



Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000248498





Hölzerne Brücken und Lehrgerüste.

Zum Gebrauche

bei deren Berechnen, Entwerfen und Veranschlagen

bearbeitet von

Dr. F. Heinzerling,

Kgl. Baurath und Professor an der Kgl. Technischen Hochschule zu Aachen.



24 1/2 Bogen Text mit 266 Textabbildungen, 2 Texttafeln und 6 lithographirten Tafeln
in gross Doppel-Folio.

Zweite völlig umgearbeitete und stark vermehrte Auflage.

Leipzig 1891.

Baumgärtner's Buchhandlung.



IV 29.947

Akc. Nr. 8-2307/58

DEM

DIRECTOR DER HESSISCHEN LUDWIGSEISENBAHN-GESELLSCHAFT

HERRN GEHEIMEN BAURATH

JUSTUS KRAMER

HOCHACHTUNGSVOLL ZUGEEIGNET

VOM

VERFASSER.



4903

VORWORT

ZUR ERSTEN AUFLAGE.

Das vorliegende Heft der Brücken der Gegenwart behandelt theils die praktisch bewährten, zur Zeit vorzugsweise ausgeführten Systeme der hölzernen Brücken, theils zur Ergänzung der beiden Hefte, welche die steinernen Brücken enthalten, die Lehrgerüste gewölbter Brücken, während die Arbeits- und Feldbrücken, sowie die Versetzgerüste steinerner und die Montirungsgerüste eiserner Brücken, falls sich hierfür in der Folge ein Bedürfniss kundgiebt, einem Supplementhefte vorbehalten bleiben.

Unter den hölzernen Brücken, welchen, als vorzugsweise interimistischen Constructionen, von den Ingenieuren bisweilen nicht mehr die gebührende Aufmerksamkeit geschenkt wird, wurden — den aus ihrer technischen Entwicklung gezogenen Folgerungen entsprechend — die Brücken mit einfachen und verdübelten Balken, mit Fachwerk- und Sprengwerkträgern als die rationellsten Systeme der hölzernen Ueberbauconstructionen sowie die hölzernen Joche und Fachwerkpfeiler mit gleicher Ausführlichkeit wie die eisernen und steinernen Brücken behandelt und die hierzu gehörigen Tafeln mit dankenswerther Bereitwilligkeit und möglichster Sorgfalt von Studirenden des Brückenbaues an unserer Anstalt bearbeitet.

Bei der statischen Berechnung wurden die bekannten Gleichungen zur Bestimmung der Abmessungen der Balken-, Fachwerk- und Sprengwerkbrücken durch diejenigen zur Ermittlung der zweckmässigsten Anordnung der Verdübelung, sowie der Dimensionen der einzelnen Theile der Joche und Fachwerkpfeiler ergänzt. Der analytischen Bestimmung des Gewölbedrucks auf die Lehrgerüste wurden die graphostatische und dieser die Formeln zur Ermittlung der zweckmässigsten Vertheilung der Druckstreben sowie ihrer Abmessungen mit Benutzung der Druckäquivalente auf seitliche Ausbiegung beanspruchter, hölzerner Stäbe hinzugefügt. Von den Ausrüstungsmethoden, unter welchen sich diejenige mit Sandbüchsen nicht leicht theoretisch behandeln lässt, wurden nur diejenigen mit Keilen und excentrischen Scheiben einer theoretischen Betrachtung unterworfen.

In dem dritten constructiven Abschnitte wurden, ausser den Lehrgerüsten, ausschliesslich die oben erwähnten rationellen Systeme der hölzernen Brücken, sowohl in Bezug auf die Gesamtanordnung als auch in Bezug auf die zweckmässigsten Verbindungen ihrer Theile, besprochen und hierbei auf einen künftigen Ersatz derselben durch definitive Brücken in Stein oder Eisen Rücksicht genommen, welcher den Anforderungen nicht nur eines ungestörten Bahnbetriebes, sondern auch der, bei gleicher technischer Leistungsfähigkeit, möglichsten Oekonomie entspricht. Unter den hierüber gesammelten Erfahrungen und ertheilten Vorschriften finden sich besonders diejenigen verwerthet, welche in den ausführlichen, von Pressel zunächst für die k. k. österreichische Südbahn aufgestellten „Normalien für hölzerne Brücken“ niedergelegt sind. Bei der constructiven Anordnung von Lehrgerüsten wurde diejenige zu Grunde gelegt, wonach die Kranzhölzer, trotz des nach dem Scheitel hin zunehmenden Gewölbedruckes, gleiche Stärke erhalten, deren Stützen aber nur nach ihrer Längsaxe gedrückt, also einer Biegung nicht ausgesetzt werden und jene Anordnung durch die Berechnung und die Construction zweier Lehrgerüste erläutert.

Der vierte Abschnitt enthält, ausser der Beschreibung der dem Hefte beigegebenen 6 Tafeln ausgeführter oder für die Ausführung bearbeiteter Constructionen, die numerische, Inhalts- und Kosten-Berechnung je eines Bauwerks als Anhaltspunkt für die Berechnung ähnlicher Brücken und Lehrgerüste.

In dem fünften Abschnitte sind die Ausführung, insbesondere die bei Herstellung der Joche und Pfeiler vorkommenden Ramm- und Zimmerarbeiten mit Hinweis auf die hierzu erforderlichen Apparate, ferner die Prüfung und Unterhaltung der hölzernen Brücken, soweit es der in Aussicht genommene Umfang dieses Heftes zuließ, besprochen.

Ein Anhang enthält ausser einigen, für die Praxis brauchbaren Tabellen über die theoretischen Maximalspannweiten hölzerner Balkenbrücken, die Abmessungen ihrer Theile, Kostenvergleiche eiserner und hölzerner Alternativ-Constructionen sowie über die gleichförmig vertheilten zufälligen Belastungen für Brücken von verschiedenen Spannweiten bei der Befahrung mit leichten und schweren Locomotiven, die neueste Literatur über hölzerne Brücken und Lehrgerüste.

Zum Schlusse gereicht es mir zur angenehmen Pflicht, Herrn Professor Dr. E. Winkler für die Zuvorkommenheit, womit er einige uns unzugängliche Literatur über hölzerne Brücken, zum Zweck der Bearbeitung des vorliegenden Heftes, mehrfach zur Verfügung stellte, sowie der Verlagsbuchhandlung für die gediegene und gefällige Ausstattung, welche sie, in Verbindung mit bewährten Kräften, auch dem vorliegenden Hefte zu Theil werden liess, hiermit meinen Dank auszusprechen.

Möchte sonach das vorliegende Heft nicht nur dem Studium des Baues hölzerner Brücken an unserer polytechnischen Schule förderlich, sondern auch dem Interesse eines weiteren Kreises von Fachgenossen freundlich empfohlen sein.

Aachen im November 1875.

H.

VORWORT

ZUR ZWEITEN AUFLAGE.

Die vorliegende zweite Auflage des Heftes „Hölzerne Brücken und Lehrgerüste“ ist wie die — seit längerer Zeit vergriffene — erste Auflage desselben in erster Linie dazu bestimmt, den Studirenden des Brückenbaues an der Kgl. Technischen Hochschule zu Aachen bei ihren Studien über Brückenbau sowie bei ihren Uebungen im Berechnen und Entwerfen jener Constructionen als Anhalt zu dienen und sie hierbei durch ausführliche Constructionsblätter bewährter neuerer Brücken zu unterstützen. Die ursprüngliche Eintheilung des Stoffes, welche auch bei allen übrigen Heften der „Brücken der Gegenwart“ zu Grunde gelegt wurde und sich durchweg bewährt hat, ist hier fast unverändert beibehalten, nur der fünfte Abschnitt der ersten Auflage in drei Abschnitte zerlegt worden, wovon der fünfte die Inhalts- und Kostenberechnung, der sechste die Vergebung und Ausführung, der siebente die Prüfung und Unterhaltung gesondert behandelt, während der Stoff des oben erwähnten Anhangs an der einschlägigen Stelle in den Text verarbeitet ist.

Den Constructionstafeln wurde zur Erleichterung der Uebersicht über die verschiedenen Systeme ausgeführter hölzerner Brücken eine Uebersichtstafel vorangestellt und dem Text zwei Texttafeln eingefügt, wovon die erste eine Reihe von Hilfsbrücken, Gerüstbrücken, Nothbrücken und Kriegsbrücken, die zweite eine Reihe von Lehrgerüsten für Durchlässe, Bach- und Wegbrücken darstellt.

Eine sachgemässe Erweiterung haben alle Abschnitte, eine Ergänzung besonders die Abschnitte II und III dadurch erfahren, dass darin nunmehr auch die statische Berechnung und Construction der Balkenbrücken mit armirten sowie mit geschlitzten und gespreizten Tragbalken, ferner diejenige der continuirlichen Balkenbrücken, der Hängwerkbrücken, der Hängsprengwerkbrücken und der Fachwerkpfiler der Balkenbrücken mit Berücksichtigung der analytischen und der graphischen Berechnungsmethode behandelt ist. Ein vervollständigtes Verzeichniss der einschlägigen Literatur bildet den Schluss dieses Heftes.

Zur angenehmen Pflicht gereicht es mir, Herrn Ingenieur Palme für seine Unterstützung bei Anfertigung der neuen Textfiguren, insbesondere der die graphische Berechnung der Fachwerkpfiler erläuternden Kräftepläne zu danken. Zu besonderem Danke hat mich ferner die Verlagsbuchhandlung, welche keine Opfer scheute, um auch diesem, mit einer erheblich grösseren Zahl von Textfiguren ausgestatteten Hefte eine ebenso geschmackvolle als gediegene Ausstattung zu geben, und die in technischen Kreisen vortheilhaft bekannte lithographische Anstalt von F. Wirtz in Darmstadt verpflichtet, welche den Figurentafeln eine musterhafte Ausführung zu Theil werden liess.

Sollte sich infolge der erwähnten Erweiterungen und Ergänzungen die zweite Auflage dieses Heftes für einen weiteren Kreis von Fachgenossen an anderen Technischen Hochschulen des In- und Auslandes sowie in der Praxis zum Gebrauch bei dem Berechnen und Entwerfen von hölzernen Brücken und Lehrgerüsten geeignet erweisen, so würde dies dem Verfasser zu besonderer Genugthuung gereichen. In dieser Hoffnung sei auch die neue Auflage dieses Heftes der Beachtung und Nachsicht meiner Fachgenossen freundlich empfohlen.

Aachen im Januar 1891.

H.

INHALT.

Hölzerne Brücken und Lehrgerüste.

	Seite		Seite
I. Technische Entwicklung.			
1. Die älteren Constructionen	1	6. Die Sprengwerkbrücken.	
2. Die neueren Constructionen	3	A. Die Träger	37
II. Statische Berechnung.		B. Die Brückenbahn	
1. Die Balkenbrücken im Allgemeinen	6	a. der Strassenbrücken	37
A. Bestimmung der grössten Angriffsmomente und Verticalscheerkräfte.		b. der Eisenbahnbrücken	38
a. Die Balkenträger auf zwei Stützen		C. Die Pfeiler der Sprengwerkbrücken.	
Erstens. Analytische Behandlung.		a. Die Endpfeiler (Landpfeiler).	
α. Ungleiche und ungleich vertheilte Lasten	7	α. bei dem grössten Erddrucke	38
β. Gleiche und gleichförmig auf Knotenpunkte vertheilte Lasten	7	β. bei dem grössten Seitendrucke des Sprengwerks	38
γ. Gleichförmig und stetig vertheilte Lasten	8	b. Die Zwischenpfeiler (Strompfeiler).	
Zweitens. Graphische Behandlung.		α. bei dem grössten Eisstosse	38
α. Ungleiche und ungleich vertheilte Lasten	8	β. bei dem grössten Seitendrucke des Sprengwerks	39
β. Gleiche und gleichförmig auf Knotenpunkte vertheilte Lasten	8	c. Die Flügel.	
γ. Gleichförmig und stetig vertheilte Lasten	9	α. Die Parallelfügel	39
b. Die Balkenträger auf drei Stützen	9	β. Die Winkelfügel	40
c. Die Balkenträger auf vier Stützen	11	d. Die der grössten zulässigen Materialpressung entsprechenden Zusätze der Pfeiler- und Flügelstärken	41
B. Belastungen der Brücken.		7. Die hölzernen Hängwerkbrücken	41
a. Belastungen von Eisenbahnbrücken.		a. Die einfachen Hängwerkbrücken	41
α. Bewegte Belastung.		b. Die zweifachen Hängwerkbrücken	42
1. Einzellasten und Lastvertheilung der schwersten Fahrbetriebsmittel der Eisenbahnen	12	8. Die Hängsprengwerkbrücken	43
2. Gleichförmig vertheilte Belastung	13	a. Die einfachen Hängsprengwerkbrücken	43
β. Ruhende Belastung	13	b. Die zweifachen Hängsprengwerkbrücken	43
b. Belastungen von Strassenbrücken.		9. Die Lehrgerüste.	
α. Bewegte Belastung.		a. Druck der Gewölbe auf die Lehrgerüste	
1. Einzellasten und Lastvertheilung der schwersten Strassenfahrwerke	14	α. Analytische Bestimmung	44
2. Gleichförmig vertheilte Belastung	14	β. Graphische Bestimmung	45
β. Ruhende Belastung	14	b. Vertheilung der Druckstreben an Lehrgerüsten	45
c. Winddruck	14	c. Stärke der centralen Druckstreben	45
C. Bestimmung der kleinsten Widerstandsmomente	14	d. Ausrüstung.	
D. Bestimmung der grössten Horizontalscheerkräfte und der kleinsten Horizontalwiderstände	15	α. Ausrüstung mittelst Keilen	46
E. Zusammengesetzte Spannungen	15	β. Ausrüstung mittelst excentrischer Scheiben	46
F. Materialwiderstände.		III. Construction.	
a. Zug- und Druckfestigkeit	16	1. Constructive Grundsätze	46
b. Scheerfestigkeit	16	2. Allgemeine Anordnung.	
c. Knickfestigkeit	17	a. Eisenbahnbrücken	47
2. Die Balkenbrücken mit Trägern auf zwei Stützen.		b. Strassenbrücken	47
A. Die Balkenbrücken mit einfachen Tragbalken	17	3. Die Verkehrsbahn.	
B. Die Balkenbrücken mit verübelteten Tragbalken	18	a. Eisenbahnbrücken	47
C. Die Balkenbrücken mit armirten Tragbalken	19	b. Strassenbrücken	48
1. Einfach armirte Tragbalken	19	c. Brüstungen der Verkehrsbahn	49
2. Zweifach (doppelt) armirte Tragbalken	19	4. Die Balkenbrücken mit einfachen und mit verübelteten Balken.	
D. Die Balkenbrücken mit geschlitzten und gespreizten Tragbalken	19	a. Eisenbahnbrücken	50
E. Die Balkenbrücken mit gegliederten Tragbalken.		b. Strassenbrücken	50
a. Parallelträger mit geneigten Stäben		5. Die verstärkten Balkenbrücken	51
α. Ungleiche und ungleich vertheilte Belastungen	20	a. Die Balkenbrücken mit Sattelhölzern	51
Erstens. Analytische Behandlung	20	b. Die Balkenbrücken mit Kopfbändern	51
Zweitens. Graphische Behandlung	20	c. Die Balkenbrücken mit Sattelhölzern u. Kopfbändern	52
β. Gleiche und gleichförmig auf Knotenpunkte vertheilte Lasten	21	6. Die Balkenbrücken mit armirten Tragbalken	52
b. Parallelträger mit theils lothrechten, theils geneigten Stäben (Stabsystem des rechtwinkligen Dreiecks).		7. Die Balkenbrücken mit gespreizten Tragbalken	52
1. Fachwerkträger mit einfacher Stabreihe.		8. Die Fachwerkbrücken.	
α. Ungleiche und ungleich vertheilte Lasten	22	a. Eisenbahnbrücken	53
β. Gleiche und gleichförmig vertheilte Knotenlasten	23	b. Strassenbrücken	53
2. Fachwerkträger mit zwei- und mehrfacher Stabreihe	23	9. Die Joche der Balken und Fachwerkbrücken.	
3. Die Balkenbrücken mit Trägern auf drei und vier Stützen (continuirliche Balkenbrücken)	24	a. Allgemeine Anordnung der Joche	53
A. Die Balkenbrücken mit continuirlichen Tragbalken.		b. Die durchgehenden Joche	54
a. Mit Tragbalken auf drei Stützen	24	c. Die aufgesetzten Joche	54
b. Mit Tragbalken auf vier Stützen	26	10. Die Fachwerkpfeiler.	
B. Die Balkenbrücken mit continuirlichen Tragbalken auf Sattelhölzern und Kopfbändern	26	11. Die Sprengwerkbrücken	56
C. Die Balkenbrücken mit gegliederten Trägern auf mehreren Stützen (continuirliche Fachwerkbrücken).		a. Die einfachen Sprengwerkbrücken	56
a. Mit Fachwerkträgern auf drei Stützen	27	b. Die doppelten Sprengwerkbrücken	56
b. Mit Fachwerkträgern auf vier Stützen	27	c. Die zusammengesetzten Sprengwerkbrücken	57
D. Continuirliche Fachwerkbrücken mit Sattelhölzern und Kopfbändern	27	12. Die Hängwerkbrücken.	
4. Die Brückenbahn der Balkenbrücken.		a. Die einfachen Hängwerkbrücken	57
A. Die Brückenbahn der Strassenbrücken	28	b. Die zweifachen oder doppelten Hängwerkbrücken	58
B. Die Brückenbahn der Eisenbahnbrücken	28	13. Die Hängsprengwerkbrücken	59
5. Die Stützen der Balkenbrücken.		14. Die Bogensprengwerkbrücken	59
A. Die Joche der Balkenbrücken.		a. Die Bogensprengwerkbrücken mit Fachwerk in den Bogenwickeln	59
a. Die Zwischenjoche	28	b. Die Bogensprengwerkbrücken mit Bogenfachwerkträgern	59
α. Zweitheilige Zwischenjoche	28	15. Hilfsbrücken, Gerüstbrücken, Nothbrücken und Kriegsbrücken	60
β. Dreitheilige Zwischenjoche	29	a. Einfache interimistische Balkenbrücken	60
b. Die Endjoche (Landjoche)	29	b. Die amerikanischen Gerüstbrücken	61
B. Die Fachwerkpfeiler der Balkenbrücken	30	c. Interimistische Brücken mit verstärkten Tragbalken	61
a. Stirnwände.		d. Trageländerbrücken	61
α. Analytische Berechnung	31	e. Interimistische Fachwerkbrücken	61
β. Graphische Berechnung	32	f. Interimistische Sprengwerkbrücken	62
b. Laibungswände.		g. Bockbrücken	62
α. Analytische Berechnung	33	h. Pontonbrücken	62
β. Graphische Berechnung	33	16. Die Lehrgerüste.	
		a. Constructive Grundsätze	63
		b. Constructive Anordnung	63
		c. Ausrüstungsvorrichtungen	64
		α) Ausrüstungsklötze	64
		β) Ausrüstungskeile	64
		γ) Keile zwischen verzahnten Balken	64
		δ) Leinene Sandsäcke	64
		ε) Sandbüchsen aus Eisenblech	64
		ζ) Schraubensätze	65
		η) Rollen auf Schraubenflächen	65
		θ) Excentrische Scheiben	65

