

$$D' = 1.098 \cdot D.$$

Beispiele. Für die Brücke bei Orient wurden auf jeder Seite der Bahn 2 Tawe aufgehängt, ein Tau erhielt 1650 Drähte Nr. 18 von 0.00301 Mtr. Durchmesser. Man hat also nach Gleichung (d)

$$D = 0.003 \sqrt{\frac{4 \cdot 1650 - 1}{3}}$$

$$D = 0.141 \text{ Mtr. folglich}$$

$$D = 1.098 \cdot 0.141 = 0.155 \text{ Mtr.}$$

statt 0.16 Mtr.

Für die Brücke Roche-Bernard hat man Tawe angewendet, von jedes 16 Stränge erhielt; ein Strang hatte 88 Drähte Nr. 18 von 0.00333 Mtr. Durchmesser.

Die Formel (d) gibt die Stärke eines Stranges

$$D = 0.00333 \sqrt{\frac{4 \cdot 88 - 1}{3}}$$

$$D = 0.03599 \text{ Mtr.}$$

Die Stärke eines Tawes wird also

$$D = 0.03599 \sqrt{\frac{4 \cdot 16 - 1}{3}}$$

$$D = 0.1652 \text{ Mtr. statt 0.17 Mtr.}$$

Gewicht der Drähte.

Der laufende Meter eines Drahtes Nr. 18 von 0.00301 Mtr. Durchmesser wiegt im Mittel 0.0551 Kil.

Von dem Draht Nr. 17 von 0.00288 Mtr. Durchmesser wiegt der laufende Meter durchschnittlich 0.04998 Kil.

3) Hängbrücken aus gewalztem Bandeisen.

§. 155.

Gegen Ende des Jahres 1824 baute Ingenieur Flachot einen Hängesteg zu Abainville, und verwendete zur Hängefette gewalzte Eisenstreifen, welche durch gußeiserne Klemmbüchsen zusammen gehalten werden.

Die gewalzten Eisenstreifen sind dieselben, welche man als Reifen für Fässer und Tonnen gebraucht. Ihre Oberflächen sind glatt und glänzend, und die Beschaffenheit des, durch das Walzen zwischen sehr harten Cylindern auf einen so kleinen Querschnitt reducirten Eisens ist immer vorzüglicher, als die des gewöhnlichen. Etwas Fehler lassen sich leicht schon an der Oberfläche erkennen. Die Dimensionen der Streifen sind:

2 bis	5	Millim. Dicke,
25	100	„ Breite,
15	18	„ Meter Länge.

Die Versuche, welche man mit solchen Eisenstreifen angestellt hat, haben ergeben, daß der □Millimeter einem Zuge von 14 Kil. mit voller Sicherheit ausgesetzt werden darf.

Die Tauen werden durch Aufeinanderlegung mehrerer Streifen hergestellt. Diese Streifen können aber nicht so verbunden werden, wie dieß beim Drahte geschieht, sondern es muß eine eigenthümliche Zusammensetzungsart Anwendung finden. Alle Streifen eines Taus beginnen nämlich auf einer der Seiten des Taus, und endigen, indem sie dessen Achse unter einem spitzen Winkel durchschneiden, an der entgegengesetzten Seite; in einem gewissen Abstände vom Anfange des ersten Streifens beginnt dann der folgende, und läuft parallel mit dem ersten fort. Die Fig. 1, Taf. XXXIII., gibt ein Beispiel dieser Zusammensetzungsart. Es ist hier ein Tau von 4 Streifen und jeder derselben zu 4 Mtr. Länge angenommen. Das Ende eines jeden Streifens muß demnach, wenn eine gleichförmige Dicke des Taus entstehen soll, von dem gleichnamigen Ende des zunächst daranliegenden Streifens um 1 Mtr. entfernt sein und zugleich an der einen Fläche des Taus ein Streifen anfangen, während an der andern ein solcher endiget. Diese Stelle, welche Bundstelle heißt, erfordert jedesmal einen Bund oder eine Klemmbüchse, die dazu dient, die erwähnten 2 Enden der Streifen zu umfassen und ihrem Zuge zu widerstehen und nächstbem das ganze Tau so fest zu halten, daß in Folge der Pressung die einzelnen Streifen ebenso unverrückbar werden, als durch die Befestigung ihrer Enden. An jedem Ende eines Taus wird eine Schlinge gebildet.

Obwohl die mit solchen Tauen gemachten Erfahrungen günstige Resultate lieferten, kam es doch erst im Jahre 1840 dazu, daß man eine größere Brücke nach diesem System in Ausführung brachte. Es war dieß die Brücke von Suresnes bei Paris. Taf. XXXIII., Fig. 2.

Die ganze zu übersehende Weite zwischen den Widerlagern beträgt 150 Mtr. Die 2 Pfeiler im Flusse stehen 63 Mtr. von Mitte zu Mitte entfernt, und der

Pfeil des Mittelbogens ist 6·3 Mtr. Die von den Pfeilern nach dem Ufer gespannten Taue bilden in der Hauptform einen halben Bogen von 34 Mtr. Halbhöhe mit einem Pfeil von 7·8 Mtr. Die ganze Entfernung jedoch vom Auflagspunkte am Ufer bis zu jenem auf dem Pfeiler beträgt 45·5 Mtr.

Die Breite der Fahrbahn beträgt 5 Mtr.

Die 2 Trottoirs haben zusammen 1·66 Mtr.

Ein jedes Brückenfeld hat seine eigenen Taue; sie hängen unmittelbar am Mauerwerk, indem sie über die Köpfe der Pfeiler hinweggehend im Fuße des Pfeilermauerwerks 1 Meter hoch über dem Niederwasser befestigt sind. Die Pfeiler müssen also dem Bestreben des Umsturzes widerstehen, das aus der Belastung eines einzelnen Feldes entsteht.

Nach der Bestimmung, daß jedem □Millimeter des Eisenquerschnitts 14 Kil. aufzubürden seien, entfielen für jedes Tau des Mittelfeldes ein Querschnitt von 6530 Quadratmillimeter.

für jedes Tau der Uferfelder 6084 "

Der wirkliche Querschnitt der Taue ist in dem

Mittelfelde $0\cdot081 \times 0\cdot083$ Mtr. = 6723 "

In den Uferfeldern $0\cdot081 \times 0\cdot077$ Mtr. = 6237 "

Jedes Tau ist aus 20 Streifen von 0·081 Mtr. Breite zusammengesetzt. Die mittlere Dicke derselben ist:

Für die Mitteltaue 0·00415 Mtr.

" Ufertau 0·00383 "

Die Länge der Streifen ist 14 bis 15 Mtr. und entspricht den Entfernungen von 10 Bundstellen, die wegen der Hängestangen, welche die 1·4 Mtr. auseinander liegenden Unterzüge tragen, horizontal gemessen, gleich weit von einander entfernt sind. An jede Büchse eines Bundes wurden 2 anfangende und 2 endigende Streifen befestigt.

Die hier angewandten gußeisernen Klemmbüchsen sind durch die Fig. 3 bis 8 in den verschiedenen Ansichten dargestellt.

Die Anordnung der Ketten, ihre vereinzelt Aufhängung zwischen je 2 Pfeilern, die Befestigungsart der Hängestangen und die Construction des Geländers, das aus zusammengeschraubten, die Hängestangen zwischen sich fassenden Bohlen besteht, Fig. 9, haben veranlaßt, daß jede Kette in einer vertikalen Ebene gelassen wurde, und es mußte zu diesem Zwecke das Mittelfeld um 0·14 Mtr. verbreitert werden. Um die beiden über die Pfeiler gehenden Taue einander möglichst zu nähern und um ihre für sie selbst sowohl als für das Mauerwerk nöthige Beweglichkeit zu erleichtern, sind sie in ihrer Rundung ohne Klemmbüchsen geblieben und jedes Tau hat zur Unterlage auf dem cylindrischen Pfeilerkopfe 9 gußeiserne Rollen, welche auf Schienen ruhen, die auf einer gemeinschaftlichen Sohle von Eisenblech vernietet sind. Fig. 10 und 10^a.

Das Auflager des Taues auf den Uferpfeilern ist auf eine ähnliche Art hergestellt. Fig. 11.

Die Schlingen am Ende der Taue bestehen aus 36, statt wie die Taue

selbst aus 20 Eisenstreifen. Von diesen endigen 16 im Innern des Laues, und nur 4 sind um die letzte Büchse gebogen. Fig. 12.

Die Befestigung des Laues geschieht durch eine 0.08 Mtr. starke mit Nerven versehene gußeiserne Platte, welche ein viereckiges Loch zum Durchstechen des Laues hat. Das Tau wird daran durch mehrere Keile festgehalten.

Die Zusammensetzung der Streifen zur Herstellung eines Laues geschah gleich in der definitiven Form, die dieses Tau haben sollte. Man bildete sich zu diesem Behufe aus den zu den Unterzügen der Brücke bestimmten Hölzern die erforderlichen Unterlager. Fig. 13. Auf jedem Unterlagsbalken befestigte man, wie Fig. 13 zeigt, einen Klotz, der einen 0.12 Mtr. breiten Einschnitt hatte. Die eine Seite des Einschnitts war genau in die Linie gelegt, welche die Außenseite des Laues bezeichnete. In diese Einschnitte wurden dann die vorher gehörig zugerichteten Eisenstreifen eingelegt, und wenn die volle Zahl beisammen war, mit Holzkeilen provisorisch aneinander gedrückt. Beiderseits von jenen Punkten, wo eine Klemmbüchse angebracht werden sollte, legte man zuvor Keilzwingen, Fig. 14, an, um die Streifen vollkommen aneinander zu pressen; und gleiche Zwingen wurden auch in die Zwischenweiten gesetzt, um alle Streifen gleichmäßig zu strecken. Fig. 15. Nach dieser Vorbereitung wurden die Büchsen angelegt, provisorisch verholzt und die umgebogenen Eisenstreifen gehörig verschraubt, worauf die Keilzwingen weggenommen und an den folgenden Stellen angelegt wurden.

In 4 Tagen konnte man so ein 100 Meter langes Tau mit 10 bis 11 Arbeitern fertig bringen.

Das Gewicht eines Laues von 100 Mtr. betrug ungefähr 6600 Kil. Der Transport des Laues geschah, indem man dasselbe auf die Achsen von 17 Räderpaaren befestigte, die sich in Entfernungen von 6 bis 7 Meter befanden. Fünfzehn bis zwanzig Mann waren für die Leitung des Wagens nöthig. Indem das Tau so lag, daß seine einzelnen Eisenstreifen auf ihrer schmalen Kante standen, konnte es sich zwischen den Achsen vollkommen tragen, gestattete aber zugleich ohne besondere Anstrengung der Streifen horizontale Biegungen bis zu Krümmungen von 8 bis 10 Mtr. Halbmesser.

Jedes Tau wurde auf eine Reihe von aneinander befestigten Rähnen eingeschiff, und so an den zu seiner Befestigung geeigneten Platz gebracht.

Die Ufertäue mußten zuerst eingehängt werden, weil ihr Auflager auf den Pfeilern sich innerhalb desjenigen der Taue des Mittelfeldes befindet. Jeder Pfeiler war mit einem verschiedenartigen Gerüste versehen. Auf einem der Pfeiler stand die durch Fig. 16 dargestellte Rüstung, welche das Tau fast senkrecht in die Höhe zu heben bestimmt war. Das andere Gerüst, Fig. 17, diente nur zum Stützpunkte für die Zugseile, und war zu diesem Zwecke mit 2 starken Rollen versehen. Die Winden standen in Rähnen.

Nachdem das Tau aufgezogen und frei eingehängt war, zeigten sich viele Streifen in Folge der damit vorgenommenen Bewegungen zwischen den Klemmbüchsen aufgebaucht. Bei Einhängung der Bahn verminderte sich aber diese Er-

scheinung sehr, und unter der Probelast verlor sie sich gänzlich, so daß das Tau nun einer langen dichten Barre gleicht.

Obgleich man im Allgemeinen nicht Ursache hatte, mit den gußeisernen Klemmbüchsen unzufrieden zu sein, so läßt sich doch nicht leugnen, daß schmiedeeiserne Klemmbüchsen wegen ihrer größern Sicherheit und Dauer zweckmäßiger sind. Eine solche Klemmbüchse ist durch die Fig. 18 dargestellt. Sie besteht aus gewöhnlichem Bandeisern, welches warm $2\frac{1}{2}$ oder $3\frac{1}{2}$ mal um das Bündel gelegt und dann mit einem oder zwei Schraubenbolzen an den Seiten, wo sich die Enden befinden, zusammengehalten ist; diejenigen Eisenstreifen, welche an den Büchsen endigen, werden um den Bundring herumgebogen und durch 2 kleine Bolzen befestigt, die nur bis an das Tau durchgehen.

§. 156.

Vergleichung der 3 Systeme von Hängebrücken.

Die Ketten der Kettenbrücken sind am wenigsten der Oxydation ausgesetzt und es läßt sich daher annehmen, daß sie bei einiger Vorsicht in der Unterhaltung eine unbegrenzte Dauer haben.

Der Eisendraht der Drahttaue hat zwar bei gleichem Querschnitte mit Barreneisen ein größeres Tragvermögen und die Drahttaue sind daher wohlfeiler, leichter und haben keine Verbindungsglieder und Bolzen nöthig, allein die Besorgniß wegen der Oxydation und der damit verbundenen Verringerung der Tragkraft, sowie der Umstand, daß es fast unmöglich ist, den Drähten der Taue vollkommen gleiche Spannung zu geben, begründen die Annahme, daß die Kettenbrücken hinsichtlich der Solidität und Dauerhaftigkeit dem System der Drahtbrücken vorzuziehen sind.

Die Taue aus gewalzten Eisenstreifen bilden ein eigenes Constructionssystem, von dem man wohl nach folgender Auseinandersetzung annehmen berechtigt ist, daß es die Vortheile der beiden älteren Systeme der Ketten- und Drahtbrücken zum Theil in sich vereinigt, welches aber im Allgemeinen noch zu neu und zu wenig durch die Erfahrung geprüft ist, als daß ein bestimmtes Urtheil hinsichtlich der Solidität und Dauerhaftigkeit des Systems ausgesprochen werden könnte.

Gewichtsvergleichung der Ketten.

Bei den Ketten aus Eisenbarren ergibt sich außer der Schwere, die aus ihrem eigenen Querschnitt hervorgeht, auch noch wegen der Uebergreifungen und Verstärkungen, und für die zur Zusammensetzung nöthigen Bolzen ein bedeutendes Ubergewicht. Dasselbe stellt sich mit 25 bis 50 Procent heraus und kann im Mittel zu 30 Procent angenommen werden.

Die absolute Festigkeit des Eisens in Barren wechselt zwischen 30 und 45 Kil. pro Quadratmillimeter. Das größte Gewicht, welches man als Probelast

aufzulegen pflegt, beträgt 10 bis 15 Kil.; von Seite der französischen Behörden sind 12 Kil. pro Quadratmillimeter bestimmt.

Für die aus gewalzten Streifen hergestellten Tawe läßt sich wegen der Klemmbüchsen ein Achtel des Gewichtes Zuschlag berechnen. Die absolute Festigkeit der gewalzten Streifen kann wenigstens eben so groß angenommen werden, als jene des Eisens in Barren; sie ist aber unzweifelhaft größer, und es kann die größte Belastung für einen Quadratmillimeter zu 14 Kil. festgesetzt werden.

Bei den Drahttauen ist das Zuschlagegewicht ganz unbedeutend; die absolute Festigkeit des Drahts Nr. 17, 18 und 19, das ist von einem Durchmesser von 0.0025—0.0035 Mtr., ist gleich 60 bis 80 Kil. pro Quadratmillimeter; also im Mittel 70 Kil. Die diesem Drahte aufgelegte Last pflegt 15 bis 25 Kil. oder im Mittel 18 Kil. pro Quadratmillimeter zu betragen, wobei schon auf die mögliche Verminderung der Festigkeit des vom Roste angegriffenen Drahts und auf die Kraftverringerung der zu Bündeln vereinigten Drähte Rücksicht genommen ist.

Stellt man diese Angaben zusammen, so verhalten sich bei den verschiedenen Systemen die Gewichte der Tawe für gleiche Tragfähigkeit in nachstehender Weise:

Das Drahttau,	mit Belastung von 18 Kil. pro Quadratmillimeter	100
Das Tau aus Walzstreifen,	„ „ 14 „	146
Die Ketten aus Barreneisen,	„ „ 12 „	195

Oberfläche und Volumen der Tawe.

Die Oberfläche einer Masse ist um so größer im Verhältniß zu ihrem Volumen, je kleiner die Dimensionen der Theile sind, in welche sie zerfällt; sonach werden 100 Kil. Eisen stets verschieden große Oberflächen der Einwirkung des Rostes darbieten, je nachdem sie als Barren, als Walzstreifen oder als Draht verwendet sind. Stellt man die Daten von mehreren Brücken zusammen, so erhält man im Mittel für 100 Kil. Eisen:

Bei Ketten aus Barren . . .	1.1	Quadratmeter	Oberfläche.
„ Tauen aus Walzstreifen . . .	8	„	„
„ Drahttauen	40	„	„

Kostenvergleichung der 3 Systeme.

In Beziehung auf die Kosten, welche die verschiedenen Hängesysteme in Anspruch nehmen, lassen sich sehr schwer bestimmte Angaben machen; sie wechseln mit den Localitäten, der Qualität des Materials und der mehr oder minder sorgfältigen Arbeit. Das Material hat ungefähr folgende Preise:

100 Kil. Barreneisen	50	Francs.
„ Walzstreifen	60	„
„ Draht Nr. 18	90	„

Um einen Vergleich anstellen zu können, muß man das Verhältniß der für

eine gleiche Tragfähigkeit bei den verschiedenen Materialien erforderlichen Querschnitte in Anschlag bringen. Hiernach sind für ein gleiches Bedürfnis die Kosten des Materials:

$$\text{Eisenbarren } 50 \times 1.95 = 97.5 \text{ Francs.}$$

$$\text{Walzstreifen } 60 \times 1.46 = 87.6 \text{ "}$$

$$\text{Draht } 90 \times 1.00 = 90.0 \text{ "}$$

Hieraus geht hervor:

- 1) daß die Hängebrücken mit Walzeisenstreifen die billigsten sind;
 - 2) daß sie eine größere Dauer wie die Drahtbrücken versprechen;
 - 3) daß aber die Kettenbrücken in Bezug auf Solidität und Dauer den beiden andern Hängebrücken-Systemen vorzuziehen sind.
-

Siebenter Abschnitt.

Bau der Nothbrücken im Felde.

Bau der Nothbrücken im Felde.

§. 157.

Die Brücken, welche durch die Pionniers im Felde geschlagen werden, sind ganz eigener Art und unterscheiden sich im Wesentlichen von den permanenten Brücken gewöhnlicher Construction dadurch, daß sie aus mehreren kleinern Theilen bestehen, die einmal leicht auf Wagen transportirt und sodann an Ort und Stelle mit wenig Mühe und in möglichst kurzer Zeit zu einem Ganzen vereinigt werden können.

Fast bei allen Armeekorps hat man zweierlei Brücken, nämlich Bockbrücken und Pontonbrücken. Der ganze Brückenzug besteht immer aus einer gewissen Zahl von Brückenequipagen, und jede Brückenequipage enthält das Geräthe zu einer Brücke von 50—60 Mtr. Länge und normalmäßiger Breite.

Das zu einer solchen Brücke erforderliche Geräthe ist auf 12 Wagen, nämlich 8 Balkenwagen und 4 Bockwagen gleichmäßig vertheilt.

Das Material einer Brückenequipage zerfällt im Allgemeinen:

- 1) In das Brückengeräthe oder die Bestandtheile, welche zur unmittelbaren Herstellung der Brücke erforderlich sind.
- 2) In die Brückenwagen zur Fortschaffung des Brückengeräthes.
- 3) In die Werkzeuge zur Reparatur und Anfertigung des abgenutzten und verbrauchten Materials, vorzüglich aber zur Herstellung von Noth- und permanenten Brücken mit dem an Ort und Stelle aufgefundenen Holze.
- 4) In einem Vorrath fertiger Eisentheile, Roheisen und sonstiger Materialien.

Das Brückengeräthe zerfällt im Allgemeinen in das Geräthe für die Brückenunterlagen, und in das für die Brückendecke. Die Brückenunterlagen sind stehende und schwimmende. Zu den ersteren gehören die Böcke, zu den letztern die Pontons.

§. 158.

Der Brückenbock besteht aus der Bockschwelle, den Füßen, den Vorsteckscheiben und den Hängketten.

Durch die in den Köpfen der Bockschwelle, Fig. 1, Taf. XXXIV., der Länge nach geneigt eingeschnittenen Coulissen a werden die Füße eingeschoben.

Die Zugbänder *b* dienen zur Verstärkung der Köpfe, die Tragringe *e* zur Aufnahme der Hängketten, und der an einem Kettchen befestigte Vorsteckbolzen *d* zur Verbindung der Kette mit dem Tragringe. Die auf der oberen Fläche der Bodschwelle eingebraunten Theilstriche *e* bezeichnen die Stellen für die Auflage der Balken der Brückendecke.

Die Füße, Fig. 2 3, 4, 5, sind von vier verschiedenen Längen, 2·5 bis 6 Mtr., und heißen hiernach Füße Nr. 1, Nr. 2, Nr. 3 und Nr. 4; sie haben mit Ausnahme der Füße Nr. 2 gleiche Querschnitte. Das untere Ende eines Fußes, die Fußspitze, ist mit einem eisernen Schuh *a*, das obere Ende oder der Kopf *b* mit einem Ringe *c* und mit einem Schlagsnagel *d* versehen. Das in der Fußspitze angebrachte Loch *l* dient zur Aufnahme des Bolzens der Vorsteckscheibe.

Die Füße Nr. 1 und 2 werden einfach, die Füße Nr. 3 und 4 doppelt angewendet; zur Ausfüllung des leeren Raums, welcher in den Coulissen der Bodschwelle bei Anwendung der ersteren Füße entsteht, dienen die Weisfüße, Fig. 6.

Die Einbaueile, Fig. 7, dienen zur Aufhebung des Spielraums in den Coulissen.

Die Vorsteckscheiben, Fig. 8, 9, werden mit ihren Coulissen an die Spitzen der Füße gesteckt und haben zum Zweck, bei lockerem Boden das Einsinken der Füße möglichst zu verhindern; sie sind von zweierlei Größen, um sie je nach Beschaffenheit des Bodens verwenden zu können. *a* ist die vordere, *b* die hintere Coulisse, *d* der an dem Kettchen *c* befestigte Vorsteckbolzen zum Festhalten der Vorsteckscheibe an der Fußspitze.

Die Hängkette Fig. 10 dient hauptsächlich zur Verbindung der Füße mit der Bodschwelle; sie wird mit den obern Ringen *a* und *b* auf die Köpfe der Füße eingehängt und mit dem untern Ende durch den Tragrings der Bodschwelle angezogen und dann mittelst des Vorstellers festgehalten.

Die Landschwellen, Fig. 11, dienen hauptsächlich als Brückenunterlagen auf beiden Ufern oder auf trocknen erhabenen Stellen, welche von der Brücke berührt werden, und zur Ausrüstung der Pontons als Brückenunterlagen; sie finden aber außerdem noch vielseitige Anwendung. Mittelst der Rämme *a* können sie wie die Balken eingekantet werden. Die auf den beiden breiten Seiten eingebraunten Theilstriche *b* bezeichnen die Stellen für die Auflage der Balken, wie bei der Bodschwelle.

Zur Befestigung der Landschwelle auf dem Ufer dienen die Pflöcke, Fig. 12, welche mit Schlägeln, Fig. 13, in den Boden eingetrieben werden.

Im Nothfalle, oder um die Brückendecke zum Heben und Senken einzurichten, können Böcke aus Landschwellen und Winden, Fig. 14, 15, gebildet werden; zur Feststellung der letztern dienen die Windengestelle Fig. 16. Die Winden mit ihren Gestellen werden auch zum Aufstellen der Böcke auf bedeutende Höhe über dem Wasser mittelst der Pontons verwendet, wozu die Ein-

Schnitte a und die Hackenstangen b angebracht sind, um die Windengefelle in den Pontons festzustellen.

§. 159.

Die schwimmenden Unterlagen oder Pontons bestehen aus Pontonschnabelstücken, Fig. 17, und Pontonmittelstücken, Fig. 18, und werden je nach Bedarf und der beabsichtigten Verwendung aus 2 oder mehreren solcher Stücke zusammengesetzt. Die einzelnen Theile der Pontonstücke haben folgende Benennungen: a der Boden, b die Seitenwände, der obere Theil derselben, die Borde, c die Querwände, d der Schnabel, e der Ankerriegel, f, g, h die Rippen. Die Ausschnitte i an den untern Enden der Rippen heißen Rinnlöcher. Die Schnürlatten k dienen zum Anknüpfen der auf die Borde gelegten Geräthschaften; die Ankerleisten k' zur Befestigung des Windankertaues an den Ponton. Die Regel l, die Ringe m und die Bordestrecker n sowie die Bolzen t mit den Schließen u dienen zur Verbindung der Pontonstücke, die Pontonringe o und p zur Befestigung der Pontons auf die Wagen, und zum Anbinden der Ziehleinen; q sind die Bordlöcher zur Aufnahme der Rudergabeln; w die Löcher für die Verbindungsbolzen; r die Scharnierbänder und s die Scharnierbolzen zur Befestigung der Unterlagsklöße auf die Querwand. Zu den Pontons gehören noch: die Ruder, die Rudergabeln, die Bootshaken und Stäcke zum Schiffe; ferner die Anker, Ankertaue, Ziehleinen, Möhrseile, Ankerrödel; die Unterlagsriegel, Fig. 19, die kurzen Riegel, Fig. 20. Die Unterlagsklöße, Fig. 21, und die Landschwellen zur Ausrüstung der Pontons als Unterlagen.

§. 160.

Die Brückendecke besteht aus Balken, Fig. 22, welche von einer Unterlage zur andern reichen und dieselben verbinden, und aus Dielen, Fig. 23, welche quer auf die Balken gelegt werden. Zur Befestigung der Dielen auf die Balken werden Füße und dergl., sodann Halbbielen, Fig. 24, und Schnürleinen, Fig. 25, verwendet. Zur gehörigen Verbindung der Balken mit den Unterlagen, und dieser unter sich, sind die Balken mit den Rämmen a versehen; die Balkenringe b dienen zur Handhabung des Balkens.

Die an den Enden der Dielen befindlichen Einschnitte a sind zum Behufe des Schnürens der Brückendecke angebracht.

Mit diesem beschriebenen Brückengeräthe werden nun in der Regel dreierlei Brücken geschlagen:

- 1) Brücken mit Böden;
- 2) Brücken mit Pontons, und
- 3) Brücken mit Böden und Pontons.

§. 161.

Brücke mit Böden.

Das Aufstellen der Böde im Wasser geschieht normalmäßig mittelst zwei zweitheiligen zu einer Maschine verbundenen Pontons, Einbaumaschine genannt. Die Einbaumaschine, Fig. 26, 27 und 28, wird am Ufer zusammengesetzt und in die Brückenlinie eingeführt; sie befindet sich so nahe als möglich an dem Ufer. Zur Verbindung der beiden Pontons der Einbaumaschine werden 5 Balken, mit den Rämmen abwärts, senkrecht so auf beide Borde gelegt, daß 3 davon [Verbindungsbalken] a, b, c mit ihren vorderen Enden über die äußere Wand des äußern Pontons mit $\frac{3}{4}$ Mtr. vorstehen, die zwei übrigen (Hebbalken) d und e dagegen in diese genannte Wand eingekantet werden können und über die gegen das Ufer gefehrte Wand des ersten Pontons etwas vorstehen. Alle 5 Balken werden mit Reinen an die Schnürlatten befestigt. Zum Austritte für die Arbeiter dienen die beiden Dielen h und i.

Sofort wird die erste Bodschwelle auf die Hebbalken d und e gelegt, mit ihren Enden zu beiden Seiten der Hebbalken gleich weit vorstehend, und es werden die Füße aus der der Wassertiefe entsprechenden Gattung durch die Coulfissen der Bodschwelle so weit vorgeschoben, daß bei dem spätern Aufrichten des Bodens die Vorsteddscheiben kaum den Wasserspiegel berühren. Es werden sofort die Vorsteddscheiben aufgesteckt und zwar mit den Spitzen stromaufwärts gerichtet und die Hängketten auf die Köpfe der Füße eingehängt. Ist dieß so weit vollendet, so wird der Bod aufgerichtet und es werden die Balken der ersten Brückenöffnung in die Bodschwelle eingekantet, um damit die ganze Einbaumaschine so weit in den Fluß hineinschieben zu können, daß auch die hintern Balkenenden auf die Landschwelle eingekantet werden können. Demnächst werden nun die Füße auf den Grund des Wassers eingesezt, mit Schlägel eingetrieben, und sodann die Enden der Hängketten durch die Tragringe gezogen und festgemacht.

Nachdem die Einbaumaschine wieder frei gemacht worden ist, schreitet man an das Einbauen des zweiten Bodens und es werden die Geräthe dazu auf der nun mit den Dielen belegten Brücke vorgetragen; der Bod wird auf der Einbaumaschine zusammengesetzt, aufgerichtet und mit den Balken des zweiten Brückengliedes auf seine Stelle in die Brückenlinie geschoben; hierauf werden die Füße gesezt und die Maschine wird wieder frei gemacht, wie bei dem ersten Bod. Auf gleiche Weise wird auch der dritte und jeder folgende Bod eingesezt.

Zum Einbauen der 3 ersten Böde kann die Einbaumaschine an Ziehseilen, welche an das Ufer gehen, gehalten werden, für die folgenden aber muß dieselbe an Anker gelegt werden.

§. 162.

Brücke mit Pontons.

Jeder Ponton erhält als Ausrüstung eine Landschwelle, 2 Unterlagriegel, 1 Unterlagskloß und 2 Schnürseilen, Fig. 29 und 30. Das erforderliche Ge-

räthe zum Verankern bestimmt sich nach der Art, wie ein Ponton in der Brücke festgestellt werden soll. Wenn alle Pontons so ausgerüstet sind, werden sie nach der Reihe, von stromauf- nach stromabwärts an dem Ufer geordnet und so aufgestellt, daß die mit Anker versehenen Pontons bei oder oberhalb der Ankerlinie, und die übrigen Pontons unterhalb des Brückenortes zu stehen kommen.

Um nun ein Ponton als erste oder zweite Unterlage einzubauen, Fig. 31, wird er in die Brückenlinie eingeführt und parallel mit dem Ufer gestellt. Die in dem Ponton stehenden Arbeiter fassen die herbeigetragenen Balken und kanteten sie in die entsprechenden Eintheilungen auf die Landschwelle des Pontons ein. Ist dieß geschehen, so wird der Ponton so weit vorgeschoben, daß auch die hintern Balkenenenden in die Landschwelle des Ufers eingekantet werden können. Mittelft der Ziehseilen wird dem Ponton die richtige Stellung gegeben, ehe sie an die am Ufer eingeschlagenen Pfähle festgebunden werden.

Hat der Ponton einen Anker, so kommt es darauf an, diesen gut in die Ankerlinie zu werfen. Dieß geschieht jedesmal bei dem Einbaue eines Ponton zuerst und man läßt alsdann den letztern an dem Ankertaue abwärts treiben und an die letzte Unterlage, an welche er sich anreihen soll, anlegen, um die Unterlagsriegel und die Landschwelle auflegen und anschnüren zu können. Bei den folgenden Verrichtungen ist das Verfahren das schon oben erwähnte.

Bei den Brücken mit Böden und Pontons wird das gleiche Verfahren eingehalten, wie es im obigen §. angegeben wurde.

Wenn indeß in einer Brücke nur wenige Böden nacheinander einzubauen sind, oder auch bei Mangel an Mannschaft zur Bedienung einer Einbaummaschine, oder wenn es an einem zweiten Ponton gebricht, wird das Einbauen der Böden mittelst eines Pontons allein bewerkstelligt.

§. 163.

Außer den angeführten Bock- und Pontonbrücken kommen im Felde noch andere Brücken vor, als z. B. Faß-, Wagen-, Häng- oder Seilbrücken und Brücken mit Sprengwerken. Die Construction einer einfachen Sprengwerkbrücke ist aus den Fig. 32 und 33 ersichtlich. Mit diesem Sprengwerke kann eine Spannweite von $11\frac{1}{3}$ Mtr. erreicht werden; es sind dabei die obern Kreuzungspunkte der Balken über den Enden derselben auf den Ufern $2\frac{1}{3}$ Mtr. Die Brückendecke kann so angeordnet werden, daß sie unmittelbar auf dem Sprengwerke aufliegt, oder auch dasselbe bis zu $2\frac{1}{2}$ Mtr. erhöht, wie es die punktirten Linien andeuten.

Die Brücke kann, je nach Beschaffenheit der zu überbrückenden Stelle, aus 2 Gliedern bestehen, welche wie v in der Mitte des Sprengwerks auf der Bockschwelle t, und auf den Ufern auf normalmäßig gelegten Landschwellen wie w aufliegen; oder sie kann aus mehr Gliedern bestehen und rampenartig wie x auf

einer oder auf beiden Seiten nach dem Ufer führen, oder das Sprengwerk überhöhen wie y*).

*) Näheres hierüber sehe man:

In Virago, Untersuchungen über die europäischen Militärbrückentrains und Versuch einer verbesserten, allen Forderungen entsprechenden Militärbrückeneinrichtung. Wien 1839. Sodann In der Vorschrift für den Pionnirdienst im achten deutschen Armeekorps. 3. Theil. Brückenarbeiten. 1852.

Anhang.

1. Auflagerbrücke für Träger mit 2, 3, 4, 5 und 6 Stützen.
 2. Berechnung der Fachwerkbrücken mit Hilfe der graphischen Darstellung der Momente und Verticalkräfte.
 3. Materialersparniß bei continuirlichen Trägern.
 4. Theorie der Gewölbe von Navier.
 5. Theorie der hängenden Brücken.
 6. Theorie der Schwankungen bei Kettenbrücken.
 7. Bestimmung der provisorischen Pfeilhöhe der Laue bei Drahtbrücken.
 8. Finanzielle Vergleichung zweier Bauentwürfe von verschiedenen Constructionsarten und Dauerzeiten.
 9. Grundsätze für die Ausführung der Arbeiten im Wasser- und Straßenbau.
 10. Angaben zur Bestimmung der wichtigsten, bei Straßen- und Brückenbau-Arbeiten gewöhnlich vorkommenden Preisen (nach Sganzin).
-

A n h a n g.

§. 1.

Auflagerdrücke für Träger mit 2, 3, 4, 5 und 6 Stützpunkten.

Formeln zur Bestimmung der Auflagerdrücke, wenn ein Träger in 2 oder mehreren Punkten unterstützt ist.

(Nach der Abhandlung von H. Schmidt, Oberingenieur, Wien 1869.)

a) Für einen Träger, der auf 2 Stützen ruht.

Es bezeichnen:

l die Länge des Trägers AB,

p das Eigengewicht des Trägers auf die Längeneinheit,

k die gleichförmig vertheilte zufällige Last für die Längeneinheit des Trägers oder eines Theils desselben,

q = p + k die Gesamtlast,

λ die Länge eines Theils des Trägers von A aus,

so hat man für den Fall den Theil des Trägers von der Länge λ mit p + k der übrige Theil mit p belastet ist, den Auflagerungsdruck

$$\left. \begin{aligned} A &= \frac{1}{2} p = \lambda k \frac{2l - \lambda}{2l} \\ B &= \frac{1}{2} p = \lambda k \frac{\lambda}{2l} \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

für λ = l oder wenn der Träger auf seine ganze Länge mit p + k belastet ist:

$$A = B = 0.5 (p + k) l \dots \quad (1a)$$

b) Wenn der Träger auf 3 Stützen ruht.

Fig. 1, Taf. XXVI^b, versinnliche die Art der Auflagerung, Belastung und Bedeutung der Zifferzeichen.