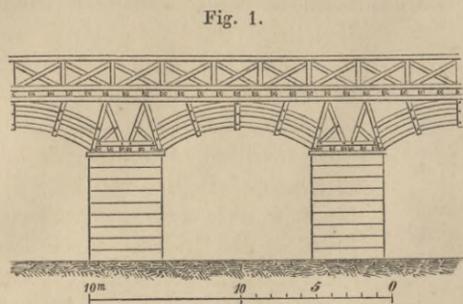
	Seite		Seite
17. Constructionsmaterial.		c. Interimistische Dübelbalkenbrücke für eine gewölbte Brücke von 5 m Weite	73
a. Das Bauholz	65	d. Interimistische Dübelbalkenbrücke für eine gewölbte Brücke von 6 m Weite	73
b. Das Steinmaterial	67	e und f. Interimistische Dübelbalken- und Fachwerkbrücke für gewölbte Brücken von je 10 m Weite	74
c. Die Eisenteile	67	g. Interimistische Fachwerkbrücke für eine gewölbte Brücke von 15 m Weite	74
IV. Beschreibung und statisch-numerische Berechnung.		h. Interimistische Fachwerkbrücke mit 3 Oeffnungen für eine gewölbte Thalbrücke mit 5 Oeffnungen von je 13 m Weite	74
Taf. I. Hölzerne Brücken. (Uebersichtstafel.)		Taf. IV. Hölzerne Balkenbrücken mit zusammengesetzten Tragbalken und Jochen.	
I. Balkenbrücken. Fig. 1—41.		A. Hölzerne Balkenbrücken mit verdübelten Trägern, Fig. 1 bis 16	74
Fig. 1, 2. Einfache Balkenbrücken der österreichischen Südbahn von 2—3 m Stützweite	67	B. Hölzerne Balkenbrücken mit Fachwerkträgern, Fig. 17 bis 39	74
Fig. 3, 4. Einfache Balkenbrücke der österreichischen Südbahn von 5 m Stützweite	67	a. Mit unten liegender Fahrbahn	74
Fig. 5—12. Verdübelte Balkenbrücken der österreichischen Südbahn	67	b. Mit oben liegender Fahrbahn	74
Fig. 13—16. Verdübelte Balkenbrücke bei Varel in der Heppens-Oldenburg-Bahn	68	Taf. V. Hölzerne Thalbrücken.	
Fig. 17. Hannover'sche Strassenbrücke	68	A. Fachwerkbrücke mit unten liegender Fahrbahn und Bedachung	75
Fig. 18—21. Verdübelte Balkenbrücken der schweizerischen Eisenbahnen	68	B. Fachwerkbrücke mit oben liegender Fahrbahn	75
Fig. 23, 24. Howe'sche Fachwerkbrücke	68	C. Hölzerne Fachwerkpfeller für Thalübergänge	75
Fig. 25, 26. Fachwerkbrücke der österreichischen Südbahn	68	Taf. VI und Texttafel B. Lehrgerüste.	
Fig. 27—29. Post'sche Fachwerkbrücke	68	I. Lehrgerüste für Halbkreisgewölbe auf Texttafel B und Tafel VI	76
Fig. 30, 31. Howe'sche Fachwerkbrücke über die Donau bei Erbach	68	1. Texttafel B, Fig. 1—19	76
Fig. 32—37. Kleine Wasserleitungsbrücken	68	2. Taf. VI, Fig. 1—8	77
Fig. 38—39. Grosse Wasserleitungsbrücke bei Hafslund in Norwegen	68	Lehrgerüst für ein halbkreisförmiges Hausteingewölbe von 30 m Spannweite	77
Fig. 40, 41. Kanalbrücke über den Alleghani bei Pittsburg	69	1. Construction	77
II. Hängwerkbrücken u. Sprengwerkbrücken, Fig. 42—73.		2. Statische Berechnung	77
Fig. 42, 43. Einfache Hängwerkbrücke der Deutz-Giessen-Bahn	69	II. Lehrgerüste für Kreissegmentbogengewölbe auf Texttafel B und Tafel VI	78
Fig. 44—46. Doppelte Hängwerkbrücke	69	1. Texttafel B, Fig. 20—36	78
Fig. 47—53. Sprengwerkbrücke der österreichischen Nordwestbahn	69	Taf. VI, Fig. 9—28	79
Fig. 54—57. Sprengwerkbrücke der Lehrte-Hildesheim-Bahn	69	Lehrgerüst für ein 60gradiges Segmentbogengewölbe von 30 m Spannweite	80
Fig. 58—65. Doppelte Sprengwerkbrücke bei Seeheim an der Bergstrasse	69	1. Construction	80
Fig. 66, 67. Doppelte Sprengwerkbrücke der Deutz-Giessen-Bahn	69	2. Statische Berechnung	80
Fig. 68—71. Bogensprengwerkbrücke (Cascadebrücke) in der Eriebahn	70	III. Lehrgerüste für Korbbogengewölbe auf Texttafel B und Tafel VI	81
Fig. 72, 73. Interimistische Sprengwerkbrücke über den Neckar	70	1. Texttafel B, Fig. 37—42	81
Taf. II. Mehrfache Sprengwerkbrücken.		2. Tafel VI, Fig. 29—37	81
1. Sprengwerkbrücke mit 18 m Stützweite.		V. Inhalts- und Kostenberechnung.	
A. Constructive Anordnung	70	1. Generelle Inhalts- und Kostenberechnung	82
B. Statische Berechnung	70	2. Specielle Inhalts- und Kostenberechnung	82
a. Berechnung der Tragrippen	70	3. Vergleichende Inhalts- und Kostenberechnungen	83
b. Berechnung der Brückenbahn	71	VI. Vergebung und Ausführung.	
c. Berechnung der Landpfeiler	71	1. Die Vergebung der Arbeiten	84
d. Berechnung der Strompfeiler	72	a. Die Submissionsbedingungen	84
2. Sprengwerkbrücke mit 25 m Lichtweite	72	b. Die Contractsbedingungen	84
a. Die allgemeinen Contractsbedingungen	84	α. Die besonderen (speciellen) Contractsbedingungen	84
β. Die besonderen (speciellen) Contractsbedingungen	84	2. Die Ausführung der Arbeiten	85
Taf. III. Interimistische, durch definitive zu ersetzende Eisenbahnbrücken.		a. Die administrative Ausführung	85
I. Durch eiserne Brücken zu ersetzende Balkenbrücken, Fig. 1—25	72	b. Die technische Ausführung	85
a. Eiserne Brücke von 12 m Lichtweite, Fig. 1, 2	73	α. Ausführung der Fundamente und Stützen	85
b. Zugehörige interimistische hölzerne Brücke, Fig. 3—6	73	β. Ausführung und Aufstellung der Träger	86
c. Eiserne Brücke von 20 m Lichtweite, Fig. 7, 8	73	γ. Herstellung der Brückenbahn	86
d. Zugehörige interimistische hölzerne Brücke, Fig. 9—12	73	δ. Herstellung der Köpfe anschliessender Dämme	87
e. Eiserne Brücke von 25 m Lichtweite, Fig. 13, 14	73	ε. Die Vollendungsarbeiten	87
f. Zugehörige interimistische hölzerne Brücken, Fig. 15 bis 18	73	VII. Prüfung und Unterhaltung.	
g. Interimistische hölzerne Brücken für eine eiserne Brücke mit 3 Oeffnungen von 50, 60, 50 m Lichtweite	73	1. Prüfung und Beobachtung	88
α. Bedachte Fachwerkbrücke mit unten liegender Bahn	73	2. Bewachung und Unterhaltung	89
β. Unbedachte Fachwerkbrücke mit oben liegender Bahn	73	a. Periodische Prüfung	89
II. Durch gewölbte Brücken zu ersetzende hölzerne Balkenbrücken	73	b. Ständige Bewachung	89
a. Interimistische Dübelbalkenbrücke für eine gewölbte Brücke von 2 m Weite	73	c. Unterhaltungs- und Wiederherstellungsarbeiten	89
b. Interimistische Dübelbalkenbrücke für eine gewölbte Brücke von 3 m Weite	73	Literatur	90

Hölzerne Brücken.

I. Technische Entwicklung.¹⁾

1. Die älteren Constructionen.

Die Verkehrsbahn der ersten Brücken für Fussgänger und Fuhrwerke von etwas grösserer Spannweite wurde aus einzelnen nebeneinandergelegten Baumstämmen hergestellt. Die berühmte, von Herodot der Nitocris, Mutter des Nabonnidus, letzten Königs von Babylon, zugeschriebene, über 300 m lange und über 6 m breite Brücke zu Babylon über den Euphrat war eine einfache Balkenbrücke und besass etwa je 3,8 m entfernte — aus langen, durch eiserne, mittels Blei vergossene Dübel verbundenen, Quadern zusammengesetzte — Pfeiler, über welche rechteckig beschlagene Cedern- und Cypressenbalken, mit quer darauf gelegten Palmbäumen, gestreckt waren. Nach der auf der Trajanssäule erhaltenen Darstellung bestand der Ueberbau der von Trajan im Jahre 104 n. C. im Kriege gegen die Dacier errichteten Brücke über die Donau, s. Textfig. 1, aus hölzernen Bogensprengwerken, deren



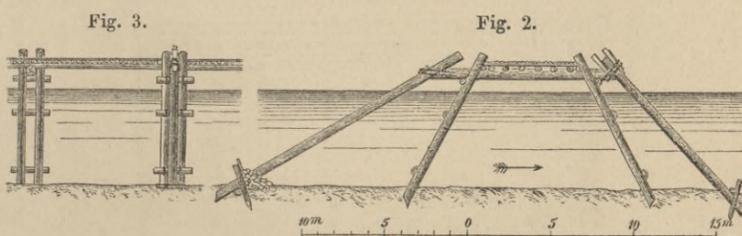
Tragrippen aus je drei gekrümmten, durch Zangen verbundenen Balken construirt waren, sich gegen hölzerne, durch Dreiecksverband versteifte, auf steinernen Pfeilern ruhende Widerlag-Constructionen stemmten und Längsbalken trugen, welche die Querbalken der Brückenbahn mit den hölzernen, aus Pfosten und liegenden Kreuzen bestehenden Geländern aufnahmen. Der unter Ancus Martius um 625 v. C. erbaute, durch die heldenmüthige Vertheidigung des Horatius Cocles gegen den Etruskerkönig Porsenna berühmte pons sublicius war eine hölzerne Pfahlbrücke, deren Ueberbau, damals abgehauen, nach Plinius später so eingerichtet wurde, dass er ab- und wieder aufgeschlagen werden konnte. Unter die Kriegsbrücken des Alterthums gehört die von Cäsar um das Jahr 59 v. C. in zehn Tagen erbaute, nur auf einen militärischen Uebergang berechnete, hölzerne Bockbrücke über den Rhein, s. Textfig. 2 u. 3, auf deren, aus schief eingetriebenen Pfählen bestehende, Böcke Streckbäume gelegt und mit einer aus Querstangen und geflochtenen Horden gebildeten Brückenbahn bedeckt wurden.

Unter den hölzernen Brücken des Mittelalters, welche meist

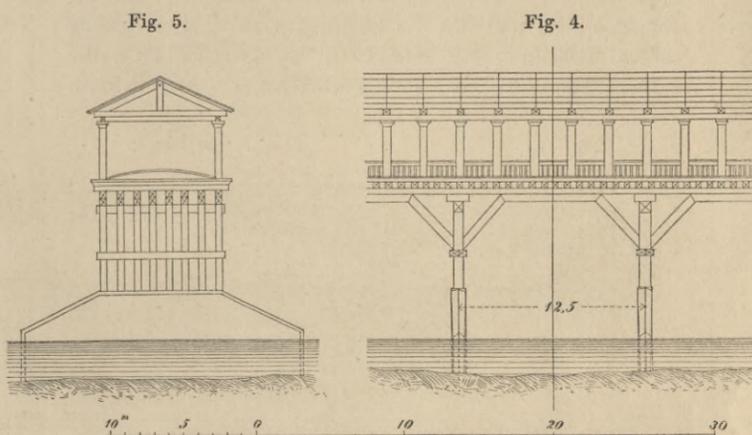
¹⁾ Vgl. Heinzerling, Historische Uebersicht über die technische Entwicklung der Brücken in Stein und Holz. Allg. Bztg. Wien 1871.

Heinzerling, Hölzerne Brücken. Zweite Auflage.

gemeine Balkenbrücken ohne oder mit Kopfbändern und mit hölzernen — durch abgesonderte, mit Bohlen bekleidete Eisbrecher geschützten — Jochen waren, zeichneten sich die



Brücke über die Brenta bei Bassano, s. Textfig. 4 u. 5, mit fünf Oeffnungen von je 12,5 m Spannweite und über den Cismone zwischen Trient und Bassano mit einer



Oeffnung von 33 m Spannweite aus. Die erstere besass eine aus acht gleichen Hauptbalken bestehende, durch Streben und Spannriegel unterstützte und zierlich bedachte Brückenbahn auf hölzernen Jochwänden, die letztere eine von zwei zusammengesetzten Hängwerken mittels Hängeisen und Querbalken getragene Brückenbahn auf steinernen Landpfeilern. Mehrere Brückenentwürfe Palladio's, worunter einer bereits den Grundgedanken des Fachwerkträgers mit parallelen, geraden Gurten, Verticalpfosten und einfachen, gedrückten Diagonalstreben enthält, kamen nicht zur Ausführung. Die Brücken des 18. Jahrhunderts waren, wie die der Cismonebrücke ähnlich construirten Brücken St. Vincent in Lyon und über die Durance bei St. Clement theils Nachbildungen der früheren, theils gekünstelte Sprengwerkbrücken, deren Träger aus kurzen, polygonförmig zusammengesetzten Streben bestanden, welche, durch Hängbänder mit der Brückenbahn verbunden, wie hölzerne Gewölbe wirken sollten. Die Brücken von Sault du Rhone, und über die Themse bei Kingston geben Beispiele dieser statisch fehlerhaften, überdies der Fäulniss sehr zugänglichen Construction. Unter den Brücken dieser Zeit zeichneten sich die bedachten Hängwerk- und Hängsprengwerk-Brücken der Schweiz, insbesondere die i. J. 1757 von

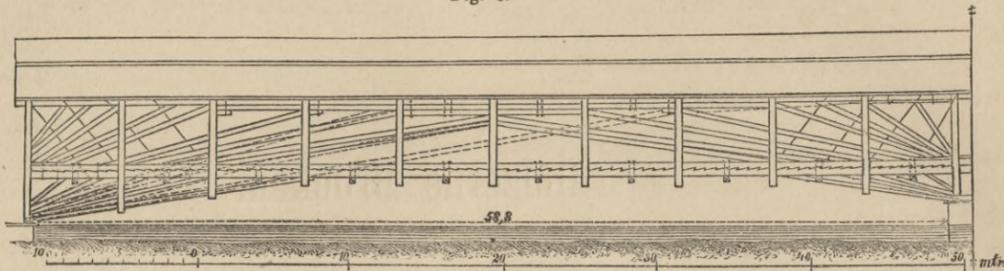
Ulrich Grubenmann erbaute Brücke über den Rhein zu Schaffhausen, s. Textfig. 6 u. 7, mit zwei Oeffnungen von 51,97 und 58,8 m Spannweite und die i. J. 1778 von demselben und seinem Bruder Johann erbaute Brücke über die Limmat bei Wettingen mit 118,89 m Spannweite durch Grösse, Kühnheit und verständige Anordnung ihrer Theile vortheilhaft aus. Die beiden Tragrippen jeder dieser

Fig. 7.



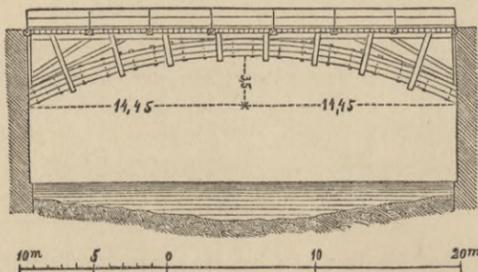
aus krumm beschlagenen Balken herstellte, wandte in den Jahren 1809 bis 1811 Wiebeking die gebogenen Balken zu zahlreichen Ueberbrückungen bayerischer Ströme mit theilweise sehr bedeutenden Oeffnungen an, unter welchen die 1807 und 1809 erbauten Sprengwerkbrücken über den Inn zu Neuöttingen, s. Textfig. 9 u. 10, mit 5 Bogen von je 31,23 m Sehne und über die Regnitz zu Bamberg

Fig. 6.



Brücken bestanden nämlich aus je einem durchlaufenden, aus 2 verzahnten und verbolzten tannenen Balken zusammengesetzten Hauptbalken, welcher — durch über und unter ihm angebrachte eichene Streben gestützt und mit diesen durch senkrechte doppelte Hängsäulen verbunden —

Fig. 8.



mittels eiserner Bolzen die Querträger sammt der seitlich stark versteiften hölzernen Brückenbahn aufnahm. Obwohl sich dieselben und ihre Nachbildungen bei theilweise sehr starker Belastung gut bewährten, so sprachen doch die nothwendigerweise sehr geringen Neigungen der Streben

mit einer Oeffnung von 71,8 m Spannweite und 5,11 m Pfeilhöhe, deren Träger aus dicht aufeinander gelegten Balken bestanden, hervorzuheben sind. Die Anwendung von weichem, frisch gefälltem Holze zu den sehr flachen, mit den Streckbäumen nur mangelhaft verbundenen Bogen, die deren Fäulniss fördernde Anordnung der Bogenanfänge in unlüftigen, theilweise unter dem höchsten Wasserstande gelegenen sogenannten Widerlagkammern, endlich das Nachgeben einiger, insbesondere hölzerner Widerlager unter dem bedeutenden Seitendruck der Bogen führten zu einem schleunigen Verfall dieser Brücken und dem Verlassen ihres Systems, an dessen Stelle man später Sprengwerke aus geraden Hölzern oder vielfach die von Pechmann, z. B. bei Ottershausen und über die Donau bei Passau, angewandten Bogenhängwerkbrücken setzte. Die Bahn der letzteren wurde von zwei zur Seite befindlichen, aus verzahnten Tragbalken und dicht aufeinander liegenden gebogenen, in die ersteren versetzten Balken — beide durch eingeschaltete, senkrechte Pfosten und durchgehende eiserne Bolzen verbunden — bestehenden Hängwerken und einem in der Brückenaxe liegenden, verzahnten Balken getragen: ein System, welches besonders an mangelhafter Versteifung der Hauptträger litt.

Fig. 10.

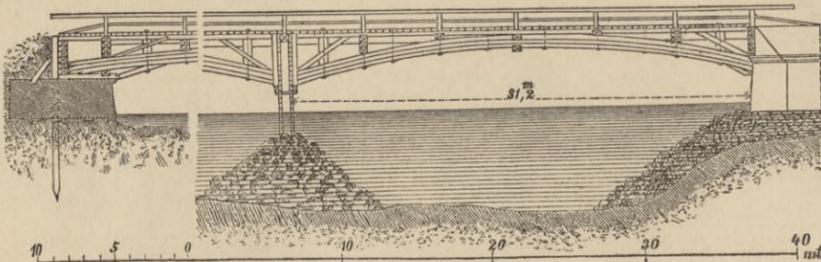


Fig. 9.

und die hierzu erforderlichen sehr langen und kostspieligen Stämme gegen die weitere Anwendung dieses Systems, wenigstens für grosse Spannweiten. Statt dessen wandte man sich gegen das Ende des 18. Jahrhunderts, nach dem Vorgange des Tyroler Zimmermeisters Kink und nach einer Empfehlung dieses Systems durch den deutschen Wasserbaumeister Fuchs i. J. 1791, den Brücken mit gebogenen Balken zu, unter welchen die i. J. 1794 von Ritter erbaute Bogenhängwerkbrücke über die Reuss zu Mellingen, mit einer Oeffnung von 48 m, das erste bedeutende Beispiel darbietet. Der Haupttheil ihrer beiden Tragrippen bestand aus je 6, nach einem 60 gradigen Kreissegment gekrümmten tannenen Balken von je 32 qem Querschnitt, der mit Hilfe senkrechter Zangen sowohl die, aus Quer- und Langträgern sammt Bohlenbelag bestehende, Brückenbahn als auch das dieselbe schützende Dach trägt.

Während man in Frankreich um diese Zeit mehrere Bogenbrücken von geringerer Spannweite, darunter die Brücken über die Saone zu Tournus und zu Seurre, s. Textfig. 8, sowie über die Seine zu Paris und Choisy,

Ausser den geraden und gebogenen Balken wandte man auch, zur Herstellung von Häng- und Sprengwerkträgern, entweder hochkantig nebeneinander oder flach aufeinander befestigte Holzbohlen an. Die nach dem ersteren System — einer Erfindung des Lyoneser Architekten Philibert de Lorme aus dem 16. Jahrhundert — i. J. 1799 und 1800 von Funk bei Preussisch Minden erbaute Bogenhängwerkbrücke über die Weser, s. Textfig.

11 u. 12, deren zwei Tragrippen aus mehreren Lagen hochkantig und mit versetzten Stossfugen zusammengeschaubarer Bohlen und geraden, durch eiserne Hängstangen mit jenen verbundenen Streckbäumen bestanden, fand zwar, mit verschiedenen Modificationen der Bogen-

Fig. 11.

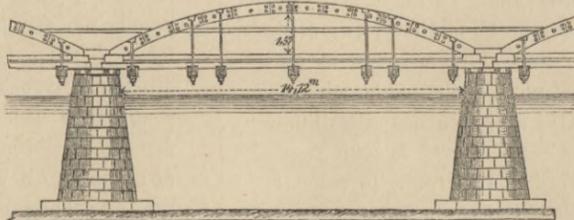
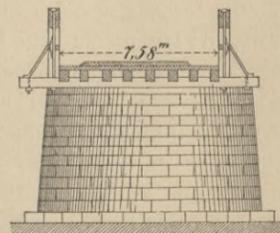


Fig. 12.

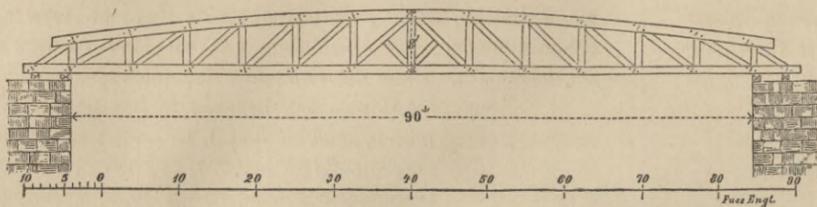


construction, Anwendung, musste jedoch später wegen des relativ grösseren Holzverbrauchs dem von Wiebeking i. J. 1809 erfundenen System der Bogenrippen mit flach aufeinander befestigten Bohlen weichen. Dieses, in Ermangelung von starkem Nadelholze, bei der Brücke über die Alz bei Altenmarkt angewandte System, welches vom Jahre 1819 ab durch den französischen Obersten Emy auch auf Dachstühle übertragen wurde, fand später in Holland,

Frankreich, England und Amerika ausgedehnte Verwendung auch zu Eisenbahnbrücken.

Eine Anwendung von Bogen aus flach aufeinander befestigten Bohlen hatte übrigens der Amerikaner Burr, wahrscheinlich schon in der zweiten Hälfte des vorigen Jahrhunderts, bei einer Bogenhängwerkbrücke über den Delaware bei Trenton gemacht, die Bogen mit wagrechten Gurtungen versehen und beide durch geneigte Streben und lothrechte, regulirbare Hängstangen verbunden, während diese Hängstangen die hölzernen Querträger durchsetzten, welche die Streckbäume der Fahrbahn aufnahmen. Nachdem diese Brücke 40 Jahre einem lebhaften Strassenverkehre gedient hatte, wurde sie, ohne weitere Verstärkung, zur Ueberführung der Eisenbahn von New-Jersey nach Philadelphia benutzt, welcher sie ebenfalls gewachsen war. Diese Construction bildet das erste gelungene Beispiel einer versteiften Bogenhängwerkbrücke und den Uebergang von den europäischen Bogenbrücken Wiebekings zu den neueren nordamerikanischen Brückensystemen, worin

Fig. 13.



die Streben, die anfangs zur Vermehrung weniger der Tragfähigkeit, als der Steifigkeit eingeschaltet wurden, die Rolle von Hauptconstructionstheilen spielen und nun die eigentlichen Ueberträger der freischwebenden Belastung auf die festen Stützpunkte bilden, während die Gurtungen nur zur Aufnahme der an den Knotenpunkten jener Streben ausscheidenden, gegen die Brückenmitte hin wirkenden Kräfte dienen. Um die Verbindung jener Bogen mit den geraden Streckbäumen, welche sich als die relativ schwächste Stelle der Construction erwiesen und zuerst nachgegeben hatte, zu verstärken, wurde der Bogen einer Brücke über den Desplain bei Joliet, s. Textfig. 13, flacher gemacht

eingelassen werden zu müssen, gegen 3,05 m lange, an letzteren mittels Zähnen und Bolzen befestigte Kopfstücke stemmten. Obwohl der geringe Verbrauch an Eisen, besonders in holzreichen Gegenden, diesem Systeme bis zu den 50-er Jahren eine verbreitete Anwendung zu Brücken mit leichtem Strassenverkehr und nicht zu grossen Spannweiten verschaffte, so beeinträchtigte doch der ungleiche Widerstand jener beiden verschiedenen Strebensysteme die Tragfähigkeit der Brücke.