Die Entfernungen der Stützen von einander seien ungleich a und b.

Es bedeute ferner:

M die algebraische Summe der statischen Momente aller äußeren Kräfte, welche den Spannungen und Pressungen in dem zu betrachtenden Trägerquerschnitte in einer Entfernung x vom Anfangspunkt der Coordination das Gleichgewicht halten;

M₁ M_(A) M_(B) . . . M_(m) besondere und Maximalwerthe vorgenannter Momente;

A, B, C, D . . . Drücke, welche die schweren Träger auf die gleichnamigen Stützen ausüben;

L, l, a, b, c . . . Längen des ganzen Trägers oder einzelner Theile desselben;

J das Trägheitsmoment des Trägerquerschnitts;

E den Elasticitätsmodul des Materials;

φ allgemein den Tangentenwinkel der Biegungskurve mit der Abszissenaxe;

$\varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \dots$ die Winkel, welche die Tangenten an die Biegungskurve über den Stützpunkten A, B, C, . . . mit den Horizontalen bilden

x und y; x_1 und y_1 ; x_2 und $y_2 \dots$ die Coordinaten irgend eines Punktes der neutralen Axe des gebogenen Trägers.

Betrachtet man den Theil AB des Trägers und nimmt hierfür den Coordinatenursprung in A an, so erhält man für einen beliebigen Schnitt $m_1 n_1$ in der Entfernung x_1 von A das Moment:

$$M_1 = A x_1 - \frac{q_1 x_1^2}{2}$$

daher

$$(2) \quad E \cdot J \cdot \frac{d^2 y}{d x_1^2} = A x_1 - \frac{q_1 x_1^2}{2}$$

durch einmalige Integration

$$E \cdot J \cdot \frac{d y}{d x} = \frac{A x_1^2}{2} - \frac{q_1 x_1^3}{6} + \text{Const.}$$

$$\text{für } x_1 = a \text{ wird } \frac{d y}{d x} \text{ tang } \varphi_2$$

daher

$$\text{Const.} = E \cdot J \cdot \text{tang } \varphi_2 - \frac{A a^2}{2} + \frac{q_1 a^3}{6}$$

folglich

$$(3) \quad E \cdot J \cdot \frac{d y}{d x} = E \cdot J \cdot \text{tang } \varphi_2 - \frac{A a^2}{2} + \frac{q_1 a^3}{6} + \frac{A x_1^2}{2} - \frac{q_1 x_1^3}{6}$$

die zweite Integration ergibt:

$$(4) \quad E \cdot J \cdot y = E \cdot J \cdot \text{tang } \varphi_2 \cdot x_1 - \frac{A a^2}{2} \cdot x_1 + \frac{q_1 a^3}{6} \cdot x_1 + \frac{A x_1^3}{6} - \frac{q_1 x_1^4}{24}$$

die Const. ist hier Null, da für $x_1 = 0$ $y = 0$ wird.

Bei Betrachtung des Theils BC erhält man ebenso, wenn man den Coordinatenursprung nach C verlegt und die Abszissen von C gegen A zählt für einen beliebigen Schnitt $m_2 n_2$ in einer Entfernung x_2 von C das Moment:

$$M_2 = C x_2 - \frac{q_2 x_2^2}{2}$$

$$(5) \quad E \cdot J \cdot \frac{d^2 y}{d x^2} = C x_2 - \frac{q_2 x_2^2}{2}$$

$$E. J. \frac{dy}{dx_2} = \frac{Cx_1^2}{2} = \frac{q_2 x_2^3}{6} + \text{Const.}$$

$$\text{für } x_2 = b \text{ wird } \frac{dy}{dx} = - \text{tang } \varphi_2$$

daher

$$\text{Const.} = \frac{q_2 b^3}{6} - \frac{Cb^2}{2} - E. J. \text{ tang } \varphi_2$$

folglich

$$E. J. \frac{dy}{dx} = \frac{q_2 b^3}{6} - \frac{Cb^2}{2} + \frac{Cx_2^2}{2} - \frac{q_2 x_2^3}{6} - E. J. \text{ tg } \varphi_2 \quad (6)$$

die zweite Integration ergibt:

$$E. J. y = \frac{q_2 b^3 x_2}{6} - \frac{Cb^2 x_2}{2} + \frac{Cx_2^3}{6} - \frac{q_2 x_2^4}{24} - E. J. \text{ tg } \varphi_2 x_2 \quad (7)$$

denn auch hier ist die Const.

$$= 0, \text{ weil für } x_2 = 0 \text{ } y_2 = 0$$

wird.

Für $x_1 = a$ wird in Gleichung (4) $y_1 = 0$, ebenso für $x_2 = b$ in Gleichung (7); setzt man diese beiden Werthe in die Gleichungen 4 und 7 ein, so läßt sich die unbekannte Größe $\text{tang } \varphi_2$ eliminiren und man erhält:

$$\frac{A a^2}{3} + \frac{C b^2}{3} = \frac{q_1 a^3}{8} + \frac{q_2 b^3}{8} \quad (8)$$

ferner hat man die allgemeinen Bedingungsgleichungen:

$$A + B + C = q_1 a + q_2 b \quad (9)$$

$$A a - \frac{q_1 a^2}{2} = C b - \frac{q_2 b^2}{2} \quad (10)$$

aus den Gleichungen 8, 9 und 10 lassen sich nun die 3 unbekanntnen A, B und C bestimmen. Man findet:

$$\begin{aligned} A &= \frac{1}{8} \left[q_1 \frac{3a^2 + 4ab}{a+b} - q_2 \cdot \frac{b^3}{a(a+b)} \right] \\ B &= \frac{1}{8} \left[q_1 a \left\{ \frac{a^2 + b(5a+2b)}{b(a+b)} \right\} + q_2 b \left\{ \frac{a(4a+5b) + b^2}{a(a+b)} \right\} \right] \\ C &= \frac{1}{8} \left[q_2 \frac{4ab + 3b^2}{a+b} - q_1 \cdot \frac{a^3}{b(a+b)} \right] \end{aligned} \quad (11)$$

Für den speziellen Fall, wenn $a = b = 1$ hat man:

$$\left. \begin{aligned} A &= \frac{1}{16} (7 q_1 - q_2) \\ B &= \frac{1}{16} (10 (q_1 + q_2)) \\ C &= \frac{1}{16} (7 q_2 - q_1) \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

Werden endlich auch die Belastungen $q_1 = q_2 = q$ so hat man

$$(13) \quad \left\{ \begin{array}{l} A = C = \frac{3}{8} q \cdot l \\ B = \frac{10}{8} \cdot q \cdot l \end{array} \right.$$

Setzt man die für $\tan \varphi_2$ gefundenen Werthe in die Gleichungen 4 und 7, so erhält man die Gleichungen für die Biegungskurve, nämlich für den Theil A B vom Coordinatenanfang A an gerechnet:

$$(14) \quad y_1 = \frac{1}{6 E \cdot J} \left[\left(\frac{a q_1}{4} - A \right) a^2 x_1 + A x_1^3 - \frac{q_1}{4} x_1^4 \right]$$

und für den Theil C B vom Coordinatenanfang C gegen A gerechnet:

$$(15) \quad y_2 = \frac{1}{6 E \cdot J} \left[\left(\frac{b q_2}{4} - C \right) b^2 x_2 + C x_2^3 - \frac{q_2 x_2^4}{4} \right]$$

Es kommt zuweilen vor, daß ein Träger auf 3 Stützen ruht, aber mit seinen Enden jeweils ein Stück über die erste und letzte Stütze hinausragt, z. B. wenn ein über mehrere Oeffnungen als kontinuierlicher Balken konstruirter Brückenträger außerhalb seines Standortes zusammengesetzt wurde und dann über Rollen, die in bestimmten Entfernungen von einander angebracht sind, an seinen Standort geschoben werden soll. In einem solchen Falle ist es von besonderer Wichtigkeit zu wissen, wie viel Druck jeweils auf den vordersten oder hintersten Stützpunkt kommt und wie sehr das Material des Brückenträgers während des Transports in jedem Querschnitte in Anspruch genommen wird, indem hiernach die Entfernungen der Stützpunkte zu richten sind.

DE (Fig. 2) sei ein solcher Träger von der Länge L, der über eine Anzahl gleichweit von einander abstehender Stützen A, B, C zu transportiren ist, so daß derselbe jeweils nur auf 3 Stützpunkten aufruht. Die Entfernung der Stützen sei b, das über die erste Stütze A hervorragende Stück AD habe die Länge a, so ist das über die letzte Stütze C überhängende Stück CE = L - a - 2b; ist q das über die ganze Länge L gleichförmig vertheilte Gewicht für die Längeneinheit des Trägers, so hat man für einen beliebigen Schnitt mn des Theils AB, wenn in A der Coordinatenanfang genommen wird, das Moment:

$$M = \frac{q}{2} (x + a)^2 - A x$$

daher

$$(1) \quad E \cdot J \cdot \frac{d^2 y}{d x^2} = \frac{q a^2}{2} + q a x + \frac{q x^2}{2} - A x$$

die einmalige Integration gibt:

$$E \cdot J \cdot \frac{d y}{d x} = \frac{q a^2}{2} x + \frac{q a x^2}{2} + \frac{q x^3}{6} - \frac{A x^2}{2} + \text{Const.}$$

$$\text{für } x = 0 \text{ ist } \frac{d y}{d x} = \tan \varphi_1$$

daher Const. = E. J. $\tan \varphi_1$ und

$$(2) \quad E \cdot J \cdot \frac{d y}{d x} = \frac{q a^2}{2} \cdot x + \frac{q a}{2} x^2 + \frac{q x^3}{6} - \frac{A x^2}{2} + E \cdot J \cdot \tan \varphi_1$$

für $x = b$ ist aber

$$\frac{dy}{dx} = \tan \varphi_2$$

woraus sich ergibt:

$$E. J. \tan \varphi_2 - E. J. \tan \varphi_1 - \frac{q a^2 b}{2} - \frac{p a b^2}{2} - \frac{q b^2}{6} + \frac{A b^2}{2} = 0 \quad (3)$$

Wird die Gleichung nochmals integriert, so erhält man:

$$E. J. y = \frac{q a^2}{4} x^2 + \frac{q a}{6} x^3 + \frac{q}{24} x^4 - \frac{A x^3}{6} + E. J. \tan \varphi_1 \quad (4)$$

Da für $x = 0$ auch $y = 0$ wird, so ist auch die Const. = 0; für $x = b$ aber wird y auch = 0 und man findet:

$$E. J. \tan \varphi_1 + \frac{q a^2 b}{4} + \frac{q a b^2}{6} + \frac{q b^3}{24} - \frac{A b^2}{6} = 0 \quad (5)$$

Für den Trägertheil zwischen den Stützpunkten B und C erhält man, wenn der Coordinatenanfang in B gewählt wird, für einen beliebigen Querschnitt $m_1 n_1$ in der Entfernung x von B:

$$M_1 = \frac{q(a+b+x)^2}{2} - A(b+x) - Bx$$

daher

$$E. J. \frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{q(a+b+x)^2}{2} - A(b+x) - Bx \quad (6)$$

und einmal integriert:

$$E. J. \frac{dy}{dx} = q a b x + \frac{q a^2 x}{2} + \frac{q b x^2}{2} + \frac{q a x^2}{2} + \frac{q x^3}{6} + \left. \begin{aligned} &+ \frac{q b^2 x}{2} - A b x - \frac{A x^2}{2} - \frac{B x^2}{2} + E. J. \tan \varphi_2 \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

durch nochmalige Integration:

$$E. J. y = \frac{q a b x^2}{2} + \frac{q a^2 x^2}{4} + \frac{q b^2 x^2}{2} + \frac{q a x^3}{6} + \frac{q b x^3}{6} + \left. \begin{aligned} &+ \frac{q x^4}{24} - \frac{A b x^2}{2} - \frac{A x^3}{6} - \frac{B x^3}{6} + x E. J. \tan \varphi_2 \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

für $x = b$ ist $y = 0$, daher aus Gl. (8)

$$E. J. \tan \varphi^2 + \frac{11}{24} q b^2 + \frac{2}{3} q a b^2 + \frac{q a^2 b}{4} - \left. \begin{aligned} & - \frac{2}{3} A b^2 - \frac{B b^2}{6} = 0 \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

Nun bestehen noch folgende allgemeine Gleichungen:

$$A + B + C = qL \quad (10)$$

$$Bb + 2Cb = qL \left(\frac{L}{2} - a \right) \quad (11)$$

Aus den Gleichungen (3), (5), (9), (10) und (11) lassen sich die 5 Unbekannten A , B , C , φ_1 und φ_2 bestimmen; man erhält:

$$(12) \begin{cases} A = \frac{q}{8b} \left[(6a^2 + 12ab + 7b^2) - 2L \left(a + 2b - \frac{L}{2} \right) \right] \\ B = \frac{q}{8b} \left[(-12a^3 - 24ab - 14b^2) + 12L \left(a + 2b - \frac{L}{2} \right) \right] \\ C = \frac{q}{8b} \left[(6a^2 + 12ab + 7b^2) + L(5L - 10a - 12b) \right] \end{cases}$$

c) Wenn der Träger auf 4 Stützen ruht:

Für einen Träger AD Fig. 3, welcher über drei Oeffnungen zusammenhängend construirt ist, der also auf 4 Stützen A, B, C und D, welche in einer Horizontalen liegen, aufruht, nimmt die allgemeine Gleichung:

$$E \cdot J \frac{d^2 y}{dx^2} = M$$

nachstehende Formen an:

a) Für einen beliebigen Querschnitt im ersten Felde AB, wenn der Coordinatenanfang in A:

$$(1) \quad E \cdot J \cdot \frac{d^2 y}{dx^2} = A x_1 - \frac{q_1 x_1^2}{2}$$

Integrirt man diese Gleichung und bemerkt, daß für:

$$x = a, \quad \frac{dy}{dx_1} = \text{tang } \varphi_2 \text{ ist,}$$

moraus die Const. = $\frac{q_1 a^3}{6} - \frac{A a^2}{2} + EJ \text{ tang } \varphi_2$ ergibt, so wird:

$$(2) \quad E \cdot J \cdot \frac{dy}{dx_1} = EJ \cdot \text{tang } \varphi_2 + \frac{q_1 a^3}{6} - \frac{A a^2}{2} + \frac{A x_1^2}{2} - \frac{q_1 x^3}{6}$$

bei nochmaliger Integration und Berücksichtigung, daß für $x = 0$, auch $y = 0$ Const. = 0 ist, findet man

$$(3) \quad E \cdot J \cdot y = x_1 EJ \text{ tang } \varphi_2 + \frac{q_1 a^3}{6} x_1 - \frac{A a^2}{2} x_1 + \frac{A x_1^4}{6} - \frac{q_1 x_1^4}{24}$$

Da endlich für $x = a$, auch $y = 0$ wird, so ergibt sich:

$$(4) \quad E \cdot J \cdot \text{tang } \varphi_2 = \frac{A a^2}{3} - \frac{q_1 a^3}{8}$$

und bei Substitution dieses Werths in (3) erhält man als Gleichung der Biegungscurve im ersten Felde AB, wenn die Coordinaten von A aus gezählt werden:

$$y = \frac{1}{6E \cdot J} \left[\left(\frac{a q_1}{4} - A \right) a^2 x_1 + A x_1^3 - \frac{q_1}{4} x_1^4 \right]$$

β) Für einen beliebigen Querschnitt im zweiten Felde BC, wenn der Coordinatenanfang in B ist:

$$(5) \quad E \cdot J \cdot \frac{d^2 y}{dx^2} = A(a + x_2) + B x_2 - q_1 a \left(\frac{a}{2} + x_2 \right) - \frac{q_2 x_2^2}{2}$$

Die einmalige Integration ergibt:

$$E \cdot J \cdot \frac{dy}{dx} = A a x_2 + \frac{A x_2^2}{2} + \frac{B x_2^2}{2} - \frac{q_1 a}{2} x_2^2 - \frac{q_1 a^2}{2} x_2 - \frac{q_2 x_2^3}{6} + E \cdot J \tan \varphi_2. \quad (6)$$

Durch nochmalige Integration:

$$E \cdot J \cdot y_2 = \frac{A a x_2^2}{2} + \frac{A x_2^3}{6} + \frac{B x_2^3}{6} - \frac{q_1 a x_2^3}{6} - \frac{q_1 a^2 x_2^2}{4} - \frac{q_2 x_2^4}{24} + x E \cdot J \tan \varphi_2. \quad (7)$$

wenn man endlich den Werth $E \cdot J \tan \varphi_2$ aus (4) substituirt, erhält man als Gleichung der Biegungscurve für das zweite Feld BC, wenn die Coordinaten von B aus gezählt werden:

$$y_2 = \frac{1}{6 E \cdot J} \left[\left(2A - \frac{3 a q_1}{4} \right) a^2 x_2 + 3 a \left(A - \frac{a q_1}{2} \right) x_2^2 + (A + B - q_1 a) x_2^3 - \frac{q_2}{4} \cdot x_2^4 \right]$$

Ganz ähnlich erhält man die Gleichung der Biegungscurve für das dritte Feld CD, wenn man die Coordinaten von D aus gegen C hin zählt:

$$y_3 = \frac{1}{6 E \cdot J} \left[\left(\frac{c q_3}{4} - D \right) c^2 x_3 + D x_3^3 - \frac{q_3}{4} x_3^4 \right]$$

Die Gleichung (7) verwandelt sich, da für $x = b$, $y = 0$ wird, in:

$$0 = \frac{A a b}{2} + \frac{A b^2}{6} + \frac{B b^2}{6} - \frac{q_1 a b^2}{6} - \frac{q_1 a^2 b}{4} - \frac{q_2 b^3}{24} + E J \cdot \tan \varphi_2$$

und wenn man wieder den Werth von $E \cdot J \tan \varphi_2$ und (4) einsetzt, so ergibt sich die Relation:

$$\frac{A a^2}{3} + \frac{A a b}{2} + \frac{A b^2}{6} + \frac{B b^2}{6} - \frac{q_1 a^3}{8} - \frac{q_1 a b^3}{6} - \frac{q_1 a^2 b}{4} - \frac{q_2 b^3}{24} = 0. \quad (8)$$

Ganz auf dieselbe Weise findet man von D ausgehend die Relation:

$$\frac{D c^2}{2} + \frac{D c b}{2} + \frac{D b^2}{6} + \frac{C b^2}{6} - \frac{q_3 c^3}{8} - \frac{q_3 c b^2}{6} - \frac{q_3 c^2 b}{4} - \frac{q_2 b^3}{24} = 0. \quad (9)$$

Endlich hat man noch die zwei allgemeinen Bedingungen für das Gleichgewicht der Kräfte:

$$A + B + C + D = q_1 a + q_2 b + q_3 c. \quad (10)$$

$$A(a + b) + Bb - Dc = q_1 a \left(\frac{a}{2} + b \right) + \frac{q_2 b^2}{2} - \frac{q_3 c^2}{2} \quad (11)$$

Aus den 4 Gleichungen (8) bis (11) lassen sich nun die 4 Auflagerdrücke A, B, C und D bestimmen und man findet ganz allgemein:

$$\begin{aligned}
 (12) \quad A &= \frac{2q_1 a^2 (3ab + 3ac + 3b^2 + 4bc) - q_2 b^3 (b + 2c) + q_3 bc^3}{4a(4ab + 4ac + 4bc + 3b^2)} \\
 B &= \frac{q_1 a^2 (3a^2 b + 2a^2 c + 10ab^2 + 10abc + 8b^2 c + 6b^3) + q_2 b^2 (6a^2 b + 8a^2 c + 6ab^2 + 10abc + 2b^2 c + b^3)}{4ab(4ab + 4ac + 4bc + 3b^2)} \\
 &\quad - \frac{q_3 c^3 (2a^2 + 3ab + b^2)}{4ab(4ab + 4ac + 4bc + 3b^2)} \\
 C &= \frac{q_3 c^3 (8ab^2 + 2ac^2 + 10abc + 10b^2 c + 3bc^2 + 6b^3) + q_2 b^2 (2ab^2 + 8ac^2 + 10abc + 6b^2 c + 6bc^2 + b^3)}{4bc(4ab + 4ac + 4bc + 3b^2)} \\
 &\quad - \frac{q_1 a^3 (b^2 + 3bc + 2c^2)}{4bc(4ab + 4ac + 4bc + 3b^2)} \\
 D &= \frac{2q_3 c^2 (4ab + 3ac + 3bc + 3b^2) - q_2 b^3 (2a + b) + q_1 a^3 b}{4c(4ab + 4ac + 4bc + 3b^2)}
 \end{aligned}$$

Wenn die beiden Endfelder einander gleich sind, also $a = c$, hat man:

$$\begin{aligned}
 (13) \quad A &= \frac{2q_1 a^2 (3a^2 + 7ab + 3b^2) - q_2 b^3 (2a + b) + q_3 a^3 b}{4a(2a + b)(2a + 3b)} \\
 B &= \frac{q_1 a^2 (a^2 + 6ab + 6b^2) + q_2 b^2 (4a^2 + 6ab + b^2) - q_3 a^3 (a + b)}{4ab(2a + 3b)} \\
 C &= \frac{-q_1 a^3 (a + b) + q_2 b^2 (4a^2 + 6ab + b^2) + q_3 a^2 (a^2 + 6ab + 6b^2)}{4ab(2a + 3b)} \\
 D &= \frac{q_1 a^3 b - q_2 b^3 (2a + b) + 2q_3 a^2 (3a^2 + 7ab + 3b^2)}{4a(2a + b)(2a + 3b)}
 \end{aligned}$$

Sind die Stützen alle gleich weit, also $a = b = c = 1$, so hat man:

$$\begin{aligned}
 (14) \quad A &= \frac{1}{60} (26q_1 - 3q_2 + q_3) \\
 B &= \frac{1}{20} (13q_1 + 11q_2 - 2q_3) \\
 C &= \frac{1}{20} (-2q_1 + 11q_2 + 13q_3) \\
 D &= \frac{1}{60} (q_1 - 3q_2 + 26q_3)
 \end{aligned}$$

Wenn endlich auch noch die Belastungen einander gleich werden, also $q_1 = q_2 = q_3$, so hat man:

$$(15) \quad \left\{ \begin{aligned} A &= D = 0,41q \\ B &= C = 1,11q \end{aligned} \right.$$

Hat man einen Träger EF Fig. 4 der auf 4 gleich weit von einander abstehenden Stützen ruht, dessen Enden aber über die erste und letzte Stütze hinausragen, und bezeichnet L seine ganze Länge, a die Länge des über die erste Stütze hinausragenden Trägerteils, b die Entfernung der Stützpunkte A, B, C

und D von einander und c die Länge des über die letzte Stütze hinausragenden Theils, so daß man hat $L = a + 3b + c$, so findet man auf ähnliche Weise wie in dem Vorstehenden gezeigt wurde, nachfolgende Formeln für die Auflagerdrücke:

$$\left. \begin{aligned} A &= \frac{q}{30 \cdot b} \left[2L \left(a + 3b - \frac{L}{2} \right) + (18a^2 + 24ab + 3b^2) \right] \\ B &= \frac{q}{30 \cdot b} \left[-12L \left(a + 3b - \frac{L}{2} \right) + (87b^2 + 36ab - 18a^2) \right] \\ C &= \frac{q}{30 \cdot b} \left[48L \left(a + 3b - \frac{L}{2} \right) - (18a^3 + 144ab + 183b^2) \right] \\ D &= \frac{q}{30 \cdot b} \left[L(19L - 38a - 84b) + (18a^2 + 84ab + 93b^2) \right] \end{aligned} \right\} (16)$$

d) Wenn der Träger auf 5 oder 6 Stützen ruht:

Für Träger, welche auf mehr als vier Stützen aufliegen, werden die allgemeinen Formeln für die Auflagerdrücke, wenn die Stützweiten und die Belastungen verschieden sind, ungemein weitläufig. Dieselben können auch füglich entbehrt werden, da es nicht leicht vorzukommen pflegt, daß man bei größeren Brücken jede Oeffnung verschieden weit, macht, und alle Oeffnungen zusammenhängend construirt.

Es werden daher im Folgenden nur noch die Formeln angegeben für einen Träger, welcher auf 5 oder 6 Stützen ruht, wobei aber die beiden Endfelder gleichweit und die Zwischenfelder ebenfalls unter sich gleich sind, dagegen aber die gleichförmig vertheilte Last für jede Stützweite eine verschiedene ist. Für einen auf 5 Stützen ruhenden Träger Fig. 5 sind die Auflagerdrücke.

$$\left. \begin{aligned} A &= \frac{q_1 a^2 (24a^2 + 49ab + 24b^2) - q_2 b^3 (6a + 5b) + q_3 b^3 (2a + b) - q_4 a^2 b}{16a(a+b)(4a+3b)} \\ B &= \frac{q_1 a^2 (10a^2 + 39ab + 24b^2) + q_2 b^2 (28a^3 + 28ab + 5b^2) - q_3 b^2 (2a+b)^2 + q_4 a^3 (2a+b)}{16ab(4a+3b)} \\ C &= \frac{-3q_3 a^3 + 2q_2 b^2 (5a+3b) + 2q_3 b^2 (5a+3b) - 3q_4 a^3}{4b(4a+3b)} \\ D &= \frac{q_1 a^3 (2a+b) - q_2 b^2 (2a+b)^2 + q_3 b^2 (28a^2 + 28ab + 5b^2) + q_4 a^2 (10a^2 + 39ab + 24b^2)}{16ab(4a+3b)} \\ E &= \frac{-q_1 a^3 b + q_2 b^3 (2a+b) - q_3 b^3 (6a+5b) + q_4 a^2 (24a^2 + 49ab + 24b^2)}{16a(a+b)(4a+3b)} \end{aligned} \right\} (17)$$

für $q_1 = q_2 = q_3 = q_4 = q$.

$$(18) \left\{ \begin{aligned} A &= \frac{(6a^3 + 6a^2b - b^3) \cdot q}{4a(4a + 3b)} = E \\ B &= \frac{(3a^4 + 10a^3b + 12a^2b^2 + 6ab^3 + b^4) \cdot q}{4ab(4a + 3b)} = D \\ C &= \left(\frac{-3a^3 + 10ab^2 + 6b^3}{2b(4a + 3b)} \right) \cdot q \\ &\text{für } a = b = 1. \end{aligned} \right.$$

$$(19) \left\{ \begin{aligned} A &= \frac{1}{224} (97q_1 - 11q_2 + 3q_3 - q_4) \\ B &= \frac{1}{112} (73q_1 + 61q_2 - 9q_3 + 3q_4) \\ C &= \frac{1}{28} (-3q_1 + 16q_2 + 16q_3 - 3q_4) \\ D &= \frac{1}{112} (3q_1 - 9q_2 + 61q_3 - 73q_4) \\ E &= \frac{1}{224} (-q_1 + 3q_2 - 11q_3 + 37q_4) \\ &\text{für } q_1 = q_2 = q_3 = q_4 = q. \end{aligned} \right.$$

$$(20) \left\{ \begin{aligned} A = E &= \frac{11}{28} q_1 \\ B = D &= \frac{32}{28} q_1 \\ C &= \frac{26}{28} q_1 \end{aligned} \right.$$

Für einen auf 6 Stützen ruhenden Träger AF Fig. 6, dessen Stützen AB und EF in Entfernungen = a von einander abstehen, dessen Zwischenstützen B, C, D und F aber um b von einander entfernt sind, erhält man bei verschiedener aber gleichförmiger Belastung der einzelnen Felder die Auflagerdrücke:

$$(21) \left\{ \begin{aligned} A &= \frac{2q_1 a^2 (45a^2 + 91ab + 45b^2) - q_2 b^3 (22a + 19b) + q_3 b^3 (6a + 5b) - q_4 b^3 (2a + b) + q_5 a^3 b}{4a(10a + 9b)(6a + 5b)} \\ B &= \frac{q_1 a^2 (38a^3 + 183a^2b + 234ab^2 + 90b^3) + q_2 b^2 (104a^3 + 208a^2b + 124ab^2 + 19b^3) - q_3 b^2 (12a^3 + 28a^2b + 21ab^2 + 5b^3) + q_4 b^2 (4a^3 + 8a^2b + 5ab^2 + b^3) - q_5 a^3 (2a^2 + 3ab + b^2)}{4ab(10a + 9b)(6a + 5b)} \\ C &= \frac{-2q_1 a^4 (24a + 21b) + q_2 b^2 (156a^3 + 236a^2b + 87ab^2) + q_3 b^2 (132a^3 + 236a^2b + 105ab^2) - q_4 b^2 (24a^3 + 36a^2b + 12ab^2) + q_5 a^3 (12a^2 + 12ab)}{4ab(10a + 9b)(6a + 5b)} \end{aligned} \right.$$

$$\begin{aligned}
 D &= \frac{12q_1 a^3 (a+b) - 12q_2 b^2 (2a^3 + 3a^2b + ab^2) + q_3 a b^2 (132a^2 + 236ab + 105b^2) + q_4 a b^2 (156a^2 + 236ab + 87b^2) - 2q_5 a^4 (24a + 21b)}{4ab(10a + 9b)(6a + 5b)} \\
 E &= \frac{-q_1 a^3 (2a^3 + 3ab + b^2) + q_2 b^2 (4a^3 + 48a^2b + 5ab^2 + b^3) - q^3 b^2 (12a^3 + 28a^2b + 21ab^2 + 5b^3) + q_3 b^2 (104a^3 + 208a^2b + 124ab^2 + 19b^3) + q_4 a^2 (38a^3 + 183a^2b + 234ab^2 + 90b^3)}{4ab(10a + 9b)(6a + 5b)} \\
 F &= \frac{q_1 a^3 b - q_2 b^3 (2a + b) + q^3 b^3 (6a + 5b) - q_4 b^3 (22a + 19b) + 2q_5 a^2 (45a^2 + 91ab + 45b^2)}{4ab(10a + 9b)(6a + 5b)}
 \end{aligned}
 \tag{21}$$

für $q_1 = q_2 = q_3 = q_4 = q_5 = q$.

$$\begin{aligned}
 A = F &= \frac{3(5a^3 + 6a^2b - b^3)}{4a(10a + 9b)} \cdot q \\
 B = E &= \frac{(6a^3 + 25a^2b + 34a^2b^2 + 18ab^3 + 3b^4)}{4ab(10a + 9b)} \cdot q \\
 C = D &= \frac{(18b^3 + 22ab^2 - 3a^3)}{2b(10a + 9b)} \cdot q
 \end{aligned}
 \tag{22}$$

für $a = b = 1$ jedoch verschiedene Belastungen.

$$\begin{aligned}
 A &= \frac{1}{836} (362q_1 - 41q_2 + 11q_3 - 3q_4 + q^5) \\
 B &= \frac{1}{836} (545q_1 + 455q_2 - 66q_3 + 18q_4 - 6q_5) \\
 C &= \frac{1}{836} (-90q_1 + 479q_2 + 473q_3 - 72q_4 + 24q_5) \\
 D &= \frac{1}{836} (24q_1 - 72q_2 + 473q_3 + 479q_4 - 90q_5) \\
 E &= \frac{1}{836} (-6q_1 + 18q_2 - 66q_3 + 455q_4 + 545q_5) \\
 F &= \frac{1}{836} (+q_1 - 3q_2 + 11q_3 - 41q_4 + 362q_5)
 \end{aligned}
 \tag{23}$$

für $q_1 = q_2 = q_3 = q_4 = q_5 = q$.

$$\begin{aligned}
 A = F &= \frac{15}{38} q l \\
 B = E &= \frac{43}{38} q l \\
 C = D &= \frac{37}{38} q l
 \end{aligned}
 \tag{24}$$

Diese letzte Gleichung nach Abszisse $x_1 = \frac{1}{2} - x$ ausgedrückt gibt, indem

$$x = \frac{1}{2} - x_1$$

$$M_{x_1} = \frac{q l^2}{8} - \frac{q x_1^2}{2} \quad (1a)$$

als Gleichung der Parabel ADB.

Der Werth von B_x gibt für $x = 0$

$$(\max) B = 0.5 q l = A a = B a_1 \quad (2)$$

der Werth von M_x Gleichung (1) gibt für $x = 0$

$$M_0 = 0 \quad (3)$$

für $x = \frac{1}{2}$ oder Trägermitte wird:

$$B_{\frac{1}{2}} = 0 \text{ und } (\max) M_{\frac{1}{2}} = \frac{q l^2}{8} = CD \quad (4)$$

welcher Werth sich auch aus Gleichung (1a) für $x_1 = 0$ ergibt.

Wenn die pro Längeneinheit gleichförmig vertheilte Last k von A nach B vorrückt, so ist:

$$B = \frac{q l}{2} - p x - \frac{k x^2}{2l} \quad (5)$$

die Gleichung der Linie $b'oa'$.

und wenn die Last von B nach A vorrückt:

$$B = \frac{p l}{2} - q (l - x) - \frac{k (l - x)^2}{2l} \quad (6)$$

die Gleichung der Linie boa .

für $x = 0$ wird aus Gl. (5)

$$(\min.) B = \frac{p l}{2} = A b_1 \quad (7)$$

für $x = \frac{1}{2}$ oder Trägermitte

$$B_{\frac{1}{2}} = \frac{k l}{8} = C_0 \quad (8)$$

für $x = 1$ der Auflager B

$$\max B_1 = 0.5 (p + k) l = 0.5 q l \quad (8a)$$

Den Punkt in der Abszissenaxe, wo der Werth $B = 0$ wird oder wo die Linie $b'oa'$ die Abszissenaxe schneidet und wo also Druck in Zug oder umgekehrt Zug in Druck übergeht findet man aus Gl. (5), wenn die Last von A nach B vorrückt. Bezeichnen wir mit a die Abszisse des Durchschnittspunkts, so ist für $B = 0$.

$$a = l \left\{ -\frac{p}{k} \pm \sqrt{\frac{p}{k} + \left(\frac{p}{k}\right)^2} \right\} \quad (9)$$

Diese Formeln 1 bis 9 genügen, um die Umhüllungslinien für die Angriffsmomente und Vertikalkräfte graphisch zu verzeichnen und einen Fachwerkträger zu berechnen.

Man trägt die nach Gleichung 1 oder 1a berechneten Werthe von M als Coordinaten über die als Abszissenaxe betrachtete Linie AB und erhält die Parabel ADB .

Aus den Gleichungen 5 und 6 berechnet man die Werthe von B und trägt dieselben ebenfalls auf, so erhält man die Curven aob und a_1ob_1 , welche alle Maximalwerthe der Vertikal Schubkräfte darstellen, welchen der Träger zu widerstehen hat, wenn die größte zufällige Last von A gegen B oder von B gegen A vorrückt.

Ein Brückenträger muß so konstruirt sein, daß er dem in jedem Querschnitte wirkenden Angriffsmoment M und der vertikalen Schubkraft B den entsprechenden Widerstand entgegenzusetzen vermag und die zu verwendenden Materialmassen müssen in einem bestimmten Verhältnisse zu den Flächen $ADBA$ und Aa_1ob_1BA stehen.

Aus den Biegemomenten sind die Querschnitte der Gurtungen, aus den Vertikalkräften die Querschnitte der Diagonalen zu berechnen.