2. Die neueren Constructionen.

Durch die Einführung der Locomotiveisenbahnen seit dem Jahre 1829 nahm auch der Bau hölzerner Brücken einen besonderen Aufschwung. Während man in Europa, insbesondere in England, Frankreich und Deutschland zur Herstellung von Eisenbahnbrücken sich anfangs vielfach der Holzconstructionen und in diesem Falle der einfachen und armirten Balkenbrücken, der Sprengwerk-, Hängwerk- und Hängsprengwerkbrücken, ohne und mit Anwendung gebogener Balken und Bohlen, bediente und dieselben nur den neuen Fahrbetriebsmitteln und deren grösseren Gewichten anpasste, entwickelten sich in den Vereinigten Staaten von Nordamerika vorzugsweise die neuen Systeme der versteiften Bogenhängwerk- und Bogensprengwerkbrücken, die geraden Fackwerk- und Gitterbrücken, sowie die durch Verschmelzung

beider gebildeten Bogen-Fachwerkbrücken mit entweder dem Bogen oder dem Fachwerk als Hauptträgertheil. In dieser vervollkommneten und bewährten Gestalt wurden sie zum Theile die Vorbilder der Brückenconstructionen Europas, wo sie in den 50-er Jahren zuerst eine gründliche theoretische Aufklärung und dann eine hierauf gegründete, rationellere Dimensionirung ihrer einzelnen Theile erfuhren.

Unter den europäischen Constructionen sind die Balkenbrücken mit einfachen, durch Sattelhölzer und Kopfbänder verstärkten oder mit verdübelten Balken auf hölzernen Jochen hervorzuheben, von welchen unter zahlreichen anderen Brückenbauten die i. J. 1842 und 1843 von Gärt-

Fig. 14.

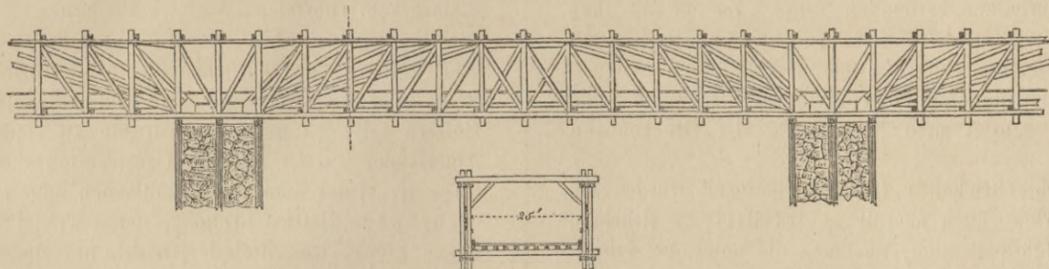


Fig. 15.

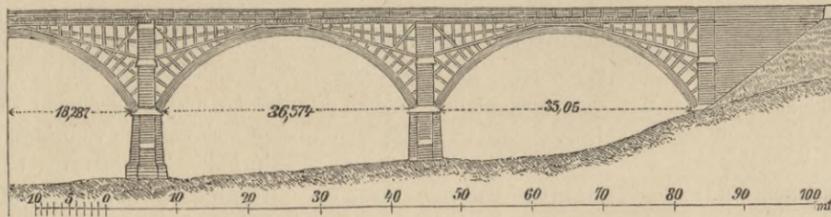
und nicht bis zu dem Streckbalken herabgeführt, sondern durch kurze verticale Pfosten mit demselben verbunden und durch Streben gegen ihn abgesteift. Diese Brücke bildet den Uebergang von den Burr'schen Bogenbrücken zu den Gitter- und Fachwerkbrücken (truss-bridges) Nordamerikas, welche hier schon früher gebaut wurden und wovon die über eine Meile lange Brücke über den Potomac bei Washington, s. Textfig. 14 u. 15, ein frühes Beispiel giebt. Die 36,57 m weiten Oeffnungen dieser Brücke waren nämlich durch je 2, zu beiden Seiten der 7,62 m breiten Fahrbahn liegende, Tragrippen überbrückt, wovon jede oben und unten aus je drei nebeneinander liegenden Streckbäumen mit je zwei Reihen, von denselben zangenartig umfasster, starker Pfosten bestand, zwischen welche ebenfalls zwei Reihen einfacher, gegen die Pfeiler hin geneigter, nur in den Mittelfeldern gekreuzter Diagonalen eingespannt waren. In den von den beiden Reihen jener Pfosten und Diagonalen gebildeten, 7,5 cm weiten Zwischenraum waren überdies von dem Kopfe einer jeden Diagonale aus nach einem über dem zunächst befindlichen Pfeiler lagernden gusseisernen Schuh hin convergirende Streben geführt, deren Köpfe sich, um nicht in den mittlern Streckbaum

ner ausgeführte Strassenbrücke über die Isar in München und die in der französischen Nordbahn ausgeführte, zweigeleisige Brücke über den Becquerelbach Beispiele darbieten.

Die Sprengwerkbrücken sind theils mit geraden, theils mit gebogenen Balken, theils mit gebogenen, flach aufeinander befestigten Bohlen zur Ausführung gekommen. Die ersteren erhielten bei grösseren Spannweiten durchgehende Streben, wobei die längeren aus verdübelten Balken bestanden, und mässige, meist nicht unter 30° fallende Neigungswinkel. Ein Beispiel dieser Construction gab die von Etzel erbaute, i. J. 1858 abgetragene und durch eine eiserne Bogenbrücke ersetzte Brücke über den Neckar bei Cannstadt. Die Balkenbogenbrücken zeigten entweder dicht aufeinander gelegte, verdübelte und verschraubte Balken, wie die Strassenbrücke über die Seine bei Jvry, der schiefe Eisenbahn-Viaduct von St. Germain und die i. J. 1836 erbaute Brücke über den Umfangskanal von St. Petersburg, oder mit übereinander gelegten, aber an den Knotenpunkten durch eingeschaltete Zwischenklötze auseinander gehaltenen Balken, wie die i. J. 1836 von Moller construirte Brücke über die Eder bei Battenfeld und die in der badischen

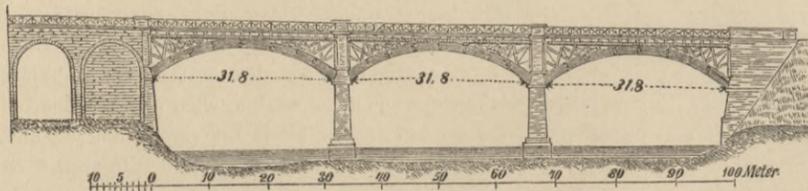
Bahn erbaute Brücke über die Murg bei Rastatt. In beiden Fällen sind die gebogenen Balken mit den sie im Scheitel tangirenden, geraden Streckbalken durch doppelte, radiale Zangen verbunden und die in den Bogenzwickeln gebildeten Felder, wie an dem erwähnten Viaduct bei St. Germain, zur besseren Versteifung mit hölzernen Kreuzen ausgefüllt. Zu den Sprengwerkbrücken mit Bogen aus flach aufeinander gelegten Bohlen gehören der auf der North-Shields-Newkastler Eisenbahn in England erbaute Viaduct von Willington, s. Textfig. 16, mit 7 Bogen von 35 bis

Fig. 16.



41 m Spannweite nebst versteiften Bogenzwickeln und von Ouse-Borne mit fünf Oeffnungen von je 35,38 m Spannweite, sowie die beiden Bohlenbogenbrücken über die Seine bei St. Germain, s. Textfig. 17, mit je drei Oeffnungen, bei

Fig. 17.



welcher die Bogen mit den geraden Streckbäumen durch ein in den Bogenzwickeln angebrachtes Stabsystem aus Kreuzbügen und radialen eisernen Zugstangen verbunden waren.

Unter die Hängwerkbrücken dieser Zeit mit geraden Streben gehört ausser einigen, unter anderen in Württemberg und Baden ausgeführten, meist bedachten Strassenbrücken auch die i. J. 1831 von Etzel erbaute Nothbrücke über den Neckar bei Cannstadt, deren Hängsäulen doppelt und oben mittels doppelter, durch Kopfbänder mit ihnen versteifte Querbalken verbunden waren. Zu der auf diese Weise bewirkten Verticalversteifung trat eine kräftige, durchgehende Seitenversteifung mittels überplatteter, zwischen die Querbalken eingezapfter Windkreuze, über welchen die Streckbäume sammt dem Bohlenbelag der Brückenbahn lagen.

Die vorbeschriebenen Holzconstructions wurden bis zum Jahre 1856 noch überall zu definitiven Brücken, von diesem Jahre ab aber, nachdem die unter den leitenden Eisenbahntechnikern vereinbarten „Grundzüge zur Gestaltung der Eisenbahnen Deutschlands“ hölzerne Brücken bei Eisenbahnen zu definitiven Brücken nicht und nur zu provisorischen Brücken für zulässig erklärt hatten, wurden Holzconstructions bei deutschen Eisenbahnen meist nur noch zu interimistischen oder zu Arbeitsbrücken gewählt, während sie zu Strassenbrücken allgemein und in holzreichen Ländern, wie in den Vereinigten Staaten von Nordamerika, Russland, England und Frankreich fortwährend auch zu definitiven Eisenbahnbrücken verwendet wurden.

Unter den nordamerikanischen Constructions sind, ausser den bei kleineren Spannweiten angewandten, einfachen oder verstärkten Balkenbrücken, die von Long und Howe vervollkommneten Fachwerkbrücken mit parallelen Gurten hervorzuheben, von welchen die ersteren senkrechte hölzerne Pfosten mit Haupt- und Gegenstreben hatten, wobei diese, zwischen jenen Pfosten durchgesteckt, oben und unten mit Holznägeln befestigt waren und deshalb auch einem Zug widerstehen konnten. Die letzteren erhielten senkrechte eiserne Zugstangen mit stumpf eingesetzten, gegen eichene Klötze gestemmten Haupt- und Gegenstreben, wobei diese, da sie einem Zug nicht widerstehen konnten, unter einer grösseren als der zu erwartenden Maximallast,

ganz zuletzt so eingesetzt wurden, dass diese letztere ihre vollständige Entlastung nie herbeiführen konnte. Die bis zu den 40er Jahren vielfach auch bei Eisenbahnen, z. B. der Georgia- and Western-atlantic-railroad angewandten Long'schen Brücken mussten später den Howe'schen Brücken weichen, unter deren zahlreichen Anwendungen in den Vereinigten Staaten die in der Connecticut-Eisenbahn erbaute Brücke über den Chikapoë mit 52,73 m Spannweite und die in der Linie Boston-Buffalo erbaute, eingleisige Brücke über den Connecticut bei Springfield mit 7 Oeff-

nungen von je 54,86 m Weite hervorzuheben sind. In den 40-er Jahren wurden diese Brücken durch europäische Ingenieure¹⁾, welche die nordamerikanische Union bereisten, auch in Europa bekannt und erfuhren durch die theoretischen Untersuchungen, welchen sie zunächst in den i. J. 1851 durch J. W. Schwedler und C. Culmann veröffentlichten Abhandlungen unterworfen wurden, eine zweckmässige Anordnung und

Dimensionirung ihrer Theile. Ueberhaupt begann erst von dieser Zeit ab, worin Theorie und Praxis Hand in Hand zu gehen anfangen, die Ausführung rationeller Fachwerkconstructions. Unter die vielfachen Nachbildungen, welche die Howe'schen Brücken in Deutschland erfuhren, gehören die i. J. 1850 erbaute Brücke über die Elbe bei Wittenberge mit 14 Oeffnungen von 56,48 bis 42,68 m Spannweite und die in der Linie Lindau-Augsburg oberhalb Kempten über den Waltenhofener Bach bei Waltenhofen erbaute Brücke mit einer Oeffnung von 52,56 m Spannweite, bei welcher ersteren die erwähnten

eichenen Stemmklotze durch gusseiserne Schuhe ersetzt, während die Hauptträger der letzteren unter ihren Enden noch durch je zwei Streben unterstützt sind. Auch in Russland fanden in Folge des Ueberflusses an gutem Holze die Howe'schen Träger Anwendung, so bei der zu Ende der 40-er Jahre in der Petersburg-Moskauer Eisenbahn ausgeführten zweigleisigen Brücke über den Msta mit 9 Oeffnungen von je 60,81 m Weite mit drei unter der Brückenbahn liegenden Trägern und hohen hölzernen, auf Steinsockeln ruhenden Fachwerk-Pfeilern.

In den 30-er Jahren und unabhängig von den vorbeschriebenen Fachwerkbrücken führte die Absicht, Brückenträger aus möglichst gleichen, im Handel vorrätigen Hölzern mit den geringsten Mitteln zu construiren, den Amerikaner Town auf die Construction der zuerst bei Strassen, später auch bei Eisenbahnen angewandten Gitterbrücken (lattice bridges), deren Träger aus 2 bis 6 Lagen, kreuzweise mittels Holznägeln übereinander genagelter Stäbe und aus 4 bis 5 parallelen, zwei- bis viertheiligen Gurten aus starken Bohlen gebildet wurden. Unter den Eisenbahnbrücken dieser Gattung sind die in der Südeisenbahn erbaute Gitterbrücke über den St. Jamesfluss bei Richmond in Virginien mit 12 Oeffnungen von je 45,72 m Spannweite und die in der Richmond-Petersburg-Bahn über den St. Jamesfluss bei Richmond mit 19 Oeffnungen von je 39,63 m bis 46,63 m Spannweite hervorzuheben, welche jedoch beide bald nachtheilige Einsenkungen und Verbiegungen ihrer Tragrippen zeigten und, nach fruchtlosen Versuchen, sie durch Sprengwerke zu stützen, durch andere Constructions ersetzt werden mussten. Ebenso unconstructiv wie diese Lattenbrücken erwiesen sich die Verschmelzungen aus Lattenwerk und Hängwerken mit geraden oder gebogenen Balken, wovon unter anderen einige Brücken der Utica-Syracus-Bahn Beispiele darboten.

Die Thatsachen der Tragfähigkeit des versteiften Bogens und des verbesserten Fachwerks veranlassten Burr bei Ueberbrückung grösserer Spannweiten zur Anwendung von Verbindungen von Bogen und Fachwerk, wobei die Füsse der zu beiden Seiten des Fachwerks angebrachten

1) Vgl. u. A. Ghega, C., Ueber nordamerikanischen Brückenbau und C. Culmann, Der Bau der hölzernen Brücken in den Vereinigten Staaten von Nordamerika. Allg. Bztg. Wien 1851.

Bogen unter das letztere herabgehen und sich gegen die Pfeiler stemmen. Die vollkommene Verbindung der Bogen mit dem Fachwerk, welche bei der Brücke über den Mill-creek bei Cincinnati nur durch Einlassen der Bogen in die Pfosten und Streben, bei der in der Canada-Zweigbahn der Süd-Carolina Eisenbahn erbauten Brücke über den Wateree nur durch Verbolzung beider bewirkt ist, zeigt die in der Chesirebahn erbaute Brücke über den Connecticut bei Bellows Falls, s. Textfig. 18 u. 19. Bei ihr sind zweitheilige Gegenstreben, die aus zwei

ständigen Howe'schen Construction bestand, welche mittels Sätteln und doppelten Hängstangen einem doppelten, an deren beiden Seiten anliegenden Bogen angehängt war, zeigte, obschon in geringerem Grade, denselben Nachtheil, da man beim Aufstellen desselben vor dem Anhängen des Fachwerks an den Bogen, um beide zu möglichst gleichmässiger Leistung zu bringen, das erstere der Einwirkung seines eigenen Gewichts überliess und dann die hierdurch bewirkte Einsenkung durch allmähliges Anziehen der mit den Bogen verbundenen Hängstangen wieder aufhob.

Fig. 18.

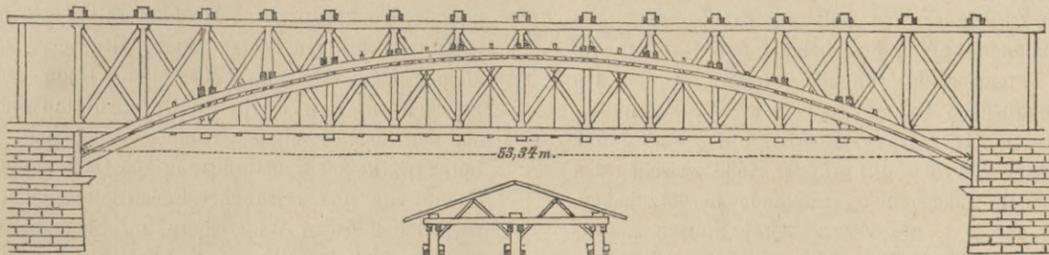


Fig. 19.

mit den Hauptstreben verzapften Stücken bestehen und hier durch eingeschaltete Keile gespannt werden können, eingeführt, während die Pfosten mittels je zweier — sowohl zwischen den oberen und unteren Bogen als zwischen den oberen Bogen und zwei, beiderseits in die Pfosten eingeschnittene Schultern eingeschobener — Klötze auf den Bogen abgestützt sind. Die doppelten geraden Streckbäume sind in die einfachen Pfosten eingelassen und in der Mitte jedes Feldes durch eiserne Hängstangen mit den Bogen verbunden. Die nur mit Hilfe kostspieliger Rüstungen wiederherzustellenden Senkungen, welchen die Fachwerkträger in Folge ihrer zahlreichen Verbindungsknoten, sowie die Gefahr des Nachgebens, welcher die Widerlager durch den Seitenschub der Bogen ausgesetzt waren, veranlassten die Ingenieure Thayer und Brown, fortan die Bogenfüsse, statt in die Widerlager, in die unteren Streckbäume der Fachwerkträger einzulassen. Während der Thayer'sche Träger oben und unten je vier Streckbäume mit einer doppelten Reihe von Pfosten und Hauptstreben besitzt, zwischen welchen sich der aus vier übereinander befestigten, gebogenen Balken gebildete und in die unteren Streckbäume eingelassene Bogen befindet, sind bei dem Brown'schen Träger nicht nur die Bogen, sondern auch die Streckbäume zwischen jene doppelte Reihe von Pfosten und Hauptstreben eingeschaltet. Die Verbindung der Bogen mit dem Fachwerk wurde durch Thayer mittels zum Bogen normaler Hängeisen und Gegenstreben, welche beziehungsweise die unteren und oberen Knotenpunkte des Fachwerks mit dem Bogen verbanden, durch Brown nur mittels Gegenstreben bewirkt, welche sich gegen die unteren und oberen Knotenpunkte, sowie gegen den Bogen stemmten und in der Diagonale jener beiden Parallel-Trapeze lagen, in welche jedes Fach von dem durchlaufenden Bogen getheilt wurde. Erscheint hiernach der Thayer'sche Träger als eine eigentliche Verbindung von Bogen und Fachwerk, wobei der Seitenschub zwar aufgehoben, aber jener erstere zu schwach und dieses letztere, nur zur Vertheilung der Last bestimmte, zu stark angegriffen war, so kommt der Brown'sche, mit einer starken unteren und schwächeren oberen Gurtung versehene Träger, wieder auf die ältesten Burr'schen Träger zurück, bei welchen der Bogen und die Sehne mit den unteren Gegenstreben die Hauptbestandtheile bilden und welchen als Verstärkungen nur die zu beiden Seiten befindlichen Fachwerk-Constructionen sammt den oberen Gegenstreben hinzugefügt sind. Obwohl beide Systeme Anwendung fanden, so zeigten sie doch beide die Nachteile der Verbindung ungleichartiger Systeme, bei welchen die beiden Constructionen verschieden wirken und deshalb ungleich angestrengt werden. Auch eine spätere Verbindung des Bogens und Fachwerks, der sogenannte verbesserte Howe'sche Träger, der aus einer voll-

Um an die Stelle dieser combinirten Trägersysteme ein möglichst steifes, einer Durchbiegung nicht ausgesetztes, homogenes System zu setzen, construirte Mc. Callum die sogenannten inflexible arched truss mit einer wenig gekrümmten, sehr starken oberen und einer geraden unteren Gurtung, welche erstere, um dem Zerreißen der letzteren durch den Bogenschub vorzubeugen, durch mehrere Streben gegen die Widerlager abgestützt wurde, während diese letztere mittels langer Bolzen an die oberen Enden jener Bogenstreben angehängt war. Da bei einer Belastung des Bogens dieser sich streckt, also jene Strebenköpfe auseinander drückt und gleichzeitig hebt, so heben sich mit ihnen die unteren Enden jener Bolzen und die damit verbundenen unteren Gurtungen. Die auf diese Weise erreichte Steifigkeit wird durch ein zu beiden Seiten angebrachtes, aus Gurtungen, doppelten Pfosten, doppelten Haupt- und einfachen Gegenstreben gebildetes Fachwerk noch erhöht. Die unteren Enden der letzteren stützen sich gegen eiserne, an die Pfosten befestigte Bügel, mittels deren zugleich ihre Länge regulirt werden kann. Vor dieser Regulirung werden die Träger ausgerüstet und der Einwirkung einer Maximalbelastung ausgesetzt, worauf jene Bügel angezogen werden. Nach Entfernung dieser Last bleiben alle Theile der Construction in einer Spannung, welche beim Aufbringen jeder anderen Last nur in den Gegenstreben verändert wird. Unter die zahlreichen, nach diesem System ausgeführten Brücken gehören die in der New-York-Erie-Bahn über den Delaware mit 2 Oeffnungen von je 80,1 m (260' engl.) und die über den Susquehanna bei Lanesborough mit einer Oeffnung von 57,91 m (190' engl.). Eine Anwendung des Fachwerks bei Bogenbrücken machte Brown bei der grossartigen, i. J. 1848/49 in der Erie-Bahn über eine Schlucht von 53,34 m (175' engl.) Weite erbauten Cascadebrücke, deren 4 Tragrippen je zwei gekrümmte Gurtungen mit eingeschalteten Kreuzstreben enthielten. Die Gurtungen waren durch radiale Zangen und senkrechte Pfosten mit den geraden Streckbäumen der wagrechten Fahrbahn verbunden und, ebenso wie die Brückenbahn, in ihrer ganzen Ausdehnung durch Windkreuze gegen seitliche Ausweichung gesichert.