Sind die Werthe der M und B für einen Träger M_1 und B_1 und bedeutet \varnothing die Distanz der Gurtungsschwerpunkte, so hat man die Druckspannung in der oberen Gurtung gleich der Zugspannung in der unteren Gurtung

$$\frac{M_1}{\varnothing}$$

folglich wenn der zulässige Druck auf das Material für eine Quadrateinheit = R_1 , und der Zug = R_2 die Querschnitte

$$(9a) \quad \frac{M_1}{\varnothing R_1} \text{ und } \frac{M_1}{\varnothing R_2}$$

Bei dem einfach symmetrischen System des Fachwerks ist die in der Diagonale wirkende Kraft

$$(9b) \quad N = \frac{1}{\sin \varphi} \cdot B_1$$

wo φ der Winkel der Diagonale mit der Horizontalen. Es ist daher der Querschnitt einer Druckstrebe

$$(9c) \quad \frac{B_1}{R_1 \sin \varphi} \text{ und einer Zugstrebe } \frac{B_1}{R_2 \sin \varphi}$$

für $\varphi = 45^\circ$ werden diese Werthe

$$\frac{B_1}{R_1 \frac{1}{2}\sqrt{2}} \text{ und } \frac{B_1}{R_2 \frac{1}{2}\sqrt{2}}$$

für das zweifache System (Andreasstreuze) hätte man:

$$(9d) \quad N = \frac{1}{2 \sin \varphi} \cdot B_1 \text{ und wenn } \varphi = 45^\circ$$

$$N = \frac{B_1}{\sqrt{2}} \text{ folglich die Querschnitte}$$

$$\frac{B_1}{R_1 \sqrt{2}} \text{ und } \frac{B_2}{R_2 \sqrt{2}} \quad (9^e)$$

Um nicht zu viel Variation in den Querschnitten zu erhalten, werden die Umhüllungskurven durch gerade Linien in passenden Abstufungen ersetzt und nach diesen die Werthe von M_1 und B_1 angenommen.

Die Werthe von M und B , sowie die Querschnitte, können in passenden Maassstäben aufgetragen werden, wie dieß in der Fig. 7, Taf. XXVI^b ersichtlich ist.

Da die Curve der Angriffsmomente der äußeren Kräfte eine Parabel mit vertikaler Arenstellung ist und die Curven der vertikalen Schubkräfte nahezu gerade Linien sind, so genügen zur graphischen Aufzeichnung dieser Curven die Gleichungen 1 oder 1^a, 2, 7, 8 und 9.

b. Brückenträger auf 3 Stützen.

Ist der Träger kontinuierlich und ruht auf 3 Stützen, so betrachtet man die besonderen Belastungsfälle, welche die absolut größten Werthe von M und B geben, einzeln und zeichnet dieselben auf, wie dieß aus Fig. 8, Taf. XXVI^b, ersichtlich ist. Man erhält dann durch die sich schneidenden Curven eine Umhüllungslinie, welche zwar keine kontinuierliche, sondern eine gebrochene Linie ist, die aus einzelnen Curvenzweigen besteht, welche aber der mathematischen Umhüllungscurve für alle möglichen Maximalwerthe der M und B so nahe kommt, daß man sie, ohne einen merklichen Fehler zu begehen, in der Praxis für die Bestimmung der Dimensionen der Träger benutzen kann.

Der ganze Träger wird dann am gleichförmigsten in Anspruch genommen, wenn er auf seine ganze Länge mit der größten zufälligen Last gleichförmig beschwert ist. Entlastet man das Feld BC ganz, so erfolgt in dem belasteten Feld AB eine Senkung, während in dem entlasteten Felde BC eine Hebung stattfindet, bis sich das Gleichgewicht wieder hergestellt hat; in dem belasteten Theil AB des Trägers wird daher das Material stellenweise mehr in Anspruch genommen als bei seiner vollen Belastung auf die ganze Länge.

Die mathematische Untersuchung ergibt, daß bei vollständiger Belastung des ganzen Trägers die Werthe M und B über der Zwischenstütze B Maxima werden, ferner daß bei einseitiger Belastung des Feldes AB und Entlastung des Feldes BC der Druck auf die Stütze A ein Maximum und derjenige auf C ein Minimum wird, sowie daß das Moment M in dem Felde AB sein Maximum und in dem Felde BC sein Minimum erreicht. Das Umgekehrte findet statt, wenn das Feld BC belastet und das Feld AB entlastet wird.

Für den Fall irgend einer theilweisen Belastung des Trägers in einem oder in beiden Feldern, erhält man für M immer kleinere Werthe, als die sind, welche aus den beiden erst genannten Belastungsarten entspringen, sie liegen also immer innerhalb der äußersten Grenzwerte dieser Belastungsarten. Da aber die Dimensionen eines Trägers jeweils nach den größten Werthen von M und B bestimmt werden müssen, so genügen sie dann immer auch für irgend einen Fall

der theilweisen Belastung in einem oder in beiden Feldern; es reicht daher vollständig aus, wenn man folgende Belastungsfälle annimmt:

- 1) Wenn der Träger AC auf seine ganze Länge mit der größten ihm zuge-
nommenen Last gleichförmig beschwert ist.
- 2) Wenn nur der eine Theil zwischen den Stützen A und B mit dieser größ-
ten zufälligen Last beschwert, der Theil zwischen den Stützen B und C
aber nur sein Eigengewicht zu tragen hat.
- 3) Wenn der Theil BC belastet und der Theil AB entlastet ist.

Sind die Entfernungen AB und BC der Stützen einander gleich, so ge-
nügt die Betrachtung der Fälle 1 und 2, da dann für den Fall 3 die Curven
der M und B in Beziehung auf die Mittelstütze C ganz symmetrisch liegen, wie
für den Fall 2, also nur auf die entgegengesetzte Seite zu verzeichnen sind.

Werden die gefundenen Curven der M und B für alle 3 Fälle auf ein
und dasselbe Coordinatensystem bezogen, über einander gezeichnet, so geben die
größten Ordinaten der durch eine Vertikalebene in irgend einem beliebigen Punkte
der Abszissenaxe geschnittenen Curven der M und B jeweils die größten absolu-
ten Werthe der Momente M und der Vertikalkräfte B, welchen der Träger bei
irgend einer Belastungsart zu widerstehen hat und nach welcher seine Dimensionen
bestimmt werden müssen.

Fig. 8 zeigt einen solchen Träger, welcher auf 3 Stützen A, B und C
ruht.

Die Auflagerbrücke seien A, B und C, die Entfernung AB = a und BC = b.

Die Belastung des Theils AB, nämlich sein Eigengewicht sammt zufälliger
Belastung sei gleich q_1 für die Längeneinheit, die Belastung des Theils BC sei
gleich q_2 , so erhält man für einen beliebigen Schnitt im ersten Felde AB in
einer Entfernung x vom Coordinatenanfang A die Gleichungen:

$$(10) \quad B = A - q_1 x \dots$$

$$(11) \quad \text{und } M = \frac{q_1 x^2}{2} + B x = A x - \frac{q_1 x^2}{2}$$

und für einen beliebigen Schnitt im zweiten Felde BC in einer Entfernung x_1
von A

$$(12) \quad B_1 = A + B - q_1 a - q_2 (x_1 - a)$$

und

$$M_1 = \frac{q_1 a^2}{2} + \frac{(x_1 + a)(x_1 - a)}{2} \cdot q_2 - B a - x_1 B_1$$

oder

$$(13) \quad M_1 = \left[A + B + a (q_2 - q_1) \right] x_1 - \frac{q_2 x_1^2}{2} + \\ + \frac{a^2}{2} (q_1 - q_2) - a B$$

Setzt man in diese Gleichungen 10 bis 13 die für den jeweiligen Belastungs-
fall sich ergebenden Werthe von A, B, q_1 und q_2 , sucht für eine genügende
Anzahl von x und x_1 die entsprechenden Werthe von B und M und B_1 und M_1

und verbindet die zusammengehörigen Punkte durch stetige Linien, so erhält man die gewünschten Curven graphisch dargestellt.

Bei der hier stattgehabten Annahme der gleichförmigen Belastung sind die Curven für die Vertikalkräfte B immer gerade Linien und die Curven M sind Parabeln, deren Axen stets auf der horizontalen Abszissenaxe vertikal stehen. Die Abszissen für die Punkte $B = 0$ geben auch immer diejenigen der Parabelscheitel an, was die Konstruktion der Curven wesentlich erleichtert.

Für den speziellen Fall, wenn die Entfernungen der Stützpunkte einander gleich sind, also $AB = BC = a = b = l$ erhält man nach dem Früheren

$$\begin{aligned} A &= \frac{1}{16} (7 q_1 - q_2) \\ B &= \frac{1}{16} (10 (q_1 + q_2)) \\ C &= \frac{1}{16} (7 q_2 - q_1) \end{aligned} \quad (14)$$

Werden auch die Belastungen $q_1 = q_2 = q$, so ergeben sich

$$\begin{aligned} A = C &= \frac{3}{8} q l \quad \text{und} \\ B &= \frac{10}{8} q l \end{aligned} \quad (15)$$

Man findet dann für das erste Feld AB für $x = 0$

$$B = 0,375 q l \quad \text{und} \quad M = 0$$

$$\text{für } x = 0,375 l$$

$$B = 0 \quad \text{und} \quad \text{max. } M = 0,0703 q l^2 \quad (16)$$

$$\text{für } x = l$$

$$B = -0,625 q l \quad \text{und} \quad M = -0,125 q l^2$$

Für das zweite Feld BC wird

$$\text{für } x_1 = 1$$

$$B_1 = +0,625 q l \quad \text{und} \quad M_1 = -0,125 q l^2$$

$$\text{für } x_1 = 1,625 l$$

$$B_1 = 0 \quad \text{und} \quad \text{max. } M_1 = 0,0703 q l^2 \quad (17)$$

$$\text{für } x_1 = 2 l$$

$$B_1 = -0,375 q l \quad \text{und} \quad M_1 = 0$$

In Fig. 8 sind die Curven der B und M für diesen Fall aufgetragen.

Da wo die Curven der M die Abszissenaxe schneiden, die Kraftmomente also weiterhin das entgegengesetzte Zeichen annehmen, wechselt die Beanspruchung des Materials und geht von Druck in Zug oder umgekehrt von Zug in Druck über.

Bei einseitiger Belastung des Trägers, d. i. wenn die eine Hälfte AB außer dem Eigengewicht p auch noch die zufällige Last k auf die Längeneinheit zu tragen hat, somit das Gesamtgewicht $q = p + k$ auf die Längeneinheit wirkt, dagegen der andere Theil BC nur sein Eigengewicht p zu tragen hat, erhält

man die Auflagerdrücke auf die Stützen A, B und C, wenn man in die Gleichungen (14) $q_1 = p + k$ und $q_2 = p$ setzt.

Man findet:

$$(18) \quad \left. \begin{aligned} A &= \frac{1}{16} (6p + 7k) \\ B &= \frac{101}{16} (2p + k) \\ C &= \frac{1}{16} (6p - k) \end{aligned} \right\}$$

In dem belasteten Felde AB wird $\mathfrak{B} = 0$ für

$$x = \frac{1}{16} \left(\frac{6p + 7k}{p + k} \right)$$

und es ist daselbst

$$(19) \quad \max. \mathfrak{M} = \frac{l^2}{512} \cdot \frac{(6p + 7k)^2}{p + k}$$

für $x = 1$ wird

$$(20) \quad \begin{aligned} \mathfrak{B} &= -\frac{1}{16} (10p + 9k) \text{ und} \\ \mathfrak{M} &= -\frac{l^2}{16} (2p + k) \end{aligned}$$

In dem unbelasteten Felde BC erhält man für denselben Punkt oder $x_1 = 1$

$$\mathfrak{B}_1 = +\frac{1}{16} (10p + k)$$

es ergänzen sich also die absoluten Werthe der beiden Vertikalkräfte \mathfrak{B} und \mathfrak{B}_1 zu dem Auflagerdruck in B.

Das Kraftmoment bleibt dasselbe, nämlich

$$(21) \quad \mathfrak{M}_1 = -\frac{l^2}{16} (2p + k)$$

Endlich für

$$x_1 = \frac{1}{16} \left(\frac{26p + k}{p} \right)$$

wird

$$(22) \quad \begin{aligned} \mathfrak{B}_1 &= 0 \text{ und} \\ \max. \mathfrak{M}_1 &= \frac{l^2}{512} \left(\frac{36p^2 - 12pk + k^2}{p} \right) \end{aligned}$$

c. Brückenträger auf 4 Stützen.

Es soll nun noch der weitere Fall betrachtet werden, wenn ein Träger kontinuierlich auf 4 Stützen ruht und verschieden belastet ist. Fig. 9. Taf. XXVI b.

Die allgemeinen Gleichungen zur Bestimmung der Auflagerdrücke werden als bekannt vorausgesetzt. (§. 1 des Anhangs.)

Es werden wieder einzelne Belastungsfälle angenommen, für welche die Werthe B und M Maxima geben. Für jeden einzelnen Fall wird die betreffende Curve verzeichnet und die gebrochene Linie, welche durch die Durchschnitte sämtlicher Curven gebildet wird, als angenäherte Umhüllungskurve betrachtet.

Dies Verfahren reicht vollkommen hin, um für die Praxis konstruieren zu können.

Wenn man von theilweisen Belastungen einzelner Felder absieht, welche den Träger immer geringer in Anspruch nehmen, als die ganze Belastung des betreffenden Feldes und jeweils eines oder mehrere Felder des unterstützten Trägers gleichförmig belastet, so sind die in Fig. 10 angedeuteten 7 Belastungsfälle möglich.

Hier von geben die Fälle 1 und 5, sowie 2 und 4 symmetrische Curven, wenn die Entfernungen $AB = CD = a = c$ sind, man hat dann die Rechnung nur für je einen solchen Fall durchzuführen, also im Ganzen für 5 Fälle.

Der Fall 3 gleichförmige Belastung des ganzen Trägers gibt im Allgemeinen keine Maximalwerthe der Curven M ; für welche Fälle dieß geschieht, hängt von dem Verhältnisse der 3 Stützweiten a , b und c ab.

Wenn dieselben gar nicht zu abnormal sind, so gibt in der Regel der Fall 7 Maxime der M für die Felder AB und CD ; die Fälle 2 und 4 ergeben die Maxima der M für die Auflagerpunkte C und D . Der Fall 6 endlich gibt das Maximum des Kraftmomentes M für das zweite Feld BC . Obschon der Fall 3 keine Maximalwerthe gibt, so ist er doch immer auch näher zu betrachten, da er die Mittelwerthe der Kraftmomente M modificirt und zur möglichsten Vollständigung der Umhüllungsline aller Maximalwerthe M wesentlich beiträgt.

Mit Beibehaltung der früheren Bezeichnungen und Annahme des Coordinatenanfangs in A ergeben sich die Bedingungsgleichungen für das Gleichgewicht aller im System wirkenden Kräfte, für irgend einen beliebigen Schnitt $m n$ des ersten Feldes AB Fig. 11.

$$B_1 = A - q_1 x_1 \quad (23)$$

$$M_1 = A x_1 - \frac{q_1 x_1^2}{2} \quad (24)$$

für das zweite Feld BC :

$$B_2 = A + B - a q_1 - (x_2 - a) q_2 \quad (25)$$

$$M_2 = A x_2 + B (x_2 - a) - q_1 a \left(x_2 - \frac{a}{2} \right) - q_2 \left(\frac{(x_2 - a)^2}{2} \right) \quad (26)$$

für das 3. Feld CD :

$$B_3 = A + B + C - q_1 a - q_2 b - q_3 (x_3 - a - b) \quad (27)$$

$$M_3 = A x_3 + B (x_3 - a) + C (x_3 - a - b) - q_1 a \left(x_3 - \frac{a}{2} \right) - q_2 b \left(x_3 - a - \frac{b}{2} \right) - q_3 \frac{(x_3 - a - b)^2}{2} \quad (28)$$

Selbstverständlich müssen für alle 3 Felder die Horizontalkräfte jeweils gleich Null sein, indem sonst eine in horizontalem Sinne fortschreitende Bewegung des Trägers stattfinden würde.

Zur Verzeichnung der die Kraftmomente darstellenden Parabeln sind ihre Achsen zu bestimmen und die Punkte, wo dieselben die Abszissenaxe schneiden. An diesen Punkten geht die Inanspruchnahme des Materials von Zug in Druck oder umgekehrt über, sie bilden also auch die Wendepunkte der Biegungscurve.

Bezeichnet man diejenigen Abszissenwerthe, für welche $B = 0$ wird in den verschiedenen Feldern mit x_1 , x_2 und x_3 , für welche also die Kraftmomente Maxima werden, so findet man:

$$(29) \quad x_1 = \frac{A}{q_1}$$

$$(30) \quad x_2 = \frac{A + B - q_1 a + q_2 a}{q_2}$$

$$(31) \quad x_3 = \frac{A + B + C - q_1 a - q_2 b + q_3 (a + b)}{q_3}$$

W die Abszisse für irgend einen Schnitt m_1 , n_1 oder m_2 , n_2 Fig. 12 gleich $x_2 + \beta$ so erhält man:

$$B_2 = A + B - q_1 a - q_2 (x_2 + \beta - a) \\ = A + B - q_1 a + q_2 a - q_2 x_2 + q_2 \beta$$

Nun ist aber nach Gleichung (30)

$$A + B - q_1 a + q_2 a = q_2 x_2$$

daher

$$(32) \quad B_2 = + q_2 \beta$$

d. h. die Vertikalschubkraft B für einen beliebigen Schnitt des Trägers im Abstände x vom Koordinatenanfang ist gleich dem Gewichte der zwischen $B = 0$ und dem betrachteten Schnitt ruhenden Last.

Zurückgehend zur Bestimmung aller numerischen Maxima $\max M$ erhalten wir dieselben, wenn die Werthe von x_1 , x_2 und x_3 aus den Gleichungen 29, 30 und 31 in die Gleichungen 24, 26 und 28 gesetzt werden, nämlich:

$$(33) \quad \max M_1 = \frac{A^2}{2 q_1}$$

$$(34) \quad \max M_2 = A a - \frac{q_1 a^2}{2} + \frac{q_2}{2} \left(\frac{A + B - q_1 a}{q_2} \right)^2$$

$$(35) \quad \max M_3 = A (a + b) + B b - \frac{q_1 a^2}{2} - q_2 a b - \frac{q_2 b^2}{2} + \\ + \frac{q_3}{2} \left(\frac{A + B + C - q_1 a - q_2 b}{q_3} \right)^2$$

Wenn man die Momente über den Stützpunkten mit $M_{(A)}$, $M_{(m)}$, $M_{(o)}$ und $M_{(n)}$ bezeichnet, so erhält man aus den Gleichungen 24, 26 und 28 für

$$x_1 = 0 \text{ und } x_1 = a$$

$$x_2 = a \text{ und } x_2 = a + b$$

$$x_3 = a + b \text{ und } x_3 = a + b + c.$$

$$(36) \quad M_{(A)} = 0$$

$$(37) \quad M_{(B)} = A a - \frac{q_1 a^2}{2}$$

$$M_{(c)} = A(a + b) + Bb - \frac{q_1 a}{2}(a + 2b) - \frac{q_2 b}{2} \quad (38)$$

$$M_{(d)} = 0. \quad (39)$$

Die Gleichungen 33, 34 und 35 lassen sich aber auch anders darstellen, denn es ist:

$$\frac{A^2}{2q_1} = \frac{q_1}{2} \left(\frac{A^2}{q_1^2} \right) = \frac{q_1}{2} \cdot x_1^2$$

ferner $Aa - \frac{q_1 a^2}{2} = M_{(B)}$ und

$$\frac{q_2}{2} \left(\frac{A + B - q_1 a}{q_2} \right)^2 = \frac{q_2}{2} (x_2 - a)^2$$

und so fort, daher auch

$$\max M_1 = M_{(A)} + \frac{q_1}{2} x_1^2 \quad (40)$$

$$\max M_2 = M_{(B)} + \frac{q_2}{2} (x_2 - a)^2 \quad (41)$$

$$\max M_3 = M_{(C)} + \frac{q_3}{2} (x_3 - a - b)^2 \quad (42)$$

Diejenigen Punkte endlich, in welchen die Momente $M = 0$ sind, werden durch nachstehende Gleichungen gefunden:

$$x_{1,0} = x_1 + \frac{\sqrt{2 \max M_1}}{q_1} \quad (43)$$

$$x_{2,0} = x_2 + \frac{\sqrt{2 \max M_2}}{q_2} \quad (44)$$

$$x_{3,0} = x_3 + \frac{\sqrt{2 \max M_3}}{q_3} \quad (45)$$

Aus den vorstehenden unter 24 bis 45 angeführten Formeln lassen sich alle Werthe ermitteln, welche zur Berechnung eines über 3 Oeffnungen zusammenhängenden Balkenträgers erforderlich sind.

Die Formeln werden einfacher, wenn die beiden Seitenöffnungen gleich weit sind oder wenn alle 3 Oeffnungen gleich sind.

In dem letzteren Falle hat man $a = b = c = 1$ und

$$\left. \begin{aligned} B_1 &= A - q_1 x_1 \\ B_2 &= A + B - q_1 l - q_2 (x_2 - 1) \\ B_3 &= A + B + C - (q_1 + q_2) l - q_3 (x_3 - 2l) \end{aligned} \right\} \quad (46)$$

folglich

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= A x_1 - \frac{q_1 x_1^2}{2} \\ M_2 &= A x_2 + B (x_2 - 1) - q_1 l \left(x_2 - \frac{1}{2} \right) - q_2 \frac{(x_2 - 1)^2}{2} \\ M_3 &= A x_3 + B (x_3 - 1) + C (x_3 - 2l) - q_1 l \left(x_3 - \frac{1}{2} \right) + \\ &\quad - q_2 l \left(x_3 - \frac{3l}{2} \right) - q_3 \frac{(x_3 - 2l)^2}{2} \end{aligned} \right\} \quad (47)$$

ferner:

$$(48) \left\{ \begin{array}{l} x_1 = \frac{A}{q_1} \\ x_2 = 1 + \frac{A + B - q_1 l}{q_2} \\ x_3 = 2l + \frac{A + B + C - l(q_1 + q_2)}{q_3} \end{array} \right.$$

$$\mathcal{M}_{(A)} = 0$$

$$\max \mathcal{M}_1 = \mathcal{M}_{(A)} + \frac{q_1}{2} x_1^2 = \frac{A^2}{2 q_1}$$

$$\mathcal{M}_{(B)} = A l - \frac{q_1 l^2}{2}$$

$$\max \mathcal{M}_2 = \mathcal{M}_{(B)} + \frac{q_2}{2} (x_2 - 1)^2 = A l - \frac{q_1 l^2}{2} + \frac{(A + B - q_1 l)^2}{2 q_2}$$

$$\mathcal{M} = (2A + B) l - \left(\frac{3 q_1 + q_2}{2} \right) l^2$$

$$\begin{aligned} \max \mathcal{M}_3 &= \mathcal{M}_{(C)} + \frac{q_3}{2} (x_3 - 2l)^2 = (2A + B) l + B l - \\ &- \left(\frac{3 q_1 + q_2}{2} \right) l^2 + \frac{[A + B + C - (q_1 + q_2) l]^2}{2 q_3} \end{aligned}$$

$$\mathcal{M}_{(D)} = 0$$

Die Benützung vorstehender Formeln wird an nachstehenden Beispielen gezeigt.

a. Für eine Eisenbahnschwerfbrücke mit einem Geleise und 2 Trägern. Fig. 7, Taf. XXVI^b.

Es sei:

$l = 20^m$, $p = 1450^k$, $k = 5940^k$, $q = p + k = 7390^k$ oder 7,4 Ton. per laufenden Meter und Geleise.

Die Formel (4) ergibt:

$$\max \mathcal{M} = \frac{q l^2}{8} = 370 \text{ M. T.}$$

für einen Träger und Kil. M.

$$\max \mathcal{M} = 185000 \text{ K. M.}$$

Die Entfernung der Gurtungsquerschnitte bez. der Schwerpunkte derselben sei $\mathcal{H} = 2,1 \text{ M.}$, die Beanspruchung des Meter pro Quadratcentimeter 700^k , so ist der Querschnitt nach Formel 9^a

$$\Omega = \frac{185000}{2 \cdot 1 \cdot 700} = 125 \square^{\text{cent.}}$$

Dies gibt den Maßstab für die übrigen Gurtungsquerschnitte, denn $1 \square^{\text{cent.}}$ ist der $\frac{1}{125}$ Theil der Ordinate CD. Bestehen dieselben aus mehreren Gurtungsplatten, Winkelleisen und Vertikalplatten, so werden diese nach dem Maß-

stabe in die Figur eingetragen und darin die Stoßeinteilung vorgekommen, wie dieß aus der Fig. ersichtlich ist.

Für die Diagonalen hat man im ersten Felde nach der Gleichung (2)

$$\max B = 0.5 \cdot 7.4 \cdot 20 = 7.4 \text{ Ton.} = 7400 \text{ Kil.}$$

und für einen Träger 3700^k.

Für das zweifache Diagonalsystem hat man nach Formel 9^o die Querschnitte der Druckstreben, wenn die zulässige Beanspruchung des Materials 600^k und der Winkel $\varphi = 45^\circ$.

$\frac{3700}{600 \cdot \sqrt{2}} = 44 \square^{\text{cm}^2}$ und für die Zug-Diagonalen, wenn die Beanspruchung 700^k.

$$\frac{3700}{700 \cdot \sqrt{2}} = 37 \square^{\text{cm}^2}$$

Mit diesen Zahlen 44 und 37 werden die Maßstäbe für die Diagonalen aufgetragen, denn es ist $1 \square^{\text{cm}^2}$ gleich dem 44. bezhw. 37. Theil der größten Ordinate der Umhüllungscurve für die Vertikalkräfte.

Nach vorgenommener Abstufung der Umhüllungsälinien werden die Querschnitte der Diagonalen mit dem Zirkel abgegriffen. Man sehe Fig. 7.

b. Die Brücke sei eine kontinuierliche und reiche über 2 Oeffnungen von je 20^m Weite. Fig. 8.

$$p = 1.5 \text{ Ton.}$$

$$k = 6.0 \text{ "}$$

$$q = 7.5 \text{ "}$$

1) Wenn der Träger durchaus belastet ist, so hat man nach den Formeln (15)

$$A = C = 56.2 \text{ Ton.}$$

$$B = 187.5 \text{ "}$$

Für das erste Feld AB erhält man für $x = 0$.

$$B = 56.25 \text{ T. und } M = 0$$

$$\text{für } x = 0.3751 = 7.5^m$$

$$B = 0 \text{ und } M = 210 \text{ M. T.}$$

(max)

$$\text{für } x = 1 = 20^m$$

$$B = -93.7 \text{ T. und } M = -375 \text{ M. T.}$$

Für das zweite Feld BC wird für $x_1 = 20^m$

$$B_1 = +93.7 \text{ T. und } M = -325 \text{ M. T.}$$

$$\text{für } x_1 = 1.6251 = 32.5^m$$

$$B_1 = 0 \text{ und } \max M_1 = 210 \text{ M. T.}$$

$$\text{für } x_1 = 21 = 40^m$$

$$B_1 = -56.25 \text{ T. und } M_1 = 0.$$

2) Wenn der Träger einseitig belastet ist.

Nach der Gl. 18

$$A = 63.8 \text{ T. } B = 112.5 \text{ T. } C = 3.7 \text{ Ton.}$$

Für das erste belastete Feld hat man für $x = 8.5^m$

$$B = 0 \text{ und } \max M = 271 \text{ M. T.}$$

$$\text{für } x = 20^m$$

$$B = -86,2 \text{ T. und } M = -225 \text{ M. T.}$$

Für das unbelastete Feld BC hat man für $x_1 = 20^m$

$$B_1 = 26,5 \text{ T. und } M_1 = -225 \text{ M. T.}$$

$$\text{für } x_1 = 37,5^m$$

$$B_1 = 0 \text{ und } \max M_1 = 4,68 \text{ M. T.}$$

Hiernach sind die Curven in die Figur 8 eingetragen und die Flächen der Angriffsmomente und Vertikalkräfte durch gerade Linien begrenzt.

Den Maßstab für die Gurtungsquerschnitte erhält man wie folgt:

Da $\max M = 375 \text{ M. T.}$ oder für einen Träger 187500 R. M. so ist

$$\Omega = \frac{187500}{2,1 \cdot 700} = 125 \square^{\text{cm}^2}$$

Diese Zahl entspricht der Ordinate der Umhüllungslinie über der Pfeilermitte und ist daher $1 \square^{\text{cm}^2}$ gleich $\frac{1}{125}$ derselben.

Die übrigen Querschnitte der Gurtungen werden durch Abgreifen mit dem Zirkel erhalten.

Für die stärkste Druckdiagonale eines Trägers hat man, da $\max B = 93,7 \text{ T.}$ oder für einen Träger 46850 R. den Querschnitt

$$\frac{46850}{600 \sqrt{2}} = 55 \square^{\text{cm}^2}$$

Der 55. Theil der größten Ordinate gibt die Größe eines \square^{cm^2} und darnach richtet sich der Maßstab der Druckdiagonalen.

Für eine Zugdiagonale ist

$$\frac{46850}{700 \sqrt{2}} = 47 \square^{\text{cm}^2}$$

und dieß dient zur Aufzeichnung des Maßstabes für die Zugdiagonalen. Man sehe Fig. 8.

Angenommen die Brücke soll für eine Straße mit 6,5 Mtr. breiten Fahrbahn dienen und die Oeffnungen seien je 17,64 Mtr., so hätte man für einen Träger folgende Rechnung zu machen:

Eigengewicht des Trägers sammt Fahrbahn pro laufenden Meter $p = 1,2 \text{ T.}$

Zufällige Belastung durch ein Menschengedränge pro lfd. Meter $k = 1,2 \text{ T.,}$

so ist $q = p + k = 2,4 \text{ T.}$

Die Auflagerdrucke findet man für den durchaus belasteten Träger nach Gl. 15.

$$A = C = 15,87 \text{ T. und } B = 52,91 \text{ T.}$$

Für das erste Feld hat man:

$$\text{für } x = 0$$

$$B = 15,87 \text{ T. und } M = 0$$

$$\text{für } x = 0,375 \text{ l} = 6,61^m$$

$$B = 0 \text{ und } \max M = 52.276 \text{ M. T.}$$

$$\text{für } x = 1 = 17.64^m$$

$$B = -26.46 \text{ T. und } M = -93.35 \text{ M. T.}$$

Für das zweite Feld:

$$\text{für } x_1 = 1 = 17.64$$

$$B_1 = +26.46 \text{ T. und } M_1 = -93.35 \text{ M. T.}$$

$$\text{für } x_1 = 1.6251 = 28.66^m$$

$$B_1 = 0 \text{ und } \max M_1 = 52.276 \text{ M. T.}$$

$$\text{für } x_1 = 21 = 35.28^m$$

$$B_1 = -15.87 \text{ T. und } M_1 = 0$$

Für einseitige Belastung sind die Auflagerbrüche:

$$A = 17.28 \text{ T., } B = 39.6 \text{ T., } C = 6.6 \text{ T.}$$

In dem belasteten Felde hat man für $x = 7.15^m$.

$$B = 0 \text{ und } \max M = 61.6 \text{ M. T.}$$

$$x = 1 = 17.64^m$$

$$B = -25.68 \text{ T. und } M = 69.9 \text{ M. T.}$$

In dem unbelasteten Felde hat man für $x_1 = 1 = 17.64^m$

$$B_1 = 25.08 \text{ T. und } M_1 = 69.9 \text{ M. T.}$$

$$\text{für } x_1 = 29.4^m$$

$$B_1 = 0 \text{ und } \max M_1 = 18.2 \text{ M. T.}$$

Hat der Träger eine Höhe von 186^{cm} . und ist die Entfernung der Gurtungsschwerpunkte nach vorläufiger Annahme 175^{cm} , so ist der Querschnitt der Gurtungen über dem Mittelpfeiler bei einer zulässigen Beanspruchung des Materials von 750^k pro \square^{cm} . für jede Gurtung

$$\frac{9335000 \cdot 186}{175^2 \cdot 750} = 79 \square^{cm}$$

und in einer Entfernung von 7.15 von den Endauflagern

$$\frac{6160000 \cdot 186}{175^2 \cdot 750} = 50 \square^{cm}$$

Der erstere Querschnitt wird zusammengesetzt aus:

$$3 \text{ Gurtplatten } 18 \text{ auf } 0.9 = 48.6$$

$$2 \text{ Winkel } \grave{a} 12 \square^{cm} = 24.0$$

$$1 \text{ Stehblech } 24 \text{ auf } 0.9 = 21.6$$

$$\hline 94.2 \square^{cm}$$

$$\text{Davon ab für Nieten } \dots = 14.8$$

$$\text{bleiben } \dots = 79.4 \square^{cm}$$

Der letztere aus:

$$2 \text{ Gurtplatten } \dots = 32.4$$

$$2 \text{ Winkel } \dots = 24.0$$

$$1 \text{ Stehblech } \dots = 21.6$$

$$\hline 78.0 \square^{cm}$$

$$\text{ab für Nieten } \dots = 11.2$$

$$\text{bleiben } \dots = 66.8 \square^{cm}$$

Der schwächste Gurtungsquerschnitt erhält:

1 Gurtplatte mit	16·2
2 Winkel	24·0
1 Stehblech	21·6
	61·8

Dabon ab für Nieten 7·8

54,0 □^{cm²}.

Für die Diagonalen erhält man den stärksten Querschnitt über dem Pfeiler

$$\frac{26400}{700 \sqrt{2}} = 27 \text{ □}^{\text{cm}^2} \text{ oder Phönix Nr. 25}$$

an den Landfesten

$$\frac{17280}{700 \sqrt{2}} = 17 \text{ □}^{\text{cm}^2} \text{ Phönix Nr. 19}$$

an den schwächsten Stellen 13 □^{cm²} oder Phönix Nr. 13.

Die Länge der Gurtplatten und die Felder, für welche die Diagonalquerschnitte halten, ergeben sich aus der graphischen Darstellung.

c. Die Brücke sei für eine Eisenbahn und reiche über 3 Oeffnungen.

Die Weite der Endöffnungen sei 25^m, die Weite der Mittelöffnung 30^m.

Fig. 9.

Eigengewicht der Seitenöffnungen pro Iqd. Meter und 1 Geleise 1800 ^k.

Dasselbe für die Mittelöffnung 1900 „

Größte zufällige Ueberlast für die Seitenöffnungen 5700 „

für die Mittelöffnung 5600 „

so hat man:

für den ersten Belastungsfall

$$q_1 = p_1 + k_1 = 1800 + 5700 = 7500^k = 7,5 \text{ T.}$$

$$q_2 = 1,9 \text{ T.} \quad q_3 = 1,8 \text{ T.}$$

für den zweiten Fall

$$q_1 = 7,5 \text{ T.} \quad q_2 = 7,5 \text{ T.} \quad q_3 = 1,8 \text{ T.}$$

für den dritten Fall

$$q_1 = q_2 = q_3 = 7,5 \text{ T.}$$

für den vierten Fall

$$q_1 = 1,8 \text{ T.} \quad q_2 = 7,5 \text{ T.} \quad q_3 = 7,5 \text{ T.}$$

für den fünften Fall

$$q_1 = 1,8 \text{ T.} \quad q_2 = 1,9 \text{ T.} \quad q_3 = 7,5 \text{ T.}$$

für den sechsten Fall

$$q_1 = 1,8 \text{ T.} \quad q_2 = 7,5 \text{ T.} \quad q_3 = 1,8 \text{ T.}$$

für den siebten Fall

$$q_1 = 7,5 \text{ T.} \quad q_2 = 1,9 \text{ T.} \quad q_3 = 7,5 \text{ T.}$$

Die Fälle 1 und 5 und 2 und 4 geben symmetrische Curven und ist daher die Rechnung nur für je einen Fall durchzuführen.

Aus den Formeln 24 bis 45 lassen sich alle Werthe ermitteln, welche zur

Berechnung und Aufzeichnung der Curven für einen über 3 Oeffnungen reichenden Trägers erforderlich sind.

Die Fig. 9 zeigt die sämmtlichen Curven, wie sich solche nach der Berechnung ergeben haben, sie zeigt ferner die darauf basirte Abgrenzung der Momente und Vertikalkräfte und die Materialvertheilung in den Gurtungen.

Bei der Annahme der Totalhöhe der Träger von 270^{cm.} und eines Querschnitts der Gurtung mit einer Gurtplatte von 28 auf 0.9^{cm.}, eine Stehplatte von 30 auf 1 und der Winkelseifen von 15 und 10 Schenkellänge und 1,2 Stärke erhält man die Distanz der Gurtungsschwerpunkte 254^{cm.}

Das größte Moment über den Pfeilern ist 600 M. T., folglich für einen Träger 300000^k, daher der Querschnitt

$$\frac{30000000 \cdot 270}{254^2 \cdot 750} = 167 \square^{cm.}$$

Ein $\square^{cm.}$ des Maßstabes für die Gurtungen ist daher $\frac{1}{167}$ der größten entsprechenden Ordinate und dieß gibt den Maßstab für sämmtliche Gurtungsquerschnitte.