Statt langer, hoher Erddämme und in Ermangelung eines genügenden oder geeigneten Auftragsmaterials bedienten sich zuerst die nordamerikanischen Ingenieure bei dem geringen Preise des Holzes und den hohen Arbeitslöhnen hölzerner Gerüstbrücken (trestle works) von oft meilenlanger Ausdehnung, ansehnlicher Höhe und einfacher Fachwerk-Construction mit hölzernen, theilweise unter sich verstrebt Jochen. Beispiele dieser Anordnung bieten ein bis 9,14 m (30' engl.) hoher Viaduct der Burlington-Missouri-Bahn und besonders der vom 14. Juli 1851

bis zum 14. August 1852 durch Seymour in der Buffalo und New-York-Citybahn erbaute Viaduct über den Geneseefluss bei Portage mit 14 je 15,24 m (50' engl.) von Mitte zu Mitte der Pfeiler weiten Oeffnungen, und bis zu 57,4 m (190' engl.) hohen, in je 5 Stockwerken aufgeführten, hölzernen Pfeilern, deren Basen auf je 4,57 m (15' engl.) breiten und 9,14 m (30' engl.) hohen Sandsteinsöckeln ruhen. Nachbildungen dieser Holzpfeiler begegnen wir besonders in Russland und England. So besass unter den russischen Bauwerken dieser Art die bereits erwähnte Brücke über den Msta 21,34 m (70' russ.) hohe, aus je 15 hölzernen Ständern, welche durch wagrechte eiserne Zugbänder und hölzerne Kreuzstreben miteinander verbunden waren, bestehende, auf 12,19 m (40' russ.) hohen Steinsöckeln ruhende Pfeiler. Unter den verwandten englischen Bauten ist der in der Cornish-Bahn erbaute St. Germans-Viaduct mit 14 hölzernen Pfeilern von 22,86 m (75' engl.) grösster Höhe zwischen den Trägern und dem höchsten Wasserstande hervorzuheben, dessen Pfeiler aus je 4, mit verwechselten Stössen zusammengesetzten und in dem Verhältnisse von $\frac{1}{15}$ geneigten Pfosten bestehen, welche in lothrechten Abständen von je 4,27 m (14' engl.) durch hölzerne Horizontalbänder und ebensolche Diagonalkreuze versteift sind.

Obwohl nicht nur, wie erwähnt, in Deutschland, sondern später auch in den übrigen europäischen Staaten und in Nordamerika die definitiven Eisenbahnbrücken aus Holz allmählig durch diejenigen aus Stein und Eisen verdrängt worden waren, so fehlte es doch nicht an gewichtigen Stimmen¹⁾, welche die ausschliessliche Anwendung von Stein und Eisen zu den definitiven Brücken neuanzulegender, besonders secundärer Eisenbahnen als eine finanzielle Ueberbürdung des lebenden Geschlechts und als ein ungerechtfertigtes Princip der leitenden Techniker ansehen, hierdurch das Bauconto für geraume Zeiten sofort endgültig abzuschliessen. Dagegen wird als nothwendig erkannt, die definitiven hölzernen Brücken auch bei secundären Bahnen so anzulegen, dass sie später, ohne eine Störung des Verkehrs zu veranlassen, durch steinerne oder eiserne Brücken ersetzt werden können.

Erwägt man nun, welche von den vorbeschriebenen Systemen die hierzu geeignetsten seien, so sind unter den verstärkten Balkenträgern diejenigen mit wagrechten eichenen, des Nachtreibens wegen aus schlanken Keilen bestehenden Dübeln den verzahnten oder solchen mit geneigten Dübeln, welche den gleichen Grad der Genauigkeit in der Bearbeitung erschweren, vorzuziehen.

1) Vgl. Pressel, Normalien für hölzerne Brücken der kk. priv. österreichischen Südbahngesellschaft. Wien 1867.

Unter den amerikanischen Trägersystemen sind die Gitterbrücken nach dem System Town zur Aufnahme grösserer Lasten ungeeignet und unter den verschiedenen Fachwerkssystemen hat sich das Howe'sche in der Praxis als das vollkommenste erwiesen. Unter den gestützten Brücken aus geraden Hölzern sind die Hängwerkbrücken wegen der hierzu erforderlichen, langen und starken Balken sowie der schwierigen Herstellung einer hinreichenden seitlichen Absteifung und soliden Verbindung stark geneigter Streben mit den horizontalen Streckbalken nicht empfehlenswerth, während die Sprengwerkbrücken bei hinreichender Constructionshöhe, bei nicht allzu grossen Spannweiten und da, wo künstliche, aus Mauerwerk bestehende Widerlager mit luftigen Stützpunkten billig geschaffen werden können, sehr wohl anwendbar sind. Unter den gestützten Brücken aus gekrümmten Balken sind die Hängwerke aus den oben erwähnten Gründen verwerflich, während die Sprengwerke zur Ueberbrückung von Oeffnungen mit grosser Spannweite und reichlicher Constructionshöhe, sowie mit natürlichen festen Widerlagern, insbesondere für Strassenbrücken, sich trefflich eignen. Soll nämlich die Festigkeit des Tannenholzes durch die Biegung nicht leiden, so darf der Krümmungspfeil nicht über $\frac{1}{30}$ der Balkenlänge betragen: eine Biegung, welche für geringe Spannweiten eine sehr flache, allzu starke Seitendrucke äussernde Construction liefern würde. Unter den Trägern aus Bohlenbogen haben sich diejenigen mit lothrecht nebeneinander befestigten Bohlen nach dem Systeme Funk-de l'Orme als durchaus unzweckmässig, diejenigen mit wagrecht aufeinander gelegten, durch Bänder und Bolzen verbundenen Bohlen nach dem System Wiebeking-Emy als kostspielig, wenig steif und, wegen der vielen Stossfugen, der Feuchtigkeit und Durchbiegung sehr zugänglich erwiesen, sind daher höchstens für weit- und hochgesprengte Brücken, deren Fahrbahnen den Trägern Schutz gegen Regen gewähren, als brauchbar, für Hängwerke dagegen als verwerflich zu bezeichnen. Zu hölzernen Brücken eignen sich daher, nach den in dem Vorstehenden angegebenen Gründen, vorzugsweise die Systeme der einfachen und verdübelten Balkenbrücken für geringere, das System der Howe'schen Fachwerkbrücken für grössere Spannweiten und das System der Sprengwerke aus geraden Hölzern für mittlere Spannweiten mit grösseren Constructionshöhen. Für Fachwerkbrücken mit unten angebrachter Verkehrsbahn, besonders solchen mit hinreichender Trägerhöhe empfiehlt sich die Anordnung von Schutzdächern, während die Verkehrsbahn aller hölzernen Brücken mit unter derselben angeordneten Trägern zum Schutze der letzteren seitlich thunlichst weit auszuladen und möglichst wasserdicht herzustellen sind.

II. Statische Berechnung.

1. Die Balkenbrücken im Allgemeinen.

Bezeichnet aM das Angriffsmoment und wM das Widerstandsmoment des Trägers einer Balkenbrücke, so erfordert die Sicherheit der Brücke, dass das grösste Angriffsmoment dem kleinsten Widerstandsmomente höchstens gleich, also dass

$$^aM_{\max} \leq ^wM_{\min}, \quad (1)$$

dass ferner die grösste Verticalscheerkraft dem kleinsten Verticalwiderstande höchstens gleich, also dass

$$^aV_{\max} \leq ^wV_{\min} \quad (2)$$

und dass schliesslich die grösste Horizontalscheerkraft dem kleinsten Horizontalwiderstande höchstens gleich, also dass

$$^aH_{\max} \leq ^wH_{\min} \quad (3)$$

sei. Hierin bestehen $^aM_{\max}$, $^aV_{\max}$ und $^aH_{\max}$ aus den Beiträgen, welche die grösste Verkehrslast v und das con-

stante Eigengewicht e der Brücke liefern. Daher ist das grösste Angriffsmoment

$$^aM_{\max} = ^aM_{v_{\max}} + ^aM_e, \quad (4)$$

die grösste Verticalscheerkraft

$$^aV_{\max} = ^aV_{v_{\max}} + ^aV_e \quad (5)$$

und die grösste Horizontalscheerkraft

$$^aH_{\max} = ^aH_{v_{\max}} + ^aH_e \quad (6)$$

Die Verkehrsbelastung besteht bei Eisenbahn- und Strassenbrücken jederzeit aus ungleichen, ungleich vertheilten Einzellasten, deren ungünstigste — in dem zu berechnenden Trägertheile die relativ grösste Anspruchnahme hervorrufende — Laststellung zu ermitteln ist. Sie kann deshalb nur näherungsweise als eine gleichförmige, entweder stetig oder auf Knotenpunkte vertheilte, das Eigengewicht der Brücke dagegen meist hinreichend genau als eine gleichförmig vertheilte Belastung in die Rechnung eingeführt werden.

A. Bestimmung der grössten Angriffsmomente und Verticalscheerkräfte.

a) Die Balkenträger auf zwei Stützen.

Erstens. Analytische Behandlung.

a) Ungleiche und ungleich vertheilte Lasten.

Bezeichnen

P und Q die bezw. links und rechts von einem beliebigen, durch den Träger mit der Stützweite l geführten Verticalschnitte $\alpha\beta$ befindlichen Einzellasten oder Resultanten von gleichen oder ungleichen, gleich oder ungleich vertheilten Lasten,

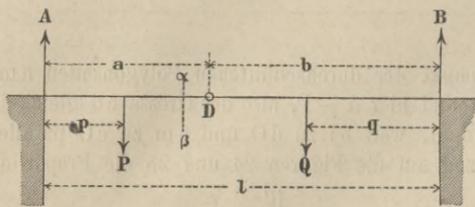
p und q deren Abstände } bezw. von der linken
a und b die Abstände des zweck- } und rechten Stütze
mässigsten Drehpunktes D } A und B,

so ist, mit Bezug auf Textfig. 20, für den Drehpunkt D das reducirte Angriffsmoment¹⁾

$$^aM = P \frac{p}{l} \cdot b + Q \frac{q}{l} \cdot a \dots (7)$$

Da hierin $P \frac{p}{l}$ und $Q \frac{q}{l}$ die Beiträge sind, welche die links und rechts von dem Schnitte befindlichen Lasten P

Fig. 20.



und Q bezw. zu dem rechten und linken Stützendrucke liefern, so ist das reducirte Angriffsmoment ungleicher und ungleich vertheilter Lasten gleich der Summe der Producte dieser Auflagerdrucktheile in deren Abstände vom Drehpunkte, wächst also, wenn der Träger zu beiden Seiten des Schnittes belastet wird.

Verschiebt man, um die dem Maximum des Angriffsmomentes entsprechende ungünstigste Laststellung zu finden, die Lasten P und Q, welche ihren gegenseitigen Abstand nicht ändern, um dx nach rechts, so wächst p um $dp = dx$, während q um $dq = -dx$ abnimmt. Verschiebt man jene Lasten nach links, so findet das Umgekehrte statt. Durch Differentiation der Gleichung (7) erhält man mithin

$$\frac{d^aM}{dx} = \pm P \frac{b}{l} \mp Q \frac{a}{l} \dots (8)$$

Je nachdem dieser Ausdruck, nach Einführung der Zahlenwerthe, positiv oder negativ, also

$$Pb - Qa \geq 0 \dots (9)$$

wird, müssen die Lasten bezw. nach rechts oder nach links verschoben werden, um das Angriffsmoment bezw. zu vermehren oder zu vermindern. Das absolute Maximum des Angriffsmomentes wird erhalten, wenn

$$\frac{P}{Q} = \frac{a}{b}, \dots (10)$$

d. h. wenn die Lasten auf den zu beiden Seiten des Drehpunktes befindlichen Trägertheilen diesen letzteren proportional, also wenn die auf die Längeneinheit vertheilten Lasten beider Strecken einander gleich sind.

Werden die lothrecht aufwärts und die lothrecht abwärts wirkenden Kräfte bezw. positiv und negativ angenommen, so erhält man für denselben Schnitt die reducirte Verticalscheerkraft²⁾

1) Wird nämlich mit A der linke Auflagerdruck bezeichnet, so ergibt sich mit Bezug auf einen im Schnitt angenommenen Drehpunkt $^aM = Aa - P(a-p)$ und in Bezug auf den rechten Stützpunkt als Drehpunkt $A_1 - P \frac{(l-p)}{l} - Q \frac{q}{l} = 0$, daher, wenn hieraus A ermittelt und eingeführt wird, Gleichung (7).

2) Wird wieder mit A der linke Auflagerdruck bezeichnet, so ergibt sich nämlich $^aV = A - P$, und mit Bezug auf den rechten Stützpunkt als Drehpunkt, $A_1 - P \frac{(l-p)}{l} - Q \frac{q}{l} = 0$, daher, wenn hieraus A ermittelt und eingeführt wird, die Gleichung (11).

$$^aV = -P \frac{p}{l} + Q \frac{q}{l} \dots (11)$$

Die Verticalscheerkraft ist daher der algebraischen Summe der Stützendrucktheile der links vom Schnitte befindlichen Lasten im rechten und der rechts vom Schnitte befindlichen Lasten im linken Stützpunkte gleich, nimmt also ihren grössten negativen und grössten positiven Werth an, wenn der Träger bezw. nur links oder nur rechts von dem Schnitte voll belastet wird.

Nimmt gleichzeitig Pp seinen geringsten Werth Pp_{min} und Qq seinen grössten Werth Qq_{max} an, so ergibt sich die grösste positive Verticalscheerkraft

$$^aV_{max} = -\frac{P p_{min}}{l} + \frac{Q q_{max}}{l}, \dots (12)$$

nimmt dagegen gleichzeitig Pp seinen grössten Werth Pp_{max} und Qq seinen kleinsten Werth Qq_{min} an, so erhält man die grösste negative Verticalscheerkraft

$$^aV_{min} = -\frac{P p_{max}}{l} + \frac{Q q_{min}}{l} \dots (13)$$

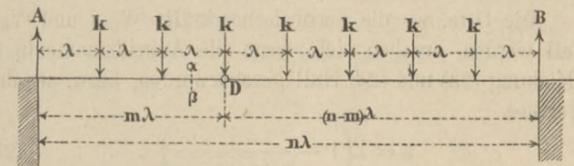
Das Vorzeichen dieser Differenzwerthe entscheidet über die Richtung der Verticalscheerkräfte und entspricht, je nachdem es positiv oder negativ ist, bezw. einer lothrecht aufwärts oder lothrecht abwärts wirkenden Verticalscheerkraft.

Das grösste Angriffsmoment ergibt sich aus Gleichung (7), wenn die in Gleichung (9) enthaltene Bedingung eingeführt wird. Die Verticalscheerkraft nimmt nach Gleichung (11) für $Pp = Qq$ ihren geringsten Werth, über dem linken und rechten Stützpunkte, für welchen bezw. $Pp = 0$ und $Qq = 0$ wird, den absolut grössten positiven und negativen Werth $^aV_{max} = Qq_{max}$ und $^aV_{min} = -Pp_{max}$ an, welcher dem grössten Auflagerdruck bezw. im linken und rechten Stützpunkt entspricht.

b) Gleiche und gleichförmig auf Knotenpunkte vertheilte Lasten.

Befinden sich $n - 1$ grösste Knotenlasten $k = e + v$ in den gleichen Abständen λ von einander auf dem Träger und hiervon $m - 1$ und $n - m$ bezw. links und rechts von dem beliebigen Schnitte $\alpha\beta$, während der Drehpunkt D in den Abständen $m\lambda$ und $(n - m)\lambda$ bezw. von dem linken und rechten Auflager liegt, s. Textfig. 21, so wird in obigen

Fig. 21.



Gleichungen $l = n\lambda$, $a = m\lambda$, $b = (n - m)\lambda$, $P = (m - 1)k$, $Q = (n - m)k$, $p = \frac{m}{2}\lambda$ und $q = \frac{(n - m + 1)}{2}\lambda$, mithin nach Gleichung (7) das reducirte Angriffsmoment

$$^aM_m = \frac{k\lambda}{2} m(n - m) \dots (14)$$

Fällt der Drehpunkt D in die Mitte des Trägers, so wird $m = \frac{n}{2}$ und das Angriffsmoment erreicht sein Maximum

$$^aM_{max} = k\lambda \cdot \frac{n^2}{8} \dots (15)$$

Werden die vorstehenden Werthe von P, Q, p, q und l in Gleichung (11) eingeführt, so ergibt sich für denselben Schnitt die Verticalscheerkraft

$$^aV_m = \frac{k}{2n} [-(m - 1)m + (n - m)(n + 1 - m)], (16)$$

also, wenn $e + v$ die grösste Belastung eines Knotenpunktes durch Eigengewicht und Verkehr und e die kleinste Belastung eines Knotenpunktes nur durch Eigengewicht bezeichnet, die grösste positive Verticalscheerkraft (17)

$$^aV_{mmax} = -(m - 1)m \frac{e}{2n} + (n - m)(n + 1 - m) \frac{e + v}{2n}$$

und die grösste negative Verticalscheerkraft (18)

$$^aV_{min} = -(m - 1)m \frac{e + v}{2n} + (n - m)(n + 1 - m) \frac{e}{2n}$$

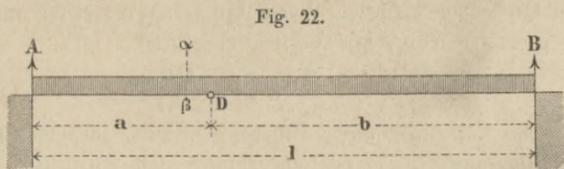
Wird in Gleichung (16) $k = e$ gesetzt, so erhält man die in demselben Schnitte nur durch Eigengewicht erzeugte Verticalscheerkraft

$${}^aV_m = \frac{e}{2} (n + 1 - 2m) \dots (19)$$

c) Gleichförmig und stetig vertheilte Lasten.

Bezeichnet $g = e + v$ die grösste, auf die Längeneinheit gleichförmig vertheilte Belastung, so wird $P = 2pg$ und $Q = 2qg$. Fällt der Drehpunkt in den Schnitt $\alpha\beta$, so wird ausserdem $p = \frac{a}{2}$ und $q = \frac{b}{2}$, mithin erhält man, wenn diese Werthe eingeführt werden, mit Bezug auf Textfig. 22, aus Gleichung (7) das reducirte Angriffsmoment

$${}^aM_{\max} = \frac{g}{2} a \cdot b = \frac{g}{2} a (l - a) \dots (20)$$



Fällt der Schnitt in die Mitte des Trägers, so wird $a = \frac{l}{2}$ und das Angriffsmoment erreicht seinen grössten Werth

$${}^aM_{\max} = g \frac{l^2}{8} \dots (21)$$

Werden die Werthe von P und Q in Gleichung (11) eingeführt, so erhält man wegen $q = \frac{l}{2} - p$ und $2p = a$ die Verticalscheerkraft

$${}^aV = \frac{g}{2l} (-a^2 + (l - a)^2) \dots (22)$$

und, wenn $e + v$ die grösste und e die kleinste Belastung der Längeneinheit durch bezw. Verkehr sammt Eigengewicht und durch Eigengewicht allein bezeichnet, die grösste positive Verticalscheerkraft

$${}^aV_{\max} = -\frac{e}{2l} \cdot a^2 + \frac{e+v}{2l} (l - a)^2 \dots (23)$$

und die grösste negative Verticalscheerkraft

$${}^aV_{\min} = -\frac{e+v}{2l} \cdot a^2 + \frac{e}{2l} (l - a)^2 \dots (24)$$

worin $l - a = b$ ist.

Die Orte, wo die Verticalscheerkräfte ${}^aV_{\max}$ und ${}^aV_{\min}$ Null werden, ergeben sich, wenn die Angriffsmomente in Gleichung (23) und (24) Null gesetzt werden, bezw. aus den Werthen

$$a = l \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\frac{g_{\max}}{g_{\min}} + 1}} \right) \dots (25)$$

und

$$a = \frac{l}{\sqrt{\frac{g_{\max}}{g_{\min}} + 1}} \dots (26)$$

innerhalb deren die Verticalscheerkräfte die Zeichen wechseln, während sie links und rechts von beiden bezw. nur positiv und nur negativ ausfallen. Wird in Gleichung (22) $g = e$ gesetzt, so erhält man die in demselben Schnitte nur durch Eigengewicht erzeugte Verticalscheerkraft

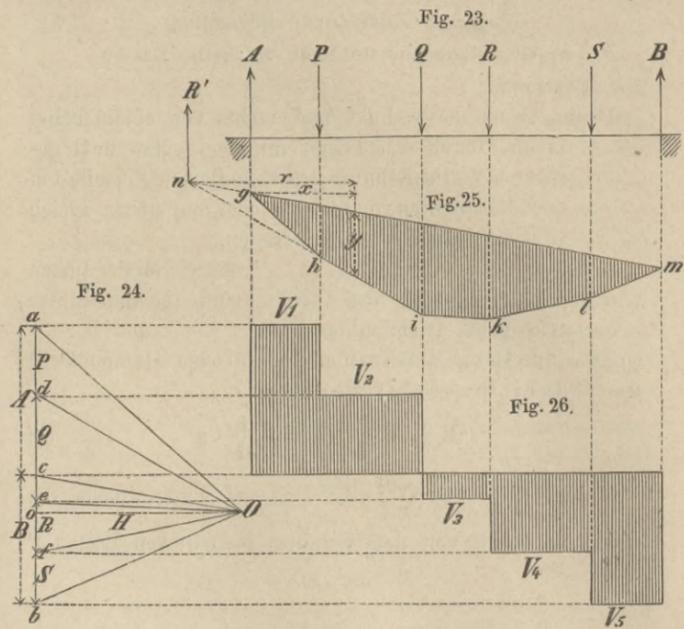
$${}^aV = e \left(\frac{l}{2} - a \right) \dots (27)$$

Zweitens. Graphische Behandlung.

a) Ungleiche und ungleich vertheilte Lasten.

Wirken zwischen den beiden Stützen A und B die beliebig von einander entfernten Kräfte P Q R und S, s. Textfig. 23 u. 24, so ergibt sich aus dem mit Hülfe einer willkürlich gewählten Poldistanz $oO = H$ abgeleiteten Kräftepolygon der letzteren Figur das in Textfig. 25 dargestellte Seilpolygon, indem man gh, hi, ik, kl, lm bezw. parallel zu aO, dO, eO, fO, bO und dann die Schlusslinie gm zieht, worauf die zu letzterer Paralle cO die Auflagerdrücke A und B bestimmt. Da nun das Angriffsmoment für einen, in dem beliebigen Abstand x vom linken Auflager gelegenen, lothrechten Schnitt bekanntlich dem Pro-

duct aus der Resultante R, aller links von demselben thätigen, äusseren Kräfte in deren normalen Abstand r von dem Schnitte gleich, also ${}^aM = R'r$ ist, während R' durch den



Schnittpunkt der durchschnittenen Polygonseiten nm und hi geht und hier $A - P$, also der Grösse cd gleich ist, so erhält man, weil hi zu dO und nm zu cO parallel ist, mit Bezug auf die Figuren 24 und 25 die Proportion

$$\frac{R'}{H} = \frac{y}{r} \dots (28)$$

woraus folgt

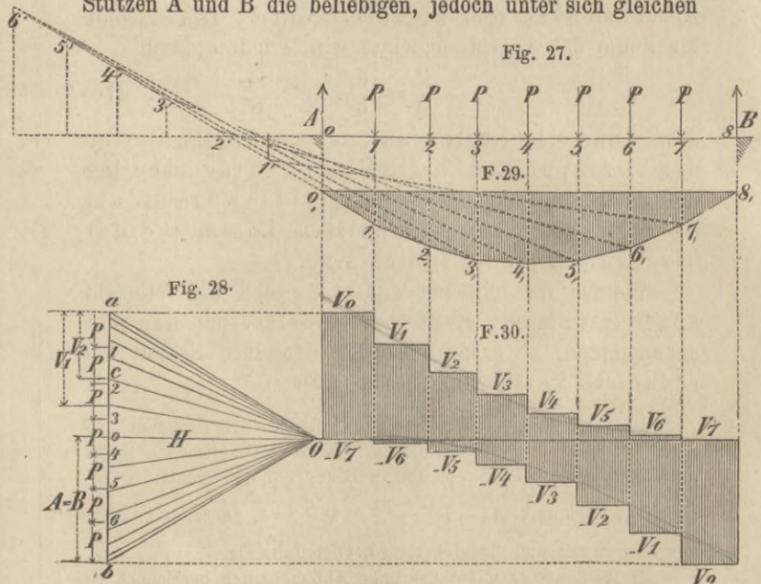
$${}^aM = R'r = Hy \dots (29)$$

Das Angriffsmoment für einen beliebigen lothrechten Schnitt ist mithin der in demselben enthaltenen Ordinate des Seilpolygons proportional und, wenn die Poldistanz oder die constante Horizontalspannung H als Kräfteinheit gilt, derselben gleich. Das grösste Angriffsmoment für den untersuchten Querschnitt ergibt sich, wenn zuvor die ungünstigste Stellung der Lasten P Q R und S für denselben ermittelt ist.