In der Mitte der Mittelöffnung ist der Querschnitt 118 $\square^{cm.}$ und in der Entfernung von 11^m von den Landfesten in den beiden Seitenöffnungen 112 $\square^{cm.}$ An den übrigen Stellen 110 $\square^{cm.}$

Wo in den Gurtungen nur Zug stattfindet, was aus der Zeichnung zu ersehen ist, sind an den Stößen sog. Deckplatten anzubringen.

Für die Diagonalen findet man $\max B = 120$ T., daher für einen Träger 60 T. oder 60000^k, es ist daher der Querschnitt der stärksten Diagonalen

$$\frac{60000}{600 \cdot \sqrt{2}} = 71 \square^{cm.} \text{ bzw. } 60 \square^{cm.}$$

woraus der Maßstab gebildet wird.

Die Diagonalen der übrigen Felder erhalten hiernach 58, 38 und 18 $\square^{cm.}$ Querschnittsfläche, ohne Berücksichtigung der Verschwächung durch die Rieten. (Siehe Fig. 9).

§. 3.

Materialersparniß bei continuirlichen Trägern.

Ueber den Einfluß, welchen die sog. continuirlichen Träger auf die Materialmassen ausüben, gibt H. Schmidt in seinen Betrachtungen über Brückenträger folgende Resultate:

Den wesentlichsten Einfluß auf die Materialmassen eines Trägers übt die Momentenfläche, d. i. diejenige Fläche, welche einerseits durch die Abszissenaxe, andererseits durch die Umhüllungscurve für die Angriffsmomente der äußeren Kräfte begrenzt wird, denn die Flächen für die Darstellung der Vertikalschubkräfte weichen bei continuirlichen Trägern nur wenig ab, von denen frei aufliegender Träger.

Will man daher erfahren, in welchem Verhältniß die Materialmassen zu

einander stehen, wenn der Träger continuirlich ist und wenn er zwischen je zwei Stützpunkten frei aufliegt, so darf man nur die Inhalte der Momentenflächen vergleichen.

Diese Vergleichung wird selbstverständlich noch genauer, wenn auch die Flächen der Vertikalschubkräfte mit in Rechnung gezogen werden.

Geschieht letzteres vorerst nicht, so erhält man für verschiedene Verhältnisse von p und k

3. B. für kleine Brücken mit 2 Oeffnungen und $p = \frac{k}{3}$ einen Vortheil von 8·7 Procent zu Gunsten der continuirlichen Träger.

Bei größeren Brücken und $p = k$ 24,5 Proc.

Bei sehr großen Brücken und $p = 3k$ 33,6 Proc.

Man sieht hieraus, daß je größer das Eigengewicht p eines Trägers im Verhältniß zur größten Last k desselben wird, desto vortheilhafter ist es, bezüglich der zu bewältigenden Kraftmomente, zwei Oeffnungen durch einen zusammenhängenden Träger zu überbrücken, im Vergleiche zur Ueberbrückung mit zwei gesonderten Trägern.

Vergleicht man nun für sich die Werthe der Vertikalschubkräfte für zusammenhängende Träger mit denjenigen für Einzelträger, so erhält man:

für kleine Brücken und $p = \frac{k}{3}$ ein Vortheil von 2·8 Proc. zu Gunsten der Einzelträger.

für größere Brücken und $p = k$ 5 Proc. zu Gunsten der Einzelträger.

für sehr große Brücken und $p = 3k$ 7·6 Proc. zu Gunsten der Einzelträger.

Hieraus erhellt, daß bezüglich der Vertikalschubkräfte die Einzelträger den zusammenhängenden vorzuziehen sind und daß der Vortheil um so mehr auf Seite der Einzelträger fällt, je größer das Eigengewicht im Verhältniß zur zufälligen Last wird.

Da meist stets der größere Theil des Materials in den Gurtungen liegt, so werden zusammenhängende Träger gegen Einzelträger immer im Vortheil sein und es kann dieser je nach Größe und Belastung der Brücke 20 bis 30 Proe. betragen.

Brücken unter 18^m wird man besser mit Einzelträgern überbrücken.

§. 4.

Gewölbtheorie von Navier.

ABMN, Fig. 27, Taf. XV., sei ein halbes Tonnengewölbe und mn eine beliebige Fuge; in dem Scheitel des Gewölbes wirke die Horizontalkraft = Q ; $OM = b$; $ON = b_1$; $Ap = x$; $Aq = x_1$; $pm = y$; $qn = y_1$; $mn = z$; der Winkel der Fuge mn mit der Vertikalen = θ ; C der Schwerpunkt des Gewölbtheils $MNmn$; $AD = \alpha$; Gewicht des Theils $MNmn = P$ auf die Länge = 1; f der Reibungscoefficient; γ die Cohäsionskraft für ein Gleiten und

R dieselbe für ein Drehen, so hat man für den Fall, daß ein Abgleiten des Gewölbtheils $MNmn$ verhindert werden soll, die Gleichung:

$$G \sin \vartheta = Q \cos \vartheta + f (Q \cos \vartheta + G \sin \vartheta) + \gamma z$$

und hieraus:

$$Q = \frac{G (\cos \vartheta - f \sin \vartheta) - \gamma z}{\sin \vartheta + f \cos \vartheta}. \quad (A)$$

Rechnet man für alle Fugen den Werth von Q nach dieser Gleichung (A), so ist das Maximum von Q der Horizontalschub im Scheitel.

Zur Verhinderung eines Gleitens nach außen muß die Gleichung:

$$Q \sin \vartheta = G \cos \vartheta + f \{ Q \cos \vartheta + G \sin \vartheta \} + \gamma z$$

stattfinden, woraus

$$Q = \frac{G (\cos \vartheta + f \sin \vartheta) + \gamma z}{\sin \vartheta - f \cos \vartheta}. \quad (A_1)$$

Werden für alle Fugen die Werthe von Q nach Gleichung (A₁) gerechnet, so wird nur Gleichgewicht stattfinden, wenn dieselben stets größer sind, als der Horizontalschub, und es muß das Maximum von (A) kleiner sein, als das Minimum von (A₁).

Befindet sich das Maximum von (A) in der Nähe des Scheitels und das Minimum von (A₁) in der Nähe der Anfänger, so hat das Gewölbe die Tendenz zur Verschiebung, Fig. 28; befindet sich das Maximum von (A) in der Nähe der Kämpfer und das Minimum von (A₁) in der Nähe des Scheitels, so ist die Verschiebung Fig. 29 zu befürchten.

Nimmt man an, daß keine Verschiebung der einzelnen Gewölbtheile, sondern eine Drehung derselben nach innen oder außen stattfinde, so hat man, wenn die Kraft Q an dem Punkt N wirksam ist, und eine Drehung um die Kante m nach innen verhindert werden soll,

$$Q (b_1 - y) + \frac{1}{3} R z^2 = G (\alpha - x)$$

woher

$$Q = \frac{G (\alpha - x) - \frac{1}{3} R z^2}{b_1 - y}. \quad (B)$$

Werden die Werthe von Q nach Gleichung (B) für alle Fugen gerechnet, so ist der größte Werth der Horizontalschub.

Soll eine Drehung um die Kante n nach außen verhindert werden, so muß sein:

$$Q = \frac{G (\alpha - x_1) + \frac{1}{3} R z^2}{b_1 - y_1}. \quad (B_1)$$

Rechnet man die Werthe von Q nach Gleichung (B₁) für alle Fugen, so wird nur dann Gleichgewicht sein, wenn dieselben stets größer sind, als der Horizontalschub, oder

das Maximum (B) kleiner, als das Minimum (B₁).

Angenommen, daß Maximum von B befindet sich in der Nähe des Scheitels, das Minimum von B_1 in der Nähe der Anfänger, so hat das Gewölbe das Bestreben zur Drehung, Fig. 30.

Wirkt der Horizontalschub Q in dem Punkte M, so ist, um eine Drehung um die Kante m nach abwärts zu verhindern:

$$(b) \quad Q = \frac{G(\alpha - x) - \frac{1}{3} R z^2}{b - y}$$

Das Maximum dieses Ausdrucks wird als Horizontalschub betrachtet. Handelt es sich darum, eine Drehung um die Kante n nach außen zu verhindern, so muß sein:

$$(b_1) \quad Q = \frac{G(\alpha - x_1) + \frac{1}{3} R z^2}{b - y_1}$$

und das Gleichgewicht erfordert:

das Maximum von (b) kleiner als das Minimum von (b_1) .

Angenommen, das Maximum von (b) befindet sich in der Nähe der Kämpfer, das Minimum von (b_1) in der Nähe des Scheitels, so ist das Bestreben zur Drehung Fig. 31 vorhanden.

Die Werthe von f , γ und R sind in den §§. 101, 35 und 36 der Allgemeinen Baukunde angegeben.

§. 5.

Theorie der hängenden Brücken.

Gleichung und wirkliche Form der Gleichgewichtskurve.

Um sich die Berechnung der hängenden Brücken zu erleichtern, setzt man allgemein voraus, die Ketten oder Taue seien auf ihre ganze Länge gleichförmig belastet und nehmen die Form einer Parabel an.

Diese Hypothese führt in den meisten Fällen auf hinlänglich genaue Resultate; allein wenn es sich um sehr große Spannweiten handelt, geht dieß nicht mehr gut an, indem die Hängestangen gegen die Enden der Brückenbahn zu bedeutend schwerer werden wie in der Nähe des Scheitels derselben, wodurch die Parabellinie in eine andere mit ihr ziemlich ähnliche Kurve verwandelt wird.

Man weiß, daß die Differentialgleichung, welche die Bedingungen des Gleichgewichts eines vollkommen biegsamen, an beiden Enden aufgehängten Taues, welches beliebig belastet ist, ausdrückt, folgende ist:

$$Q \frac{dy}{dx} = \int p dx \quad \text{oder} \quad \frac{dy}{dx} = \frac{1}{Q} \int p dx$$

p ist das Gewicht an irgend einem Punkte, dessen Abszisse $= x = Op$; Fig. 10, Taf. XXXII.

Q die horizontale Spannung an diesem Punkte.

In diesem Falle ist p keine constante Last, sondern eine Funktion von x,

welche in 3 Theile zerfällt, nämlich: eine Constante, welche die gleichförmig auf die Abszissenlinie vertheilten Gewichte für die Längeneinheit ausdrückt; einen von dem Gewichte der Hängestangen, und endlich einen von dem Gewichte der Taus abhängigen Theil. Die beiden letztern variablen Gewichte werden unter der Voraussetzung ermittelt, als sei die zu suchende Kurve wirklich eine Parabel.

Diese Parabel, bezogen auf die Achsen Ox und Oy , hat die Gleichung:

$$y = \frac{f}{h^2} \cdot x^2 \quad (1)$$

h ist die halbe Weite MB und

f die Pfeilhöhe OM .

Ohne merklichen Fehler zu begehen, kann angenommen werden, als vertheile sich das Gewicht aller Hängestangen 2τ auf alle Punkte der Linie DE proportional mit den correspondirenden Parabelordinaten, so daß auf das unendlich kleine Element pq der Gewichtstheil $\frac{3\tau}{h^3} \cdot x^2 dx$ kommt, da dieser Ausdruck für $x = +h$ und $x = -h$ integrirt wieder 2τ gibt. Der von dem Gewichte der Hängestangen herrührende Theil von p ist daher $\frac{3\tau}{h^3} \cdot x^2$.

Zur Bestimmung des Theils von p , welcher von dem Gewichte der Taus oder Ketten herrührt, sei σ das Gewicht für die Längeneinheit der Kette, so hat man für das Gewicht des Elements $mn = ds$, welches dem Theile pq entspricht:

$$\sigma ds = \sigma dx \sqrt{1 + \frac{dy^2}{dx^2}} = \sigma dx \sqrt{1 + \frac{4f^2 x^2}{h^4}}$$

Der variable Ausdruck für diesen Theil des Gewichts von p wird also sein:

$$\sigma \sqrt{1 + \frac{4f^2 x^2}{h^4}}$$

Bedeutet endlich π das Gewicht für die Längeneinheit aller Theile der Construction, welche gleichförmig auf der Abszissenlinie vertheilt sind, so hat man:

$$p = \pi + \frac{3\tau x^2}{h^3} + \sigma \sqrt{1 + \frac{4f^2 x^2}{h^4}}$$

folglich die Differentialgleichung:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{Q} \int \left(\pi + \frac{3\tau x^2}{h^3} + \sigma \sqrt{1 + \frac{4f^2 x^2}{h^4}} \right) dx$$

und

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{Q} \int \left[\pi + \tau \frac{3x^2}{h^3} + \sigma \left(1 + \frac{2f^2 x^2}{h^4} - \frac{2f^2 x^4}{h^8} + \dots \right) \right] dx$$

und durch Integration:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{Q} \left[\pi x + \tau \frac{x^3}{h^3} + \sigma \left(x + \frac{2f^2 x^3}{3h^4} - \frac{2f^2 x^5}{5h^8} + \dots \right) \right]$$

Die Constante ist = 0, weil für $x = 0$, $\frac{dy}{dx} = 0$, die zweite Integration gibt daher:

$$y = \frac{1}{Q} \left[\frac{\pi x^2}{2} + \frac{\tau x^4}{4h^2} + \sigma \left(\frac{x^2}{2} + \frac{2f^2 x^4}{3 \cdot 4 \cdot h^4} - \frac{2f^4 x^6}{5 \cdot 6 h^6} + \dots \right) \right]$$

für $x = 0$, $y = 0$ also Const. = 0.

Für $x = h$ erhält man den Ausdruck für den Pfeil OM, welchen wir mit f bezeichnen wollen:

$$f = \frac{1}{Q} \left[\frac{\pi h^2}{2} + \frac{\tau h}{4} = \sigma \left(\frac{h^2}{2} + \frac{f^2}{6} - \frac{f^2}{15 h^2} + \dots \right) \right].$$

Daß f in der Parenthese ist die Pfeilhöhe für die Parabelkurve.

In den meisten Fällen der Anwendung wird es genügen, die folgenden Gleichungen zu nehmen:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{Q} \left[(\pi + \sigma)x + \left(\tau + \frac{2\sigma f^2}{3h} \right) \cdot \frac{x^3}{h^3} \right]$$

$$(2) \quad y = \frac{1}{2Q} \left[(\pi + \sigma)x^2 + \left(\tau + \frac{2\sigma f^2}{3h} \right) \cdot \frac{x^4}{h^3} \right]$$

$$(3) \quad f = \frac{1}{2Q} \left[(\pi + \sigma)h^2 + \frac{\tau h}{2} + \frac{\sigma f^2}{3} \right].$$

Aus der letzten Gleichung ergibt sich:

$$\frac{1}{2Q} = \frac{f}{(\pi + \sigma)h^2 + \frac{\tau h}{2} + \frac{\sigma f^2}{3}}$$

daher

$$(4) \quad y = \frac{f}{(\pi + \sigma)h^2 + \frac{\tau h}{2} + \frac{\sigma f^2}{3}} \left[(\pi + \sigma)x^2 + \left(\tau + \frac{2\sigma f^2}{3h} \right) \frac{x^4}{2h^3} \right].$$

Länge der Gleichgewichtskurve.

Die halbe Länge der Kurve ist bekanntlich

$$c = \int_0^h dx \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2}$$

und hinreichend genau

$$c = \int_0^h dx \left\{ 1 + \frac{1}{2} \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \right\}.$$

Durch Substitution und Reduction erhält man:

$$(1) \quad c = h \left[1 + \frac{2f^2}{3h^2} \left(1 + \frac{3\tau h + 2\sigma f^2}{15(\pi + \sigma)h^2} \right) \right].$$

Die Länge der wirklichen Gleichgewichtskurve ist also größer wie die Länge c' der Parabellinie, welche man findet:

$$c' = h \left[1 + \frac{2}{3} \left(\frac{f}{h} \right)^2 - \frac{2}{5} \left(\frac{f}{h} \right)^4 + \frac{4}{7} \left(\frac{f}{h} \right)^6 - \dots \right] \quad (2)$$

und hinlänglich genau

$$c' = h \left\{ 1 + \frac{1}{6} \left(\frac{2f}{h} \right)^2 - \frac{1}{40} \left(\frac{2f}{h} \right)^4 + \dots \right\}. \quad (3)$$

Die Länge eines Theils vom Scheitel bis zu einem Punkt, dessen Coordinaten x und y , findet sich:

$$c' = x \left\{ 1 + \frac{1}{6} \left(\frac{2fx}{h^2} \right)^2 - \dots \right\}. \quad (4)$$

Größe der Pfeilhöhe für eine gegebene Kettenlänge und Spannweite.

Die Gl. (2) des §. 7 gibt

$$\frac{c' - h}{h} = \frac{2}{3} \left(\frac{f}{h} \right)^2 - \frac{2}{5} \left(\frac{f}{h} \right)^4 + \frac{4}{7} \left(\frac{f}{h} \right)^6 - \dots$$

Setzt man der Kürze wegen:

$$\frac{c' - h}{h} = z \text{ und } \left(\frac{f}{h} \right)^2 = u, \text{ so kann man schreiben}$$

$$z = \frac{2}{3} u - \frac{2}{5} u^2 + \frac{4}{7} u^3 - \dots$$

Durch Umkehrung dieses Ausdrucks kann aber nun

$$u = az + bz^2 + cz^3 + \dots$$

gefunden werden, wo $a, b, c \dots$ noch zu bestimmende Coefficienten sind. Entwickelt man daher, um diese zu finden, auch noch die aufeinander folgenden Potenzen des letzten Ausdrucks, so erhält man:

$$u^2 = a^2 z^2 + 2abz^3 + (b^2 + 2ac)z^4 + \dots$$

$$u^3 = a^3 z^3 + 3a^2 b z^4 + \dots$$

$$u^4 = a^4 z^4 + \dots$$

Diese Werthe in obige für z aufgestellte Gleichung statt $u, u^2, u^3, u^4 \dots$ eingeführt, verwandelt dieselbe in:

$$z = \frac{2}{3} az - \frac{1}{15} (6a^2 - 10b) z^2 + \frac{1}{105} (60a^3 - 84ab + 70c) z^3 - \dots$$

und weil in jeder Funktion dieser Art die Coefficienten, welche zu einerlei Potenzen der Veränderlichen gehören, einander beiderseits gleich sind, so ist nothwendig $\frac{2a}{3} = 1$, mithin $a = \frac{3}{2}$, ferner $-\frac{1}{15} (6a^2 - 10b) = 0$; $b = \frac{3a^2}{5}$; sub-

stituiert man hierin statt a den vorhin gefundenen Werth, so erhält man $b = \frac{27}{20}$;

so ist ferner

$$\frac{1}{105} (60a^3 - 84ab + 70c) = 0$$

also: $c = \frac{84 a b - 60 a^3}{70}$, woraus durch Einföhrung der bisher für a und b gefundenen Werthe

$$c = -\frac{81}{175} \text{ gefunden wird.}$$

Es ist somit:

$$\left(\frac{f}{h}\right)^2 = \frac{3}{2} \left(\frac{c'-h}{h}\right) + \frac{27}{20} \left(\frac{c'-h}{h}\right)^2 - \frac{81}{175} \left(\frac{c'-h}{h}\right)^3 + \dots$$

Daher die Pfeilhöhe:

$$(1) \quad f = h \sqrt{\left[\frac{3}{2} \left(\frac{c'-h}{h}\right) + \frac{27}{20} \left(\frac{c'-h}{h}\right)^2 - \frac{81}{175} \left(\frac{c'-h}{h}\right)^3 + \dots\right]}$$

oder auch

$$(2) \quad \left(\frac{2f}{h}\right)^2 = 6 \left[\left(\frac{c'-h}{h}\right) + \frac{9}{10} \left(\frac{c'-h}{h}\right)^2 - \frac{54}{175} \left(\frac{c'-h}{h}\right)^3 + \dots\right]$$

Länge der Hängestangen.

Die Länge der Hängestangen einer hängenden Brücke ist abhängig von der Form der Gleichgewichtskurve und der Brückenbahn, sowie von der Entfernung $e = Oo$, Fig. 10, Taf. XXXII.

Die Gleichgewichtskurve kann nur bei mittlern Tragweiten als Parabel angesehen werden, bei sehr großen Entfernungen der Stützpunkte bestimmt sie sich nach der wirklichen Gleichung von der Form:

$$y = ax^2 + bx^4.$$

Die Linie der Brückenbahn kann stets als Parabel betrachtet werden, ihre Gleichung ist daher:

$$y = \alpha \cdot x^2.$$

Diese beiden Gleichungen genügen, die Längen der Hängestangen für alle Fälle zu ermitteln; für Brücken mit nicht sehr großen Tragweiten wird man also beide Kurven als Parabeln ansehen können und hat die Gleichungen:

$$y = \alpha x^2 \text{ und } y = \alpha' x^2.$$

Für eine Hängestange in der n ten Reihe wird man die Länge haben:

$$t_n = \alpha x_n^2 + \alpha' x_n^2 - e = (\alpha + \alpha') x_n^2 - e = A x_n^2 + e.$$

Da der Scheitel der Tau e sich zwischen 2 Hängestangen befindet, wird man die aufeinander folgenden Werthe von x haben:

$$\frac{d}{2} \quad \frac{3d}{2} \quad \frac{5d}{2} \quad \dots \quad (2n-1) \frac{d}{2}$$

wo d die Entfernung zweier Hängestangen bedeutet. Die Längen der Hängestangen sind daher ausgedrückt durch:

$$t_n = A \frac{d^2}{4} \times 1 + e$$

$$t_1 = A \frac{d^2}{4} \times 9 + e$$

$$t_2 = A \frac{d^2}{4} \times 25 + e$$

$$t_3 = A \frac{d^2}{4} \times 49 + e$$

$$\vdots$$

$$t_n = A \frac{d^2}{4} \times (2n - 1)^2 + e.$$

Setzt man $8A \frac{d^2}{4} = K$, so wird:

$$t_2 - t_1 = A \frac{d^2}{4} \times 8 = K \times 1$$

$$t_3 - t_2 = A \frac{d^2}{4} \times 16 = K \times 2$$

$$t_4 - t_3 = A \frac{d^2}{4} \times 24 = K \times 3$$

$$\vdots \quad \quad \quad \vdots \quad \quad \quad \vdots$$

$$t_n - t_{n-1} = \frac{d^2}{4} \cdot \times 8 (n-1) = K \times (n-1)$$

folglich

$$t_1 = A \frac{d^2}{4} + e$$

$$t_2 = t_1 + K$$

$$t_3 = t_2 + 2K$$

$$t_4 = t_3 + 3K$$

$$\vdots$$

$$\vdots$$

$$t_n = t_{n-1} + (n-1)K$$

} Länge der Hänge-
stangen.

Für Hängebrücken mit großen Weiten wäre, wie schon erwähnt, die Gleichung der wirklichen Gleichgewichtskurve mit der Parabelgleichung zu vereinigen und man hätte allgemein für die Länge der Hängestange in der nten Reihe

$$t_n = (a + \alpha) x_n^2 + b x_n^4 + e.$$

Formel für die Summe der Längen aller Hängestangen und ihr Gesamtgewicht.

Schon zur Bestimmung der wirklichen Gleichgewichtskurve ist es nöthig, das Gesamtgewicht der Hängestangen wenigstens annähernd zu kennen. Betrachtet man wieder zu diesem Behufe die Gleichgewichtskurve, sowie die Linie der Brücken-

bahn als Parabel, so genügt es, die Summe $2S$ aller Parabelordinaten, welche in gleicher Entfernung von einander liegen, zu suchen.

Es seien $y', y'', y''' \dots y$ und $\varphi = BE = AD$ Fig. 10, Taf. XXXII. die Ordinaten der Parabel; N ihre Anzahl; d ihre Entfernung; $2c = DE = (N - 1) d$ die Entfernung zwischen den beiden äußersten Hängestangen, so hat man die Summe der Inhalte aller Trapeze wie $mpqn$

$$2 \left(d \cdot \frac{0+y'}{2} + d \cdot \frac{y'+y''}{2} + d \cdot \frac{y''+y'''}{2} + \dots + d \cdot \frac{y+\varphi}{2} \right) = \\ = 2d \left(y' + y'' + y''' \dots + y + \frac{\varphi}{2} \right) = 2d \left(S - \frac{\varphi}{2} \right).$$

Bekanntlich ist die Parabelfläche $ADOEB$ gleich dem dritten Theil des Rechtecks $ADEB$, man kann daher, ohne einen großen Fehler zu machen, die Gleichung bilden

$$2d \left(S - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1}{3} \varphi \cdot 2c, \text{ woraus}$$

$$(1) \quad 2S = \varphi + \frac{\varphi}{3} \cdot \frac{2c}{d} = \varphi + \frac{\varphi}{3} (N-1) = \frac{\varphi}{3} (N+2).$$

Will man die Summe $2S$ ganz scharf bestimmen, so verfähre man wie folgt:

Die Gleichung der Parabel ist

$$y = \frac{\varphi}{c^2} \cdot x^2$$

folglich die Summe der Ordinatenlängen, wenn n ihre Anzahl

$$2S = 2 \cdot \frac{\varphi}{c^2} \cdot \frac{d^2}{4} \cdot \frac{2n(2n-1)(2n+1)}{6}.$$

Für $2n = N$ und da $2c = (N-1) d$, für

$$\frac{d^2}{c^2} = \frac{4}{(N-1)^2} \text{ gesetzt, gibt}$$

$$2S = \frac{1}{3} \varphi \left(N+2 + \frac{2}{N-1} \right).$$

Der Werth von $2S$ Formel (1) ist also um $\frac{1}{3} \varphi \cdot \frac{2}{N-1}$ zu klein.

Bezeichnet man nun mit

$2L$ die Summe der Längen aller Hängestangen auf einer Seite der Bahn, mit

φ und φ' die größten Ordinaten AD und ad ; mit

e die Entfernung Oo , so hat man

$$(2) \quad 2L = \frac{1}{3} (\varphi + \varphi') (N+2) + Ne.$$

Gewöhnlich sind die Werthe von φ und φ' nicht bekannt, können aber leicht leicht durch die Größen $f = OC$, $f' = oc$, $h = CP$, $h' = ci$ und die Entfernungen $\delta = BG$, und $\delta' = bs$ ausgedrückt werden.

Wenn man bemerkt, daß der Theil BP des Laues mit der Tangente an die Parabel bei B zusammenfällt, so hat man:

$$PG = Ph - BE = f - \varphi = BG \cdot \text{tang.} \text{BPG}$$

woher, da

$$\text{tang PBG} = \frac{2 OM_1}{BM_1} = \frac{2 \varphi}{h - \delta}$$

$$f - \varphi = \delta \cdot \frac{2 \varphi}{h - \delta'} \text{ folglich}$$

$$\varphi = f \frac{h - \delta}{h + \delta'}$$

Ebenso kann man setzen

$$\varphi' = f' \frac{h' - \delta'}{h' + \delta'}$$

Kettenspannung im Scheitel und an den Aufhängepunkten.

Die halbe Spannweite sei = h

die Pfeilhöhe = f

der Aufhängewinkel = α

die Last auf die Längeneinheit der Spannweite = p

die Kettenspannung im Scheitel = Q

dieselbe an den Aufhängepunkten = T

so hat man unter der Voraussetzung, daß die Kurve eine Parabel sei:

$$y = \frac{fx^2}{h^2}; \frac{dy}{dx} = \frac{2fx}{h^2}$$

Für $x = h$, geht die Tangente des Punktes (x, y) in die Tangente des Aufhängewinkels über und wird

$$\text{tang } \alpha = \frac{2f}{h}$$

Nun hat man:

$$Q \text{ tang } \alpha = ph$$

also wenn für tang α der Werth gesetzt wird

$$Q = \frac{ph^2}{2f} \quad (1)$$

Die Spannung an dem Aufhängepunkt T ist aber $\frac{Q}{\text{Cos } \alpha}$, folglich da

$$\text{Cos } \alpha = \sqrt{\frac{h^2}{4f^2 + h^2}} \text{ und } Q = \frac{ph^2}{2f} \text{ so hat man für T}$$

$$T = \frac{ph}{2f} \sqrt{4f^2 + h^2} \quad (2)$$

Bestimmung des Kettenquerschnitts.

Ausgedehnte Versuche, welche mit schmiedeisernen Barren angestellt wurden, haben ergeben:

- 1) daß die absolute Festigkeit schmiedeeiserner Barren von guter Qualität zwischen 36 und 45 Kil. pro Quadratmillimeter wechselt; daß also im Mittel als größter Widerstand 40 Kil. angenommen werden können;
- 2) daß wenn der Zug 10 bis 12 Kil. pro Quadratmillimeter nicht überschreitet, keine merkliche Verlängerung wahrgenommen wird;
- 3) daß ein Zug unter 20 bis 22 Kil. die Elasticität des Materials nicht alterirt und die herorgebrachte Ausdehnung bei 1 Kil. Belastung für den Quadratmillimeter auf 1 Meter Länge 0.0000516 Meter beträgt. Setzt man die in der Kette erlaubte größte Spannung = ϵ
den Kettenquerschnitt = Ω
das Gewicht der Bahn, Hängestangen und zufälligen Belastung für den laufenden Meter = w
das Gewicht eines Kubikmeters Eisen = γ

so ist das Gewicht der Ketten für die Längeneinheit nahe $\Omega \gamma$; daher das Gesamtgewicht $p = w + \Omega \gamma$ und die größte Spannung

$$T = \frac{(w + \Omega \gamma) h}{2f} \sqrt{4f^2 + h^2}.$$

Nun muß $T = \Omega \epsilon$ sein, daher

$$\Omega \epsilon = \frac{(w + \Omega \gamma) h}{2f} \sqrt{4f^2 + h^2}$$

und

$$\Omega = \frac{wh \sqrt{4f^2 + h^2}}{2f\epsilon - \gamma h \sqrt{4f^2 + h^2}}.$$

Setzt man $f = \frac{1}{m} h$ so wird

$$\Omega = \frac{wh \sqrt{m^2 + 4}}{2\epsilon - \gamma h \sqrt{m^2 + 4}}.$$

Für $2\epsilon - \gamma h \sqrt{m^2 + 4} = 0$ wird $\Omega = \infty$

d. h. für $h = \frac{2\epsilon}{\gamma \sqrt{m^2 + 4}}$ ist eine Kettenbrücke nicht mehr möglich, indem die Kette unter ihrer eigenen Last zerreißt.

Veränderungen, welche in der Länge der Kette bewirkt werden können durch eine zufällige Last, Ausdehnung des Eisens und Temperaturveränderungen. Taf. XXXV.

a) Wenn außer der beständigen Last, von welcher für die Einheit der Spannweite ein Gewicht p entfällt, eine zufällige Ueberlast p' im Scheitel befindlich ist, so nimmt die Kettenlinie eine andere Form an, und es soll nun die Senkung im Scheitel berechnet werden.

In Fig. 1 sei AMB die veränderte Kurve.

Die tangentialen Spannungen in dem Punkte M seien = R
 die Winkel der Richtungslinie dieser Spannungen mit dem Horizont = φ
 so muß sein, wenn Gleichgewicht stattfindet:

$$2R \sin \varphi = p'.$$

Nun sei AM die Kurve, in welche die zufällig belastete Parabel übergegangen ist, ferner sei AC = h; CO = f; CM = z; für die halbe Parabel, wovon AM einen Theil ausmacht, sei AD = h'; DE = f', so hat man

$$FE = h' - h; MF = f' - z.$$

Diese Werthe in die allgemeine Gleichung $y = \frac{fx^2}{h^2}$ substituirt, gibt

$$f' - z = \frac{f'}{h'^2} (h' - h)^2 \text{ daher}$$

$$z = \frac{f' (2h'h - h^2)}{h^2}.$$

Für die trigonometrische Tangente des Winkels φ erhält man:

$$\text{tang } \varphi = \frac{2(f' - z)}{h' - h}.$$

Eine zweite Gleichung für tang φ wird man erhalten durch die Gleichsetzung der horizontalen Spannungen im Punkt M; man hat nämlich die horizontale

Spannung daselbst $Q' = \frac{ph'^2}{2f'}$; sie ist aber auch gleich R Cos φ

daher

$$R \text{ Cos } \varphi = \frac{ph'^2}{2f'}. \quad (a)$$

Aus dem Früheren hat man:

$$2R \sin \varphi = p'. \quad (b)$$

Daher aus (a) und (b)

$$\text{tang } \varphi = \frac{f'p'}{ph'^2}.$$

Die Werthe von tang φ einander gleichgesetzt, geben

$$\frac{2(f' - z)}{h' - h} = \frac{f'p'}{ph'^2}$$

und

$$z = \frac{f' (2ph'^2 - [h' - h] p')}{2ph'^2}.$$

Setzt man nun die für z gefundenen Werthe einander gleich, so ergibt sich

$$2h'h - h^2 = \frac{2ph'^2 - (h' - h)p}{2p}$$

und

$$h' = h + \frac{p'}{2p}. \quad (1)$$

Diesen Werth in der ersten für z abgeleiteten Gleichung für h' substituirt, gibt

$$(2) \quad z = \frac{4 p h (p h + p') f'}{(2 p h + p')^2}.$$

Die Pfeilhöhe f' findet man auf folgende Art:
die Länge des Bogens AO ist

$$c = h \left\{ 1 + \frac{2}{3} \left(\frac{f}{h} \right)^2 \right\}$$

die Länge des Bogens AE

$$c = h \left\{ 1 + \frac{2}{3} \left(\frac{f'}{h'} \right)^2 \right\}$$

die Länge des Bogens ME

$$c'' = (h' - h) \left\{ 1 + \frac{2}{3} \left(\frac{f' - z}{h' - h} \right)^2 \right\}.$$

Da nun $c = c' - c''$ sein muß, so ergibt sich:

$$(3) \quad \frac{f^2}{h} = \frac{f'^2}{h'} - \frac{(f' - z)^2}{h' - h}.$$

Sind also die Größen f , h , p und p' bekannt, so nimmt man h' nach Gl. (1), sodann z nach Gl. (2), führt beide Werthe in Gl. (3) ein; man erhält sodann eine reine quadratische Gleichung, aus der sich f' ergibt.

b) Verlängerung der Kette durch die Ausdehnung des Materials.

Wie schon erwähnt, erleidet das Eisen eine Verlängerung innerhalb der Elasticitätsgrenze, sobald die Spannung auf den Quadratmillimeter des Querschnitts die Größe von 18—20 Kil. nicht überschreitet, und es ist diese Verlängerung für einen Kilogramm und einen Quadratmillimeter 0.00005166 der anfänglichen Länge des Barrens oder der Kette.

Jede Kette wird sich also durch ihr eigenes Gewicht und durch die Last der Bahn und noch mehr durch die zufällige Belastung verlängern, daher der Scheitel eine Senkung erleiden. Es muß von Wichtigkeit sein, diese Senkung vorher bestimmen zu können, um hiernach die Hängestangen um so viel zu verkürzen, damit selbst, nachdem jene Senkung eingetreten sein wird, die Bahn noch immer convex bleibe.

Nimmt man an, daß diese Verlängerungen mit der Kraft, durch die sie bewirkt werden, im geraden Verhältniß stehen, und daß die Spannung in der Kette durchaus gleich T sei, so hat man für die Verlängerung λ für den halben Kettenbogen von der Länge c'

$$\lambda = 0.00005166 \cdot c' \cdot T.$$

Die neue Bogenlänge $c' + \lambda$ in die Gl. (1) des §. 8 eingeführt, gibt für den neuen Pfeil f'

$$f' = h \sqrt{\left[\frac{3}{2} \left(\frac{c' + \lambda - h}{h} \right) + \frac{27}{20} \left(\frac{c' + \lambda - h}{h} \right)^2 - \frac{81}{175} \left(\frac{c' + \lambda - h}{h} \right)^3 + \dots \right]}$$

man findet also die zu gewärtigende Senkung der Ketten im Scheitel $f' - f$, indem man in jedem speciellen Falle die gegebene Pfeilhöhe von der eben gefundenen abzieht.

Annähernd ist auch $f'^2 = \frac{3h}{2}(c' + \lambda - h)$ und $f^2 = \frac{3h}{2}(c' - h)$; daher

$$f'^2 - f^2 = \frac{3h\lambda}{2};$$

folglich
$$f' = f\sqrt{1 + \frac{3h\lambda}{2f^2}} \quad (5)$$

und
$$f' - f = \frac{4h\lambda}{4f}. \quad (6)$$

c) Verlängerung der Kette bei Temperaturveränderungen.

Auf ähnliche Art, wie sub (b) geschehen ist, wird man sich über jene Senkungen oder Hebungen Rechenschaft geben können, welche durch Temperatur-Erhöhungen oder durch Temperatur-Erniedrigungen herbeigeführt werden.

Stellt nämlich δ die aus solcher Ursache in der halben Kettenlänge sich ergebende Differenz vor, so hat man die Pfeilhöhe, welche die Ketten annehmen werden:

$$(7) \quad f' = h\sqrt{\left[\frac{3}{2} \cdot \left(\frac{c' \pm \delta - h}{h}\right) + \frac{27}{20} \left(\frac{c' \pm \delta - h}{h}\right)^2 - \frac{81}{175} \left(\frac{c' \pm \delta - h}{h}\right)^3 + \dots\right]} \quad (7)$$

wenn c' die in einem bestimmten Zustande der Belastung und bei einer bestimmten Temperatur statthabende halbe Kettenlänge bezeichnet, und entweder das obere oder untere Zeichen beizubehalten sein wird, je nachdem die Temperatur der Atmosphäre sich erhöht oder erniedrigt.

Annähernd ist auch wieder

$$f' = f\sqrt{1 \pm \frac{3h\delta}{2f^2}} \quad (8)$$

und
$$f' - f = \pm \frac{3h\delta}{4f} \quad (9)$$

Die Werthe von δ sind in §. 59 der Allgemeinen Baukunde angegeben.

Einfluß der Tragkettenspannung auf die Spannung der Spannketten, und Einfluß beider Spannungen auf die Stabilität der Pfeiler.

In den meisten Fällen wird man die Tragketten über Stützen oder Pfeiler führen, um sie an der vom Flusse abgewendeten Seite als Spannketten unter mehr oder weniger flachen Winkeln in das Verankerungsmauertwerk treten zu lassen. Hier ist es in zweifacher Beziehung nöthig, die Spannung der Spannketten angeben zu können, einmal, um daraus den Querschnitt derselben zu ermitteln, und sodann aus ihr und der Spannung der Tragketten diejenigen Kräfte abzuleiten, durch welche sowohl die rückwirkende Festigkeit der Stützen oder Pfeiler, über welche die Ketten weggeführt werden sollen, als ihre Stabilität in Anspruch genommen wird.

Erster Fall.

Die Ketten NAM Fig. 2, Taf. XXXV., gehen über vertikal stehende, leicht bewegliche Stützen AB, mit deren obern Enden A sie so fest verbunden sind, daß entweder nach E oder nach D hin eine Bewegung erfolgen muß, je nachdem nach der einen oder der andern Seite hin der horizontale Zug größer wird.

Der Winkel DAN sei = w
 der Aufhängewinkel EAM = α

p, Q und T haben die frühere Bedeutung;

R sei die Spannung der Spannketten im Zustande des Gleichgewichts aller Kräfte, so muß offenbar die rückwirkende Festigkeit der Stütze AB die aus den Spannungen R und T hervorgehenden vertikalen Seitenkräfte genügend überwiegen, um gegen das Zusammenrücken gesichert zu sein; die aus beiden Spannungen entspringenden horizontalen Seitenkräfte aber müssen einander nothwendig gleich sein, da sonst eine Bewegung des Punktes A nach D oder E hin unvermeidlich wäre.

Man hat also

$$R \cos w = T \cos \alpha$$

und hieraus

$$(1) \quad R = T \frac{\cos \alpha}{\cos w}$$

also auch
$$R = \frac{Q}{\cos w}$$

Der vertikale Druck in A wird, wenn wir ihn mit P bezeichnen:

$$P = T \sin \alpha + R \sin w \text{ oder}$$

$$(2) \quad P = T \{ \sin \alpha + \cos \alpha \tan w \}.$$

Zweiter Fall.

Die Ketten laufen über einen Pfeiler und sind darauf befestigt. Fig. 3.

- Der Pfeiler ABCD habe eine Höhe = h
- seine in der Krone und am Fuße gleiche Breite sei = b
- die obere Pfeilerdicke = d
- die untere " = d + 2nh
- Gewicht der kubischen Einheit des Mauerwerks = γ

w, α , R und T haben ihre frühere Bedeutung, so hat man:

Das statische Moment, mit welcher der Pfeiler den ihn um die Kante B gegen M zu drehen suchenden Kräften widersteht:

$$(3) \quad \left(\frac{d}{2} + nh \right) (d + nh) b h \gamma.$$

Der horizontale Zug, welcher im Zustande des Gleichgewichts von A gegen K hin stattfindet, ergibt sich;

$$(4) \quad T \cos \alpha - R \cos w$$

daher das statische Moment:

$$h (T \cos \alpha - R \cos w).$$

Der Vertikaldruck auf den Pfeiler ist:

$$T \sin \alpha + R \sin w$$

dieser vermehrt die Stabilität des Pfeilers; das statische Moment desselben wird dargestellt durch

$$n h T \sin \alpha + (n h + d) R \sin w;$$

findet nun keine Bewegung statt, so muß der Gleichung

$$h \{ T \cos \alpha - R \cos w \} = n h T \sin \alpha + (n h + d) R \sin w + \left(\frac{d}{2} + n h \right) (d + n h) b h \gamma. \quad (5)$$

Genüge geschehen, eine Gleichung, aus welcher in jedem speciellen Falle, je nachdem man die Spannung der Spannketten oder die Pfeilerstärke bedingt hat, die zugehörige beziehungsweise Pfeilerstärke oder Spannkettenspannung wird berechnet werden können.

Der Pfeiler muß auch noch der Bedingung entsprechen, daß diese Richtung der Mittelkraft noch innerhalb der Basis desselben fortgeht.

Die Größe GL der Mittelkraft ist, wenn wir sie mit P bezeichnen:

$$P = \sqrt{[R^2 - 2 R T \cos (\alpha + w) + T^2]}. \quad (6)$$

Zur Bestimmung des Winkels $OG L = \beta$ hat man

$$\operatorname{tang} \beta = \frac{T \cos \alpha - R \cos w}{T \sin \alpha + R \sin w}. \quad (7)$$

Dritter Fall.

Die Ketten können auf dem Scheitel der Pfeiler über ein, beide Ketten berührendes Kreissegment gleiten.

a) Die Reibung sei $= 0$, so hat man für den Zustand des Gleichgewichts (8)

$$R = T.$$

Werden diese beide Spannungen in vertikale und horizontale Seitenkräfte zerlegt, so ist der Unterschied der letztern

$$T (\cos \alpha - \cos w)$$

der Vertikaldruck dagegen

$$T (\sin \alpha + \sin w).$$

Damit die Stabilität der Pfeiler gesichert sei, ist mit Beibehaltung der bisherigen Bezeichnungen erforderlich, daß der Gleichung:

$$T [h (\cos \alpha - \cos w) - (n h + d) \sin w - n h \sin \alpha] = \left(\frac{d}{2} + n h \right) (d + n h) b h \gamma \quad (9)$$

Genüge geschehe, indem es wieder die Kante B ist, auf welche die statischen Momente der auf die Erhaltung und den Umsturz der Pfeiler wirkenden Kräfte bezogen werden müssen. Eine Gleichung, aus welcher, sobald alle übrigen Größen gegeben sind, die für den Zustand des Gleichgewichts erforderliche Pfeilerdicke d in jedem speciellen Fall zu ermitteln ist.

Hat man die Pfeilerdimensionen angenommen, und will man sich bloß überzeugen, ob diese Pfeiler nicht in Gefahr stehen, durch den Zug der Ketten umge-

stützt zu werden, so wird hierzu genügen, daß man die Richtung der Mittelkraft GL Fig. 3 ermittle.

Die Mittelkraft halbirt den Winkel EGF:

$$\text{Winkel EGF} = 180 - (\alpha + w) \text{ also}$$

$$\text{der halbe Winkel } 90 - \frac{(\alpha + w)}{2},$$

folglich der Winkel β , den die Mittelkraft mit der Vertikalen macht:

$$\beta = 90 - 90 + \frac{\alpha + w}{2} - \alpha = \frac{w - \alpha}{2}.$$

Die Größe der Mittelkraft selbst ist offenbar

$$(10) \quad P = \frac{Q}{\cos w} \cdot 2 \cdot \sin \left(\frac{\alpha + w}{2} \right).$$

Vierter Fall.

Die Ketten ruhen nicht auf Rollen und es findet daher eine Reibung statt.

Fig. 3.

Die Länge des Bogens CA sei = δ

der Krümmungshalbmesser . . = ρ

der Reibungscoefficient . . . = μ

so hat man

$$R = T \cdot e^{\frac{-\mu \delta}{\rho}} \text{ worin}$$

$e = 2.71828$ die Basis der natürlichen Logarithmen ist. Da nun $T = \frac{Q}{\cos \alpha}$

so hat man auch

$$R = \frac{Q}{\cos \alpha} \cdot e^{\frac{-\mu \delta}{\rho}} \text{ oder}$$

$$(11) \quad R = \frac{Q}{\cos \alpha} \left\{ 1 - \frac{\mu \delta}{\rho} + \frac{1}{1 \cdot 2} \cdot \left(\frac{\mu \delta}{\rho} \right)^2 - \frac{1}{1 \cdot 2 \cdot 3} \left(\frac{\mu \delta}{\rho} \right)^3 + \dots \right\}.$$

Da der Winkel COA = $\alpha + w$ ist, so hat man auch $\delta = \frac{\rho \pi (\alpha + w)}{180}$,

folglich

$$(12) \quad R = \frac{Q}{\cos \alpha} \left\{ 1 - \frac{\mu \pi (\alpha + w)}{180} + \frac{1}{2} \left(\frac{\mu \pi (\alpha + w)}{180} \right)^2 - \frac{1}{6} \right.$$

$$(13) \quad \left. \cdot \left(\frac{\mu \pi (\alpha + w)}{180} \right)^3 + \dots \right\}.$$

Die Größe der Mittelkraft ist in allen Punkten des Bogens

$$P = \sqrt{R^2 - 2RT \cos (\alpha + w) + T^2}.$$

Zur Berechnung der Pfeilerstärke wird man sich der Gleichung (5) bedienen, indem man darin statt R den Werth aus Gl. (12) einführt.

Einfluß vertikaler und geneigter Spannketten auf die
Wurzelbefestigung dieser Ketten.

Treten die Spannketten CU Fig. 4 von dem Kreissegment CBA vertikal in den Boden, so ist für eine solche Anordnung der Winkel $w = 90$ Grad; mithin wenn wir wieder annehmen, daß das Gleiten der Ketten nicht ohne bedeutenden Reibungswiderstand von C gegen A stattfinden könne, die Spannung der Spannketten

$$R = T \left\{ 1 - \frac{\mu \pi (90 + \alpha)}{180} + \frac{1}{2} \left(\frac{\mu \pi (90 + \alpha)}{180} \right)^2 - \frac{1}{6} \left(\frac{\mu \pi (90 + \alpha)}{180} \right)^3 + \dots \right\} \quad (1)$$

Ist H der Durchschnitt der Richtungslinien der Spannungen, so wird der Winkel $NHI = \beta$ und die Gl. (7) S. 433 gibt

$$\tan \beta = \frac{T \cos \alpha}{R + T \sin \alpha} \quad (2)$$

Ferner gibt die Gleichung (6) des S. 433 die Mittelkraft P

$$P = \sqrt{T^2 + 2RT \sin \alpha + R^2} \quad (3)$$

weil $w = 90$ und $-\cos(90 + \alpha) = \cos(90 - \alpha) = \sin \alpha$ ist.

Für den Vertikaldruck auf den Pfeiler ergibt sich:

$$R + T \sin \alpha. \quad (4)$$

Der Horizontalschub ist

$$T \cos \alpha. \quad (5)$$

Diese Horizontalkraft kann ein Gleiten des Lastmauerwerks nach der Linie CV hervorbringen. Nennen wir die Höhe des Pfeilers von dieser Abgleitungsebene = h, die Breite b, die Stärke d, das Gewicht der Kubikeinheit Mauerwerk γ , so ist der Vertikaldruck auf CV

$$R + T \sin \alpha + b h d \gamma.$$

Der Reibungscoefficient sei = μ' folglich ist die Größe der Reibung

$$\mu' \{R + T \sin \alpha + b h d \gamma\}.$$

Die Adhäsion ist

bdc, wo c die Adhäsionskraft der Pfeilerbestandtheile für die Quadratinheit bedeutet.

Soll sonach Gleichgewicht zwischen den auf das Abschieben und das Bestehen des Pfeilers wirkenden Kräften stattfinden, so muß der Gleichung:

$$(R + T \sin \alpha + b d h \gamma) \mu' + b d c = T \cos \alpha \quad (6)$$

Genüge geschehen.

Ist der Radius $AO = r$ und sieht man bei der Berechnung des Pfeilergewichts von den sowohl über als rückwärts der Ketten befindlichen Theilen der Pfeiler ganz ab, indem hierdurch die Rechnung bedeutend vereinfacht wird, so hat man das Gewicht des über CV befindlichen Mauerwerks

$$b r^2 (1 + \sin \alpha) \gamma$$

die Größe der Abgleichungsfläche selbst = $br(1 + \sin \alpha)$; man hat daher für das Gleichgewicht die Gleichung:

$$(7) [R + T \sin \alpha + br^2(1 + \sin \alpha) \gamma] \mu' + br(1 + \sin \alpha) c = T \cos \alpha.$$

Aus dieser Gleichung kann für jeden gegebenen Fall der Halbmesser r gefunden werden. Demnächst ist der Pfeiler auch auf das Umstürzen zu berechnen, und in dieser Beziehung wird man zu untersuchen haben, ob das statische Moment des Pfeilergewichts in Bezug auf die Drehungsachse S jenes der auf dieselbe Achse bezogenen Mittelkraft aus der Tragketten- und Spannkettenspannung, wie sie ihrer Größe und Richtung nach aus den Gleichungen (3) und (2) gefunden wird, überwiege, oder demselben mindestens gleich sei. Eine Untersuchung, die aber nicht einmal nöthig ist, sobald aus der Gleichung (2) für β ein solcher Werth gefunden wird, daß die hiernach bedingt werdende Richtung jener Mittelkraft noch zwischen die Punkte P und S der Basis fällt.

Wird der zwischen der Wand PQ und den Spannketten befindliche Theil der Pfeiler vernachlässigt, so erhalten wir, indem wir $r(1 + \sin \alpha)$ statt d in die Gleichung (5) S. 433 einführen, als zur Berechnung des Halbmessers r dienende Gleichung:

$$(8) \quad T h \cos \alpha = n h T \sin \alpha + \{n h + r(1 + \sin \alpha)\} R + \\ + \left[\frac{r(1 + \sin \alpha)}{2} + n h \right] \{r(1 + \sin \alpha) + n h\} b h \gamma$$

in welcher man statt h die zwischen dem Aufhängepunkte der Tragketten und der Pfeilergrundfläche befindliche Pfeilerhöhe in Rechnung bringt.

Endlich hat man noch zu prüfen, ob auch die Pfeiler sammt den Widerlagern gegen das Umstürzen gesichert sind. Für ein solches Umstürzen wäre E Fig. 4 die Achse, um welche die drehende Bewegung der Widerlager sammt Pfeiler erfolgen müßte.

Da die Spannketten bei U sich mit den sogenannten Wurzelbolzen gegen gußeiserne Platten anlegen, so muß man sich vor Allem überzeugen, ob das Gewicht des auf den benannten Platten ruhenden Mauerwerks so groß ist, daß es die größte Spannung der Spannketten genügend überwiegt, um über die Unmöglichkeit eines Herausreißen der Verankerung überzeugt sein zu können.

Hiernach hat man nur die Richtung der Mittelkraft der beiden Kräfte R und T zu suchen; fällt diese in die Basis DE des Mauerwerks, so kann die befürchtete Drehung nicht stattfinden.

Ähnliche Untersuchungen sind auch in solchen Fällen nöthig, wo die Spannketten einen bald mehr, bald weniger spitzen Winkel mit dem Horizonte bilden, und ohne ihre Richtung zu ändern, wie Fig. 21, ihrem Verankerungspunkt zugeführt werden, oder wo wie in Fig. 5 die Spannketten in niedrigen Pfeilern FN ihre schiefe Richtung AD in eine vertikale DC verwandeln; nur hat man in einem solchen Falle sich auch noch gegen das Abschieben der zu Tage stehenden Pfeiler FN über ihrem Grundmauerwerk sicher zu stellen.

Die Horizontalkraft in dem letzten Falle ist offenbar

$$(9) \quad R \cos w.$$

Die vertikale Kraft ist dagegen, wenn S die Spannung in dem Theil FC der Spannkette bedeutet,

$$S - R \sin w. \quad (10)$$

Die Mittelkraft DE ist

$$P = \sqrt{R^2 - 2RS \sin w + S^2} \quad (11)$$

und der Winkel $SDE = \beta$

$$\beta = \frac{R \cos w}{S - R \sin w}. \quad (12)$$

Einfluß der Spannkettenbeugung auf das Gleiten der Ketten über die Pfeiler.

Man hat bisher vorausgesetzt, daß die Spannkette NA , Fig. 2, eine gerade Linie bilde. In der Wirklichkeit ist dieß jedoch nicht der Fall und ihr Gewicht nöthigt sie, eine kleine Biegung anzunehmen. In gewöhnlichen Fällen kann man davon abstrahiren, ohne merkliche Fehler zu machen; will man sich jedoch davon Rechenschaft geben, so kann dieß auf folgende Art geschehen:

1) Die Kette gehe über eine leicht bewegliche Stütze BA , so muß für das Gleichgewicht der horizontale Zug an dem Punkte A nach beiden Seiten hin gleich sein.

Es sei σ das Gewicht der Längeneinheit der Kette,

w der Winkel PAN ,

α der Aufhängewinkel,

$a = AP$; $b = BA = PN$.

Wegen der geringen Beugung der Spannkette NmA kann angenommen werden, als sei solche mit dem Gewichte $\frac{\sigma}{\cos w}$ auf die Längeneinheit der Linie AP belastet. Nun hat man allgemein für einen Punkt der Kurve, dessen Coordinaten x und y sind,

$$T \frac{dx}{ds} = Q \text{ und } T \frac{dy}{ds} = p(a - x)$$

$$\text{daher } \frac{dy}{dx} = \frac{p(a - x)}{Q}; \text{ oder da } \frac{pa}{Q} = \text{tang } w$$

$$\frac{dy}{dx} = \text{tang } w - \frac{px}{Q} \text{ und}$$

$$y = x \text{ tang } w - \frac{px^2}{2Q}; \text{ für } x = a \text{ wird } y = b$$

$$\text{und } b = a \text{ tang } w - \frac{pa^2}{2Q} \text{ also}$$

$$\text{tang } w = \frac{b}{a} + \frac{pa}{2Q}; \text{ diesen Werth in obige Gleichung von } y \text{ gesetzt,}$$

$$\text{gibt } y = \frac{bx}{a} + \frac{p(ax - x^2)}{2Q} \text{ und für } x = \frac{a}{2} \text{ und } p = \frac{\sigma}{\cos w}$$

$$p m = \frac{b}{2} + \frac{\sigma a^2}{8 Q \cos w}; \text{ folglich}$$

$$q m = \frac{\sigma a^2}{8 Q \cos w} \text{ und } r m = \frac{\sigma a^2}{8 Q}.$$

Die Länge der Kurve erhält man hinreichend genau durch Substitution der betreffenden Werthe für h und f in die Gleichung

$$c = h \left\{ 1 + \frac{1}{6} \left(\frac{2f}{h} \right)^2 + \dots \right\}; \text{ h ist } \frac{a}{2 \cos w} \text{ und } f = \frac{\sigma a^2}{8 Q};$$

man erhält also die ganze Länge der Kurve $A m N$.

$$\frac{a}{\cos w} \left\{ 1 + \frac{1}{6} \left(\frac{\sigma a \cos w}{2 Q} \right)^2 \right\}.$$

Der Unterschied dieser Länge und der geraden Linie ist demnach:

$$\frac{\sigma^2 a^3 \cos w}{24 Q^2}$$

Wenn die Belastung der Brückenbahn sich ändert, so ändert sich auch der horizontale Zug in den Spann- und Tragketten. Angenommen der Werth von Q in obiger Formel sei für eine Belastung der Längeneinheit p berechnet, so würde derselbe für eine Last $p + \pi$ in $Q \cdot \frac{p + \pi}{p}$ übergehen, und die Differenz zwischen der Länge der Kurve $A m N$ und der geraden Linie $A N$ würde sein:

$$(1) \quad \frac{\sigma^2 a^3 \cos w}{24 Q^2} \cdot \frac{p^2}{(p + \pi)^2}.$$

Das Gewicht π bewirkt also, daß sich die Spannkette um die Größe

$$(2) \quad \frac{\sigma^2 a^3 \cos w}{24 Q^2} \left\{ 1 - \frac{p^2}{(p + \pi)^2} \right\} \text{ verkürzt.}$$

Dies ist annähernd:

$$(3) \quad \frac{\sigma^2 a^3}{24 Q^2} \left\{ 1 - \frac{p^2}{(p + \pi)^2} \right\}.$$

Setzt man in der Formel (2) für p , σ ; für $p + \pi$, K ; für $Q = \frac{\sigma h^2}{2f}$, so ergibt sich die Verkürzung

$$(3) \quad r = \frac{2}{3} \cdot \frac{f^2}{h} \cdot \left(\frac{a}{h} \right)^3 \frac{\cos w}{4} \left\{ 1 - \frac{\sigma^2}{K^2} \right\}.$$

2) Werden die Ketten $N C M$, Fig. 6, über massive Pfeiler $D C A B$ weggeführt, deren Stabilität groß genug ist, um ein Gleiten der Ketten von der einen nach der andern Seite möglich zu machen, wenn Veränderungen in den Kettenspannungen vor sich gehen, so hängt das Eintreten dieses Gleitens und dessen Größe, sowie die Spannkettenspannung von dem hierbei auf dem Pfeiler zu überwindenden Reibungswiderstand ab; in dem besondern Falle, wo diese Reibung = 0 gesetzt werden kann, ist die Spannung der Spannketten jener der Tragketten gleich.

Bezeichnen wir also die eine für den Fall, wo keine zufällige Belastung auf der Bahn sich befindet, mit R' und die andere mit T' , so ist jetzt

$$R' = T'.$$

Setzt man $CP = a$; $PN = b$

$$OM = x' \quad MN = y'$$

$h' = x' + a$; $f' = y' + b$ und die horizontale Seitenkraft der Spannfettenspannung = Q' , so hat man $R' = \frac{p' h'}{2 f'} \sqrt{4 f'^2 + h'^2}$, worin p' das Gewicht bedeutet, welches für die laufende Einheit der Geraden CP von dem Gewichte der Kette NEC entfällt. Hieraus ergibt sich:

$$f'^2 = \frac{p'^2 h'^4}{4 R'^2 - 4 p'^2 h'^2}.$$

Setzt man in der Gleichung $y = \frac{f x^2}{h^2} f'$ statt f , h' statt h , $f' - b$ statt y und $h' - a$ statt x , so hat man:

$$f' - b = \frac{f' (h' - a)^2}{h'^2}$$

woraus $f' = \frac{b h'^2}{2 a h' - a^2}$ demnach ist auch

$$\frac{p'^2 h'^4}{4 R'^2 - 4 p'^2 h'^2} = \left(\frac{b h'^2}{2 a h' - a^2} \right)^2$$

und indem man T' statt R' einführt

$$h' = \frac{a^3}{2(a^2 + b^2)} \pm \sqrt{\left\{ \frac{4 b^2 T'^2 - a^4 p'^2}{4 p'^2 (a^2 + b^2)} + \frac{a^6}{4 (a^2 + b^2)^2} \right\}}.$$

Hieraus findet man nun leicht h' und wenn dieses in den Werth für f substituirt wird, auch f' .

Führt man nun einmal die dem Punkte N zugehörigen Coordinaten $h' - a$ und $f' - b$, und das zweitemal die Coordinaten h' und f' selbst in die Gleichung

$$c = h \left\{ 1 + \frac{1}{6} \left(\frac{2f}{h} \right)^2 + \frac{1}{40} \left(\frac{2f}{h} \right)^4 + \dots \right\} \text{ ein,}$$

so findet man durch Subtraction beider so sich ergebenden Kurvenlängen die Länge des Theils NEC , bei welcher das Gleiten über den Pfeiler unter der Einwirkung der Spannung T' aufhört.

Wird nun durch zufällige Belastungen der Bahn die Kettenspannung in $R = T$ übergehen gemacht, so findet man die neue, nach hergestelltem Gleichgewichtszustande statthabende Spannfettenlänge auf dem vorigen Wege, indem man dabei die Spannung R oder T statt R' oder T' in Rechnung bringt.

Beide Kurvenlängen von einander abgezogen, geben sonach die Größe an, um welche ein Gleiten der Ketten von der einen nach der andern Seite hin möglich war.

Denselben Weg wird man einzuschlagen haben, wenn die Größe zu suchen ist, um welche in Folge entstehender Ueberlastungen der Bahn ein Gleiten der Ketten über die Pfeiler bei stattfindendem Reibungswiderstande von einer nach der andern Seite vor sich geht. Nur wird man statt der Spannfettenspannung jene

Werthe einzuführen haben, welche sich hierfür aus dem frühern ergeben. Damit in diesem Falle kein Kanten des Pfeilers um die Achse B eintritt, muß das Moment des Pfeilergewichts größer sein, als das statische Moment der bei überlasteter Bahn zur Ueberwindung der Reibung erforderlichen Kraft.

Da die Biegung der Spannketten, welche keine Bogen tragen, in den meisten Fällen außerordentlich gering ist, so wird man vorstehende Untersuchung nur selten zu machen haben.

Ein hinreichend genaues Resultat wird man auch leicht erhalten durch die Anwendung der Formeln (1), (2) und (3) des ersten Theils dieses Paragraphen, wenn man statt Q den Werth $R \cos w$ setzt. *)

§. 6.

Theorie der Schwanungen bei Kettenbrücken. **).

Zusammengesetzte Kettenbrücken können in sehr verschieden modificirten Arten und Formen erbaut werden, und für jede Art von Zusammensetzung sind wieder mehrere Fälle ungleicher Belastungen möglich, so daß die speciellen Entwicklungen aller möglichen Schwanungsfälle sehr weitläufig werden könnten; es werden daher in dem Folgenden nur diejenigen Fälle behandelt, welche am meisten Anwendung zu finden pflegen.

Die Fälle sind:

1) Wenn die Brücke einen Mittelpfeiler und zwei Uferpfeiler hat und aus zwei ganzen zusammenhängenden Bahnen besteht. Fig. 7.

2) Wenn bei der Brücke ein ganzer Mittelbogen sammt zugehöriger Bahn zwischen zwei in den Fluß gebauten Pfeilern, und nächst den Ufern zwei mit dem Mittelbogen zusammenhängende halbe Kettenbogen, deren Scheitelpunkte mit jenen des Mittelbogens in gleichem Horizonte liegen, sammt 2 halben Seitenbahnen angeordnet werden, wobei also die halben Endketten in ihren Scheiteln mit dem Ufermauerwerk verbunden sind. Fig. 8.

3) Wenn bei der vorhergehenden Anordnung nur die Abänderung stattfindet, daß die zwei Seitenbogen zwar congruent mit dem Mittelbogen, jedoch nicht in ihren Scheitelpunkten in das Ufermauerwerk befestigt, sondern kleinere Theile als die Hälfte des Mittelbogens sind, sowie auch die Seitenbahnen kleinere Theile als die Hälfte der Mittelbahn bilden. Fig. 11.

4) Wenn bei der Anordnung (3) die beiden Seitenbogen noch kleiner sind, oder auch die Seitenketten unter die Bahn laufen. Fig. 18.

Untersuchung der ersten Constructionsart.

Bei dieser Anordnung ist nur ein Fall von ungleicher Belastung möglich, und zwar, wenn eine Brückenbahn gegen die andere überlastet ist.

*) Navier, Memoire sur le ponts suspendus. Paris 1823.

***) Beitrag für den Kettenbrückenbau von F. Schnirch. Prag 1832.

Stellt man sich vor, daß die Unterlage, worauf die Hängeketten ruhen, unbeweglich sei, die Ketten selbst aber über diese, gewöhnlich ein Kreissegment bildenden Unterlagen frei hin und her gleiten können, indem sie auf mehreren beweglichen Walzen liegen, so werden diese Ketten bei ihrer Beweglichkeit eine ganz unbedeutende Reibung zu überwinden haben, und da es ohnehin für den Stützpfiler von dem größten Vortheil ist, die Reibung so viel als möglich zu vermindern, so kann man hier süglich die Reibung ganz außer Acht lassen, und dieß um so mehr, als man durch Vergrößerung der Walzendurchmesser, die ohnedieß aus sehr hartem Material bestehen müssen, und Glättung der übereinander rollenden Oberflächen diese Reibung sehr leicht auf Null herabsetzen kann.

Es wird demnach, wenn die Ketten in A und C, Fig. 7, vollkommen fest, in B hingegen vollkommen beweglich gedacht werden, die belastete Kette BaC von der unbelasteten AaB ein dem Uebergewichte proportionales Stück $x B = l$ über den Stützpunkt herüberziehen, wodurch sich erstere um eben so viel verlängert, als letztere sich verkürzt. Die Form beider Kettenlinien wird daher verändert, indem die verlängerte Kette BbC sich um ab senkt, die verkürzte BcA hingegen um ac hebt, mithin der normale Aufhängewinkel α bei ersterer um φ größer, bei letzterer um ψ kleiner wird.

Setzt man:

die halbe Sehne des Kettenbogens . . . $Cd = Ad = dB = h$

den Krümmungspfeil $da = f$

die Länge der halben Kette $Ca = Aa = Ba = c$

den normalen Aufhängewinkel $= \alpha$

das Gewicht auf die Längeneinheit der stärker belasteten Kette $= P$

das Gewicht der weniger belasteten $= p$

so wird durch diese Belastungsungleichheit die normale Form beider Ketten nachstehende Veränderung erleiden:

die halbe Sehne des Kettenbogens bleibt $= h$

der Krümmungspfeil f wird, wenn $ab = \delta$ und

$ac = \delta'$, bei der belasteten Kette in . . . $bd = f + \delta$

bei der unbelasteten in $cb = f - \delta'$

der Winkel α bei der erstern $= \alpha + \varphi$

„ bei der letztern $= \alpha - \psi$

die halbe Länge der belasteten Kette in . . . $Bb = c'$

die halbe Länge der unbelasteten Kette in . . . $Bc = c''$

übergehen.

Zur Bestimmung der oben angeführten Größen dient die frühere Gleichung für die größte Ordinate der Kettenlinie, nämlich:

$$\left(\frac{2f}{h}\right)^2 = 6 \left[\left(\frac{c-h}{h}\right) + \frac{9}{10} \left(\frac{c-h}{h}\right)^2 - \frac{54}{175} \left(\frac{c-h}{h}\right)^3 + \right]. \quad (1)$$

Wenn man in dieser Gleichung die höhern Potenzen von $\frac{c-h}{h}$ als zu un-

bedeutend vernachlässigt, so erhält man den Werth für f aus

$$(2) \quad f^2 = \frac{3}{2} h (c - h).$$

Nachdem aber die Kette BaC um den Theil $Bx = 1$ verlängert wurde, so wird die Länge der ganzen gesenkten Kette $Bbc = 2c' + 1$, somit $c' = c + \frac{1}{2}$; und weil ferner $db = f + \delta$ der neue Krümmungspfeil ist, so erhält man durch Substitution dieser neuen Werthe in Formel (2)

$$(3) \quad (f + \delta)^2 = \frac{3h}{2} \left(c + \frac{1}{2} - h \right).$$

Daraus ergibt sich:

$$1 = \frac{4}{3h} (f + \delta)^2 - 2(c - h)$$

oder wenn man den aus (2) folgenden Werth $c - h = \frac{2f^2}{3h}$ statt $c - h$ substituirt, so ist nach gehöriger Auflösung:

$$1 = \frac{4}{3h} (2f\delta + \delta^2). \quad (4)$$

Um nun dieses 1 auch durch den Werth $f - \delta'$ auszudrücken, verfähre man auf dieselbe Art; denn weil die Kette AcB um $Bx = 1$ verkürzt wurde, so ist $2c'' = 2c - 1$ und $c'' = c - \frac{1}{2}$ und daher auch

$$(5) \quad (f - \delta')^2 = \frac{3h}{2} \left(c - \frac{1}{2} - h \right)$$

woraus nach abermaliger Substitution des oben gefundenen Werthes für $c - h$

$$(6) \quad 1 = \frac{4}{3h} (2f\delta - \delta'^2).$$

Durch Verbindung der Gleichungen (4) und (6) findet man

$$(7) \quad \delta = -f \pm \sqrt{f^2 + 2f\delta' - \delta'^2}.$$

Aus dieser Gleichung könnte man die Senkung der belasteten Bahn finden, wenn δ' bekannt wäre.

Zur Bestimmung von δ' verfährt man wie folgt:

Die Gleichung für den horizontalen Zug einer freihängenden Kette ist allgemein:

$$Q = \frac{ph^2}{2f};$$

man hat daher sowohl für die belastete als unbelastete Kette

$$(8) \quad Q = \frac{Ph^2}{2(f + \delta)} = \frac{ph^2}{2(f - \delta')}$$

statt δ den Werth aus (7) gesetzt und die Gleichung gehörig entwickelt, gibt

$$(9) \quad \delta' = f \left\{ 1 \mp \sqrt{\frac{2p^2}{P^2 + p^2}} \right\}$$

welches die Formel für die Steigung der weniger belasteten Bahn ist.

Diese Steigung wird um so größer, je größer f ist, d. h. je größer der Aufhängewinkel ist. Bei stark gespannten Ketten ist also die Schwankung immer unbedeutender, als bei weniger gespannten.

Da nun δ' bekannt, so gibt die Gleichung (7) auch den Werth für δ . Ebenso erhält man den Werth von l aus den Gleichungen (4) oder (6), je nachdem man δ oder δ' substituirt.

Für die geänderten Winkel findet man die Werthe aus der bekannten Gleichung

$$\text{tang } \alpha = \frac{2f}{h}$$

und zwar

$$\text{für } \alpha + \varphi \dots \text{tang } (\alpha + \varphi) = 2 \left(\frac{f + \delta}{h} \right) \quad (10)$$

$$\text{für } \alpha - \psi \dots \text{tang } (\alpha - \psi) = 2 \left(\frac{f - \delta}{h} \right) \quad (11)$$

Ferner die Längen der Ketten nach erfolgter Formänderung, und zwar:

$$\text{für } Bb \text{ aus } c' = h \left[1 + \frac{1}{6} \left(\frac{2(f + \delta)}{h} \right)^2 - \dots \right] \quad (12)$$

$$\text{für } Bc \text{ aus } c'' = h \left[1 + \frac{1}{6} \left(\frac{2(f - \delta')}{h} \right)^2 - \dots \right] \quad (13)$$

Untersuchung der zweiten Constructionsart. Fig. 8.

Hier werden 3 Belastungsfälle angenommen:

Im ersten Falle kann die Mittellette belastet, die beiden Endketten aber unbelastet sein. Die punktirten Linien Fig. 8 zeigen die Veränderung der Kettenformen an, wenn die Kette in den Ufern in a und a befestigt, in A und B hingegen beweglich gedacht wird.