Die aufeinanderfolgenden Verticalscheerkräfte $V_1 = A, V_2 = A - P, V_3 = A - (P + Q), V_4 = A - (P + Q + R), V_5 = A - (P + Q + R + S) = -B$ erhält man, indem man die in Textfigur 26 hergestellte, einfache Construction ausführt. Um die grösste Verticalscheerkraft für einen beliebigen Querschnitt zu bestimmen, ist vorher die ungünstigste Laststellung für denselben zu ermitteln.

b) Gleiche und gleichförmig auf Knotenpunkte vertheilte Lasten.

Angriffsmomente. Wirken zwischen den beiden Stützen A und B die beliebigen, jedoch unter sich gleichen



Kräfte P, s. Textfig. 27 und 28, so ergibt sich mit Hülfe der willkürlich gewählten Poldistanz $oO = H$ bekanntlich das in Textfig. 29 dargestellte Seilpolygon, indem man

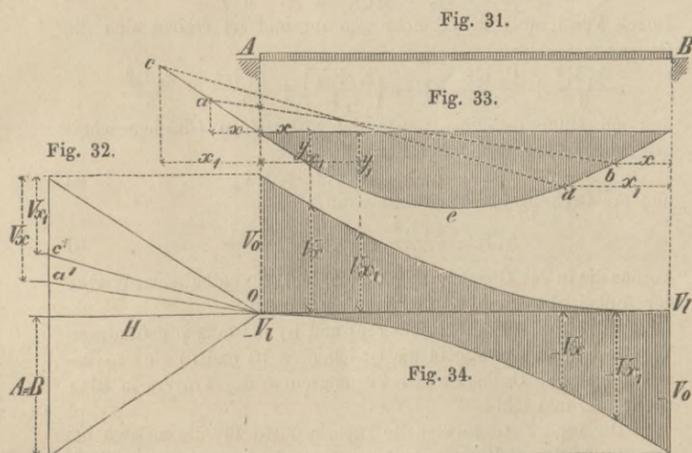
0, 1, 1, 2, 2, 3, ... parallel zu 10 20 30... und dann die Schlusslinie 0, 8 zieht, worauf die zu letzterer Parallele cO die gleichen Auflagerdrücke A und B abschneidet. Die in einem beliebigen lothrechten Schnitte dieses Seilpolygons — welches bekanntlich ein einer quadratischen Parabel eingeschriebenes Polygon darstellt — enthaltene Ordinate ergibt wie früher das Angriffsmoment indirect durch Multiplication mit der Poldistanz oder direct, wenn letztere als Kräfteinheit angenommen wird.

Verticalscheerkräfte. a) Eigengewichtsbelastung. Wenn dieselbe für jeden Knotenpunkt constant ist, so ergeben sich die von derselben hervorgerufenen Verticalscheerkräfte aus dem Aufriss und Kräfteplan auf die zuvor gezeigte Weise in der Form einer regelmässigen, staffelförmigen Linie, deren Ordinaten die von den bewegten Lasten erzeugten grössten Verticalscheerkräfte hinzuzufügen sind.

β) Verkehrsbelastung. Die grösste Verticalscheerkraft eines beliebigen Knotenpunktes entsteht, wenn die Verkehrslast von dem entfernteren der beiden Auflager bis zu demselben fortgeschritten ist. Wirken zwischen den beiden Stützen 0 und 8 die sieben gleichen Knotenlasten P, s. Textfig. 27 und 28, so ist z. B. die im dritten Knoten wirkende Verticalscheerkraft am grössten, wenn die Knoten 2—7 belastet, die Knoten 1—2 unbelastet sind. Verlängert man, um das diesem Belastungszustande entsprechende neue Seilpolygon aus dem in der zuvor angedeuteten Weise bereits gefundenen abzuleiten, die letzte Polygonseite 0, 1, und schneidet dieselbe in der wagrechten Entfernung durch eine Lothrechte, so entspricht das Seilpolygon 2' 1, 2, 3, 4, 5, 6, 2' dem erwähnten Belastungszustande und eine durch den Pol O zu dessen Schlusslinie 6, 2' gezogene Parallele cO schneidet im Kräfteplane die Strecke ac = V₂, also die im dritten Knoten wirkende grösste Verticalscheerkraft ab. Werden in analoger Weise die Schlusslinien 0, 8, 1' 7, 3' 5, 4' 4, ... 6' 1, in dem Seilpolygon und durch den Pol O die zu ihnen parallelen Strahlen gezogen, so schneiden diese in dem Kräfteplane die der jeweiligen, einseitigen Belastung entsprechenden grössten positiven Verticalscheerkräfte V₀, V₁, V₂, ... V₇, ab, welchen bei der entgegengesetzten, von links nach rechts fortschreitenden Belastung die numerisch gleichen, jedoch in umgekehrter Reihenfolge entstehenden grössten negativen Verticalscheerkräfte -V₀, -V₁, -V₂, ... -V₇ entsprechen, s. Textfig. 30.

c) Gleichförmig und stetig vertheilte Lasten.

Wirkt zwischen den beiden Stützen A und B eine gleichförmig und stetig vertheilte Belastung, s. Textfig. 31 und 32, so lässt sich dieselbe aus einer genügenden Zahl kleiner, unter sich gleicher Einzelkräfte bestehend denken, woraus sich in einer, der zuvor erörterten analogen, Weise das Seilpolygon als eine gemeine Parabel um so genauer ergibt, je grösser die Anzahl jener Einzelkräfte gewählt wurde. Das Angriffsmoment wird hieraus wie an der angegebenen Stelle abgeleitet, s. Textfig. 33.



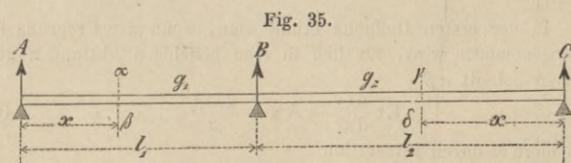
Bei Ermittlung der Verticalscheerkräfte ist wieder die Eigengewichts- und Verkehrsbelastung zu unterscheiden. Da erstere für die Längeneinheit constant ist, Heinzerling, Hölzerne Brücken. Zweite Auflage.

so ergeben sich die von derselben hervorgerufenen Verticalscheerkräfte in der zuvor gezeigten Weise aus einer geraden Linie, deren erste, mittlere und letzte Ordinate bezw. V₀ = A, V_{1/2} = 0 und V₁ = -B ist und deren Ordinaten die von den bewegten Lasten erzeugten grössten Verticalscheerkräfte hinzuzufügen sind. Die einem Querschnitte mit beliebiger Abscisse, s. Textfig. 33, entsprechende, von der Verkehrsbelastung erzeugte grösste Verticalscheerkraft entsteht wieder, wenn die Last von dem entfernteren Auflager bis zu jenem Querschnitte vorgeschritten ist. Wird die Tangente an den linken Endpunkt des früher ermittelten Seilpolygons verlängert und durch eine in der Entfernung x vom linken Stützpunkte gezogene Lothrechte geschnitten, so bildet aeb das diesem Belastungszustand entsprechende Seilpolygon und eine zu dessen Schlusslinie ab durch den Pol O gelegte Parallele a'O schneidet in dem Kräfteplane die grösste Verticalscheerkraft V_x ab. In ähnlicher Weise erhält man für die Abscisse x_i die Schlusslinie cd des Seilpolygons und mittelst der zu ihr parallelen c'O die zugehörige grösste Verticalscheerkraft V_{x_i}. Werden die auf dieselbe Weise in hinreichender Anzahl ermittelten grössten Verticalscheerkräfte zusammengestellt und deren obere Endpunkte durch eine stetige Linie verbunden, so ergibt sich die parabolische Begrenzungslinie der positiven Verticalscheerkräfte, deren Achse senkrecht steht und durch den rechten Stützpunkt geht. Bei entgegengesetzter Belastungsweise erhält man eine der Grösse nach gleiche, der Lage nach entgegengesetzte Begrenzungslinie der negativen Verticalscheerkräfte, s. Textfig. 34.

b) Die Balkenträger auf drei Stützen.

Diese continuirlichen Träger, welche meist bei Unterführungen von Eisenbahnen, s. Taf. VI, vorkommen, sind für zwei gleiche oder ungleiche Stützweiten und für eine aus Einzellasten bestehende Verkehrslast, welche der Einfachheit halber annäherungsweise in eine äquivalente, gleichförmig und stetig vertheilte Belastung umgesetzt werden kann, sowie für ein meist gleichförmig und stetig vertheiltes Eigengewicht zu berechnen.

Werden die Auflagerdrücke der Reihe nach mit A, B, C, die Stützweiten der ersten und zweiten Oeffnung bezw. mit l₁ und l₂, die gleichförmig und stetig vertheilte Belastung der Träger über der ersten und zweiten Oeffnung bezw. mit g₁ und g₂ bezeichnet, so erhält man mit Bezug auf Textfig. 35 für beliebige Querschnitte die folgenden Angriffsmomente und Verticalscheerkräfte.



In der ersten Oeffnung ist, wenn die Abscissen von dem ersten Stützpunkt A aus gezählt werden, für den Querschnitt alpha beta das Angriffsmoment

$$^aM = Ax - g_1 \frac{x^2}{2}, \dots \dots (30)$$

welches sich durch eine parabolische Linie darstellen lässt, und die Verticalscheerkraft

$$^aV = A - g_1 x, \dots \dots (31)$$

welche einer geraden Linie entspricht. Für

$$x = 0 \text{ wird } ^aM = 0 \text{ und } ^aV_{\max} = A, \\ x = \frac{A}{g_1} \text{ wird } ^aM_{\max} = \frac{A^2}{2g_1} \text{ und } ^aV_{\min} = 0, \\ x = l_1 \text{ wird } ^aM = Al_1 - g_1 \frac{l_1^2}{2} \text{ und } ^aV = A - g_1 l_1.$$

In der zweiten Oeffnung ist, wenn die Abscissen von dem dritten Stützpunkt C aus gezählt werden, für den Querschnitt gamma delta das Angriffsmoment

$$^aM = Cx - g_2 \frac{x^2}{2}, \dots \dots (32)$$

welches sich ebenfalls durch eine parabolische Linie darstellen lässt, und die Verticalscheerkraft

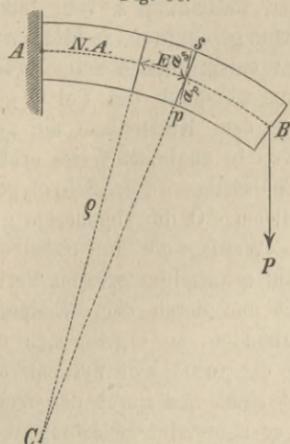
$${}^aV = C - g_2 x, \dots (33)$$

welche wieder einer geraden Linie entspricht. Für $x = 0$ wird ${}^aM = 0$ und ${}^aV_{\max} = C$,
 $x = \frac{C}{g_2}$ wird ${}^aM_{\max} = \frac{C^2}{2g_2}$ und ${}^aV_{\min} = 0$,
 $x = l_2$ wird ${}^aM = Cl_2 - g_2 \frac{l_2^2}{2}$ und ${}^aV = C - g_2 l_2$.

In vorstehenden Gleichungen ist nach den Ergebnissen der Elasticitätstheorie¹⁾ unter Annahme gleich hoher

1) Wird nämlich ein in A fest eingespannter, gerader Balken durch ein am Ende B wirkendes Gewicht P gebogen, s. Textfig. 36,

Fig. 36.



und angenommen, dass die vor der Biegung parallelen und ebenen Querschnittsflächen auch nach der Biegung sowohl normal zur neutralen Achse als auch eben bleiben, so ist, wenn mit s die Spannung } der Flächeneinheit in der äussersten Faser-
 die Pressung } schichte,
 a_s } der Abstand der { gespanntesten } Faser von der neutralen
 a_p } { gepresstesten } Achse,
 t das Trägheitsmoment des Balkenquerschnittes,
 ρ der Krümmungshalbmesser der neutralen Achse,
 E der Elasticitätsmodul des Trägermaterials

bezeichnet wird, $\frac{s}{a_s} = \frac{p}{a_p} = \frac{E}{\rho}$, daher
 $\omega M = \frac{s}{a_s} t = \frac{p}{a_p} t = \frac{E}{\rho} t = {}^aM$

und, da für sehr kleine Biegungen $\rho = \frac{1}{\frac{d^2 y}{dx^2}}$ angenommen werden kann,

$$Et \frac{d^2 y}{dx^2} = {}^aM. \dots (a)$$

Bezeichnet man ferner mit $\{ l_1, l_2 \}$ die Stützweiten } der ersten
 $\{ g_1, g_2 \}$ die Belastungen } und zweiten
 Öffnung und setzt eine gleiche Höhenlage der Stützen voraus, so lassen sich hieraus für beide Öffnungen nachstehende Gleichungen ableiten.

In der ersten Öffnung erhält man, wenn der Ursprung in A angenommen wird, für den in dem beliebigen Abstand x geführten Schnitt $\alpha\beta$

$$Et \frac{d^2 y}{dx^2} = Ax - \frac{g_1 x^2}{2} \dots (b)$$

und hieraus durch Integration

$$Et \frac{dy}{dx} = A \frac{x^2}{2} - \frac{g_1 x^3}{6} + \text{Const.} \dots (c)$$

Schliesst die über der Mittelstütze B an die neutrale Achse gelegte Tangente mit dem Horizonte den Winkel φ ein, so ist für $x = l_1$, $\frac{py}{dx} = \tan \varphi$, mithin

$$Et \tan \varphi = A \frac{l_1^2}{2} - \frac{g_1 l_1^3}{6} + \text{Const.}, \dots (d)$$

mithin, wenn der Werth der Constanten in Gleichung (c) eingeführt wird,

$$Et \frac{dy}{dx} = Et \tan \varphi - A \frac{l_1^2}{2} + \frac{g_1 l_1^3}{6} + A \frac{x^2}{2} - \frac{g_1 x^3}{6} \dots (e)$$

Die zweite Integration ergibt, da für $x = 0$ die Ordinate $y = 0$ wird, mithin auch die Constante verschwindet,

$$Et y = Et x \tan \varphi - A \frac{l_1^2}{2} x + \frac{g_1 l_1^3}{6} x + A \frac{x^3}{6} - \frac{g_1 x^4}{24} \dots (f)$$

Da hierin für $x = l_1$, die Ordinate $y = 0$ wird, so erhält man

$$Et l_1 \tan \varphi = \frac{A l_1^3}{3} - \frac{g_1 l_1^3}{8} \dots (g)$$

und, wenn dieser Werth in Gleichung (f) eingeführt wird, die Gleichung (42) der Biegungcurve in der ersten Öffnung.

In der zweiten Öffnung ergibt sich, wenn man den Ursprung in C annimmt und berücksichtigt, dass für $x = l_2$ der Werth $\frac{dy}{dx} = -\tan \varphi$ wird, analog der ersten Integration

$$Et \frac{dy}{dx} = -Et \tan \varphi - C \frac{l_2^2}{2} + \frac{g_2 l_2^3}{6} + C \frac{x^2}{2} - \frac{g_2 x^3}{6} \dots (h)$$

Stützen, und wenn $l_1 + l_2 = l$ gesetzt wird, der Auflagerdruck der Endstützen

$$A = \frac{g_1(3l_1 + 4l_2)l_1^2 - g_2 l_2^3}{8l_1 l} \dots (34)$$

und

$$C = \frac{g_2(3l_2 + 4l_1)l_2^2 - g_1 l_1^3}{8l_2 l} \dots (35)$$

woraus sich der Auflagerdruck der Mittelstütze

$$B = g_1 l_1 + g_2 l_2 - (A + C) \dots (36)$$

ergiebt.

Werden die Stützweiten, wie bei gleicharmigen Drehbrücken, einander gleich, in welchem Falle in vorstehenden Gleichungen $l_1 = l_2 = l$ zu setzen ist, so ergeben sich die Auflagerdrücke

$$A = \frac{1}{16} (7g_1 - g_2) \dots (37)$$

$$B = 10 \frac{1}{16} (g_1 + g_2) \dots (38)$$

$$C = \frac{1}{16} (7g_2 - g_1) \dots (39)$$

Werden, wie bei voller Belastung und bei Entlastung der Träger, auch die Belastungen einander gleich, in welchem Falle in den vorhergehenden Gleichungen $g_1 = g_2 = g$ zu setzen ist, so ergibt sich der Auflagerdruck

und nach der zweiten Integration

$$Et y = -Et x \tan \varphi - C \frac{l_2^2}{2} x + \frac{g_2 l_2^3}{6} x + C \frac{x^3}{6} - \frac{g_2 x^4}{24} \dots (i)$$

Da hierin für $x = l_2$, die Ordinate $y = 0$ wird, so erhält man

$$Et l_2 \tan \varphi = \frac{C l_2^3}{3} - \frac{g_2 l_2^3}{8} \dots (k)$$

und, wenn dieser Werth in Gleichung (i) eingeführt wird, die Gleichung (43) der Biegungcurve in der zweiten Öffnung.

Setzt man in Gleichung (f) $x = l_1$, in Gleichung (i) $x = l_2$, für welche beiden Werthe $y = 0$ und der Winkel, welchen die Tangente an die neutrale Achse an dieser Stelle mit dem Horizonte einschliesst, φ ist, so lässt sich die Unbekannte φ eliminiren und man erhält

$$\frac{A l_1^2}{3} + \frac{C l_2^2}{3} = \frac{g_1 l_1^3}{8} + \frac{g_2 l_2^3}{8} \dots (l)$$

Ferner erfordert das Gleichgewicht für lothrechtes Fortschreiten, dass

$$A + B + C = g_1 l_1 + g_2 l_2 \dots (m)$$

das Gleichgewicht für Drehung um die Zwischenstütze, dass

$$A l_1 - \frac{g_1 l_1^2}{2} = C l_2 - \frac{g_2 l_2^2}{2} \dots (n)$$

Aus den drei Gleichungen (l), (m) und (n) ergeben sich sodann die in Gleichung (34), (35) und (36) enthaltenen Werthe der Auflagerdrücke A, C, B.

Liegen nur die Endstützen gleich hoch, während die Mittelstütze um σ gesenkt ist, s. Textfig. 37, so lassen sich die zuvor entwickelten Gleichungen benutzen, wenn in Gleichung (f) für $x = l_1$, $y = -\sigma$ statt 0 und in die Gleichung (i) für $x = l_2$, $y = -\sigma$ statt 0 gesetzt wird. Auf diese Weise erhält man aus Gleichung (f)

$$-Et \sigma = \frac{g_1 l_1^4}{8} - \frac{A_1 l_1^3}{3} + Et l_1 \tan \varphi \dots (o)$$

und hieraus

$$\tan \varphi = -\frac{\sigma}{l_1} + \frac{l_1^2}{Et} \left(\frac{A_1}{3} - \frac{g_1 l_1}{8} \right) \dots (p)$$

ferner aus der Gleichung (i)

$$-Et \sigma = \frac{g_2 l_2^4}{8} - \frac{C_1 l_2^3}{3} - Et l_2 \tan \varphi \dots (q)$$

und hieraus

$$\tan \varphi = \frac{\sigma}{l_2} + \frac{l_2^2}{Et} \left(\frac{g_2 l_2}{8} - \frac{C_1}{3} \right) \dots (r)$$

Durch Verbindung der Gleichungen (p) und (r) ergibt sich die Gleichung

$$\frac{A_1 l_1^2}{3} + \frac{C_1 l_2^2}{3} = Et \sigma \left(\frac{l_1 + l_2}{l_1 l_2} \right) + \frac{g_1 l_1^3}{8} + \frac{g_2 l_2^3}{8}$$

und mit Hilfe derselben sowie der allgemeinen Gleichgewichtsbedingungen für lothrechtes Fortschreiten

$$A_1 + B_1 + C_1 = g_1 l_1 + g_2 l_2 \dots (s)$$

und für Drehung um die Zwischenstütze

$$A_1 l_1 - \frac{g_1 l_1^2}{2} = C_1 l_2 - \frac{g_2 l_2^2}{2} \dots (t)$$

woraus die in den Gleichungen (44), (45) und (46) enthaltenen Werthe der Auflagerdrücke A_1, B_1, C_1 erhalten werden.

Setzt man die in Gleichung (p) und (r) für $\tan \varphi$ gefundenen Werthe beziehungsweise in die Gleichungen (f) und (i) ein, so ergeben sich die Ordinaten der Biegungcurve des Trägers in Gleichung (52) und (53).

Die vorstehend entwickelte Theorie dürfte für die meisten bei dem Bau hölzerner Brücken vorkommenden Fälle genügen, wesshalb von der Entwicklung einer allgemeinen und ausführlicheren Theorie der continuirlichen Träger, welche ausser gleichförmig vertheilten auch Einzellasten und zwar beide in ihrer ungünstigsten Vertheilung und Stellung berücksichtigt, hier abgesehen ist.

$$A = C = \frac{3}{8} g l \quad \dots \quad (40)$$

$$B = \frac{10}{8} g l \quad \dots \quad (41)$$

Die Ordinaten der elastischen Linie ergeben sich für die erste Oeffnung mit dem Stützpunkte A als Ursprung

$$y = \frac{1}{6 E t} \left[l_1^2 x \left(\frac{g_1 l_1}{4} - A \right) + A x^3 - \frac{g_1}{4} x^4 \right], \quad (42)$$

für die zweite Oeffnung mit dem Stützpunkte C als Ursprung

$$y = \frac{1}{6 E t} \left[l_2^2 x \left(\frac{g_2 l_2}{4} - C \right) + C x^3 - \frac{g_2}{4} x^4 \right], \quad (43)$$

in welche Gleichungen die verschiedenen Stützweiten und Belastungen nebst den ihnen entsprechenden Auflagerdrücken einzuführen sind.

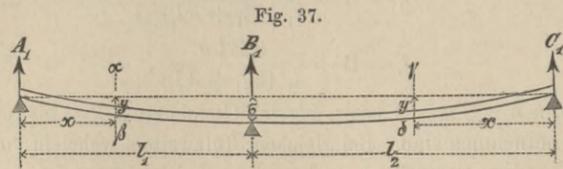


Fig. 37.

Unter Annahme einer Senkung σ der mittleren Stütze und gleich hoher Endstützen, s. Textfig. 37, ergibt sich der Auflagerdruck

$$A_1 = A + \frac{3 E t \sigma}{l_1^2 l_2} \quad \dots \quad (44)$$

$$B_1 = B - \frac{3 E t \sigma (l_1 + l_2)}{l_1^2 l_2} \quad \dots \quad (45)$$

und

$$C_1 = C + \frac{3 E t \sigma}{l_1 l_2^2}, \quad \dots \quad (46)$$

worin A, B und C die zuvor angegebenen Werthe haben.

Werden die Stützweiten $l_1 = l_2 = l$, so ergeben sich die Auflagerdrücke

$$A_1 = A + \frac{3 E t \sigma}{l^3} \quad \dots \quad (47)$$

$$B_1 = B - \frac{6 E t \sigma}{l^3} \quad \dots \quad (48)$$

$$C_1 = C + \frac{3 E t \sigma}{l^3}, \quad \dots \quad (49)$$

welche für $g_1 = g_2 = g$ übergehen in

$$A_1 = C_1 = \frac{3}{8} g l + \frac{3 E t \sigma}{l^3} \quad \dots \quad (50)$$

$$B_1 = \frac{10}{8} g l - \frac{6 E t \sigma}{l^3} \quad \dots \quad (51)$$

Die Ordinaten der elastischen Linie ergeben sich in diesem Falle für die erste Oeffnung mit dem Stützpunkte A₁ als Ursprung

$$y_1 = y - \frac{\sigma}{l_1} x, \quad \dots \quad (52)$$

für die zweite Oeffnung mit dem Stützpunkte C₁ als Ursprung

$$y_1 = y - \frac{\sigma}{l_2} x, \quad \dots \quad (53)$$

worin y den in Gleichung (42) und (43) enthaltenen Werth besitzt. Liegt die Zwischenstütze um σ höher als die beiden Endstützen, so ist in den vorstehenden Gleichungen (44) bis (53) — σ statt σ zu setzen.

Bezüglich der ungünstigsten Belastungsweise der Träger genügt in der Regel die Ermittlung der Angriffsmomente und Verticalscheerkräfte für

- 1) volle Belastung der ersten und zweiten Oeffnung,
- 2) volle Belastung der ersten und Entlastung der zweiten Oeffnung,
- 3) Entlastung der ersten und volle Belastung der zweiten Oeffnung.

Bei voller Belastung des Trägers hat man in obigen Gleichungen $g_1 = g_2 = e + v$, bei Entlastung derselben $g_1 = g_2 = e$ zu setzen.

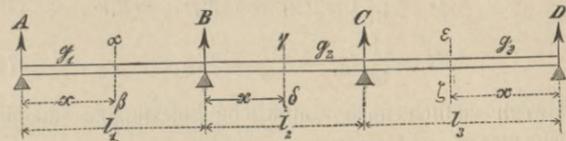
e) Die Balkenträger auf vier Stützen.

Diese continuirlichen Träger, welche meist bei Unterführungen von Strassen, s. Taf. I, Fig. 37—53, vorkommen, sind für drei verschiedene Stützweiten und für eine aus Einzellasten bestehende Verkehrslast, welche der Einfachheit halber näherungsweise meist in eine äquivalente, gleichförmig und stetig vertheilte Belastung umgesetzt wird, und

für ein gewöhnlich gleichförmig und stetig vertheiltes Eigengewicht zu berechnen.

Werden die Auflagerdrücke der Reihe nach mit A B C D, die Stützweiten der ersten, zweiten und dritten Oeffnung bezw. mit l_1, l_2, l_3 , die gleichförmig und stetig vertheilte Belastung der Träger über der ersten, zweiten und dritten Oeffnung mit g_1, g_2 und g_3 bezeichnet, so erhält man mit Bezug auf Textfig. 38 für beliebige Querschnitte die folgenden Angriffsmomente und Verticalscheerkräfte.

Fig. 38.



In der ersten Oeffnung ist, wenn die Abscissen von dem ersten Stützpunkte A aus gezählt werden, in Bezug auf den Schnitt $\alpha\beta$, das Angriffsmoment

$${}^a M = A x - g_1 \frac{x^2}{2} \quad \dots \quad (54)$$

und die Verticalscheerkraft

$${}^a V = A - g_1 x \quad \dots \quad (55)$$

Für $x = 0$ wird ${}^a M = 0$ und ${}^a V_{\max} = A$,

$$x = \frac{A}{g_1} \text{ wird } {}^a M_{\max} = \frac{A^2}{2g_1} \text{ und } {}^a V_{\min} = 0,$$

$$x = l_1 \text{ wird } {}^a M = A l_1 - g_1 \frac{l_1^2}{2} \text{ und } {}^a V = A - g_1 l_1.$$

In der zweiten Oeffnung ist, wenn die Abscissen von dem zweiten Stützpunkte B aus gezählt werden, in Bezug auf Schnitt $\gamma\delta$ das Angriffsmoment

$${}^a M = A (l_1 + x) + B x - g_1 l_1 \left(x + \frac{l_1}{2} \right) - g_2 \frac{x^2}{2} \quad (56)$$

und die Verticalscheerkraft

$${}^a V = A + B - g_1 l_1 - g_2 x \quad \dots \quad (57)$$

Für $x = 0$ wird ${}^a M = A l_1 - g_1 \frac{l_1^2}{2}$ und ${}^a V = A + B - g_1 l_1$,

$x = \frac{A + B}{g_2} - \frac{g_1 l_1}{g_2}$ wird ${}^a M$ ein Maximum und ${}^a V = 0$,

$x = l_2$ wird ${}^a M = A (l_1 + l_2) + B l_2 - g_1 l_1 \left(\frac{l_1}{2} + l_2 \right) - g_2 \frac{l_2^2}{2}$

$$\text{und } {}^a V = A + B - (g_1 l_1 + g_2 l_2).$$

In der dritten Oeffnung ist, wenn die Abscissen von dem letzten Stützpunkte D aus gezählt werden, in Bezug auf Schnitt $\epsilon\zeta$ das Angriffsmoment

$${}^a M = D x - g_3 \frac{x^2}{2} \quad \dots \quad (58)$$

und die Verticalscheerkraft

$${}^a V = D - g_3 x \quad \dots \quad (59)$$

Für $x = 0$ wird ${}^a M = 0$ und ${}^a V_{\max} = D$,

$$x = \frac{D}{g_3} \text{ wird } {}^a M_{\max} = \frac{D^2}{2g_3} \text{ und } {}^a V_{\min} = 0,$$

$$x = l_3 \text{ wird } {}^a M = D l_3 - g_3 \frac{l_3^2}{2}.$$

In vorstehenden Gleichungen ist nach den Ergebnissen der Elasticitätstheorie¹⁾ unter Annahme gleichhoher Stützen der Auflagerdruck

$$A = \frac{2g_1 l_1^2 (3l_1 l_2 + 3l_1 l_3 + 3l_2^2 + 4l_2 l_3) - g_2 l_2^3 (l_2 + 2l_3) + g_3 l_2 l_3^3}{4l_1 (4l_1 l_2 + 4l_1 l_3 + 4l_2 l_3 + 3l_2^2)} \quad (60)$$

$$B = \frac{1}{4l_2^2} [6g_1 l_1^2 l_2 + 4g_1 l_1 l_2^2 + g_2 l_2^3 + 3g_1 l_1^3 - 4A (3l_1 l_2 + l_2^2 + 2l_1^2)] \quad (61)$$

$$D = \frac{1}{l_3} \left[A (l_1 + l_2) + B l_2 - g_1 l_1 \left(l_2 + \frac{l_1}{2} \right) - \frac{g_2 l_2^2}{2} + \frac{g_3 l_3^2}{2} \right]$$

mithin der Auflagerdruck

$$C = g_1 l_1 + g_2 l_2 + g_3 l_3 - (A + B + D) \quad \dots \quad (62)$$

Werden, wie das gewöhnlich der Fall ist, die beiden Endfelder einander gleich und man setzt in vorstehenden Formeln $l_3 = l_1$, so erhält man

$$A = \frac{2g_1 l_1^2 (3l_1^2 + 7l_1 l_2 + 3l_2^2) - g_2 l_2^3 (2l_1 + l_2) + g_3 l_1^3 l_2}{4l_1 (2l_1 + l_2) (2l_1 + 3l_2)} \quad (64)$$

$$B = \frac{1}{4l_2^2} [6g_1 l_1^2 l_2 + 4g_1 l_1 l_2^2 + g_2 l_2^3 + 3g_1 l_1^3 - 4A (3l_1 l_2 + l_2^2 + 2l_1^2)] \quad (65)$$

1) Die Ermittlung der hier mitgetheilten Auflagerdrücke und Ordinaten der elastischen Linie erfolgt in analoger Weise wie bei den continuirlichen Trägern auf drei Stützen, s. auch Anm. zu b.

$$C = 2 g_1 l_1 + g_2 l_2 - (A + B + D) \dots (66)$$

$$D = \frac{1}{l_1} \left[A(l_1 + l_2) + B l_2 - g_1 l_1 \left(l_2 + \frac{l_1}{2} \right) - \frac{g_2 l_2^2}{2} + \frac{g_3 l_1^2}{2} \right] \dots (67)$$

Bei gleichen Stützweiten, wobei in vorstehenden Formeln $l_1 = l_2 = l_3 = l$ zu setzen ist, erhält man

$$A = \frac{1}{60} (26 g_1 - 3 g_2 + g_3) \dots (68)$$

$$B = \frac{1}{60} (13 g_1 + 11 g_2 - 2 g_3) \dots (69)$$

$$C = \frac{1}{60} (-6 g_1 + 33 g_2 + 39 g_3) \dots (70)$$

$$D = \frac{1}{60} (g_1 - 3 g_2 + 26 g_3) \dots (71)$$

und wenn endlich noch sämtliche Belastungen einander gleich, also $g_1 = g_2 = g_3 = g$, werden,

$$A = D = \frac{4}{10} g l \dots (72)$$

$$B = C = \frac{11}{10} g l \dots (73)$$

Die Ordinaten der elastischen Linie ergeben sich für diese Träger in der ersten Oeffnung, wenn der Ursprung in A angenommen wird,

$$y = \frac{1}{6 E t} \left[-l_1^2 x \left(\frac{g_1 l_1}{4} - A \right) + A x^3 - \frac{g_1}{4} x^4 \right], \dots (74)$$

in der zweiten Oeffnung, wenn der Ursprung in B angenommen wird,

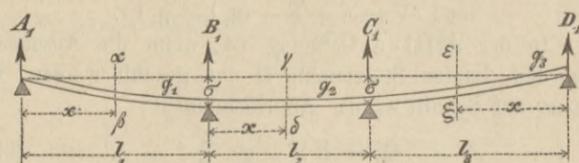
$$y = \frac{1}{6 E t} \left[l_1^2 x \left(2 A - \frac{3 g_1 l_1}{4} \right) + 3 l_1 \left(A - \frac{g_1 l_1}{2} \right) x^2 + (A + B - g_1 l_1) x^3 - \frac{g_2}{4} x^4 \right], \dots (75)$$

in der dritten Oeffnung, wenn der Ursprung in D angenommen wird,

$$y = \frac{1}{6 E t} \left[l_3^2 x \left(\frac{g_3 l_3}{4} - D \right) + D x^3 - \frac{g_3}{4} x^4 \right], \dots (76)$$

in welche Gleichungen die verschiedenen Belastungen und Stützweiten sowie die denselben entsprechenden Auflagerdrücke einzusetzen sind.

Fig. 39.



Liegen nur die beiden Endstützen gleich hoch, während, wie dies öfter der Fall ist, die Mittelstützen um σ gesenkt sind, s. Textfig. 39, so erhält man die Auflagerdrücke

$$A_1 = A + \frac{6 E t}{l_1^2 l_3} \left[\frac{\sigma [2 l_3 (l_2 + l_3) - l_1 l_3]}{4 l_1 l_2 + 4 l_1 l_3 + 4 l_2 l_3 + 3 l_2^2} \right] \dots (77)$$

$$B_1 = B - \dots (78)$$

$$\frac{6 E t}{l_1^2 l_2 l_3} \left[\frac{2 l_1^2 (l_1 + l_2) + l_2^2 (2 l_1 - l_2) + 3 l_1 l_2 (l_3 - l_1) - 2 l_1^3}{4 l_1 l_2 + 4 l_1 l_3 + 4 l_2 l_3 + 3 l_2^2} \right]$$

$$C_1 = C - \dots (79)$$

$$\frac{6 E t}{l_1 l_2 l_3} \left[\frac{2 l_1^2 (l_2 + l_3) + l_2^2 (2 l_1 - l_2) + 3 l_1 l_3 (l_1 - l_2) - 2 l_1^3}{4 l_1 l_2 + 4 l_1 l_3 + 4 l_2 l_3 + 3 l_2^2} \right]$$

$$D_1 = D + \frac{6 E t}{l_1 l_3^2} \left[\frac{\sigma [2 l_1 (l_1 + l_2) - l_2 l_3]}{4 l_1 l_2 + 4 l_1 l_3 + 4 l_2 l_3 + 3 l_2^2} \right], \dots (80)$$

worin A B C und D bzw. aus den Gleichungen (60) bis (63) zu entnehmen sind. Werden, wie gewöhnlich, die beiden Endfelder einander gleich und man setzt in vorstehenden Formeln $l_3 = l_1$, so erhält man

$$A_1 = A + \frac{6 E t \sigma}{l_1^2 (2 l_1 + 3 l_2)} \dots (81)$$

$$B_1 = B - \frac{6 E t \sigma}{l_1^2 (2 l_1 + 3 l_2)} \dots (82)$$

$$C_1 = C - \frac{6 E t \sigma}{l_1^2 (2 l_1 + 3 l_2)} \dots (83)$$

$$D_1 = D + \frac{6 E t \sigma}{l_1^2 (2 l_1 + 3 l_2)}, \dots (84)$$

worin A B C und D bzw. aus den Gleichungen (64) bis (67) zu entnehmen sind. Bei gleichen Stützweiten, wobei in vorstehenden Formeln $l_1 = l_2 = l_3 = l$ zu setzen ist, erhält man

$$A_1 = A + \frac{6 E t \sigma}{5 l^2} \dots (85)$$

$$B_1 = B - \frac{6 E t \sigma}{5 l^2} \dots (86)$$

$$C_1 = C - \frac{6 E t \sigma}{5 l^2} \dots (87)$$

$$D_1 = D + \frac{6 E t \sigma}{5 l^2}, \dots (88)$$

worin A B C und D bzw. aus den Gleichungen (68) bis (71) zu entnehmen sind, und wenn endlich noch sämtliche Belastungen einander gleich, also $g_1 = g_2 = g_3 = g$ werden,

$$A_1 = D_1 = \frac{4}{10} g l + \frac{6 E t \sigma}{5 l^2} \dots (89)$$

$$B_1 = C_1 = \frac{11}{10} g l - \frac{6 E t \sigma}{5 l^2} \dots (90)$$

Liegen die beiden Zwischenstützen um σ höher als die beiden Endstützen, so ist in den vorstehenden Gleichungen (77) bis (90) $-\sigma$ statt σ zu setzen.

Bezüglich der ungünstigen Belastungsweise der Träger genügt in der Regel die Ermittlung der Angriffsmomente und Verticalscheerkräfte für

- 1) volle Belastung der drei Oeffnungen,
- 2) volle Belastung der Seitenöffnungen, Entlastung der Mittelöffnung,
- 3) volle Belastung der Mittelöffnung, Entlastung der Seitenöffnungen,
- 4) volle Belastung der ersten und zweiten, Entlastung der dritten Oeffnung,
- 5) Entlastung der ersten, volle Belastung der zweiten und dritten Oeffnung.

Bei Vollbelastung der Träger hat man in obigen Gleichungen $g_1 = g_2 = g_3 = e + v$, bei Entlastung derselben $g_1 = g_2 = g_3 = e$ zu setzen.

B. Belastungen der Brücken.

a) Belastungen von Eisenbahnbrücken.

a) Bewegte Belastung.

1) Einzellasten und Lastvertheilung der schwersten Fahrbetriebsmittel der Eisenbahnen in Tonnen und Meter.

Bezeichnung der Fahrzeuge	Gewicht t	Radstände und Vertheilung des Gewichtes auf die Achsen
Im Dienststande und bei voller Belastung		
Semmering-Locomotive	56	
Offene Lastwagen	15,6	

Bezeichnung der Fahrzeuge	Gewicht t	Radstände und Vertheilung des Gewichtes auf die Achsen	
Im Dienststande und bei voller Belastung	Tender-Locomotive	52,08	
	Offene Lastwagen	15,6	
	Güterzugs-Locomotive der Rheinischen Bahn	38	
	Tender	18	
Druck eines Räderpaares oder einer Achse	Württembergische Güterzugs-Maschine	36	
	Tender	18	
	Tender	22,5	
	Güterwagen	18	
Druck eines Räderpaares oder einer Achse	Bayerische Güterzugs-Locomotive	30	
	Tender	15	
	Tender	15	
	Kohlenwagen	15	

2) Gleichförmig vertheilte Belastung.

Für einen Zug aus drei, vorstehend dargestellten, Semmering-Locomotiven von je 56 t und zweiachsigen Lastwagen von je 15,6 t Gewicht ergeben sich für nachstehende Spannweiten die beiden, zur Berechnung der grössten Angriffsmomente und grössten Verticalscheerkräfte dienenden, gleichförmig vertheilten Belastungen eines Geleises.

Spannweite m	Gleichförmige Verkehrsbelastung zur Bestimmung der		Spannweite m	Gleichförmige Verkehrsbelastung zur Bestimmung der	
	Angriffsmomente ¹⁾ tn f. d. m	Verticalscheerkräfte ²⁾ tn f. d. m		Angriffsmomente ¹⁾ tn f. d. m	Verticalscheerkräfte ²⁾ tn f. d. m
10	7,960	8,695	70	4,110	4,634
15	6,160	7,886	75	3,990	4,474
20	6,090	7,150	80	3,870	4,425
25	5,747	6,532	85	3,765	4,306
30	5,670	6,343	90	3,660	4,222
35	5,490	6,000	95	3,565	4,116
40	5,250	5,800	100	3,470	3,970
45	5,000	5,511	110	3,317	3,863
50	4,830	5,321	120	3,178	3,775
55	4,605	5,090	130	3,049	3,669
60	4,380	4,883	140	2,932	3,514
65	4,245	4,800	150	2,835	3,389

Für zwischenliegende Spannweiten sind die zugehörigen Belastungen durch Interpolation zu ermitteln. Für einen Zug aus drei, vorstehend dargestellten, Tenderlocomotiven von je 52,08 t und zweiachsigen Lastwagen von je 15,6 t Gewicht ergeben sich für nachstehende Spannweiten die beiden, zur Berechnung der grössten Angriffsmomente und grössten Verticalscheerkräfte dienenden, gleichförmig vertheilten Belastungen je eines Geleises.

1) Die vorderste Locomotive ist bei dieser Berechnung rückwärts stehend angenommen. Vgl. L. Schmidt, Allg. Bztg. Wien 1866. p. 27 ff.

2) Die drei Locomotiven sind bei dieser Berechnung vorwärts stehend und der Zug bis zu dem Auflager vorgerückt angenommen, so dass er die ganze Brücke bedeckt. Die Methode und das Endresultat dieser Untersuchung, welche auch bei Annahme anderer Fahrbetriebsmittel anwendbar sind, s. Ztschr. f. Bauw. Brln. 1875.

Heinzerling, Hölzerne Brücken. Zweite Auflage.

Spannweite m	Gleichförmige Verkehrsbelastung zur Bestimmung der		Spannweite m	Gleichförmige Verkehrsbelastung zur Bestimmung der	
	Angriffsmomente ¹⁾ tn f. d. m	Verticalscheerkräfte ²⁾ tn f. d. m		Angriffsmomente ¹⁾ tn f. d. m	Verticalscheerkräfte ²⁾ tn f. d. m
10	6,770	7,577	70	3,830	4,200
15	5,470	7,066	75	3,720	4,138
20	5,353	6,300	80	3,610	4,037
25	5,150	6,762	85	3,520	3,915
30	5,060	5,333	90	3,430	3,888
35	4,916	5,286	95	3,340	3,789
40	4,680	5,000	100	3,250	3,718
45	4,580	4,889	110	3,100	3,663
50	4,430	4,798	120	2,970	3,566
55	4,250	4,618	130	2,850	3,461
60	4,100	4,483	140	2,740	3,357
65	3,965	4,307	150	2,650	3,225

β) Ruhende Belastung.

Bezeichnet e das Eigengewicht der Brückenträger und der Brückenbahn für die Längeneinheit, l die Stützweite, c und f constante Erfahrungscoefficienten, so ist allgemein

$$e = cl + f. \dots (91)$$

1) Für Balkenbrücken mit einfachen Balken ist annähernd, wenn sie

a) interimistisch sind, $c = 67$ und das Gewicht der Bahn (Schwellen, Bohlen und Fahrschienen) $f = 350$ kg, daher für den m Geleise

$$e = 67l + 350 \text{ kg}, \dots (92)$$

b) definitiv sind, $c = 84$ und das Gewicht der Bahn (Schwellen, Bohlen und Fahrschienen) $f = 400$ kg, daher für den m Geleise

$$e = 84l + 400 \text{ kg}. \dots (93)$$

2) Für Balkenbrücken mit verdübelten Balken ist annähernd, wenn sie

a) interimistisch sind, $c = 68$ und das Gewicht der Brückenbahn (Schwellen, Bohlen, Fahrschienen) $f = 600$ kg, daher für den m Geleise

$$e = 68l + 600 \text{ kg}, \dots (94)$$

b) definitiv sind, $c = 83$ und das Gewicht der Brückenbahn (Schwellen, Bohlen, Fahrschienen) $f = 650$ kg, daher für den m Geleise

$$e = 83l + 650 \text{ kg}. \dots (95)$$

b) Belastungen von Strassenbrücken.