Es seien die halben Sehnen aller Kettenbögen und zwar $Ad = Bd = h$
 die Krümmungspfeile $da = f$
 die horizontalen Spannungen $= Q$

Da die beiden halben Ketten in den Punkten a befestigt sind und durch die belastete Mittellette AbB über die Stützpunkte A und B herübergezogen, somit gehoben werden, so müssen die halben Ketten Aa und Ba kleinere Theile einer weiter gespannten halben Kette Bac bilden, deren halbe Sehne BD und Pfeil cD ist; für diese Formänderung sei also

$$\begin{aligned} BD &= h' \\ CD &= f' \\ bd &= F \end{aligned}$$

wobei F größer werden muß, als f , weil sich die belastete Mittellette um ab senkt, ebenso muß der neue Scheitelpunkt c der Kette Bac tiefer fallen, als a , mithin f' größer als f sein.

Der Grundsatz, daß nach erfolgter Formänderung die horizontalen Züge bei allen 3 Ketten einander gleich sein müssen, findet auch hier Anwendung; wenn

man nämlich in die allgemeine Gleichung $Q = \frac{ph^2}{2f}$ die gehörigen Werthe setzt,

$$(1) \quad \text{so ist} \quad \frac{Ph^2}{2F} = \frac{ph'^2}{2f'}$$

worin F , f' und h' unbekannte Größen sind.

Wenn die beiden Endketten um die Länge l sich verkürzen, so verlängert sich die Mittelfette um $2l$; ist daher die halbe normale Länge bei allen Ketten, also $Aa = Ba = c$; die halbe Länge der gesenkten Kette $Ab = Bb = c'$; die halbe Länge der gehobenen Kette $Bac = c''$, so hat man die ganze veränderte Länge der Kette $AbB = 2c' = 2c + 2l$ und $c' = c + l$;

hingegen die veränderte Länge der Seitenketten bis zum Scheitel c gerechnet $Bac = c'' = c - l + ac$. Das Stück ac muß, ein Theil der Kettenlinie Bac , durch die allgemeine Längenformel:

$$c = h \left\{ 1 + \frac{1}{6} \left(\frac{2f}{h} \right) - \frac{1}{40} \left(\frac{2f}{h} \right)^2 + \dots \right\}$$

ausgedrückt werden, wobei ce als die halbe Sehne h und ae als der Krümmungspfeil f anzusehen ist.

Da nun bei dem Stück ac die halbe Sehne $ce = Dd = h' - h$ und der Krümmungspfeil $ae = f' - f$ ist, so erhält man

$$ac = (h' - h) \left[1 + \frac{1}{6} \left(\frac{2(f' - f)}{h' - h} \right)^2 \right] = h' - h + \frac{2(f' - f)^2}{3(h' - h)}$$

Dieser Werth statt ac in obige Formel für c'' gesetzt, gibt:

$$(3) \quad c'' = c - l + h' - h + \frac{2(f' - f)^2}{3(h' - h)}$$

Wenn diese Werthe aus (2) und (3) in die allgemeine Formel

$$\left(\frac{2f}{h} \right)^2 = 6 \left(\frac{c - h}{h} \right) \text{ gesetzt werden, so ergibt sich aus } \left(\frac{2F}{h} \right)^2 = 6 \left(\frac{c - h}{h} \right)$$

$$(4) \quad l = \frac{2F^2}{3h} - (c - h) = \frac{2}{3h} (F^2 - f^2)$$

$$\text{und aus } \left(\frac{2f'}{h'} \right)^2 = 6 \left(\frac{c'' - h'}{h'} \right)$$

$$(5) \quad l = c - h + \frac{2}{3} \left\{ \frac{(f' - f)^2}{h' - h} - \frac{f'^2}{h'} \right\} = \frac{2}{3} \left\{ \frac{f^2}{h} + \frac{(f' - f)^2}{h' - h} - \frac{f'^2}{h'} \right\}$$

wobei $c - h$ durch h und f und zwar $c - h = \frac{2f^2}{3h}$ ausgedrückt wurde.

Diese gefundenen Werthe von l aus (4) und (5) in eine Gleichung zusammengestellt, geben nach gehöriger Entwicklung die Größe für den neuen Krümmungspfeil der Mittelfette an, und zwar:

$$F = \sqrt{2f^2 + h \left\{ \frac{(f' - f)^2}{h' - h} - \frac{f'^2}{h'} \right\}}$$

Um nun f' bestimmen zu können, müssen wir uns der allgemeinen Gleichung für die Abszissen und Ordinaten einer Kettenlinie $y = \frac{fx^2}{h^2}$ bedienen, und das

Stück ae als Ordinate, ce als Abszisse in Hinsicht auf die Kette Bac betrachten, wonach $ae = y$, $ce = x$, die halbe Sehne h' und der Krümmungspfeil f' folglich $ae = \frac{f' \cdot ce^2}{h'^2}$ ist. Da aber $ae = f' - f$, $ce = h' - h$, so erhalten wir:

$$f' - f = f' \frac{(h' - h)^2}{h'^2} \text{ woraus}$$

$$f' = \frac{f h'^2}{2 h' h - h^2} \quad (7)$$

Substituiert man in Gleichung (1) statt f' und F die Werthe aus (6) und (7), so ist

$$\frac{P h^2}{2 \sqrt{2 f^2 + h \left\{ \frac{(f' - f)^2}{h' - h} - \frac{f'^2}{h} \right\}}} = \frac{p h'^2 \cdot (2 h' h - h^2)}{2 f h'^2}$$

und durch Auflösung dieser Gleichung findet man, nachdem auch in dem ersten Theil derselben statt f' der Werth aus (7) gesetzt wurde, folgende Formel für die halbe Sehne h'

$$h' = \frac{h}{2} \left\{ 1 \pm \sqrt{\frac{P^2 + 4 P^2}{5 P^2}} \right\}. \quad (8)$$

Die Gleichungen (7) und (6) geben die Werthe für f' und F .

Bezeichnet man die Senkung der Mittelbahn mit δ und die Steigung der Endbahnen mit δ' , so wird erstere $\delta = F - f$; setzt man statt F den Werth aus (6), so ist

$$\delta = \sqrt{2 f^2 + h \left\{ \frac{(f' - f)^2}{h' - h} - \frac{f'^2}{h} \right\}} - f$$

und wenn für f' und h' die Werthe aus (7) und (8) substituiert werden, so erhält man:

$$\delta = f \left\{ \sqrt{\frac{5 P^2}{4 P^2 + p^2}} - 1 \right\}. \quad (9)$$

Die Steigung einer jeden Endkette ist der größte vertikale Abstand mo , Fig. 16, der gehobenen Kette Bma , von der sich bei durchaus gleicher Belastung aller Bahnen im Gleichgewicht befindenden Kette Boa , und es muß vorher ausgemittelt werden, wohin dieser größte vertikale Abstand fällt. Man hat dazu die Gleichung $y = \frac{f x^2}{h^2}$. Es sei nämlich:

ab die Abszissenlinie der Kette Boa ,

ce " " " " " $Bmac$,

a der Anfangspunkt der Abszissen oder der Scheitel bei der ersten Kette,

c " " " " " " " " bei der zweiten Kette.

Ferner $ar = x$, $or = y$, so ist

$$mo = mn - or - nr \quad (a)$$

mn ist eine Ordinate der Kette $Bmac$ für die Abszisse cn , folglich

$$mn = \frac{f^4 \cdot cn^2}{h'^2} = \frac{f'}{h'^2} (x + h' - h)^2. \quad (b)$$

Für or hat man:

(c) $or = \frac{fx^2}{h^2}$; ferner ist:

(d) $nr = f' - f$

Diese 3 Werthe b, c, d in die Gleichung (a) substituirt, gibt:

(e) $mo = f' \frac{(x + h' - h)^2}{h'^2} - \frac{fx^2}{h^2} - (f' - f)$

oder

(f) $mo = \frac{x^2(f'h^2 - fh'^2) + 2f'h^2x(h' - h) + f'h^3(h - 2h') + fh'^2h^3}{h'^2h^2}$

$\frac{d \cdot mo}{dx} = 0 = \frac{2x(f'h^2 - fh'^2) + 2f'h^2(h' - h)}{h'^2h^2}$

woraus, wenn für f' der Werth aus Gleichung (7) gesetzt wird,

(g) $x = \frac{h}{2}$ folgt.

Diesen Werth in die Gleichung (e) gesetzt, gibt:

$mo = \frac{f'}{h'^2} \left(h' - \frac{h}{2} \right) + \frac{3}{4} f - f'$

statt f' den Werth aus (7) gesetzt, gibt:

$mo = \delta' = \frac{f}{2} \left(\frac{h' - h}{2h' - h} \right)$

statt h' den Werth aus (8), gibt die Steigung

(10) $\delta' = \frac{f}{4} \left\{ 1 - \sqrt{\frac{5p^2}{p^2 + 4P^2}} \right\}$.

Der zweite Belastungsfall bei dieser Konstruktionsart ist jener, wenn die beiden Endketten belastet, die Mittellinke hingegen unbelastet ist.

Es sei in Fig. 9 die Belastung der Längeneinheit bei der belasteten Kette = P ; bei der unbelasteten = p ; die halbe Sehne $Ad = Bd = h$; der Pfeil $ad = bd = f$ und es wird, da die Ketten in a und a befestigt, in A und B beweglich sind, die unbelastete Mittellinke sich heben, die beiden belasteten Endketten hingegen werden sich senken; demnach wird der Scheitelpunkt a nach c versetzt, und die Ketten Bca und Aca bilden einen mehr als die Hälfte betragenden Theil einer näher gespannten Kettenlinie, deren

halbe Sehne $AD = BD = h'$
Pfeil $cd = f$

Der Scheitel b der Mittellinke steigt aufwärts bis o , und der Abstand desselben f von der Sehne AB geht sonach über in f' . Ueberhaupt nimmt das ganze System eine durch die punktirte Linie angedeutete Formveränderung an.

Demzufolge verkürzt sich die Mittellinke auf jeder Seite um eben so viel, als sich jede halbe Endkette verlängert, und wenn diese Verlängerung oder Verkürzung = 1

die Länge der halben Kette $AO = BO = c'$
" " " " " $Ac = Bc = c''$
" " des Kettenstücks $ac = c'''$

bedeutet, so folgt

$$\begin{aligned} c' &= c - 1 \\ c'' &= c + 1 - c''', \end{aligned} \quad (1)$$

wobei das c''' durch die allgemeine Längengleichung

$$c = h \left\{ 1 + \frac{1}{6} \left(\frac{2f}{h} \right)^2 - \frac{1}{40} \left(\frac{2f}{h} \right)^4 + \dots \right\}$$

mit Vernachlässigung der höhern Potenzen von $\frac{2f}{h}$ ausgedrückt werden muß.

Es ist nämlich in diesem Falle $h = h - h'$; $f = F - f$ und folglich

$$c''' = (h - h') \left[1 + \frac{1}{6} \left(\frac{2(F-f)}{h-h'} \right)^2 - \dots \right]$$

$$c''' = h - h' + \frac{2}{3} \frac{(F-f)^2}{(h-h')}, \text{ welcher Werth statt } c''' \text{ substituirt,}$$

die Gleichung

$$c' = c + 1 - \left\{ h - h' + \frac{2}{3} \frac{(F-f)^2}{h-h'} \right\} \text{ gibt.} \quad (2)$$

Durch gehörige Substitution der Werthe (1) und (2) und der übrigen Größen in die allgemeine Gleichung

$$\left(\frac{2f}{h} \right)^2 = 6 \left(\frac{c-h}{h} \right) \text{ erhält man:}$$

$$\left(\frac{2f'}{h} \right)^2 = 6 \cdot \left(\frac{c-1-h}{h} \right)$$

$$\left(\frac{2F}{h'} \right)^2 = 6 \cdot \left(\frac{c+1-h+h' - \frac{2}{3} \frac{(F-f)^2}{(h-h')} - h'}{h'} \right)$$

und durch fernere Entwicklung

$$1 = \frac{2}{3h} (f^2 - f'^2) \quad (3)$$

und auch

$$1 = \frac{2}{3} \left\{ \frac{F^2}{h'} + \frac{(F-f)^2}{h-h'} - \frac{f^2}{h} \right\} \quad (4)$$

endlich durch Verbindung von (3) und (4)

$$f = \sqrt{2f^2 - h \left(\frac{F^2}{h'} + \frac{(F-f)^2}{h-h'} \right)}. \quad (5)$$

Der Krümmungspfeil F wird ganz auf dieselbe Art gefunden, nämlich durch die Gleichung $y = \frac{f x^2}{h^2}$, wo $y = F - f$, $x = h - h'$, $f = F$ und $h = h'$ bedeutet, wodurch sich ergibt:

$$F = \frac{f h'^2}{2 h' h - h^2}. \quad (6)$$

Da nun $\frac{P h'^2}{2 F} = \frac{p h^2}{2 f}$ sein muß, so erscheint, wenn in diese Gleichung statt F und f die Werthe aus (5) und (6) substituirt werden, die halbe Sehne der gesenkten Endketten

$$(7) \quad h' = \frac{h}{2} \left\{ 1 \pm \sqrt{\frac{4p^2 + P^2}{5P^2}} \right\}.$$

Um nun die Erhebung der Mittelbahn zu erhalten, welche δ heißen mag, ist es bloß nötig, in die Gleichung $\delta = f - f'$ für f' und im Verfolge der Entwicklung auch für F und h' die Werthe aus (5), (6) und (7) zu substituiren, wodurch man erhält:

$$(8) \quad \delta = f \left\{ 1 - \sqrt{\frac{5p^2}{4p^2 + P^2}} \right\}.$$

Um die Senkung der Endketten zu bestimmen, sei Bma, Fig. 17, die Form derselben in ihrem Normalzustande, und Boca die Form der schon gesenkten Kette, und es wird der größte vertikale Abstand beider Kettenlinien die größte Senkung angeben.

Wenn diese Senkung δ' ist, so hat man

$$(a) \quad \delta' = mr + nr - on$$

mr ist eine Ordinate der Kettenlinie Bma für die Abszisse $ar = x$, daher

$$(b) \quad mr = \frac{fx^2}{h^2}$$

$$(c) \quad nr \text{ ist } = F - f$$

on ist eine Ordinate der Kettenlinie Boca für die Abszisse $cn = x - (h - h')$ daher

$$(d) \quad no = \frac{F \cdot (x - h + h')^2}{h'^2}.$$

Wenn diese 3 Werthe (b), (c), (d) in die Gleichung (a) substituirt werden, so ergibt sich:

$$\delta' = \frac{fx^2}{h^2} + F - f - \frac{F(x - h + h')^2}{h'^2}$$

oder weil auch hier der größte Abstand mo in die Mitte der halben Sehne fällt, mithin $x = \frac{h}{2}$ wird, so ist:

$$(e) \quad \delta' = \frac{F}{h'^2} \left(h' h - \frac{h^2}{4} \right) - \frac{3f}{4}.$$

Wenn man statt F und h' die Werthe aus (6) und (7) setzt, so erhält man

$$(9) \quad \delta' = \left\{ \sqrt{\frac{5p^2}{4p^2 + P^2}} - 1 \right\}.$$

Im dritten Belastungsfalle ist die eine Endkette belastet, die Mittel- und zweite Endkette hingegen unbelastet, die Ketten sind in a , a befestigt, in A und B aber beweglich. Fig. 10. Die belastete Kette senkt sich so, daß der Scheitelpunkt a nach c kommt und veranlaßt hierdurch eine Hebung der übrigen 2 Kettenbogen. Bei der Endkette Aa wird die halbe Sehne $A.d$ der veränderten Kettenlinie Aca kleiner als h und geht über in $AD = h'$.

Der Pfeil cD dieser Kette sei = F'
 bei der Endkette Ba wird für die veränderte
 Kettenform die halbe Sehne BE = H
 und der Krümmungspfeil eE = F
 bei der Mittellkette bleibt die halbe Sehne = h
 der Krümmungspfeil aber verwandelt sich in f'

Es muß sonach die Mittellkette im Punkt A um einen gewissen Theil l gegen D und die Endkette Ba im Punkt B um einen kleinen Theil l' gegen A herübergleiten.

Es ist daher, wenn die Längen der halben Kette $Ab = Ba = c$
 " " $Ao = Bo = c'$
 " " $Bae = c''$
 " " $Ac = c'''$
 " des Kettenstücks $ac = \gamma$
 " " $ae = \gamma'$

gesetzt wird, auf dieselbe Art wie früher

$$\gamma = h - h' + \frac{2(F' - f)^2}{3(h - h')}$$

$$\gamma' = H - h + \frac{2(F - f)^2}{3(H - h)}$$

folglich auch

$$c' = c - \frac{l}{2} + \frac{l'}{2} \quad (1)$$

$$c'' = c - l' + H - h + \frac{2(F - f)^2}{3(H - h)} \quad (2)$$

$$c''' = c + l - h + h' - \frac{2(F' - f)^2}{2(h - h')} \quad (3)$$

und wir erhalten durch abermalige Anwendung der allgemeinen Formel

$\left(\frac{2f}{h}\right)^2 = 6 \left(\frac{c - h}{h} \right)$ die drei Gleichungen:

$$\left(\frac{2f'}{h}\right)^2 = 6 \cdot \frac{\left(c - \frac{l}{2} + \frac{l'}{2} - h\right)}{h}$$

$$\left(\frac{2F}{H}\right)^2 = 6 \cdot \frac{\left(c - l' + H - h + \frac{2(F - f)^2}{2(H - h)} - H\right)}{H}$$

$$\left(\frac{2F'}{h'}\right)^2 = 6 \cdot \frac{\left(c + l - h + h' - \frac{2(F' - f)^2}{2(h - h')}\right)}{h'}$$

woraus sich, wenn in allen drei Ausdrücken $\frac{2f^2}{3h}$ statt $c - h$ substituirt wird, nachstehende Werthe für l und l' ergeben:

$$(4) \quad l' = \frac{4}{3h} (f'^2 - f^2) + 1$$

$$(5) \quad l' = \frac{2}{3} \left\{ \frac{f^2}{h} + \frac{(F-f)^2}{H-h} - \frac{F^2}{H} \right\}$$

$$(6) \quad 1 = \frac{2}{3} \left\{ \frac{F'}{h'} + \frac{F'-f)^2}{h-h'} - \frac{f^2}{h} \right\}.$$

Ferner bestimmt sich aus (4) und (5)

$$(7) \quad 1 = \frac{2f^2}{h} + \frac{2}{3} \left\{ \frac{(F-f)^2}{H-h} - \frac{F^2}{H} - \frac{2f^2}{h} \right\}^2$$

und aus (6) und (7)

$$(8) \quad f = \sqrt{2f^2 - \frac{h}{2} \left\{ \frac{F^2}{H} - \frac{(F-f)^2}{H-h} + \frac{F'^2}{h'} + \frac{(F'-f)^2}{h-h'} \right\}}.$$

Nun müssen noch die Krümmungspfeile F und F' ausgedrückt werden und zwar mittelst der Formel $y = \frac{fx^2}{h^2}$; indem man für y , x , f und h die entsprechenden Werthe substituirt, wodurch man erhält:

$$(9) \quad F' = \frac{fh'^2}{2h'h-h^2}$$

$$(10) \quad F = \frac{fH^2}{2Hh-h^2}.$$

Wenn diese beiden Werthe in (8) statt F und F' gesetzt werden, so ergibt sich

$$(11) \quad f' = f \sqrt{2 + \frac{h^2}{2} \left\{ \frac{3Hh-3H^2-h^2}{(2Hh-h^2)^2} + \frac{3h'h-3h'^2-h^2}{(2h'h-h^2)^2} \right\}}.$$

Da sich nach erfolgter Formänderung das Gleichgewicht wieder herstellen muß, so hat man auch

$$\frac{Ph'^2}{2F'} = \frac{ph^2}{2f} = \frac{pH^2}{2F}$$

und durch Substitution der Werthe für F' , f' und F erscheint:

$$P \left\{ \frac{2h'h-h^2}{f} \right\} = \frac{ph^2}{f \sqrt{2 + \frac{h^2}{2} \left\{ \frac{3Hh-3H^2-h^2}{(2Hh-h^2)^2} + \frac{3h'h-3h'^2-h^2}{(2h'h-h^2)^2} \right\}}} = P \frac{(2Hh-h^2)}{f}$$

||
A
||
B
||
C

Werden die Werthe A und C für sich einander gleichgesetzt, so erhält man

$$(12) \quad H = \frac{P}{p} \cdot \left(h' - \frac{h}{2} \right) + \frac{h}{2}$$

Wird ebenso B und C als Gleichung entwickelt, nachdem für H der Werth aus (12) substituirt worden ist, so kommt zur Bestimmung der halben Sehne h'

$$(13) \quad h' = \frac{h}{2} \left\{ 1 \pm \sqrt{\frac{9p^2 + P^2}{10p^2}} \right\}.$$

Da die Formeln (8) und (11) für den Pfeil f' der gehobenen Mittelbahn für die Rechnung sehr unbequem sind, so setze man in (11) statt H und h' ihre gefundenen Werthe, und man wird die kürzere Gleichung erhalten:

$$f' = f \sqrt{\frac{10 p^2}{9 p^2 + P^2}}.$$

Wenn man nun die Senkung der Endkette Aa mit δ
 die Hebung der Mittelfette AbB mit δ'
 " " " Endfette Ba mit δ''

bezeichnet, so wird, weil hier bei der Senkung der Endbahn ganz dieselben Schlüsse angewendet werden können, wie früher bei dem zweiten Belastungsfall:

$$\delta = mr + nr - no \quad \text{oder}$$

$$\delta = \frac{f x^2}{h^2} + F' - f - F' \cdot \frac{(x - h + h')^2}{h'^2}$$

oder weil $x = \frac{h}{2}$ sein muß

$$\delta = \frac{F'}{h'^2} \left\{ h'h - \frac{h^2}{4} \right\} - \frac{3}{4} f.$$

Statt F' den Werth gesetzt, gibt:

$$\delta = \frac{f}{2} \left\{ \frac{h-h'}{2h'-h} \right\}. \quad (14)$$

Statt h' den Werth aus (13) gibt:

$$\delta = \frac{f}{4} \left\{ \sqrt{\frac{10 P^2}{9 p^2 + P^2}} - 1 \right\}. \quad (15)$$

Die Hebung der unbelasteten Mittelfette ist $\delta' = f - f'$.

Statt f' den Werth aus (14)

$$\delta' = f \left\{ 1 - \sqrt{\frac{10 p^2}{9 p^2 + P^2}} \right\}. \quad (16)$$

Die Hebung der unbelasteten Kette Ba ist

$$\delta'' = mo = mn - nr - or$$

$$\delta'' = F \cdot \frac{(x + H - h)^2}{H^2} - \frac{f x^2}{h^2} - (F - f) \quad \text{oder}$$

$$\delta'' = \frac{F}{H^2} \left\{ \frac{h^2}{4} - Hh \right\} + \frac{3}{4} f; \quad \text{endlich}$$

wenn statt F und H ihre Werthe aus (10) und (12) substituirt werden, so gibt

$$\delta'' = \frac{f}{4} \left\{ 1 - \sqrt{\frac{10 p^2}{9 p^2 + P^2}} \right\} \quad (17)$$

als Steigung der unbelasteten Endbahn.

Untersuchung der dritten Constructionsart. Fig. 11

Hierbei ist $Ad = Bd = h$

$ad = bd = f;$

die Ketten sind nicht in a , a sondern in a' und a' befestigt, die vertikale Entfernung $a' d'$ dieser Befestigungspunkte von der Sehne sei f' und der horizontale Abstand derselben vom Aufhängepunkt $Ad' = Bd' = h'$. Die Ketten seien in den Punkten A und B vollkommen beweglich.

Es können wieder dreierlei Belastungsfälle vorkommen und zwar:

- Wenn die Belastung auf die Längeneinheit bei der Mittelfette P , bei den Endketten p ;
- wenn diese Belastung bei beiden Endketten P , bei der Mittelfette p ;
- wenn sie bei der einen Endkette P , bei der Mittel- und andern Endkette aber gleich p ist, wo in allen 3 Fällen $P > p$.

Im ersten Belastungsfall, Fig. 11, senkt sich die Mittelfette so, daß ihr Scheitel von b nach o herabgesetzt und hierdurch die Entfernung desselben von der Sehne in $do = F$ verwandelt wird.

Dies hat eine Hebung der beiden Endketten zur Folge, und der Scheitelpunkt dieser nun stärker gespannten Ketten kommt von a nach c , die halbe Sehne derselben wird

$$\begin{array}{ll} AD = BD = H & \\ \text{der Pfeil} & cD = F' \end{array}$$

Nennen wir ferner:

die ursprüngliche Länge der halben Kette $Aa'a = Ba'a = Ab = Bb = c$

die veränderte Länge der halben Kette $Ao = Bo = \gamma$

" " " $Aa'c'c = Ba'c'c = \gamma'$

die Länge des Kettenstücks $Aa' = Ba' = c'$

" " $a'c'c = \gamma''$

und den Theil, um welchen die Mittelfette auf jeder Seite verlängert, jede Endkette aber verkürzt wird = l

so erhalten wir:

$$(1) \quad \begin{array}{l} \gamma = c + l \\ \gamma' = c' - l + \gamma'' \\ \gamma'' = H - h' + \frac{2(F' - f')^2}{3(H - h')} \end{array}$$

$$(2) \quad \gamma' = c' - l + H - h' + \frac{2(F' - f')^2}{3(H - h')}$$

$$\text{aus } \left(\frac{2F'}{H}\right)^2 = 6 \cdot \frac{\gamma' - H}{H} \text{ ist}$$

$$(3) \quad 1 = c' - h' + \frac{2}{3} \left\{ \frac{(F' - f')^2}{H - h'} - \frac{F'^2}{H} \right\}$$

$$\text{und aus } \left(\frac{2F}{h}\right)^2 = 6 \cdot \frac{\gamma - h}{h} \text{ ist}$$

$$(4) \quad 1 = \frac{2}{3h} (F^2 - f^2).$$

Aus (3) und (4) ergibt sich

$$F = \sqrt{f^2 + \frac{3}{2} h (c' - h') + h} \left\{ \frac{(F' - f')^2}{H - h'} - \frac{F'^2}{H} \right\}$$

oder wenn wir der Kürze wegen

$$f^2 + \frac{3}{2} h (c' - h') = a \text{ setzen,}$$

$$F = \sqrt{a + h \left\{ \frac{(F' - f)^2}{H - h'} - \frac{F'^2}{H} \right\}} \quad (5)$$

Durch die bekannte Anwendung der Formel $y = \frac{fx^2}{h^2}$ ergibt sich

$$F' = \frac{f' H^2}{2 H h' - h'^2}. \quad (6)$$

Endlich aus der Gleichung für das Gleichgewicht:

$$\frac{P h^2}{2 F} = \frac{p h^2}{2 F'}$$

ergibt sich

$$H = \frac{h'}{2} \pm \frac{f'}{2} \sqrt{\frac{h (4 P^2 h^3 + p^2 h'^3)}{p^2 h' (4 a h' - 3 h f'^2)}}. \quad (7)$$

Um nun den Werth von a näher zu bestimmen, muß c' ausgedrückt werden, es ist nämlich $c' = c - a a'$, aber

$$a a' = (h - h') \left[1 + \frac{1}{6} \left(\frac{2(f - f')}{h - h'} \right)^2 \right] \text{ folglich}$$

$$c' = c - h + h' - \frac{2}{3} \frac{(f - f')^2}{h - h'};$$

setzt man diesen Ausdruck statt c' in den obigen Werth von a , und bestimmt auch f' durch f , h und h' mittelst der allgemeinen Formel

$$y = \frac{fx^2}{h^2} \text{ woraus } f = \frac{f(2 h h' - h'^2)}{h^2}$$

so erhält man:

$$a = \frac{f^2}{h^3} (h^3 - 3 h^2 h' - 3 h h'^2 + h'^3)$$

und diesen Werth in Gl. (7) gesetzt, gibt

$$H = \frac{h'}{2} \pm \left[h - \frac{h'}{2} \sqrt{\frac{4 P^2 h^3 + p^2 h'^3}{p^2 (4 h^3 + h'^3)}} \right] \quad (8)$$

daher auch

$$F = f \sqrt{\frac{P^2 (4 h^3 + h'^3)}{4 P^2 h^3 + p^2 h'^3}}. \quad (9)$$

Ebenso wie bei der zweiten Konstruktionsart findet man hier die Senkung der Mittelbahn

$$\delta = F - f \text{ oder}$$

$$\delta = f \left[\sqrt{\frac{P^2 (4 h^3 + h'^3)}{4 P^2 h^3 + p^2 h'^3}} - 1 \right]. \quad (10)$$

Um die Steigung der beiden Endketten zu finden, sei $Boa'a$, Fig. 14, die Form derselben im Zustande der gleichförmigen Belastung und $Bma'e$ die Form der gehobenen Endkette; B sei der Aufhängepunkt, a der Scheitel der er-

stren, c der Scheitel der letzteren Kette und in a' sei die Kette befestigt, so wird die größte Hebung mo in der Mitte der horizontalen Entfernung des Befestigungspunktes vom Stützpunkt liegen müssen, daher muß

$\delta' = mo = mo - or - nr$ sein; da nun, weil $Be = h$, $Bd = h'$, $Bi = H$, $ae = f$, $a'd = f'$, $ei = F'$

$$mn = \frac{F' \cdot c \cdot n^2}{H^2} = \frac{F' \left(H - \frac{h'}{2} \right)^2}{H^2}$$

$$or = f \frac{ar^2}{h^2} = \frac{f \left(h - \frac{h'}{2} \right)^2}{h^2}$$

$nr = F' - f$ ist, so erhalten wir

$$\delta' = \frac{F' \left(H - \frac{h'}{2} \right)^2}{H^2} - \frac{f \left(h - \frac{h'}{2} \right)^2}{h^2} - F' + f$$

und wenn statt F' , H die schon gefundenen Werthe gesetzt werden, so ergibt sich:

$$(11) \quad \delta' = \frac{f h^2}{4 h^2} \left\{ 1 - \sqrt{\frac{p^2 (4 h^3 + h'^3)}{4 P^2 h^3 + p^2 h'^3}} \right\}.$$

Im zweiten Belastungsfall werden die beiden Endketten als belastet, die Mittellinke als unbelastet angenommen.

Hierbei kann der Scheitel der in a', Fig. 12, befestigten gesenkten Endketten entweder auf die eine oder die andere Seite des Befestigungspunktes a' fallen, je nachdem die Belastungsdifferenz größer oder kleiner, und der Punkt c mehr oder weniger von dem Scheitel a der normalen Kettenform entfernt ist; für die Entwicklung der nöthigen Formeln ist es jedoch einerlei, wo man denselben annehmen will, und er sei daher in c.

Die unbelastete Mittellinke wird in ihrem Scheitel b um bo gehoben, und hierdurch auf jeder Seite um l verkürzt, jede Endkette Aa' und Ba' um l verlängert.

Es sei nun: die halbe Sehne . . .	$AD = BD = h''$
der Pfeil	$CD = F$
„ „ der Mittellinke . . .	$do = f''$
die Länge der halben Kette	$Aa'a = Ab = Bb = Ba'a = c$
„ „ des Kettenstücks	$Aa' = Ba' = c'$
„ „ der halben Kette	$Ac = Bc = c''$
„ „ „ „	$Ao = Bo = c'''$
„ „ des Kettenstücks	$a'c = \gamma$

so wird man durch Anwendung der schon oft gezeigten Verfahrensarten nachstehende Formeln zur Berechnung der unbekanntenen Größen festsetzen können.

$$\gamma = h' - h'' + \frac{2(F - f'')^2}{3(h' - h)}$$

$$(1) \quad c'' = c + l - h' + h'' - \frac{2(F - f'')^2}{3(h' - h)}$$

$$(2) \quad c''' = c - l.$$

$$\text{Aus } \left(\frac{2F}{h''}\right)^2 = 6 \cdot \frac{c' + 1 - \gamma - h''}{h''}$$

$$1 = \frac{2}{3} \left\{ \frac{F^2}{h''} + \frac{(F - f')^2}{h' - h''} \right\} - (c' - h'). \quad (3)$$

$$\text{Aus } \left(\frac{2f''}{h}\right)^2 = 6 \cdot \frac{c - 1 - h}{h}$$

$$1 = \frac{2}{3h} (f^2 - f''^2). \quad (4)$$

Durch die allgemeine Gleichung $y = \frac{fx^2}{h^2}$

$$F = \frac{f h''^2}{2h''h' - h'^2} \quad (5)$$

aus (3) und (4)

$$f'' = \sqrt{\left\{ f^2 + \frac{3h}{2} (c' - h') - h \left(\frac{F^2}{h''} + \frac{(F - f')^2}{h' - h''} \right) \right\}}. \quad (6)$$

Endlich muß Gleichgewicht der Ketten stattfinden, also

$$\frac{Ph''^2}{2F} = \frac{ph^2}{2f'}$$

und durch Substitution der Werthe F und f' und gehörige Auflösung dieser Gleichung

$$h'' = \frac{h'}{2} \pm \left(h - \frac{h'}{2} \right) \sqrt{\frac{4p^2h^3 + P^2h'^3}{P^2(4h^3 + h'^3)}}. \quad (7)$$

Um die Formel (6) kürzer auszudrücken, setzt man statt F und h'' die Werthe aus (5) und (7) und

$$c'' = \frac{2}{3} \left\{ \frac{f^2}{h} - \frac{f - f'}{h - h'} \right\} + h: f' = f \frac{(2hh' - h'^2)}{h^2}$$

woraus sich ergibt:

$$f'' = f \sqrt{\frac{p^2(4h^3 + h'^3)}{4p^2h^3 + P^2h'^3}}. \quad (8)$$

Hieraus ist die Hebung der unbelasteten Mittelbahn

$$\delta = f - f' = f \left\{ 1 - \sqrt{\frac{p^2(4h^3 + h'^3)}{4p^2h^3 + P^2h'^3}} \right\} \quad (9)$$

Wenn Bma'a die normale Form der Endkette, Boga' Fig. 15 die geänderte Form derselben vorstellt; und

$$Ae = h' \quad Ad = h', \quad Ai = h'', \quad ae = f, \quad a'd = f', \quad ci = F,$$

so wird die größte Senkung mo wieder in die Mitte von h' fallen, und es ist:

$$mo = \delta' = mn - or - nr = \frac{f}{4h^2} (2h - h')^2 - \frac{F \left(h'' - \frac{h'}{2} \right)}{h''} - f + F$$

oder wenn statt F und h'' und im Verlauf der Entwicklung auch statt f' die schon bekannten Werthe substituirt werden

$$\delta' = \frac{fh'^2}{4h^2} \left\{ \sqrt{\frac{P^2(4h^3 + h'^3)}{4p^2h^3 + P^2h'^3}} - 1 \right\}. \quad (10)$$

Beim dritten Belastungsfall wird angenommen, daß die eine Endkette belastet, die Mittel- und andere Endkette hingegen unbelastet ist.

Die Veränderung der Kettenformen entsteht hier, indem sich die belastete Kette um die Größe l verlängert und dadurch sowohl die Mittellkette, als auch die andere Endkette in der Art verkürzt, daß die Verkürzung der letztern einen kleinern Theil als l , nämlich l' jene der erstern aber $l - l'$ beträgt; wonach die belastete Endkette gesenkt und beide andere gehoben erscheinen, wie Fig. 13 zeigt.