α) Bewegte Belastung.

1) Einzellasten und Lastvertheilung der schwersten Strassenfuhrwerke¹⁾ in Tonnen und Meter.

Bezeichnung der Fuhrwerke	Gewicht tn	Radstände und Lastvertheilung auf die Achsen und Hufe
Bei voller Belastung	1. Schwerstes Frachtfuhrwerk	
	Bespannung mit 6 Pferden	
Bei voller Belastung	2. Schweres Landfuhrwerk	
	Bespannung mit 4 Pferden	

Druck einer Achse und eines Pferdepaars in tn

2) Gleichförmig vertheilte Belastung.

Art der Belastung		Grösse der Belastung des qm in tn	
Brücken	Belastung		
1) Strassen- u. Pferdeisenbahnbrücke	Menschen- u. Thiere gedränge	1. Annahmen in Nordamerika	0,15
		2. " " Frankreich	0,20
		3. " " Deutschland	0,28
		4. Genügende Annahme ²⁾	0,40
2) Fussstege und Ziehwege	Menschen, Thiere und Fuhrwerke	1. Stege für öffentlichen Verkehr	0,40
		2. " " Privatverkehr	0,20
		3. Ziehwege in Städten	0,40
		4. " " für leichtes Fuhrwerk	0,15

β) Ruhende Belastung.

Bezeichnet p_1 das Eigengewicht der Brückenträger und der Brückenbahn für die Längeneinheit, l die Stützweite, c_1 und f_1 constante Erfahrungscoefficienten, so ist allgemein

$$p_1 = c_1 l + f_1. \quad (96)$$

1) Für Balkenbrücken mit einfachen Balken ist annähernd $c_1 = 11$ und, je nachdem nur ein Bohlenbelag oder ein Bohlenbelag mit Beschotterung angewandt wird, $f_1 = 150$ bis 550 kg d. qm, mithin im Mittel für den qm Brückenbahn

$$p_1 = 11 \cdot l^m + 350 \text{ kg.} \quad (97)$$

2) Für Balkenbrücken mit verdübelten Balken ist annähernd $c_1 = 10$ und wie zuvor $f_1 = 150$ bis 550 kg d. qm, mithin im Mittel für den qm Brückenbahn

$$p_1 = 10 \cdot l^m + 350 \text{ kg.} \quad (98)$$

e) Winddruck.

Zur Berechnung der Horizontalverbände, Joche und Fachwerkpfeiler ist ein Winddruck von 150 bis höchstens 170 kg für den qm normal getroffene Fläche anzunehmen.

C. Bestimmung der kleinsten Widerstandsmomente.

Bezeichnen $\left\{ \begin{matrix} Z \\ D \end{matrix} \right\}$ die Resultanten der in einem Verticalschnitt des Trägers sich entwickelnden $\left\{ \begin{matrix} \text{Zugspannungen} \\ \text{Druckspannungen} \end{matrix} \right\}$ und c die Hebelarme, woran diese Resultanten als Kräftepaar wirken, so ist das Widerstandsmoment dieses Trägers

$${}^wM = \begin{matrix} \text{entweder } Zc \\ \text{oder } Dc, \end{matrix}$$

unter welchen beiden Werthen der kleinere zu wählen ist.

1) Vgl. Laissle und Schübler. Sttgr. 1869. S. 105.

2) Vgl. Hartwich, Erweiterungsbauten der rheinischen Eisenbahn. Brln. 1867. III. p. 23. Laissle und Schübler setzen $0,36$ t p. qm zur Berechnung der Haupttragwände und $0,56$ t p. qm zur Berechnung der Zwischenträger.

Bedeutet

$\left\{ \begin{matrix} z \\ d \end{matrix} \right\}$ die grösste zulässige $\left\{ \begin{matrix} \text{Zugspannung} \\ \text{Druckspannung} \end{matrix} \right\}$ in der äussersten Faser,
 $\left\{ \begin{matrix} a_z \\ a_d \end{matrix} \right\}$ deren Abstand von der neutralen Achse,
 $\left\{ \begin{matrix} f_z \\ f_d \end{matrix} \right\}$ den Inhalt des $\left\{ \begin{matrix} \text{gezogenen} \\ \text{gedrückten} \end{matrix} \right\}$ Querschnittstheils,
 $\left\{ \begin{matrix} b_z \\ b_d \end{matrix} \right\}$ den Abstand seines Schwerpunktes von der neutralen Achse,

so ist $Z = \frac{z}{a_z} f_z b_z$ und $D = \frac{d}{a_d} f_d b_d$, mithin

$${}^wM = \begin{matrix} \text{entweder } \frac{z}{a_z} f_z b_z \cdot c \\ \text{oder } \frac{d}{a_d} f_d b_d \cdot c, \end{matrix} \quad (99)$$

wovon wieder der kleinere Werth zu wählen ist.

Für alle, zur neutralen Achse symmetrischen Querschnitte von der Höhe h , dem Flächeninhalte f und dem Abstände b der Schwerpunkte ihres gezogenen und gedrückten Theiles ist $a_z = a_d = \frac{h}{2}$, $f_z = f_d = \frac{f}{2}$ und $b_z = b_d = \frac{b}{2}$, mithin

$${}^wM = \left\{ \begin{matrix} z \\ d \end{matrix} \right\} \frac{fb}{2h} \cdot c. \quad (100)$$

Für Träger, welche im Verhältnisse zu ihrer Höhe so niedrige Gurtungen haben, dass der Hebelarm c der Resultanten aller Zug- und Druckspannungen mit dem Abstände b ihrer Schwerpunkte fast zusammenfällt, lässt sich

$${}^wM = \left\{ \begin{matrix} z \\ d \end{matrix} \right\} \frac{f}{2} \cdot \frac{b^2}{h} \quad (101)$$

und, wenn in jenem Falle der Abstand b selbst von der Trägerhöhe nur unbedeutend abweicht,

$${}^wM = \left\{ \begin{matrix} z \\ d \end{matrix} \right\} \frac{f}{2} \cdot h \quad (102)$$

setzen, worin immer wieder der kleinere Alternativwerth zu wählen ist.

Vorstehende Werthe eignen sich vorzugsweise zur Berechnung gegliederter Balkenträger. Für massive Balken mit geschlossenem Querschnitt, dessen Trägheitsmoment t ist, gilt die Gleichung

$${}^wM = \begin{matrix} \text{entweder } \frac{z}{a_z} \cdot t \\ \text{oder } \frac{d}{a_d} \cdot t. \end{matrix} \quad (103)$$

Bezeichnet in dem Verticalschnitt mit der Abscisse x

f_x den Flächeninhalt des Trägers,

v den Abscherungswiderstand für die Flächeneinheit,

so ist der Verticalwiderstand

$${}^wV = f_x \cdot v, \quad (104)$$

mithin, wenn nach Gleichung (2) und (11) die Verticalscheerkraft eingeführt wird, die Anspruchnahme auf Abscherung

$$v = \frac{^aV}{f_x} \dots \dots \dots (105)$$

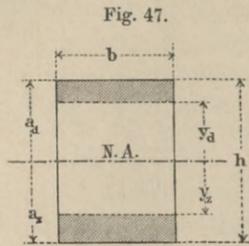
und die der Anspruchnahme auf Abscheerung entsprechende Querschnittsfläche

$$f_x = \frac{^aV}{v}, \dots \dots \dots (106)$$

worin für aV aus Gleichung (12) und (13) die Werthe $^aV_{max}$ oder $^aV_{min}$ zu setzen sind.

D. Bestimmung der grössten Horizontalscheerkräfte und der kleinsten Horizontalscheerwiderstände.

Wird mit m_z und m_d das auf die neutrale Achse bezogene statische Moment des bezw. auf Zugspannung und auf Druckspannung beanspruchten, zwischen den Abständen a_z und y_z , a_d und y_d von der neutralen Achse enthaltenen Querschnittstheiles (s. die schraffirten Theile des Querschnittes in Textfig. 47) eines Trägers, mit t das Trägheitsmoment des ganzen Querschnittes, mit aV die in dem letzteren herrschende Verticalscheerkraft bezeichnet, so ergibt sich die im Abstände y_z und y_d von der neutralen Achse wirkende gesammte Horizontalscheerkraft bezw. des gezogenen und gedrückten Theiles



$$^aH_z = \frac{^aV}{t} m_z \text{ und } ^aH_d = \frac{^aV}{t} m_d \dots \dots (107)$$

Für einen Träger mit constantem Querschnitt und dem Trägheitsmomente t werden aV über den Auflagern, m_z und m_d für bezw. $y_z = 0$ und $y_d = 0$, d. h. in der neutralen Achse, am grössten, man erhält daher

$$^aH_{zmax} = \frac{A_{max}}{t} m_z^0 \text{ und } ^aH_{dmax} = \frac{A_{max}}{t} m_d^0 \dots (108)$$

worin A_{max} die grössten Auflagerdrücke, m_z^0 und m_d^0 die statischen Momente zwischen den äussersten Fasern bezw. des gezogenen und gedrückten Theiles des Trägerquerschnittes und dessen neutraler Achse darstellen. Da die neutrale Achse in der Schwerlinie des Querschnittes liegt, so ist daselbst $m_z^0 = m_d^0$, mithin $^aH_{zmax} = ^aH_{dmax}$.

Bezeichnet β die Breite des Querschnittes an der Stelle, wo die Horizontalscheerkraft wirkt, so ist die daselbst herrschende Horizontalscheerspannung

$$^ah_z = \frac{^aH_z}{\beta_z} \text{ und } ^ah_d = \frac{^aH_d}{\beta_d} \dots \dots (109)$$

Da dieser Horizontalscheerkraft aH_z der Horizontalwiderstand wH_z nach Gleichung (3) mindestens gleich sein muss und der Horizontalscheerwiderstand für die grösste zulässige Horizontalscheerspannung wh

$$^wH_z = \beta_z \cdot ^wh_z \text{ und } ^wH_d = \beta_d \cdot ^wh_d$$

wird, so erhält man die erforderliche Querschnittsbreite

$$\beta_z \geq \frac{^aH_z}{^wh_z} \text{ und } \beta_d \geq \frac{^aH_d}{^wh_d} \dots \dots (110)$$

Für einen rechteckigen Querschnitt von der Breite b und der Höhe h erhält man das Trägheitsmoment $t = \frac{bh^3}{12}$ und für einen zwischen den Abständen a und y von der neutralen Achse enthaltenen Theil das statische Moment $m = b(a-y) \frac{(a+y)}{2} = b \frac{(a^2 - y^2)}{2}$, mithin aus der Gleichung (108) die Horizontalscheerkräfte

$$^aH_z = \frac{6^aV}{h^3} (a^2 - y_z^2) \text{ und } ^aH_d = \frac{6^aV}{h^3} (a_d^2 - y_d^2) \dots (111)$$

Dieselben werden also in jedem Rechtecke durch quadratische Parabeln dargestellt, deren Achsen mit der neutralen Achse des Trägers zusammenfallen und zur graphischen Darstellung aller Werthe von aH_z und aH_d dienen können, sobald durch deren Maxima $^aH_{zmax} = \frac{6^aV}{h^3} a_z^2$ und $^aH_{dmax} = \frac{6^aV}{h^3} a_d^2$ die Lage ihrer Scheitel bestimmt ist. Auch bei den — wie gewöhnlich — aus Rechtecken zusammengesetzten Querschnitten stellen die Horizontalscheerkräfte und -Spannungen Parabelbogen dar.

E. Zusammengesetzte Spannungen.

Die bei der Biegung eines Trägers entstehenden horizontalen Zug- und Druckspannungen, welche ihren Abständen y_z und y_d von der neutralen Achse proportional wachsen, ergeben sich, mit Bezug auf Textfig. 48, aus den Gleichungen

$$k_z = \frac{z}{a_z} \cdot y_z \text{ und } k_d = \frac{d}{a_d} \cdot y_d \dots (112)$$

sind folglich in der neutralen Achse Null und erreichen in den äussersten Fasern ihr Maximum. Da nach Gleichung (1) und (103) $\frac{z}{a_z} = \frac{d}{a_d} = \frac{^aM}{t}$ ist, also die Spannungen

$$k_z = \frac{^aM}{t} \cdot y_z \text{ und } k_d = \frac{^aM}{t} \cdot y_d \dots (113)$$

dem Angriffsmomente aM proportional sind, so werden sie über den Auflagern Null und erreichen in der Trägermitte ihr Maximum. Die Biegungsspannungen verhalten sich also den horizontalen und den ihnen gleichen verticalen Scheerspannungen entgegengesetzt und erzeugen mit den letzteren Schrägspannungen, welche ihre Componenten übertreffen können. Bezeichnet nämlich

- t die geneigte Scheerspannung,
 - u die geneigte Zug- oder Druckspannung,
 - η die horizontale und die ihr gleiche verticale Scheerspannung,
 - k die horizontale Zug- oder Druckspannung und
 - α den Winkel, welchen die Richtung der Spannungen t und u mit dem Horizonte einschliesst,
- so ist bekanntlich die schräge Scheerspannung

$$t = \eta \cos 2\alpha + \frac{k}{2} \sin 2\alpha \dots (114)$$

und für $\tan 2\alpha = \frac{k}{2\eta}$ deren Maximum

$$t_{max} = \sqrt{\eta^2 + \frac{k^2}{4}} \dots (115)$$

ferner die schräge Zug- oder Druckspannung

$$u = \eta \sin 2\alpha + \frac{k}{2} (1 - \cos 2\alpha) \dots (116)$$

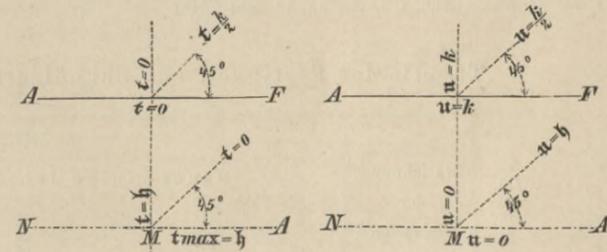
und für $\tan 2\alpha = -\frac{2\eta}{k}$ deren Maximum

$$u_{max} = \frac{k}{2} \pm \sqrt{\eta^2 + \frac{k^2}{4}} \dots (117)$$

Hieraus folgt, dass u_{max} in allen zwischen den äussersten und neutralen Fasern befindlichen Schichten die Spannungen η und k übertrifft, also die grössten Druck- und Zugspannungen innerhalb des Querschnittes liefert.

Fig. 49.

Fig. 50.



Aus Gleichung (114) und (116) ergeben sich in den äusseren sowie in den neutralen Faserschichten und zwar in beiden Fällen für die Winkel $\alpha = 45^\circ, 0^\circ$ und 90° diejenigen Spannungen t und u , welche in den Textfigg. 49 und 50 und in umstehender Tabelle übersichtlich zusammengestellt sind.

- 1) Wird nämlich t nach α differentiirt und der erste Differentialquotient Null gesetzt, so erhält man $\frac{dt}{d\alpha} = 1 - \eta \sin 2\alpha + \frac{k}{2} \cos 2\alpha = 0$, mithin den obigen Werth.
- 2) Wird nämlich u nach α differentiirt und der erste Differentialquotient Null gesetzt, so erhält man $\frac{du}{d\alpha} = \eta \cos 2\alpha + \frac{k}{2} \sin 2\alpha = 0$, mithin den obigen Werth.



Faserschichte	Winkel α	Schräge Scheer- spannung t	Faserschichte	Winkel α	Schräge Zug- oder Druck- spannung u
Äusserste	45°	$\frac{k}{2}$	Äusserste	45°	$\frac{k}{2}$
"	0°	0	"	0°	0
"	90°	0	"	90°	k
Neutrale	45°	0	Neutrale	45°	$\frac{b}{2}$
"	0°	$\frac{b}{2}$	"	0°	0
"	90°	$\frac{b}{2}$	"	90°	0

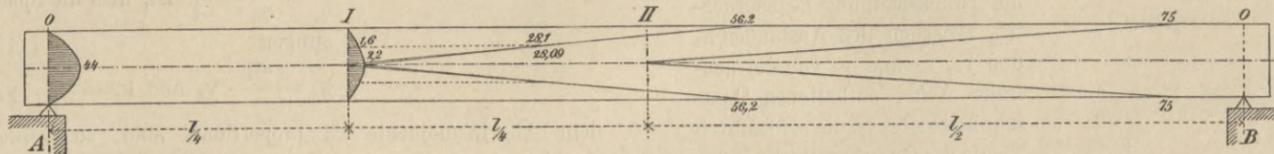
Aus beiden Zusammenstellungen folgt, dass t höchstens den Werth $\frac{k}{2}$ in der äussersten und $\frac{b}{2}$ in der neutralen Faserschichte und u höchstens den Werth k in der äussersten und $\frac{b}{2}$ in der neutralen Faserschichte erreicht.

Beispiel. Wird ein Balken aus Fichtenholz bei einer Stützweite $l = 6$ m, s. Textfig. 51, mit einer gleichförmig und stetig vertheilten Last $g = 850$ kg belastet, so beträgt das grösste Angriffsmoment in dessen Mitte

$$M_{\max} = \frac{g l^2}{8} = \frac{8,5 \cdot 600^2}{8} = 382\,500 \text{ cmkg.}$$

Erhält der Balken einen rechteckigen Querschnitt mit der Höhe h und der Breite $b = \frac{2}{3}h$, so ist bei einer zulässigen Anspruchnahme

Fig. 51.



auf Druck von 75 kg für den qcm das kleinste Widerstandsmoment des Balkens

$$W_{\min} = z \cdot \frac{b h^2}{6} = 75 \cdot \frac{5}{6 \cdot 7} \cdot h^3 = 8,928 h^3.$$

Wenn beide Werthe einander gleich werden, so erhält man

$$h = \sqrt[3]{\frac{382\,500}{8,928}} = 35 \text{ cm,}$$

woraus $b = \frac{2}{3} \cdot 35 = 23,3$ cm gefunden wird. Wird das Gewicht des Balkens zu 800 kg für den cbm angenommen, so beträgt das Eigengewicht des m $g_0 = 0,35 \cdot 0,25 \cdot 800 = 70$ kg und seine zulässige Verkehrsbelastung $g_v = g - g_0 = 850 - 70 = 780$ kg.

Für die Balkenquerschnitte 0 über den Stützpunkten A und B, I in den Abständen von je $\frac{l}{4}$ von denselben und II in der Mitte des Balkens ergeben sich aus Gleichung (113) die Biegungsspannungen

$$k = \frac{6}{b h^2} \cdot M = \frac{6}{25 \cdot 35^2} \cdot M = 0,000195 M,$$

worin bezw. $M_0 = 0$, $M_I = 2868,75 = 286\,875$ und $M_{II} = 3825 = 382\,500$ cmkg zu setzen ist. In den äussersten Fasern sind alsdann die Biegungsspannungen $k^0 = 0$, $k^I = 56,2$ und $k^{II} = 75$ kg.

Für dieselben Querschnitte ergeben sich aus Gleichung (107) die Scheerkräfte

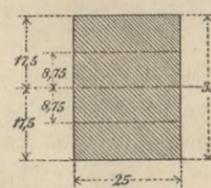
$$S = \frac{m_s}{t} \cdot aV = \frac{m_s}{89\,323} \cdot aV,$$

worin bezw. $aV_0 = 2550$, $aV_I = 1275$ und $aV_{II} = 0$ kg zu setzen ist, die Scheerkräfte in den äussersten Fasern $S = 0$ und in der neutralen Achse $S^0 = 109,2$, $S^I = 54,6$ und $S^{II} = 0$ kg, sowie die ihnen entsprechenden Scheerspannungen $s^0 = \frac{109,2}{25} = 4,4$; $s^I = \frac{54,6}{25} = 2,2$ und $s^{II} = 0$ kg.

Die aus den Biegungs- und Scheerspannungen zusammengesetzten Spannungen ergeben sich aus der Gleichung (116) für den Querschnitt I sowie für die Abstände 0, $\frac{h}{4} = 8,75$ und $\frac{h}{2} = 17,5$ cm von der neutralen Achse, s. Textfig. 52, wie folgt:

y	s	k	$\frac{k}{2}$	u
17,5	0	56,2	28,1	56,2
8,75	1,6	28,1	14,0	28,09
0	2,2	0	0	2,2
8,75	1,6	28,1	14,0	28,09
17,5	0	56,2	28,1	56,2

Fig. 52.



Werden alle diese Werthe in einen Balken mit dem Grössenverhältniss von 1 : 35, in dem Massstabe von 1 kg = 2 mm der Kräfte aufgetragen, so ergibt sich die graphische Darstellung in Textfig. 51, woraus folgt, dass die horizontalen Scheerspannungen einen verhältnissmässig sehr geringen Einfluss auf die aus ihnen und den Biegungsspannungen zusammengesetzten Spannungen haben.

F. Materialwiderstände.

a) Zug- und Druckfestigkeit.

Bedeutet für einen Stab von 1 qcm Querschnitt

z die Zugspannung,

d die Druckspannung,

welcher er unter den in nachfolgender Tabelle angegebenen Umständen höchstens ausgesetzt werden darf,

E den Elasticitätsmodul oder das Gewicht, welches ihn um seine ursprüngliche Länge ausdehnen oder zusammendrücken würde,

$\lambda_z = \frac{z}{E}$ die seiner Spannung z entsprechende Verlängerung,

$\lambda_d = \frac{d}{E}$ die seiner Pressung d entsprechende Verkürzung,

so ergibt sich, bei Verwendung der Materialien unter grösstentheils constanter Krafteinwirkung und unter dem gewöhnlichen Einfluss der Atmosphärien, folgende

Tabelle der Festigkeit von Bauhölzern gegen Zug und Druck für den qcm in kg.