Für diese Formänderung fällt der Scheitel der belasteten Endkette von a nach c

„ „ „ „ „ „ „ „ unbelast. Mittellkette „ b „ o
 „ „ „ „ „ „ „ „ Endkette „ a „ e

und wenn abermals die veränderte halbe Sehne $\left\{ \begin{array}{l} \text{der Kette } A c = A D = h'' \\ \text{der Kette } B a' e = B E = H \\ \text{der Kette } A c = c D = F \\ \text{der Kette } A o = B o = o d = f'' \\ \text{der Kette } B a' e = e E = F' \end{array} \right.$

die Länge der halben Kette $A b$ oder $B b = c$ und die Länge des Kettenstücks $A a'$ oder $B a' = c'$ genannt wird, so folgt daraus, weil

$$a'c = h' - h'' + \frac{2}{3} \cdot \frac{(F - f)'^2}{h' - h''} \text{ und}$$

$$a'e = H - h' + \frac{2}{3} \cdot \frac{(F' - f')^2}{H - h'} \text{ ist}$$

nach den bekannten Grundsätzen

$$(1) \quad A c = \gamma = c' + l - a'c = c' + l - h' + h'' - \frac{2}{3} \frac{(F - f)'^2}{(h' - h'')}$$

$$(2) \quad A o = \gamma' = c' + \frac{l'}{2} - \frac{l}{2}$$

$$(3) \quad B e = \gamma'' = c' - l' + a'e = c' - l' + H - h' + \frac{2}{3} \cdot \frac{(F' - f')^2}{H - h'}$$

ferner aus: $\frac{4F^2}{h''^3} = 6 \cdot \frac{\gamma - h''}{h''}$

$$(4) \quad 1 = \frac{2}{3} \left\{ \frac{F^2}{h''} + \frac{(F - f)'^2}{h' - h''} \right\} - (c' - h')$$

aus $\frac{4F'^2}{h^2} = 6 \cdot \frac{\gamma' - h}{h}$

$$(5) \quad 1 = \frac{4}{3h} (F'^2 - f'^2) + 1$$

und aus $\frac{4F'^2}{H^2} = 6 \cdot \frac{\gamma'' - H}{H}$

$$(6) \quad l' = c' - h' + \frac{2}{3} \left\{ \frac{(F' - f')^2}{H - h'} - \frac{F'^2}{H} \right\}$$

Durch Verbindung von (5) und (6) ergibt sich:

$$(7) \quad 1 = c' - h' + \frac{2}{3} \left[\frac{(F' - f')^2}{H - h'} - \frac{F'^2}{H} \right] - \frac{4}{3h} (F'^2 - f'^2)$$

und durch (4) und (7)

$$f'' = \sqrt{\left[\frac{3h}{2} (c' - h') + f^2 + \frac{h}{2} \left(\frac{(F' - f')^2}{H - h'} \right) - \frac{F'^2}{H} - \frac{F^2}{h''} - \frac{(F - f)^2}{h' - h''} \right]}. \quad (8)$$

Aus der allgemeinen Gleichung $y = \frac{fx^2}{h^2}$ ist, da bei der belasteten Endfette im Punkte a' , $y = F - f'$, $f = F$, $x = h' - h''$ und $h = h''$ bedeutet:

$$F = \frac{f' h''^2}{2h' h'' - h'^2} \quad (9)$$

und bei der unbelasteten Endfette, da ebenfalls im Punkte a' , $y = F' - f'$, $f = F'$, $h = H$ und $x = H - h'$ ist

$$F' = \frac{f' H^2}{2H h' - h'^2}. \quad (10)$$

Durch Substitution von (9) und (10) in (8)

$$f'' = \sqrt{\left[\frac{3h}{2} (c' - h') + f^2 + \frac{h f'^2}{2} \left(\frac{3H h'^2 - 3H^2 h' - h'^3}{2H h' - h'^2} \right) + \frac{3h'' h'^2 - 3h''^2 - h'^3}{(2h'' h' - h'^2)^2} \right]}. \quad (11)$$

Da bei der Formveränderung der Ketten nach hergestellten Gleichgewicht wieder $\frac{Ph''^2}{2F} = \frac{ph^2}{2F'} = \frac{pH^2}{2F'}$ sein muß,

so wird man nach dem ersten und dritten Ausdruck nach Substitution der Werthe von F und F' erhalten:

$$H = \frac{P}{p} \left(h'' - \frac{h'}{2} \right) + \frac{h'}{2} \quad (12)$$

und wenn die ersteren 2 Ausdrücke genommen werden, und für F , f' und H , sowie für F' ihre Werthe gesetzt werden, so findet man den Werth von h''

$$h'' = \frac{h'}{2} + \left(h - \frac{h'}{2} \right) \sqrt{\frac{8p^2 h^3 + h'^3 (P^2 + p^2)}{2P^2 (4h^3 + h'^3)}}. \quad (13)$$

Endlich durch Anwendung dieser Formel in Gl. (11)

$$f'' = f \sqrt{\frac{2p^2 (4h^3 - h'^3)}{8p^2 h^3 + h'^3 (P^2 + p^2)}}. \quad (14)$$

Aus den bereits festgestellten Formeln läßt sich nun die Hebung und Senkung der Bahnen herleiten.

Die Senkung der belasteten Endbahn Aa' sei δ

die Hebung der unbelasteten Mittelbahn . . . δ'

„ „ „ „ Endfette . . . δ''

so ist mit Beziehung auf die Fig. 15

$$\delta = om = mn - or - nr = \frac{f}{4h^2} (2h - h')^2 - \frac{F'}{h''^2} \left(h'' - \frac{h'}{2} \right)^2 - f + F$$

und wenn für alle Größen F , h'' , f' ihr bereits bekannter Werth substituirt wird

$$\delta = \frac{f h'^2}{4h^2} \left[+ \sqrt{\frac{2P^2 (4h^3 + h'^3)}{8p^2 h^3 + h'^3 (P^2 + p^2)}} - 1 \right]. \quad (15)$$

Ferner ist $\delta' = f - f'$

$$(16) \quad \delta' = f \left[1 + \sqrt{\frac{2p^2(4h^3 + h'^3)}{8p^2h^3 + h'^3(P^2 + p^2)}} \right].$$

Endlich nach Fig. 24 $\delta'' = mo = mn - or - nr$

$$(17) \quad \delta'' = \frac{fh'^2}{4h^2} \left[1 + \sqrt{\frac{2p^2(4h^3 - h'^3)}{8p^2h^3 + h'^2(P^2 + p^2)}} \right].$$

Untersuchung der vierten Constructionsart.

Zu dieser Constructionsart kann sowohl die durch Fig. 11 vorgestellte Anordnung, wobei aber die Endketten noch kleiner sind, als auch jene gerechnet werden, wo sich die Endketten, wie bei der Hammersmithbrücke, unter die Bahn verlaufen, Fig. 18.

Es sei bei dieser Constructionsart für den Zustand der durchaus gleichen Belastung in Fig. 18 die halbe Sehne des Mittelbogens $Ad = Bd = h$.

Der Krümmungspfeil $bd = f$.

Die horizontale Entfernung der Befestigungspunkte a' der Endketten von den Stützpunkten A und B, also $Ad'' = Bd' = h'$.

Der Abstand $a'd' = f'$.

Die horizontale Entfernung des weiter in das Uferwerk zurücktretenden, jedoch bloß imaginären Scheitels dieser Endketten von den Stützpunkten, oder ihre halbe Sehne $AE = BE = H$; der vertikale Abstand dieses Scheitels oder der Pfeil $aE = f$.

Der Krümmungspfeil F wird aus der Gleichung $y = \frac{fx^2}{h^2}$ gefunden, indem für die Kette $Aa'a$ im Punkte a'

$$y = F - f'$$

$$f = F$$

$$x = H - h'$$

$$h = H \text{ ist; es ist nämlich:}$$

$$(1) \quad F = \frac{f'H^2}{2Hh' - h'^2}$$

Die halbe Sehne H ergibt sich aus der Gleichung $\frac{p h^2}{2f} = \frac{p H^2}{2F}$, wenn statt F sein Werth aus (1) substituirt wird, und zwar:

$$(2) \quad H = \frac{f h^2}{2fh'} + \frac{h'}{2}.$$

Die Vorausbestimmung dieser Werthe ist bei jeder solchen Anordnung von Kettenbrücken unerläßlich, weil sich hiernach die Kettenspannung, Querschnitt des Eisens und Kettenlänge dieser Endketten richtet.

Man erhält durch ein ähnliches Verfahren, wie in den früheren §§. für den Fall, wenn die beiden Endbahnen gegen die Mittelbahn gleich stark überlastet sind, mit Beziehung auf die Fig. 18 die Steigung der Mittelkette

$$\delta = f \left\{ 1 - \sqrt{\frac{p^2 (4h^3 + h'^3)}{4p^2 h^3 + P^2 h'^3}} \right\}. \quad (3)$$

Die Senkung jeder Endkette mit Bezug auf die Fig. 15

$$\delta' = \frac{f h'}{4(2H - h')} \left\{ 1 \pm \sqrt{\frac{P^2 (4h^3 + h'^3)}{4p^2 h^3 + P^2 h'^3}} - 1 \right\}. \quad (4)$$

Für den Fall, daß die Endbahn AA' , Fig. 19, belastet, während die Mittelbahn und zweite Endbahn unbelastet bleibt, findet man die Senkung der Endkette

$$\delta = \frac{f h'}{4(2H - h')} \left\{ 1 \mp \sqrt{\frac{2P^2 (4h^3 + h'^3)}{8p^2 h^3 + h'^3 (P^2 + p^2)}} - 1 \right\}. \quad (5)$$

Die Steigung der Mittelkette.

$$\delta' = f \left\{ 1 \mp \sqrt{\frac{2p^2 (h^3 + h'^3)}{8p^2 h^3 + h'^3 (P^2 + p^2)}} \right\}. \quad (6)$$

Die Steigung der zweiten Endkette

$$\delta'' = \frac{f h'}{4(2H - h')} \left\{ 1 \mp \sqrt{\frac{2p^2 (4h^3 + h'^3)}{8p^2 h^3 + h'^3 (P^2 + p^2)}} \right\}. \quad (7)$$

§. 7.

Bestimmung der provisorischen Pfeilhöhe der Tawe bei Drahtbrücken.

Die Pfeilhöhe, welche einem Tawe einer hängenden Brücke gegeben werden muß, wenn solches aufgehängt wird, also noch keinerlei Kräfte an ihm thätig sind, nennen wir die provisorische Pfeilhöhe.

Setzt man für einen Augenblick voraus, daß die Drähte ganz unelastisch und in den Stützpunkten A und B, Fig. 9, Taf. XXXII., fest seien, und daß ADB die Kurve des Tawes darstelle, nachdem es durch die Brückenbahn beschwert worden, so ist klar, daß, wenn man den Tauen ihre Elasticität und Beweglichkeit an den Frictionsrollen bei A und B zurückgibt, die Kurve eine andere wird; ihre Länge, sowie ihre Pfeilhöhe vergrößern sich nach dem Verhältniß der allgemeinen Ausdehnung der Drähte und nach dem Maße, wie sich die Ankertawe verkürzen. Also wenn man sieht, um wie viel der Scheitel D sich senkt unter der ständigen Last der Brückenbahn, erhält man daraus die Größe DJ, um welche man den Pfeil CD vermindern muß. Es handelt sich also darum, die Pfeilhöhe CR der Kurve ARB zu bestimmen in der Voraussetzung, daß solche noch unbelastet sei.

Die Verlängerung 2α durch die Ausdehnung der Drähte eines Tawes ist durch den Ausdruck:

$$2\alpha = \frac{QL}{E\Omega} \text{ gegeben.} \quad (a)$$

L bedeutet die ganze Länge des Tawes sammt Ankertauen,
 Ω den Querschnitt des Tawes,

Q die horizontale Spannung unter der Last, welche die Verlängerung verursacht,

E der Elasticitätsmodul für Schmiedeeisen.

Der Werth von Q bestimmt sich in jedem Falle leicht, indem man die Gleichgewichtskurve ADB als Parabel betrachtet; ist h die halbe Spannweite und f die Pfeilhöhe, so hat man bei einer Belastung pro laufenden Längeneinheit p die Spannung $Q = \frac{p h^2}{2 f}$.

L ergibt sich, wenn man der Länge 2l dieser Parabel noch die Länge der beiden Ankertaue hinzufügt, nämlich

$$2l_1 = 2 \sqrt{a^2 + b^2}$$

a und b stellen die Linien HT und BH vor.

Was nun die Verlängerung des Taues betrifft durch die Verrückung der Frictionsrollen, so wird diese nach Anhang §. 5

$$2r = 2 \frac{\sigma^2 a^2 \cos w}{24 \cdot q^2} \left(1 - \frac{\sigma^2}{K^2}\right) = 2 \cdot \frac{2}{3} \frac{f^2}{h} \left(\frac{a}{h}\right)^3 \frac{\cos w}{4} \left(1 - \frac{\sigma^2}{K^2}\right) \quad (b)$$

σ ist das Gewicht der Längeneinheit des Taues,

w der Winkel BTH,

$q = \frac{\sigma h^2}{2f}$ die horizontale Spannung der Taue vor der Belastung durch die

Bahn,

K das angehängte Gewicht auf die laufende Längeneinheit für die halbe Bahnbreite.

Jede hängende Brücke muß auch einer Probelast unterworfen werden, ehe sie dem Verkehr übergeben wird, die Ausdehnung der Taue durch diese Last bestimmt sich nach den Erfahrungen von Le Blanc und Vicat wie folgt: Wenn nämlich ein Draht mit einer Kraft von 2 bis 14 Kil. pro □Millimtr. gezogen wird, so ist, wenn der Zug wieder aufhört, die bleibende Verlängerung gleich $\frac{1}{3}$ derjenigen, welche durch die vorübergehende Last verursacht wurde.

Berechnet man daher nach Formel (a) die Ausdehnung $2\alpha'$ bei der Probelast, so hat man die bleibende Verlängerung unter der ständigen Belastung $\frac{2}{3}(\alpha' - \alpha)$; folglich ist die definitive Länge des Tragtaues

$$(c) \quad 2c = 2 \left[1 + \frac{1}{2} \frac{QL}{E\Omega} + r + \frac{1}{3}(\alpha' - \alpha) \right].$$

Man findet also den größten Pfeil aus

$$(d) \quad f = \sqrt{\frac{3}{2} h (c - h)}$$

für die neue Taulänge, und kennt somit die Größe der Senkung DE; daraus bestimmt man die provisorische Pfeilhöhe der Taue, indem man DJ = DE setzt.

Zur Bestimmung der Pfeilhöhe CR für die unbelastete Kurve hat man den Ausdruck (Annales des Ponts et Chaussées T. XVIII. Seite 227)

$$CR = fp = \sqrt{\frac{-5 + \sqrt{55 - 30 \frac{h}{l'}}}{2}} \quad (e)$$

$$\text{worin} \quad l' = h \left(1 + \frac{2f^2}{3h^2} - \frac{2f'^2}{5h^4} \right) \quad (f)$$

f' ist hierin die gefundene Pfeilhöhe C J.

In dem Vorhergehenden wurde vorausgesetzt, daß das angehängte Gewicht der Bahn auf die Kurve A R B denselben Einfluß habe, wie auf die Linie A D B, was nicht genau ist, denn es ist klar, daß unter sonst gleichen Umständen der Scheitel R sich weniger senkt als der Scheitel D, daß also die provisorische Pfeilhöhe ein wenig zu kurz würde; ebenso liegt ein Fehler darin, daß die Gleichgewichtskurve als Parabel angesehen wurde; beide Vernachlässigungen sind übrigens für die Ausführung einer hängenden Brücke ohne Wichtigkeit und haben keinen anderen Nachtheil, als daß die Ueberhöhung der Bahn um 1 oder 2 Centimeter zu groß ausfällt.

Bei größeren Drahtbrücken hat man in neuerer Zeit immer die Art der Fabrication der Tawe gewählt, wobei die einzelnen Drähte von einer Verankerung zur andern gespannt und dann zu einem Tawe vereinigt wurden. Bei diesem System ruhen die Ankertawe zwischen den Pilonen und den Verankerungsschächten auf mehreren Stützen, wie Fig. 8, Taf. XXXII., zeigt. Es fragt sich daher, was hat die Wegnahme dieser Stützen auf das regulirte Tau für einen Einfluß?

Angenommen, die Kurven P U, U V, V S, S T und P m T seien von leichter Art und man betrachtet die letztere wegen ihrer schwachen Krümmung durch gleichförmig auf der horizontalen H T vertheilte Gewichte belastet; α sei der Winkel, den das Element der Kurve P i mit der Linie P x macht, so hat man:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{Q} \int p dx$$

Q ist hier $-q$ zu setzen, und da für $x = 0$, $\frac{dy}{dx} = \text{tang } \alpha$:

$$\frac{dy}{dx} = -\frac{1}{q} \int p dx = -\frac{p}{q} x + \text{tang } \alpha;$$

folglich

$$y = x \text{ tang } \alpha - \frac{p x^2}{2q}.$$

Für $x = 0$, $y = 0$, Const. = 0

„ $x = \alpha$, $y = b$ hat man:

$$\text{tang } \alpha = \frac{b}{a} + \frac{ap}{2q} \text{ und da}$$

$$p = \frac{\sigma}{\text{Cos } w}.$$

Die Gleichung der Kurve P m T:

$$y = \left(\frac{b}{a} + \frac{\sigma a}{2q \text{ Cos } w} \right) x - \frac{\sigma}{2q \text{ Cos } w} \cdot x^2$$

für $x = \frac{a}{2}$ wird

$$y = \frac{b}{2} + \frac{\sigma a^2}{8q \cos w};$$

folglich der Pfeil mV der Kurve

$$\varphi = Vr \cdot \cos w = \left(y - \frac{b}{2} \right) \cos w = \frac{\sigma a^2}{8q}$$

Was die Länge des Spanntaues λ betrifft, so ergibt sich diese genau genug durch die Gleichung

$$l = h \left(1 + \frac{2f^2}{3h^2} \right)$$

l ist $\frac{\lambda}{2}$, $h = \frac{a}{2 \cos w}$, $f = \varphi$, daher

$$\lambda = \frac{a}{\cos w} \left\{ 1 + \frac{1}{6} \left(\frac{\sigma a \cos w}{2q} \right)^2 \right\}$$

Da nun $TP = \frac{a}{\cos w}$, so ist der Unterschied zwischen der Länge der Kurve PM und der Sehne gleich

$$\frac{\sigma^2 a^3 \cos w}{24 q^2}.$$

Bedeutet n die Anzahl der kleinen Kurven PU, UV etc., so ist die Länge einer solchen

$$\frac{a}{n} \cdot \frac{1}{\cos w} \left[1 + \frac{1}{6} \left(\frac{\sigma \frac{a}{n} \cos w}{2p} \right)^2 \right]$$

folglich die Länge von $MPUVST$

$$h \left(1 + \frac{2f^2}{3h^2} \right) + \frac{a}{\cos w} \left[1 + \frac{1}{6} \left(\frac{\sigma \frac{a}{n} \cos w}{2q} \right)^2 \right]$$

Nach Wegnahme der Stützen nimmt das Hängetau eine kleinere Pfeilhöhe x an; bezeichnet daher q' die horizontale Spannung für die neue Kurve, so hat man ihre Länge $NPmT$

$$h \left(1 + \frac{2}{2} \cdot \frac{x^2}{h^2} \right) + \frac{a}{\cos w} \left[1 + \frac{1}{6} \left(\frac{\sigma a \cos w}{2q'} \right)^2 \right]$$

und da $MPUVST = NPmT$, so hat man die Gleichung:

$$(g) \quad \frac{2}{3} \left(\frac{f^2 - x^2}{h} \right) = \frac{1}{24} \left\{ \frac{\sigma^2 a^3 \cos w}{q'^2} \cdot \frac{\sigma^2 n^2 a^3 \cos w}{q^2} \right\}.$$

Das erste Glied drückt die Verkürzung von NP , das zweite die Verlängerung von $PUVST$ aus.

Setzt man für q' und p die Werthe $\frac{\sigma h^2}{2x}$ und $\frac{\sigma h^2}{2f}$, so hat man

$$x = f \cdot \sqrt{\frac{1 + \frac{1}{n^2} \cdot \left(\frac{a}{h}\right)^3 \cdot \frac{\text{Cos } w}{4}}{1 + \left(\frac{a}{h}\right)^3 \cdot \frac{\text{Cos } w}{4}}} \quad (\text{h})$$

woraus die Erhebung des Scheitels M sich ergibt.

Die Verkürzung des halben Hängtaues MP oder

$$e = \frac{2}{3} \cdot \frac{f^2}{h} \left\{ 1 - \frac{1 + \frac{1}{n^2} \left(\frac{a}{h}\right)^3 \cdot \frac{\text{Cos } w}{4}}{1 + \left(\frac{a}{h}\right)^3 \cdot \frac{\text{Cos } w}{4}} \right\} \quad (\text{i})$$

folglich die Länge des Hängtaues $2c$

$$2c = 2 \left[1 + \frac{1}{2} \frac{QL}{E\Omega} + r + \frac{1}{3} (\alpha' - \alpha) - e \right] \quad (\text{j})$$

woraus die provisorische Pfeilhöhe berechnet werden kann.

§. 8.

Finanzielle Vergleichung zweier Bauentwürfe von verschiedenen Constructionsarten und Dauerzeiten.

1) Die Vergleichung des finanziellen Vortheils irgend einer Construction gegen eine andere könnte zu einer weitläufigen Untersuchung führen, welche selbst in der allgemeinen Behandlung Schwierigkeiten darbieten, und endlich auf Ausdrücke führen würde, die Coefficienten enthielten, für deren Bestimmung wir keine Erfahrungen hätten.

Man müßte bei dieser Untersuchung auf gar viele Elemente Rücksicht nehmen, als: Die jährlichen Unterhaltungskosten, die Zeit, nach welcher die Construction wieder neu hergestellt werden müßte, den Preis des aus der alten Construction noch gewonnenen brauchbaren Materials, die Rente, welche die Benützung des Grund und Bodens, worauf der Bau steht, abwerfen würde u., und endlich noch die Nebenüben der Construction selbst, als Jahresrente betrachtet.

Wir führen diese Untersuchung für unsere Zwecke viel einfacher, indem wir auf das Erträgniß der alten Materialien gar keine Rücksicht nehmen, die Kosten des Geländes, worauf der Bau steht, zur Bausumme schlagen, und bestimmen nun das finanzielle Moment, indem wir eine Kapitalsumme aufstellen, von welcher das nöthige Gelände angekauft, die Construction ausgeführt werden kann, deren Ueberschuß über diese Kosten aber einen Fond bildet, dessen Renten die Unterhaltungskosten decken, und nach Umfluß einer gewissen Zeit einen neuen Fond darstellen, welcher zur Wiederherstellung der ersten Construction hinreicht.

2) Bezeichnen wir nun durch:

S die Kapitalsumme, welche das finanzielle Moment ausdrückt,

- s die Kosten der Construction,
 ξ die Kosten des nöthigen Grund und Bodens,
 μs die jährlichen Unterhaltungskosten,
 v die jährliche reine Revenue der Construction,
 n den landesüblichen Zinsfuß, d. h. die Summe, auf die das Kapital
 1 innerhalb einer gewissen Zeit anwächst,
 m die Anzahl Jahre, nach der Verfluß die Construction wieder neu
 hergestellt werden muß,

$\frac{\mu s}{n}$ das Kapital, welches jährlich die Unterhaltungskosten als Rente abwirft,

$\frac{s}{(1+n)^m}$ den Fond, dessen Rente nach m Jahren das Kapital s amortisirt,
 $\frac{1 - (1-n)^m}{n}$ v das Kapital, welches die jährliche Revenue der Construction
 nach m Jahren geschaffen haben wird;

so haben wir:

$$(1) \quad S = s \left(1 + \frac{\mu}{n} + \frac{1}{(1+n)^m} \right) + \xi - \frac{1 - (1-n)^m}{n} \cdot v = Q$$

und von einer andern Construction, die aus homogenen Bestandtheilen besteht:

$$(2) \quad S' = s' \left(1 - \frac{\mu'}{n} + \frac{1}{(1+n)} \right) + \xi' - \frac{1 - (1-n)^{m'}}{n} \cdot v' = Q'$$

und wenn der Vortheil beider Entwürfe gleich sein soll, so muß die Bedingung bestehen

$$(3) \quad Q = Q'.$$

3) Bestünde aber ein Entwurf aus heterogenen Constructionen, welche auch verschiedene Dauerzeiten haben, so sei:

s' die Summe der Kosten derjenigen Construction, welche zuerst hergestellt werden muß,

s'' die Summe der Kosten derjenigen, welche länger, nämlich m'' Jahre dauert, kurz man habe so bezeichnet, daß

$$m' < m'' < m''' < m^{iv} \text{ zc. sei.}$$

Wenn nun diese Construction wieder hergestellt wird, so hat die Revenue v' einen Kapitalsfond

$$= \frac{1 - (1-n)^{m'}}{n} \cdot v' \text{ gebildet und bleibt jetzt noch}$$

eine Rente von einem Kapital

$$\frac{1 - (1-n)^{m'}}{n} \cdot v' - s' \text{ übrig; und wenn die}$$

andere Construction wiederum hergestellt werden muß, so ist ein Fond

$$= v'' (1+n)^{m''-m'} + \frac{1 - (1-n)^{m''-m'}}{n} \cdot v'$$

zur Disposition.

Ist diese Construction wieder hergestellt, so laufen die Renten von einem Kapital:

$$= v''(1+n)^{m''-m'} + \frac{1-(1-n)^{m''-m'}}{n} \cdot v' - s'' = v'''.$$

Sind nun m''' Jahre verflossen, so ist noch ein Fond

$$= v'''(1+n)^{m'''-m''} + \frac{1-(1-n)^{m'''-m''}}{n} \cdot v' \text{ zur Ver-}$$

fügung u. s. f.

Sehen wir nun der Kürze wegen

$$1 + \frac{\mu'}{n} + \frac{1}{(1+n)^{m'}} = A'$$

$$1 + \frac{\mu''}{n} + \frac{1}{(1+n)^{m''}} = A''$$

u. s. f., so haben wir:

$$S' = \xi' + A's' + A''s'' + \dots + A^i s^i - v'(1+n)^{i-m} \frac{1-(1-n)^{i-m}}{n} \quad (4)$$

und ebenso für eine andere Construction:

$$S_i = \xi_i + A_i s_i + A_{i,s_i} + \dots + A_i s_i - v_i (1+n)^{i-m} \frac{1-(1-n)^{i-m}}{n} \quad (5)$$

und es ist unter mehreren Constructionen jene finanziell die vortheilhafteste, für welche S den kleinsten Werth erhält.

4) Wirft nun die Construction keine Rente ab, oder sind die Revenüen der verschiedenen Projecte gleich und ist zu der einen wie zu der andern gleichviel Gelände erforderlich, so ist die Bedingungsgleichung für gleiche finanzielle Vorthelle zweier Constructionen

$$A's' + A''s'' + \dots + A^i s^i = A, s, + A_{i,s_i} + \dots + A_i s_i \quad (6)$$

ein Ausdruck, welcher jenem der statischen Momente der Gestalt nach ähnlich ist, für die Bedingung, daß Gleichgewicht bestehe.

Zu jedem der Ausdrücke sollte eigentlich noch eine gewisse Größe kommen, welche dadurch entsteht, daß die eine Construction eines Baues noch bestehen kann, wenn die andere neu construirt werden muß, da jene schon früher wieder hergestellt wurde und doch die Anordnung des Bauwerks nicht erlaubt, die Construction e' herzustellen, ohne dieß mit e' - v auch zu thun. In diesem Falle hätte das Material der letztern noch einen gewissen Werth, welchen man von dem s abziehen müßte. Dieser Werth aber wird verschwinden, wenn m' durch alle kleineren m theilbar ist; wir vernachlässigen ihn daher gänzlich.

5) Wenden wir vorstehende Theorie zuerst auf den einfachsten Fall zweier Projecte, welche beide aus Constructionen gleicher Dauerhaftigkeit bestehen, an, und setzen voraus, daß bei beiden die Kosten des erforderlichen Bodens gleich seien und keines der beiden Bauwerke eine bestimmte jährliche Revenüe abwerfe, so haben wir als Bedingungsgleichung des gleichen finanziellen Vorthells

$$A, s, = A' s'.$$

Es seien z. B. die beiden Projecte die zweier Brücken, wovon die eine ganz von Stein, die andere ganz von Holz construirt ist, und es sei angenommen, daß die Joche, Streckbäume und das Gedeck gleiche Dauer haben, was man auch annehmen kann, wenn die Erneuerung einzelner Balken und Flöcklinge als bloße Unterhaltung betrachtet werden.

Um nun aus den obigen Formeln die Vergleichung darstellen zu können, müssen Erfahrungen über die Dauer der Brückenconstructions vorliegen. Angenommen, die Dauer der steinernen Brücke sei 200 Jahre und die der hölzernen etwa 40 Jahre; die Unterhaltungskosten für die steinerne Brücke seien jährlich 0.006 s, für die hölzerne 0.05 s; der Zinsfuß sei 4 Procent, so erhalten wir:

$$A' s' = \left(1 + \frac{0.006}{0.04} + \frac{1}{(1.04)^{200}} \right) s' = 1.15039 s'$$

$$A, s, = \left(1 + \frac{0.05}{0.04} + \frac{1}{(1.04)^{40}} \right) s' = 2.4583 s,$$

also wenn die beiden finanziellen Vortheile gleich sein sollen, muß

$$1.15039 s' = 2.4583 s, \text{ oder}$$

$$s' = 2 \frac{1}{8} s, \text{ sein; d. h. der finanzielle Vortheil}$$

ist auf der Seite der steinernen Brücke, so lange deren Erbauungskosten etwa $2 \frac{1}{8}$ der Erbauungskosten der hölzernen Brücke nicht erreichen.

Zweites Beispiel. Es sind zwei Entwürfe zu Brücken gefertigt und ihre Kostenanschläge aufgestellt. Der eine Entwurf stellt eine ganz steinerne Gewölbebrücke, und der andere eine hölzerne Balkenbrücke mit steinernen Pfeilern und Landfesten vor. Das Geländer dieser Brücke sei von Schmiedeeisen.

Die erste Construction ist eine ganz homogene; die andere besteht aus vier verschiedenen Haupttheilen, welche alle verschiedene Dauerhaftigkeit haben, sie sind:

- 1) die Pfeiler und Landfesten, deren Dauer der der steinernen Brücke gleich sind,
- 2) der hölzerne Brückenweg, d. h. Streckbäume, Unterzüge und Mauerlatten,
- 3) das Gedeck des Brückenweges, welches in der Regel viel früher als die Straßenträger erneuert werden muß,
- 4) das eiserne Geländer, dessen Dauerzeit weit größer und dessen Unterhaltungskosten weit geringer als die der hölzernen Geländer sind.

Es seien: s, s' s'' s''' s'''' die Kosten dieser verschiedenen Constructions, z. B.

a. für die steinerne Brücke	= 22271 fl. = s'
b. für Pfeiler und Widerlager der hölzernen Brücke	= 11956 „ = s''
c. für den Brückenweg der hölzernen Brücke	= 1583 „ = s'''
d. für das Gedeck	= 645 „ = s''''
e. für das eiserne Geländer	= 1302 „ = s''''''

so haben wir bei den unterstellten Dauerzeiten:

I. Für die steinerne Brücke

m	μ	n	s
200	0.006	0.04	22271

II. Für die hölzerne Brücke

a. Pfeiler und Widerlager	200	0.006	0.04	11956
b. Brückentweg	40	0.05	0.04	1583
c. Gedeck	10	0.05	0.04	645
d. Geländer	100	0.002	0.04	1302

$$\text{folglich } A = 1 + \frac{0.006}{0.04} + \frac{1}{(1.04)^{200}} = 1.1504$$

$$A' = 1 + \frac{0.006}{0.04} + \frac{1}{(1.04)^{200}} = 1.1504$$

$$A'' = 1 + \frac{0.05}{0.04} + \frac{1}{(1.04)^{40}} = 2.458$$

$$A''' = 1 + \frac{0.05}{0.04} + \frac{1}{(1.04)^{10}} = 2.925$$

$$A^{IV} = 1 + \frac{0.002}{0.04} + \frac{1}{(1.04)^{100}} = 1.069$$

folglich

$$S = A s = 22271 \cdot 1.1504 = 25621$$

$$S' = A' s' + A'' s'' + A''' s''' + A^{IV} s^{IV} = 20993$$

Der finanzielle Vortheil ist daher für das gewählte Beispiel zu Gunsten der hölzernen Brücke mit steinernen Pfeilern und zwar mit einem Vortheil wie 1.2204 : 1

§. 9.

Grundsätze für die Ausführung der Arbeiten im Wasser- und Straßenbau.

Die Ausführung der Arbeiten geschieht entweder:

- 1) Im Frohdienst.
- 2) Im Taglohn.
- 3) Im Verdinge (Entreprise, Accord).

ad. 1. Arbeiten im Frohdienst.

In frühern Zeiten führte man insbesondere die Straßenbauten und die zur Unterhaltung der Straßen nöthigen Arbeiten durch Naturallieferungen oder persönliche Leistungen unter der Benennung Frohdienst etc. aus.

Diese Arbeitsweise hatte jedoch viele Nachtheile, als:

- 1) war es schwierig, die nöthige Anzahl Arbeiter zusammenzubringen;
- 2) wurde nur wenig Arbeit, in der Regel von ganz ungeübten und faumseligen Arbeitern in der vorgeschriebenen Zeit ausgeführt;

- 3) das Einberufen der Frohnschuldigen konnte nur geschehen, wenn keine dringenden Feldgeschäfte zu verrichten waren;
- 4) bei dem Widerwillen der Arbeiter und dem beständigen Wechsel auf dem Bauplatze war an ein Anlernen schwierigerer Arbeiten nicht zu denken, die ganze Arbeit mußte daher mangelhaft werden und erforderte
- 5) viel Aufsichtspersonal.

Es ist eine allgemeine Erfahrung, daß der Preis des Grundeigenthums nach Anlage einer Communication oder einer sonstigen nützlichen Unternehmung in die Höhe steigt. Entstehen Fabriken und belebt sich der Handel in Folge verbesserter Communicationen, so fällt der baare Gewinn davon größtentheils auf den Grundeigentümer, denn auf der einen Seite wird dadurch das Begehren nach seinen Producten vermehrt und der Transport wohlfeiler, auf der andern Seite gehen die Lebensbedürfnisse im Preise herunter und es mindern sich die Culturkosten.

Hieraus geht hervor, daß nur der Besitz von Grundeigenthum als gerechter Maßstab für die Concurrenz, bei der Zusammenschließung des Aufwands für Verbesserungen durch öffentliche Bauten, angesehen werden kann. Da nun der größte Theil der Grundeigentümer die Frohnarbeit nicht selbst verrichtet, sondern andere Arbeiter einstellt, so ist es auch für diesen weit einfacher und besser, das Geld unmittelbar in die Staatskasse zu zahlen, wodurch denn auch jedweder Grund zur Beibehaltung der Frohnarbeit von selbst wegfällt und es erklärlich ist, warum fast in allen Ländern der Frohndienst aufgehoben und dafür eine Steuer substituiert wurde, welche auf das Grundeigenthum basirt ist, wodurch folglich jeder Steuerpflichtige eines Landes das Seinige zu den öffentlichen Bauten beiträgt.

ad 2. Tagelohnarbeit.

Der Tagelohnarbeit muß natürlich eine Art von Vertrag vorausgehen, durch welchen die Baubehörde und der Arbeiter gewisse Verbindlichkeiten übernehmen.

Der Arbeiter verspricht, während der Dauer des Vertrags jeden Tag eine bestimmte Anzahl Stunden gewisse Arbeiten zu verrichten; die Baubehörde verspricht ihm dagegen einen Tagelohn zu zahlen. Bei dem Abschlusse eines solchen Uebereinkommens zwischen Privaten kennt gewöhnlich der Meister den Arbeiter und bestimmt die Größe des Lohnes nach der zu erwartenden Leistung. Dagegen kann die Baubehörde die anzustellenden Arbeiter nicht immer im Voraus kennen und kann daher beim Beginn der Arbeit die Bezahlung nicht nach der Leistung bestimmen, sondern sie muß allen einen gleichen Lohn geben, wozu sich der Mittelpreis des in der Gegend üblichen Taglohns am besten eignet. Dadurch können nun folgende Nachtheile entstehen:

- 1) daß sich die bessern Arbeiter nicht einfänden, weil sie anderswo mehr verdienen können;
- 2) die schlechten Arbeiter erhalten dabei gewöhnlich einen bessern Lohn, als ihnen sonst zu Theil wird, deshalb erscheinen sie in verhältnißmäßig größerer Zahl;

3) da die bessern Arbeiter auf dem Bauplatze die geringeren Leistungen der schlechtern nachahmen und wissen, daß diese nicht weniger gut als sie bezahlt sind, so werden sie in ihrem gewöhnlichen Eifer zurückgehalten.

Um diese Nachtheile zu umgehen, ist es daher erforderlich, daß die Baubehörde sich verbindlich macht, jedem durch sie angestellten Arbeiter denjenigen Lohn zu geben, den sie nach Verhältniß seiner Leistung, nach freier Beurtheilung, am Ende jeder Woche auszumitteln übernimmt. Es versteht sich, daß hierbei mit der größten Behutsamkeit und Rechtlichkeit zu Werke gegangen werden muß, und daß man ein Aufsichtspersonal sich herangebildet hat, welches die Leistungen der Arbeiter gut zu beurtheilen weiß.

Nicht immer wird übrigens mit dem in einer Gegend üblichen Lohn ausge-reicht werden können, denn es ist ein Unterschied, ob ein Arbeiter den größten Theil des Jahres täglich seine bestimmte Arbeit findet, oder ob der Bedarf an Arbeitern für die Herstellung eines gewissen Bauwerkes nur momentan ist.

Sind nur wenig Arbeiter nöthig, etwa im Winter oder Spätjahr, so ist der gewöhnliche Lohn hinreichend. Fordert aber das Unternehmen eine große Anzahl Arbeiter, so muß der Lohn nicht selten in der Art erhöht werden, daß auch entferntere Arbeiter sich des größeren Gewinnes wegen entschließen, ihre Heimath zu verlassen und entfernt von den Seinigen unter fremdem Obdach zu wohnen.

Je größer die Anzahl ist, desto mehr wird der Lohn gesteigert, denn um so größer wird die Entfernung, aus welcher sie kommen müssen.

Jede Maßregel, welche den Zustand der Arbeiter verbessert, wie z. B. Einrichtung von Menagen, wo also eine gemeinschaftliche Küche geführt wird unter Controle und Aufsicht der Baubehörde, Schlafstätten u., ist geeignet, Arbeiter aus entfernten Orten auf den Bauplatz zu ziehen und auf Verminderung des Lohnes zu wirken; während alle durchaus nicht nöthigen Disciplinarverordnungen, zu herabwürdigende Behandlung von Seiten des Aufsichtspersonals, jede Unge-rechtigkeit, sei sie durch Ungeschicklichkeit oder Parteilichkeit der Aufseher veranlaßt, das Entgegengesetzte bewirkt.

Ebenso wird man Arbeiter herbeiziehen und mäßigen Lohn erzielen, wenn die Zahlung unfehlbar und pünktlich am Ende jeder Woche erfolgt. Es ist zu diesem Behufe von Seiten der Aufseher eine genaue Taglohnliste zu führen.

Kommt bei der Arbeit viel Schubkarrentransport vor, so können auch füglich Knaben von 14 und 15 Jahren verwendet werden; diese erhalten alsdann nur etwa $\frac{2}{3}$ des Lohnes eines älteren Arbeiters.

In jedem Falle ist es bei den Taglohnarbeiten eine Hauptsache, daß die Arbeiter zweckmäßig verwendet und aufgestellt werden, daß also keiner den andern hindert und jeder weiß, was er zu thun hat; sodann daß eine gute Aufsicht geführt wird.

Ist die Anzahl der Arbeiter sehr groß, so müssen besondere Aufseher ange-stellt werden, welche unmittelbar von dem Ingenieur Weisung erhalten, was jeden Tag gearbeitet werden soll und in welcher Art die Arbeit zu machen ist. Diese Aufseher führen auch die Taglohnlisten und, wenn immer möglich, ein Bau-

journal, worin genau jeden Tag der Stand der Arbeit bemerkt wird. Werden Beobachtungen über gewisse Arbeiten angestellt, so sind diese ebenfalls in das Journal aufzunehmen, damit der Ingenieur nach Beendigung des Baues im Stande ist, daraus Resultate zu ziehen, welche für die Allgemeinheit und für die Wissenschaft von Nutzen sind. Nur hierdurch wird es möglich werden, die vielen mangelhaften Theorien über gewisse Arbeiten des Wasser- und Straßenbaues zu verbollständigen und sie mit der Wirklichkeit in Einklang zu bringen. Jeder gebildete Ingenieur sollte es sich zur strengen Pflicht machen, alle bei einem Baue gemachten Erfahrungen zu sammeln und sie dem technischen Publikum mitzutheilen.

ad 3. Arbeit im Verdinge oder Accordarbeit.

Werden bei der Lohnarbeit die angegebenen Grundsätze beachtet, so kann der ökonomische Effekt nur unter gewissen günstigen Verhältnissen durch die sogenannten Verdingarbeiten erhöht werden, denn besorgt ein Bauunternehmer die Anstellung der Arbeiter, so kann auch er nicht nach bessern Grundsätzen verfahren, wie die Baubehörde.

Bei der Dazwischenstellung des Unternehmers wird aber ein mehrfacher Mehraufwand nothwendig, wenn gleiche Güte in der Arbeit erzielt werden soll, nämlich:

1) Muß der Unternehmer für die Gefahr, die er übernimmt, in der ausbedungenen Summe volle Entschädigung finden; diese Gefahr ist um so größer, je schwieriger es wird, für einen Bau einen zuverlässigen Ueberschlag aufzustellen; es wird daher derselbe sich nur zu einer solchen Summe verstehen, bei welcher er im schlimmsten Falle ohne Gewinn ausgeht, der Vortheil der glücklichen Zufälle aber nur auf ihn fällt.

2) Da große Bauunternehmungen in der Regel in einer Gegend nur selten vorkommen, so werden sich auch schwer Unternehmer in der Nähe finden, die mit Umsicht der Leitung eines großen Geschäfts vorstehen können; sie müssen entweder eine übermäßige Forderung machen, oder in ihren pecuniären Verhältnissen zurückkommen, oder darin gänzlich ruinirt werden; auch können solche Unternehmer das nöthige Aufsichtspersonal nicht so leicht herbeischaffen, als der Staat.

3) Wird dadurch ein zahlreiches Aufsichtspersonal nothwendig, indem neben den Aufsehern, welche der Unternehmer für sich anzustellen hat, auch solche nothwendig sind, die zur Controlle des Unternehmers und seines Personals dienen; dennoch ist bei der strengsten Controlle nicht zu vermeiden, daß einzelne Theile des Baues absichtlich schlecht ausgeführt werden. Bei dem Unternehmer und seinem Personal bildet sich die Tendenz, die Baubehörde bei jeder Gelegenheit zu hintergehen, wodurch sowohl an den Kosten, als auch an der Güte der Arbeit Schaden entstehen kann.

Eine Vertheilung der Arbeit an einzelne Hauptunternehmer wird nur dann gewisse Vortheile haben, wenn die Kostenanschläge vorher genau aufgestellt und nach den Preisen regulirt werden können, wie sie im Allgemeinen in der Gegend, wo gebaut wird, bestehen. Die Leitung des ganzen Baues wird hierdurch

wesentlich erleichtert, da die Bauunternehmer strenge nach den vorgeschriebenen Bedingungen zu verfahren haben, und somit alle Sorgen und mißlichen Zufälle, die überhaupt vorzukommen pflegen, allein zu tragen haben. Natürlich müssen die Bedingungen ausführlich und klar gestellt sein und muß die Baubehörde den Unternehmer dadurch in der Hand behalten, daß sie eine der Unternehmung entsprechende Caution von ihm verlangt und bis zur Vollendung des Baues zurückbehält.

Bei sehr ausgedehnten Eisenbahnanlagen in Ländern, wo sonst viel gebaut wird und sich großartige Unternehmer vorfinden, ist deßhalb die Arbeit im Verdinge vielfach vorgezogen worden und hat es sich am besten bewährt bei Accordsummen von 2 bis 300,000 Gulden.

Ein besserer Erfolg kann übrigens zuweilen dadurch erzielt werden, daß man bei größeren Unternehmungen einzelnen Arbeitern oder kleinen Gesellschaften eine bestimmte Verrichtung in Verding übergibt. Dadurch wird der einzelne Arbeiter durch sein Privatinteresse zu größerer Anstrengung seiner Kraft und Benutzung aller auf den Erfolg vortheilhaft wirkenden Umstände hingetrieben. Hierbei gibt ebenfalls die Zahl der Concurrenten den Maßstab für die Bestimmung der Preise, und es ist hier allerdings ein größerer ökonomischer Effect zu erwarten, als bei Arbeiten im Taglohne.

Aus dem Vorstehenden geht hervor:

1) daß Arbeiten in der Frohne ausgeführt in der Regel schlecht ausgefallen und dieses System zu verwerfen ist;

2) daß die Ausführungen im Taglohn in entsprechender Weise geschehen können, wenn eine genügende Aufsicht vorhanden ist; daß hier insbesondere die Aufgabe gegeben, die Arbeiter gehörig zu placiren und darüber zu wachen, daß die Kräfte gehörig benutzt werden. Bei Arbeiten, deren Kosten sich nicht zuverlässig im Voraus angeben lassen, z. B. Tunnelarbeiten, Foundationen zc., ist dieses System nicht zu umgehen;

3) daß das Vergeben der Arbeiten im Verdinge an einen Uebernehmer nicht rätzlich erscheint, wenn das Object von großer Bedeutung ist und Arbeiten verschiedener Art vorkommen; daß es vielmehr ökonomisch vortheilhaft erscheint, wenn bei gehöriger Controle mehrere kleinere Unternehmer zugelassen werden, insbesondere für solche Arbeiten, deren Kosten ziemlich genau vorher ermittelt werden können. So wird es bei einem Strakenbau nicht vortheilhaft sein, die Erdarbeiten im Taglohn zu machen, man wird vielmehr weit bessere Resultate erzielen, wenn dieselben in einzelnen Parthien in Verding gegeben werden; ebenso wird es zweckmäßig sein, die Herstellung der Stützmauern, die Lieferung der Steine zur Bahnbahn, das Zerfchlagen der Steine zc. in Verding zu geben.

Was die Beifuhr der Materialien betrifft, so kann dieselbe entweder im Taglohne oder im Verdinge geschehen. Letzteres wird in den meisten Fällen vorzuziehen sein.

§. 10.

Angaben zur Bestimmung der wichtigsten, bei Straßen- und Brückenbau-Arbeiten gewöhnlich vorkommenden Preise (nach Sganjin).

(Maßeinheit der Meter.)

Die tägliche Dauer der Arbeit wird zu 10 Stunden und die Löhnungen der verschiedenen Arbeiter werden, als nach folgenden Verhältniszahlen sich verhaltend, vorausgesetzt:

der Taglohn eines gewöhnlichen Arbeiters	1·00
" " " geübten Erdarbeiters	1·25
" " " Steinbrechers beim Brechen ungerichteter Steine	1·50
" " " Steinbrechers für zugerichtete Mauersteine und Quader	1·66
" " " Grundarbeiters auf Straßen	1·66
" " " Steinhauers	2·25
" " " Maurers, Pflasterers oder Zimmermanns	1·80
" " " Maurer- oder Zimmer-Baliers	3·00
" " " Steinhauer-Baliers	4·00
" " " Schmiedes	3·00
" " " Anstreichers	3·00
" " für ein einspänniges Fuhrwerk sammt Führer . . .	6·5
" " " " zweispänniges " " "	10·0

Erde- und Grundbau-Arbeiten.

Ein Kubikmeter Erde zu graben, zu laden oder einmal mit der Schaufel auf eine horizontale Entfernung von 3 Mtr. oder auf eine vertikale Höhe von 1·2 Mtr. zu werfen, erfordert:

- 1) Für Gartenerde, geackerten Boden oder getrockneten Sand:
0·18 Tagsschichten eines gewöhnlichen Arbeiters.
- 2) Für dichten Lehm und festen Sand:
0·21 Tagsschichten eines gew. Arbeiters.
- 3) Für festen Lehm und Thon, wenn derselbe mit dem Bidel aufgehauen werden muß:
0·25 Tagsschichten eines gew. Arbeiters.
- 4) Für mit Wurzeln oder kleinen Steinen vermischte Erde:
0·29 Tagsschichten eines gew. Arbeiters.
- 5) Für festen Kies oder Thonlage mit Kies oder Gestein gemengt, wenn diese noch mit der Hacke gefördert werden kann:
0·32 Tagsschichten eines gew. Arbeiters.
- 6) Für Gestein, welches gesprengt oder gebrochen werden muß:
0·60 Tagsschichten eines gew. Arbeiters.

Das Ausheben dieser Erdarten im Wasser wird um die Hälfte höher bezahlt, wenn Wasserstiefel erforderlich sind, und um ein Drittel höher, wenn diese, wie im Sommer, entbehrt werden können.

- 7) Der Kub.-Mtr. Schlamm oder beweglicher Flußsand mit Handbaggern auf eine mittlere Tiefe von 1·5 Mtr. auszubaggern, erfordert:
1·00 Tagsschichten eines geübten Arbeiters.
- 8) Den Kub.-Mtr. Wasser bei einer Ausgußhöhe von 1 Mtr. mit Handeimern auszuschöpfen, erfordert:
0·02 Tagsschichten eines gew. Arbeiters.
- 9) Den Kub.-Mtr. mit Schwungschaufeln auszuschöpfen:
0·01 Tagsschichten eines gew. Arbeiters.
- 10) Den Kub.-Mtr. Wasser mit einer durch 7 Mann bewegten archimedischen Schnecke mit 2 Gängen auf eine Höhe von 3 Mtr. zu erheben:
0·02 Tagsschichten eines gew. Arbeiters.
- 11) Den Kub.-Mtr. Wasser mit einem durch 8 Mann bewegten Schaufelwerk auf eine Höhe von 3·6 Mtr. zu erheben, erfordert:
0·2 Tagsschichten eines gew. Arbeiters.
- 12) Den Kub.-Mtr. Erde jeder Art zweimal mit der Schaufel auf eine horizontale Weite von 3—6 Mtr. zu werfen, erfordert:
0·12 Tagsschichten eines gew. Arbeiters.
- 13) Den Kub.-Mtr. Erde jeder Art auszugleichen und in 0·18—0·24 Mtr. hohen Schichten festzustampfen, erfordert:
0·085 Tagsschichten eines gew. Arbeiters.
- 14) Den Quadratmeter Erde jeder Art zu planiren:
0·024 Tagsschichten eines gew. Arbeiters.
- 15) Den Kub.-Mtr. Erde jeder Art ein- oder zweimal mit der Schaufel auf eine Höhe von 1·2 bis 2·4 Mtr. zu werfen, für jede Wurshöhe:
0·164 Tagsschichten eines gew. Arbeiters.
- 16) Den Quadratmeter Rasenbekleidung zu stechen und als Deckrasen zu legen, erfordert:
0·064 Tagsschichten eines gew. Arbeiters, und
0·04 " " geübten Arbeiters.
- 17) Der Quadratmeter Grundpflaster zur Verfeinerung auf Straßen erfordert:
0·07 Tagsschichten eines Grundbau-Arbeiters.
- 18) Der Kub.-Mtr. Steine auf die Größe von 0·045—0·06 Mtr. klein zu schlagen, erfordert:
 - a. für harte Steine
2 Tagsschichten eines gew. Arbeiters;
 - b. für weiche Steine
1 Tagsschichte eines gew. Arbeiters.

19) Der Kub.-Mtr. Kies oder zerschlagene Steine auf einer Straße einzubetten, erfordert:

0·15 Tagsschichten eines gew. Arbeiters.

20) Der Quadratmeter einer Straße abzuschlammen erfordert:

0·003 Tagsschichten eines gew. Arbeiters.

21) Der Kub.-Mtr. Kies erfordert zu fördern und durch Wurfgitter zu reinigen:

a. in Gruben

1·38 Tagsschichten eines gew. Arbeiters;

b. auf Kiesbänken an Flüssen

0·93 Tagsschichten eines gew. Arbeiters.

22) 3 Mtr. Linien- oder Randsteine erfordern:

a. zu richten

0·38—0·78 Tagsschichten eines Maurers;

b. zu verlegen

0·12 Tagsschichten eines Grundbau-Arbeiters.

23) Der Quadrat-Meter 0·18 Mtr. hohes Steinpflaster zu richten und zu verlegen, erfordert:

0·146 Tagsschichten eines Pflasterers,

0·146 " " Handlangers.

Ebensoviel rechnet man, um altes Pflaster aufzubrechen und wieder neu zu legen.

Werden die Pflastersteine sehr sorgfältig gerichtet, oder sind sie sehr hart, so muß der Ansaß verdoppelt oder verdreifacht werden.

24) Der Kub.-Mtr. Faschinenbau erfordert:

3·5 Faschinen,

0·35 Kub.-Mtr. Beschwerungsmaterial,

0·7 Bund Heftpfähle, pro Bund zu 10 Stück,

0·7 " Flechtbänder, à 25 Stück,

0·1 Tagsschichten eines geübten Arbeiters.

Das Hundert Faschinen erfordert zu bauen und zu binden

3·75 Tagsschichten eines gew. Arbeiters.

Das Hundert Spießpfähle erfordert anzufertigen

0·25 Tagsschichten eines gew. Arbeiters.

25) Eine Senkfaschine erfordert:

7 Faschinen,

0·5 Bund Flechtbänder,

0·6 Kub.-Mtr. Kies,

1 Tagsschichte eines gew. Arbeiters.

Für Geschirr, Rüstung und Aufsicht wird bei den vorstehenden Preisen gewöhnlich $\frac{1}{20}$ des Gesamtpreises gerechnet.

Die Preise des Transports der Erde mit verschiedenen Transportmitteln und

für verschiedene Transportweiten sind in dem VII. Abschnitte der Allgemeinen Baukunde angegeben.

Maurer- und Steinhauer-Arbeiten.

- 26) Der Kub.-Mtr. Trockenmauer von schichtenmäßig zugerichteten, in Moos versetzten Sandsteinen erfordert:
- a. Material
 - 1.25 Kub.-Mtr. aufgesetzte Bruchsteine sammt $\frac{1}{5}$ Abfall,
 - 1 Bund Moos;
 - b. für Brechen
 - 0.86 Tagsschichten eines Steinbrechers;
 - c. für Zurichten und Verwenden
 - 1.3 Tagsschichten eines Maurers,
 - 0.6 " " Handlangers.
- 27) Der Quadratmeter Steinbekleidung von schichtenmäßig zugerichteten, in Moos versetzten und im Mittel 0.3 Mtr. dicken Sandsteinen erfordert:
- a. an Material
 - 1.2 aufgesetzte Bruchsteine,
 - 1 Bund Moos;
 - b. für Brechen
 - 0.86 Tagsschichten eines Steinbrechers;
 - c. für Zurichten und Verwenden
 - 1.4 Tagsschichten eines Maurers,
 - 0.6 " " Handlangers.
- 28) Der Kub.-Mtr. gewöhnlicher Mörtel:
- a. Material
 - 0.36 Kub.-Mtr. Kalk (abgelöscht),
 - 0.86 " Sand;
 - b. für Wassertragen, Kalkablöschen und Mörtelmachen
 - 0.9 Tagsschichten eines gew. Arbeiters.
- 29) Der Kub.-Mtr. Bruchsteine aufzusetzen erfordert:
- 0.16 Tagsschichten eines gew. Arbeiters.
- 30) Der Kub.-Mtr. Bruchsteine zu Steinwürfen zu verwenden, erfordert:
- 0.09 Tagsschichten eines gew. Arbeiters.
- 31) Der Kub.-Mtr. hydraulischen Mörtels erfordert:
- a. Material
 - 0.5 Kub.-Mtr. Kalk (abgelöscht),
 - 0.75 " Sand;
 - b. für Ablöschen des Kalks und Anmachen des Mörtels
 - 0.9 Tagsschichten eines gew. Arbeiters.
- 32) Der Kub.-Mtr. schichtenmäßiges Bruchsteinmauerwerk zu Fundamenten, Widerlagern u. s. w. mit gewöhnlichem Mörtel, erfordert:

- a. Material
 1·2 Kub.-Mtr. Steine,
 0·2 „ gewöhnlichen Mörtel;
- b. Brechen
 0·86 Tagsschichten eines Steinbrechers;
- c. Zurichtung der Steine und Verwendung
 1·2 Maurer-Tagsschichten,
 1·2 Handlanger-Tagsschichten.
- 33) Der Kub.-Mtr. schichtenmäßiges Sandstein-Mauertwerk mit zugerichteten Stoß- und Lagerfugen und gespitzten Hauptern erfordert:
- a. Material
 1·2 Kub.-Mtr. Steine,
 0·2 „ Mörtel,
 $\frac{1}{30}$ „ Cementmörtel zum Verstreichen der Fugen;
- b. Brechen
 1·2 Steinbrecher;
- c. Zurichten und Verwenden
 2 Steinhauer-Tagsschichten,
 1·2 Maurer-Tagsschichten,
 1·2 Handlanger-Tagsschichten.
- 34) Der Kub.-Mtr. altes Mauertwerk abzubrechen erfordert:
 0·5 Tagsschichten eines Handlangers für Abbrechen und Reinigen der Steine,
 0·16 Tagsschichten eines Handlangers für Aufsetzen.
- 35) Der Kub.-Mtr. Sandsteinmauertwerk zu cylindrischen Gewölben:
- a. Material
 1·2 Kub.-Mtr. Steine,
 0·2 „ gewöhnlichen Mörtel;
- b. Brechen
 1·2 Steinbrecher-Tagsschichten;
- c. Zurichten und Verwenden
 1·2 Maurer-Tagsschichten,
 1·2 Handlanger-Tagsschichten.
- 36) Der Kub.-Mtr. schichtenmäßiges Sandsteinmauertwerk mit gerichteten Stoß- und Lagerfugen und gespitzten Hauptern zu rein cylindrischen Gewölben, erfordert:
- a. Material und Brechen wie 33);
- b. Zurichten und Verwenden
 3 Steinhauer-Tagsschichten,
 1·2 Maurer- „
 1·2 Handlanger- „
- 37) Der Kub.-Mtr. Mauertwerk von Backsteinen:

- a. Material
 288 Backsteine,
 0·2 Kub.-Mtr. Mörtel;
- b. Verwendung
 0·8 Maurer-Tagsschichten,
 0·8 Handlanger-Tagsschichten.
- 38) Dasselbe in cylindrischen Gewölben:
- a. Material
 288 Backsteine,
 0·2 Kub.-Mtr. Mörtel;
- b. Verwendung
 1·2 Maurer-Tagsschichten,
 1·2 Handlanger-Tagsschichten.

Steinhauer-Arbeiten.

Die Steinhauer-Arbeiten theilen sich ab in Arbeiten von gewöhnlicher, von besonderer und von künstlicher Zurüstung.

Unter der ersten Benennung werden solche Arbeiten verstanden, die sich mit dem Richtscheid und dem Winkelmaaße zurüsten lassen und also bloß rechtwinkliche Parallelepipede sind.

Unter der zweiten Benennung werden alle jene Arbeiten verstanden, welche zu ihrer Zurüstung Lehren oder Chablonen erfordern, oder welche von ungewöhnlicher Größe sind, oder welche einen ungewöhnlichen starken Abfall geben.

Unter der dritten Benennung versteht man alle jene Arbeiten, zu deren Formbestimmung Zeichnungen in natürlicher Größe durchaus nothwendig sind.

Alle Hausstein-Arbeiten werden gewöhnlich, mit Ausnahme der Bearbeitung ihrer sichtbar bleibenden Oberflächen, nach dem Kubikmeter, die mehr oder weniger sorgfältige Bearbeitung der sichtbaren Oberflächen aber nach dem Quadratmeter berechnet.

- 39) Der Kub.-Mtr. Quadermauerwerk von weichem Sandstein und von gewöhnlicher Zurüstung erfordert:
- a. für Brechen
 2·31 Steinbrecher-Tagsschichten;
- b. für Rüstung der Lager- und Stoßfugen
 2 Steinhauer-Tagsschichten;
- c. für Verwendung
 1·34 Steinhauer-Tagsschichten,
 1·34 Maurer-
 1·34 Handlanger-
- 40) Der Kub.-Mtr. Quadermauerwerk von weichem Sandstein und von besonderer Zurüstung erfordert:
- a. für Brechen
 3·37 Tagsschichten eines Steinbrechers;

- b. für Rüstung der Lager- und Stoßfugen
3·1 Tagsschichten eines Steinhauers;
- c. für Verwendung
2·7 Tagsschichten eines Steinhauers,
2·7 " " Maurers,
2·7 " " Handlangers.
- 41) Der Kub.-Mtr. Quadermauerwerk von weichem Sandstein und von künstlicher Zurüstung:
für Rüstung der Lager und Stoßfugen
5·74 Tagsschichten eines Steinhauers.
Brechen und Verwendung wie in Nr. 40.
- 42) Der Quadratmeter Stirnfläche an weichen Sandsteinen rein zu bearbeiten, erfordert:
- a. wenn dieselbe fein gespitzt oder gestockt wird
0·58 Steinhauer-Tagsschichten;
- b. wenn dieselbe gekrönet wird
0·78 Steinhauer-Tagsschichten;
- c. wenn dieselbe glatt aufgeschlagen wird
1·17 Steinhauer-Tagsschichten.

Für harte Sandsteine werden die Ansätze für das Brechen der Steine und für das Bearbeiten der Fugen und Stirnflächen verdoppelt; für harte Kalksteine, Marmor und für Granit aber werden diese Ansätze 3 bis 4 mal so groß angenommen.

Der Abfall wird gerechnet beim Quadermauerwerk:

a. von gewöhnlicher	} Zurüstung	{	$\frac{1}{8}$	
b. von besonderer				$\frac{1}{6}$
c. von künstlicher				$\frac{1}{3}$

Bei jeder dieser 3 Gattungen von Mauerwerk rechnet man auf einen Kubikmeter $\frac{1}{8}$ Kubikmeter Mörtel zum Vermauern und $\frac{1}{16}$ Kubikmeter Cementmörtel zum Verstreichen der Fugen. Für Geschirr, Rüstung und Aufsicht wird bei den Maurer- und Steinhauerarbeiten gewöhnlich $\frac{1}{10}$ des Preises zugesetzt.

Zimmermanns-Arbeiten.

- 43) Ein Kubikmeter Eichenholz zu Kofschwellen und Verschalung erfordert:
- a. zum Beschlagen
1 Zimmermanns-Tagsschichte;
- b. zum Zurüsten
4 Zimmermanns-Tagsschichten;
- c. zur Verwendung
0·66 Zimmermanns-Tagsschichten,
0·66 Handlanger- "
- 44) Der Kubikmeter Föhren- oder Fichtenholz zu Straßenträger, verzahnten Balken zc. erfordert:

- a. zum Beschlagen
0·8 Zimmermanns-Tagsschichten;
- b. zum Zurüsten
3·3 Zimmermanns-Tagsschichten;
- c. zur Verwendung
1 Zimmermanns-Tagsschichte,
1 Handlanger=

Vorstehende Preisansätze gelten auch für Schwellen von 0·3 Mtr. Stärke; für etwas schwächere oder stärkere Hölzer mindert oder erhöht man die Ansätze im Verhältniß der Ab- oder Zunahme des Querschnitts.

45) Der Kubikmeter 0·3 Mtr. starker Kospfähle erfordert:
zu bearbeiten und zu spitzen
2·6 Tagsschichten eines Zimmermanns.

46) Ein 5 Kil. schwerer Pfahlschuh erfordert einzulassen und anzunageln.
 $\frac{1}{10}$ Zimmermanns-Tagsschichte.

47) Der Kubikmeter Kospfähle von 0·3 Mtr. Stärke mit der Zugamme einzurammen, erfordert:

- a. bei mittelmäßig festem Boden
1·1 Tagsschichten eines Zimmermanns,
1·1 " " Obmanns,
20·1 " " gew. Arbeiters.
- b. bei sehr festem Boden
1·5 Tagsschichten eines Zimmermanns,
1·5 " " Obmanns,
26 " " gew. Arbeiters.

Für den Gebrauch und die Unterhaltung der Kammmaschine erhöht man vorstehende Ansätze gewöhnlich um $\frac{1}{8}$.

48) Der Quadratmeter 0·09 Mtr. starker Bohlen zu Kospbelegen zc. erfordert:

- a. zu beschlagen
0·5 Zimmermanns-Tagsschichten;
- b. zu schneiden
0·7 Zimmermanns-Tagsschichten;
- c. zum Richten und Verwenden
0·41 Zimmermanns-Tagsschichten;

49) 29 laufende Meter Holz für einfache Brücken von 6—15 Mtr. Höhe mit gehörig an beiden Enden verspannten Straßenträgern zu beschlagen, abzubinden und aufzurichten, jedoch ohne Einrechnung der Joche und der Bedielung, erfordern:

- 1 Tagsschichte eines Vorarbeiters,
- 6 " " Zimmermanns,
- 4 " " Handlangers.

- 50) 29 laufende Meter für Brücken-Häng- und Sprengwerke mit geradem Gebälke, ohne Einrechnung der Straßenträger, der Bedielung und Joche, erfordern:
- | | | | | |
|----|------|-----------|-------|---------------|
| 2 | Tags | Schichten | eines | Vorarbeiters, |
| 16 | " | " | " | Zimmermanns, |
| 4 | " | " | " | Handlangers. |
- 51) 29 laufende Meter für Bogenhängwerke einfacher Art, die Verbindungsschwellen, Straßenträger, Bedielung und Joche nicht mit eingerechnet, erfordern:
- | | | | | |
|----|------|-----------|-------|---------------|
| 3 | Tags | Schichten | eines | Vorarbeiters, |
| 21 | " | " | " | Zimmermanns, |
| 6 | " | " | " | Handlangers. |
- 52) 29 laufende Meter für Bogenhängwerke mit doppelten Balken und Bogenträgern, die gekuppelten Hölzer einfach gemessen, erfordern:
- | | | | | |
|----|------|-----------|-------|---------------|
| 4 | Tags | Schichten | eines | Vorarbeiters, |
| 30 | " | " | " | Zimmermanns, |
| 12 | " | " | " | Handlangers. |
- 53) Das Biegen eines 15 Mtr. langen und 0.3 Mtr. starken Balkens von Fichtenholz erfordert:
- | | | | | |
|----------------|------|-----------|-------|---------------|
| $\frac{2}{5}$ | Tags | Schichten | eines | Vorarbeiters, |
| $4\frac{2}{5}$ | " | " | " | Zimmermanns. |
- 54) 8.51 Quadratmeter Bohlen zuzurichten, legen und befestigen erfordern:
- | | | | | |
|----------------|------|-----------|-------|---------------|
| $\frac{1}{4}$ | Tags | Schichten | eines | Vorarbeiters, |
| $1\frac{1}{2}$ | " | " | " | Zimmermanns, |
| 1 | " | " | " | Handlangers. |
- 55) 29 laufende Meter Brückengeländer von bereits zugerichteten Hölzern abzubinden und aufzurichten, erfordern:
- | | | | | |
|----|------|-----------|-------|---------------|
| 2 | Tags | Schichten | eines | Vorarbeiters, |
| 12 | " | " | " | Zimmermanns, |
| 1 | " | " | " | Handlangers. |

Schmiede-Arbeiten.

Die Schmiedearbeiten lassen sich nach der größern oder geringeren Sorgfalt, welche man auf ihre Verarbeitung verwendet, in 3 Classen abtheilen:

- 1) Eisen-Arbeiten von starken Dimensionen, an denen die ganze Arbeit in einigen Zusammenschweißungen oder in dem Zurichten der Enden besteht.
- 2) Eisen-Arbeiten von beinahe derselben Art, jedoch von schwächeren Dimensionen, wie z. B. die Anker und Klammern beim Mauerwerke, wenn sie länger als 0.6 Mtr. sind; Stäbe und Stangen an Geländern; Pfahlschuhe und grobe Bolzen.

3) Kleinere Klammern und Bolzen, Bügel, Ringe, Bänder und andere Eisen-Arbeiten, welche auf einmal glühend gemacht werden und Böcher und Biegungen erhalten können.

56) Die Bearbeitung von 1 Kil. Eisen erfordert:

a. von der ersten Art . . .	0·011	} Tagsschichten eines Schmiedes mit seinem Gehülfsen.
b. " " zweiten Art . . .	0·044	
c. " " dritten " . . .	0·066	

57) Der Abfall des Eisens kann gerechnet werden.

a. bei der ersten Art . . .	0·06	} des anfänglichen Gewichtes.
b. " " zweiten Art . . .	0·16	
c. " " dritten " . . .	0·20	

58) Der Bedarf an Kohlen kann pro Kil. gerechnet werden:

a. bei der ersten Art . . .	0·0002	} Kubik-Meter.
b. " " zweiten Art . . .	0·0012	
c. " " dritten " . . .	0·002	

Das Schneiden der Schrauben und Muttern an Bolzen wird besonders gerechnet, und erfordert je nach ihrer Größe für Schraube und Mutter zusammen 0·02 bis 0·05 Tagsschichten eines Schmiedes.

59) Die Verwendung des Eisens mit Einschluß des Transports bis zur Stelle, wo es angeschlagen wird, erfordert pro Kil.

a. bei der ersten Art . . .	0·004	} Tagsschichten eines Schmiedes samt Gehülfsen.
b. " " zweiten Art . . .	0·022	
c. " " dritten " . . .	0·043	

Anstreicher-Arbeiter.

60) 1 Kil. Farbe mit Leinöl abzureiben erfordert:

a. für rothen Ocker (gebrannt) . . .	0·94	} Tagsschichten eines An- streichers.
b. für gelben ungebrannten Ocker . . .	0·72	
c. für Kohlenschwärze	0·94	

61) Zum Abreiben erfordert 1 Kil. Farbe an Del:

a. für rothen Ocker	0·3	} Kil. Del.
b. für gelben "	1·0	
c. für Kohlenschwärze	1·6	

62) Wenn die Farbe abgerieben wird, muß sie noch mit Del verdünnt werden, hierzu ist erforderlich:

a. für rothen Ocker	0·62	} Kil. Del.
b. für gelben Ocker	0·73	
c. für Kohlenschwärze	0·17	

Wird Terpentinöl angewendet, so kann das zum Verdünnen nöthige Del zur Hälfte aus diesem bestehen:

- 63) Zum Anstreichen eines Quadratmeters ist erforderlich:
- | | | |
|--|------|-------------------------|
| a. mit rothem Ocker auf Holz | 0·11 | } Nil. verdünnte Farbe. |
| b. " gelbem " " " | 0·11 | |
| c. " Kohlenschwarz auf Eisen | 0·08 | |

Der Abfall an Material wird hierbei zu $\frac{1}{20}$ gerechnet.

- 64) Zur Zubereitung und Verdünnung der Farbe und zum einmaligen Anstriche für einen Quadratmeter ist erforderlich:

- | | | |
|-------------------------------------|------|------------------------------|
| a. ohne Gerüste | 0·02 | } Anstreicher-Tagsschichten. |
| b. mit fliegenden Gerüste | 0·05 | |

- 65) Das Anstreichen neuer Hölzer mit Schiffsätheer erfordert pro Quadratmeter:

- | | | |
|--------------------------------------|------|------------------------------|
| a. ohne Gerüste | 0·07 | } Anstreicher-Tagsschichten. |
| b. mit fliegenden Gerüsten | 0·09 | |

Hierunter ist das Erwärmen des Theeres mit einbegriffen. Bei neuen Hölzern rechnet man auf den Quadratmeter Oberfläche 0·00027 Kubik-Meter Theer, und wenn die Hölzer schon beherrschaft waren, 0·00019 Kubik-Meter. Im letzten Falle müssen die Hölzer abgetraht werden, was $\frac{1}{100}$ Tagsschichte eines Arbeiters erfordert.



Biblioteka Politechniki Krakowskiej



III-24651

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000301156