Lfd. Nr.	Bezeichnung der Holzarten	Mässige Erschütterungen									
		Dauer einige Jahre					Möglichst lange Dauer				
		z kg f. d. qcm	d kg f. d. qcm	E kg f. d. qcm	λ_z	λ_d	z kg f. d. qcm	d kg f. d. qcm	E kg f. d. qcm	λ_z	λ_d
1	Tanne	190	$\frac{3}{4} z$	130000	$\frac{1}{667}$	$\frac{3}{4} \lambda_z$	100	$\frac{3}{4} z$	120000	$\frac{1}{1250}$	$\frac{3}{4} \lambda_z$
2	Fichte	160	$\frac{3}{4} z$	120000	$\frac{1}{750}$	$\frac{3}{4} \lambda_z$	80	$\frac{3}{4} z$	113000	$\frac{1}{1400}$	$\frac{3}{4} \lambda_z$
3	Kiefer	210	$\frac{3}{4} z$	130000	$\frac{1}{615}$	$\frac{3}{4} \lambda_z$	105	$\frac{3}{4} z$	120000	$\frac{1}{1154}$	$\frac{3}{4} \lambda_z$
4	Lärche	230	$\frac{3}{4} z$	130000	$\frac{1}{571}$	$\frac{3}{4} \lambda_z$	113	$\frac{3}{4} z$	120000	$\frac{1}{1071}$	$\frac{3}{4} \lambda_z$
5	Eiche	160	$\frac{5}{6} z$	120000	$\frac{1}{750}$	$\frac{5}{6} \lambda_z$	80	$\frac{5}{6} z$	113000	$\frac{1}{1400}$	$\frac{5}{6} \lambda_z$

Für die bei hölzernen Brücken angewandten Eisentheile kann die Festigkeit gegen Zug und Druck bei Schweisseisen zu bezw. 750 und 650, bei Gusseisen zu bezw. 200 und 800 kg für den qcm angenommen werden.

b) Scheerfestigkeit.

Die Abscheerungsfestigkeit des Holzes kann durchschnittlich für

- 1) Nadelholz,
 . parallel zur Faserrichtung zu 5,8 kg für den qcm,
 senkrecht " " " " " " 7,0 " " " " " "
 2) Eichenholz,
 parallel zur Faserrichtung zu 8,0 kg für den qcm,
 senkrecht " " " " " " 9,0 " " " " " "
 angenommen werden.
 Für die bei hölzernen Brücken vorkommenden Eisen-
 theile beträgt die zulässige Festigkeit gegen Abscheerung
 bei Schweisseisen 600, bei Gusseisen 200 kg für
 den qcm.

e) Knickfestigkeit.

Auf Knicken sind theils die Druckgurten und Druck-
 stäbe der Fachwerkträger, theils die Ständer der Joche und
 die Druckstäbe der Fachwerkpfeiler beansprucht. Bezeichnet
 l die Länge eines solchen Constructionstheiles,
 t das Trägheitsmoment seines Querschnittes,
 E den Elasticitätsmodul des angewandten Materiales,
 m einen von der Befestigungsweise des Stabes abhängigen
 Coefficienten,
 v einen Sicherheitscoefficienten,
 so beträgt diejenige, nach der Längennachse des Stabes wirk-
 nende Belastung, welche derselbe mit Sicherheit zu tragen
 vermag,

$$P = v \cdot m \cdot \frac{Et}{l^2} \dots \dots \dots (118)$$

Hierin ist für:

- a) Schweiss- und Walzeisen $v = \frac{1}{6}$ und $E = 1900000$ kg,
 Gusseisen $v = \frac{1}{8}$ und $E = 120000$ kg,

Holzmaterial $v = \frac{1}{10}$ und $E = 120000$ kg für den qcm,

- b) Festhaltung nur eines Endes $m_1 = \frac{\pi^2}{4} = 2,467$,
 drehbare Befestigung beider Enden $m_2 = 4$, $m_3 = \pi^2$
 = 9,868,

Festhaltung beider Enden $m_3 = 16$, $m_4 = 4\pi^2 = 39,472$,

- c) rechteckigen Querschnitt mit der bezw. grössten
 und kleinsten Seite b und h, $t = \frac{bh^3}{12}$,

kreisförmigen Querschnitt mit dem Durchmesser d,

$$t = \frac{\pi}{64} \cdot d^4$$

zu setzen und hieraus eine Querschnittsabmessung des Con-
 structionstheiles zu bestimmen.

Einfacher ist die Berechnung der Stabquerschnitte
 mittelst Druckäquivalenten.¹⁾ Wird nämlich mit

h die kleinste Querschnittsdimension des Stabes, mit
 c ein von dessen Querschnittsform abhängiger Coefficient
 bezeichnet, so ist der mit zunehmender Schlankheit — also
 mit abnehmendem Verhältnisse $\frac{h}{l}$ — abnehmende zuläs-
 sige Druck auf die Quadrateinheit

$$d = v \cdot E \cdot m \cdot c \left(\frac{h}{l}\right)^2, \dots \dots \dots (119)$$

mithin, wenn P die obige Bedeutung behält, der nutzbare
 Querschnitt des Stabes

$$f = \frac{P}{d} \dots \dots \dots (120)$$

Werden die oben zusammengestellten Zahlenwerthe von
 v, E und m, sowie der bezw. dem rechteckigen und
 kreisförmigen Querschnitt entsprechende Coefficient
 $c = \frac{1}{12}$ und $c = \frac{1}{16}$ in Gleichung (119) eingeführt, so er-
 geben sich für folgende Werthe von $\frac{h}{l}$ nachstehende

Druckäquivalente d auf Knicken beanspruch-
 ter Holzstäbe in kg für den qcm.

$\frac{h}{l}$	0,201	0,174	0,150	0,125	0,100	0,090	0,080	0,070	0,060	0,050	0,040	0,030	0,020
□	—	75	55	38	25	20	16	12	9	6	4	2	1 kg
○	75	56	42	29	18	15	12	9	7	5	3	2	1 kg

1) Vgl. Heinzerling, Druckäquivalente auf Ausbiegung
 (Knicken) beanspruchter Stäbe. Deutsche Bauzeitung 1874. S. 138 ff.
 und S. 395 ff.

Die vorstehenden Werthe von d sind, um zu der
 drehbaren Befestigung sowie zu der Festhaltung
 beider Stabenden überzugehen, mit bezw. 4 und 16 zu
 multipliciren. Für zwischenliegende Werthe von $\frac{h}{l}$ ist zu
 interpoliren.

2. Die Balkenbrücken mit Trägern auf zwei Stützen.

A. Die Balkenbrücken mit einfachen Tragbalken.

Der durch die Verkehrslast erzeugte Antheil des An-
 griffsmoments ist bei Spannweiten unter 5 m auf Einzel-
 lasten (grösster Raddruck einer Locomotive oder eines
 Wagens), bei Spannweiten über 5 m auf eine gleichwerthige,
 gleichförmig vertheilte Verkehrslast, der durch das
 Eigengewicht der Träger und der Brückenbahn erzeugte
 Antheil desselben in beiden Fällen auf eine grösste
 gleichförmig vertheilte Last zu beziehen.

Bezeichnet

- Q jene auf die Brücke wirkende Einzellast,
 l die freitragende Weite der an den Enden freiaufliegen-
 den Balken,

so ist deren grösstes Angriffsmoment

$$^a M_{max} = Q \cdot \frac{l}{4} \dots \dots \dots (121)$$

Bezeichnet e das über die Längeneinheit der Brücke ver-
 theilte Eigengewicht, so ist

$$^a M_{max} = e \cdot \frac{l^2}{8}, \dots \dots \dots (122)$$

mithin das Gesamtmoment bei geringeren Spannweiten

$$^a M_{max} = Q \cdot \frac{l}{4} + e \cdot \frac{l^2}{8} \dots \dots \dots (123)$$

und, wenn v das gleichförmig vertheilte Verkehrsgewicht
 der Brücke für deren Längeneinheit bezeichnet, bei grö-
 sseren Spannweiten

$$^a M_{max} = (v + e) \frac{l^2}{8} \dots \dots \dots (124)$$

Das Widerstandsmoment eines Balkens nimmt nach Glei-
 chung (103) zwei Alternativwerthe an, worunter der mit
 dem kleineren der beiden Quotienten $\frac{z}{a_z}$ und $\frac{d}{a_d}$ gebildete
 zu wählen ist. Da nach obiger Tabelle für Bauholz
 $d = \frac{3}{4} z$ bis $\frac{5}{6} z$ und für den, meist rechteckigen, Quer-
 schnitt der Balken $a_z = a_d$ wird, so ist in den meisten
 Fällen der Werth

$$^w M_{min} = \frac{d}{a_d} \cdot t \dots \dots \dots (125)$$

zu wählen, mithin, wenn b die Breite und h die Höhe des
 Balkens bezeichnet,

$$^w M_{min} = d \cdot \frac{bh^2}{6} \dots \dots \dots (126)$$

zu setzen. Werden n Tragbalken angenommen, so ergibt
 sich durch Gleichsetzung der Werthe (123) und (126) für
 geringe Spannweiten

$$Q \cdot \frac{l}{4} + e \cdot \frac{l^2}{8} = n \cdot d \cdot \frac{bh^2}{6}, \dots \dots \dots (127)$$

der Werthe (124) und (126) für grössere Spannweiten

$$(v + e) \frac{l^2}{8} = n \cdot d \cdot \frac{bh^2}{6} \dots \dots \dots (128)$$

Wird mit γ das Gewicht der kubischen Einheit des ange-
 wandten Holzes, mit f das Gewicht einer Längeneinheit der
 Brückenbahn bezeichnet, so ist $e = nbh\gamma + f$. Wird dieser
 Werth in Gleichung (127) und (128) eingeführt, so ergibt
 sich die Tragfähigkeit der Brücke in deren Mitte

$$Q = \frac{2}{3} d \cdot n \cdot \frac{bh^2}{l} - \frac{1}{2} (nbh\gamma + f) \dots \dots \dots (129)$$

und die Tragfähigkeit ihrer Längeneinheit

$$v = \frac{4}{3} d \cdot n \cdot \frac{bh^2}{l^2} - (nbh\gamma + f), \dots \dots \dots (130)$$

daher, wenn mit β die Breite der Brücke bezeichnet wird,
 die Tragfähigkeit der Flächeneinheit

$$v' = \frac{v}{\beta} \dots \dots \dots (131)$$

Wird der Querschnitt der grössten Tragfähigkeit eines Bal-
 kens angenommen, also $b = \frac{5}{7} h$ gesetzt und nach Potenzen
 von h geordnet, so ergibt sich aus Gleichung (129)

$$h^3 - \frac{3}{4} \cdot \gamma \cdot \frac{l^2}{d} \cdot h^2 = \frac{3 \cdot 7}{2 \cdot 5} \cdot \frac{l}{dn} \left(Q + f \cdot \frac{l}{2} \right) \quad (132)$$

und aus Gleichung (130)

$$h^3 - \frac{3}{4} \cdot \gamma \cdot \frac{l^2}{d} \cdot h^2 = \frac{3 \cdot 7}{4 \cdot 5} \cdot \frac{l^2}{dn} (v + f), \dots \quad (133)$$

worin man $v' \beta$ statt v zu setzen hat, wenn die Verkehrsbelastung für die Flächeneinheit der Brücke gegeben ist.

Beispiel. Für eine definitive Strassenbrücke mit $l = 8,5$ m Spannweite und $\beta = 4$ m Breite mit 6 tannenen Balken von $d = 75$ kg für den qcm Druckfestigkeit, mit $f = 80$ kg Gewicht für den m Brückenbahn einschliesslich Geländer und mit einer Verkehrsbelastung $v' = 560$ kg für den qm wird, wenn vorstehende Werthe in Gleichung (133) eingesetzt werden,

$$h^3 - \frac{3}{4} \cdot \frac{1000 \cdot 8,5^2}{750000} \cdot h^2 = \frac{3 \cdot 7 \cdot 8,5^2}{2 \cdot 5 \cdot 750000} (4 \cdot 560 + 80)$$

und, nach gehöriger Vereinfachung,

$$h^3 - 0,072 \cdot h^2 = 0,04,$$

woraus mit hinreichender Annäherung $h = 0,4$ m und $b = \frac{5}{7} \cdot 0,4 =$ rd. 0,3 m gefunden wird.

B. Die Balkenbrücken mit verdübelten Tragbalken.

Die Berechnung dieser Brücken weicht von derjenigen der massiven nur darin ab, dass das in dem Widerstandsmomente enthaltene Trägheitsmoment

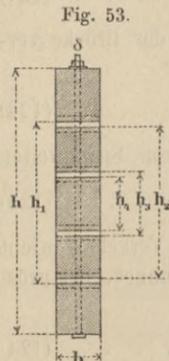


Fig. 53.

dem meist rechteckigen, aber je nach der Zahl der Dübellagen ein-, zwei- und mehrmal unterbrochenen und von den Bolzen durchsetzten Querschnitt zu entsprechen hat. Wenn der Bolzendurchmesser mit δ bezeichnet wird, so ist, mit Bezug auf Textfigur 53, allgemein

$$t = \frac{(b - \delta)}{12} [h^3 - h_1^3 + h_2^3 - h_3^3 + \dots] \quad (134)$$

zu setzen. Hieraus ergibt sich z. B. für

1) Träger mit 2 verdübelten Balken

$$t = \frac{(b - \delta)}{12} (h^3 - h_1^3), \dots \quad (135)$$

mithin durch Einführung in Gleichung (125), wegen $a_a = \frac{h}{2}$,

$$M_{min} = d \frac{(b - \delta)}{6h} (h^3 - h_1^3), \dots \quad (136)$$

welches einem der Werthe (123) oder (124) des grössten Angriffsmomentes gleichzusetzen und hierauf zur Ermittlung des Werthes h zu benutzen ist. Für

2) Träger mit 3 verdübelten Balken ist

$$t = \frac{(b - \delta)}{12} (h^3 - h_1^3 + h_2^3), \dots \quad (137)$$

mithin durch Einführung in Gleichung (125), wegen $a_a = \frac{h}{2}$,

$$M_{min} = d \frac{(b - \delta)}{6h} (h^3 - h_1^3 + h_2^3), \dots \quad (138)$$

welches wieder einem der Werthe (123) und (124) gleichzusetzen und hierauf zur Ermittlung von h zu benutzen ist. Der Zwischenraum zwischen den verdübelten Balken kann zu $\frac{1}{10}$, die Höhe der Dübel zu $\frac{3}{10}$, also der Eingriff derselben in die oberen und in die unteren Balken zu je $\frac{1}{10}$ der Balkenstärke angenommen werden.

Die Dübel haben sowohl einer Zerdrückung, als auch einer Abscheerung durch die horizontale Scheerkraft zu widerstehen, welche durch Gleichung (107) gegeben ist und hiernach sowohl von der äussersten nach der neutralen Faserschichte hin, als auch von der Balkenmitte nach den Balkenauflagern hin zunimmt, daher sowohl in der neutralen Faserschichte, als auch über den Balkenauflagern am grössten wird.

Für Träger mit 2 und 4 verdübelten Balken von der Breite b und Gesamthöhe h wird in Gleichung (125), wenn der Balkenquerschnitt eintheilig angenommen wird, annähernd genug $t = \frac{bh^3}{12}$ und in der neutralen Achse,

für welche $y = 0$, $m_z = \frac{bh}{2} \cdot \frac{h}{4} = \frac{bh^2}{8}$, also

$$H_z = \frac{3}{2} \cdot \frac{V}{h} \dots \quad (139)$$

Für Träger mit 3 verdübelten Balken von der Breite b und der Gesamthöhe h wird in Gleichung (125)

wieder $t = \frac{bh^3}{12}$ und in einer, um $\frac{h}{3}$ von der äussersten ab-

stehenden, Faserschichte $m_z = \frac{bh}{3} \cdot \frac{h}{3} = \frac{bh^2}{9}$, also

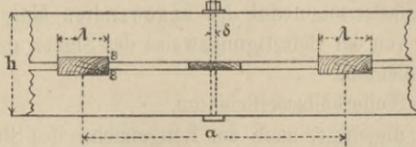
$$H_z = \frac{4}{3} \cdot \frac{V}{h} \dots \quad (140)$$

Wird allgemein

$$H_z = \alpha \cdot \frac{V}{h} \dots \quad (141)$$

gesetzt, so muss, wenn m Schrauben mit der Reibung φ auf den Abstand a je zweier Dübel kommen, b die Breite der Balken und ε der Eingriff eines Dübels in je einen Balken ist, s. Textfig. 54, wenn kein Zerdrücken des Dübels stattfinden soll,

Fig. 54.



$$H_z a - m \varphi = d \cdot b \cdot \varepsilon \dots \quad (142)$$

sein. Wird hierin für H_z aus Gleichung (141) sein Werth gesetzt und angenommen, dass jede Schraube von der Querschnittsfläche $\frac{\pi \delta^2}{4}$ auf ihre volle Zugfestigkeit z widersteht,

so ist, wenn μ den Reibungscoefficienten von Holz auf Holz bezeichnet, die nothwendige Entfernung der Dübel

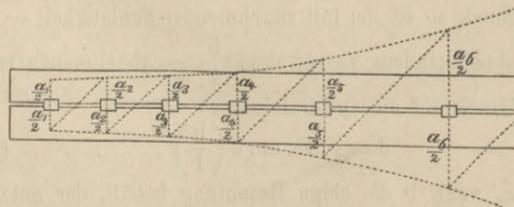
$$a = \frac{h}{\alpha V} \left(d b \varepsilon + \mu m z \cdot \frac{\pi \delta^2}{4} \right) \dots \quad (143)$$

Hierin kann $\mu = 0,5$ für interimistische und $\mu = 0,3$ für definitive Brücken, $m = 0,5$ für Strassenbrücken und $m = 1$ für Eisenbahnbrücken, ε zu $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{5}$ einer Balkendicke

und endlich $\delta = \frac{b}{10}$ angenommen werden.

Wird der Eingriff ε des Dübels in je einen Balken, wie gewöhnlich constant angenommen, so nimmt a nach Gleichung (143) von der Mitte nach den Enden der Balken hin ab. Berechnet man dasselbe für einige Abscissen der Spannweite, trägt die so erhaltenen Werthe a_1, a_2, \dots, a_m von der neutralen Achse zur Hälfte auf-, zur Hälfte abwärts als Ordinaten auf und schaltet eine fortlaufende, aus lothrecht und unter halben Rechten geneigten Linien zusammengesetzte, Zickzacklinie ein, s. Textfig. 53, so geben jene

Fig. 55.



Lothrechten die gesuchten Entfernungen a der Dübel an, welche man nöthigenfalls so abändert, dass sie in die Länge l des Balkens aufgehen.

Soll ein Abscheeren des Dübels nicht stattfinden, so ist, wenn die durch die Bolzen erzeugte Reibung durch besondere hölzerne Zwischenbretchen aufgehoben wird und λ die Länge des Dübels bezeichnet, mindestens

$$H_z a - m \varphi = s b \lambda, \dots \quad (144)$$

worin s die Scheerfestigkeit des Dübelholzes bedeutet. Soll gleiche Sicherheit gegen Zerdrücken und Abscheeren bestehen, so ist durch Verbindung der Gleichungen (142) und (144) die Länge des Dübels

$$\lambda = \frac{d}{s} \cdot \varepsilon \dots \quad (145)$$

und, wenn $\frac{d}{s} = \frac{480}{80}$ gesetzt wird,

$$\lambda = 6 \varepsilon \dots \quad (146)$$

Soll ein Abscheeren des zwischen zwei Dübeln befindlichen Balkenstücks nicht stattfinden,

so ist, wenn wieder mit s dessen Scheerfestigkeit und mit λ die Länge jedes Dübels bezeichnet wird,

$$H_s a - m \varphi = s b (a - \lambda), \dots (147)$$

mithin darf, wenn für H_s und φ ihre Werthe eingeführt werden und ein Abscheeren der Dübel nicht eintreten soll, die Entfernung derselben höchstens

$$a = \frac{h}{\alpha V - s b h} (m \cdot \frac{\pi \delta^2}{4} \cdot \mu \cdot z - s b \lambda) \dots (148)$$

betragen. Soll aber gleiche Sicherheit gegen Zerdrücken und Abscheeren der Balken stattfinden, so erhält man durch Verbindung der Gleichungen (142) und (147) die Entfernung der Dübel

$$a = \lambda + \frac{d}{s} \cdot \varepsilon, \dots (149)$$

mithin, wenn $\frac{d}{s} = \frac{480}{60}$ gesetzt wird,

$$a = \lambda + 8 \varepsilon \dots (150)$$

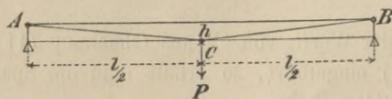
C. Die Balkenbrücken mit armirten Tragbalken.

Die Tragfähigkeit von Tragbalken, welche für sich zu schwach sind, um eine gegebene Last zu tragen, kann durch Verbindung derselben mit Hängwerken oder Sprengwerken erhöht werden, wobei diese Hilfsconstructions für kleinere und grössere Stützweiten bezw. einfach und doppelt anzuwenden sind.

1. Einfach armirte Tragbalken.

Sind Tragbalken von der Länge l , Breite b und Höhe h , s. Textfig. 56, zu verwenden, so sind dieselben bei einer

Fig. 56.



grössten zulässigen Druckspannung α des angewandten Holzes im Stande, von dem grössten in ihrer Mitte wirkenden Raddruck P den Antheil

$$\alpha P = \frac{2}{3} d \cdot \frac{b h^2}{l} \dots (151)$$

mit Sicherheit zu tragen, woraus α zu bestimmen ist. Um den Rest $P(1 - \alpha)$ jener Last übertragen zu können, müssen die Zugstangen auf jeder Seite bei einer grössten zulässigen Zugspannung z des Schweisseisens den nutzbaren Querschnitt

$$F = P \cdot \frac{1 - \alpha}{2z} \cdot \frac{\sqrt{4h^2 + l^2}}{2h} \dots (152)$$

erhalten, wovon bei je zwei Zugstangen auf jede die Hälfte kommt. Werden dieselben wie gewöhnlich aus Rundeisen hergestellt, und von den äusseren Enden mit Gewinden von 0,2 des äusseren Durchmessers Gangtiefe versehen, welche durch Querplatten gesteckt werden, s. unter Abth. III, so beträgt deren äusserer Durchmesser

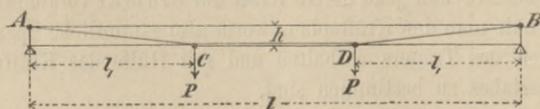
$$D = \frac{2}{1 - 0,4} \frac{\sqrt{F}}{\pi} = 1,88 \sqrt{F} \dots (153)$$

Sollen statt der Hängwerkbalken einfache Sprengwerkbalken angewendet werden, wobei die Streben aus seitlich angeschraubten Bohlen hergestellt werden, s. unter Abth. III, so ergibt sich deren erforderlicher Gesamtquerschnitt aus Gleichung (152), wenn darin d statt z gesetzt wird.

2. Zweifach (doppelt) armirte Tragbalken.

Sind Tragbalken von den zuvor angegebenen Abmessungen verfügbar und in den Abständen l_1 von beiden Enden

Fig. 57.



mit den gleichen Einzellasten P beschwert, s. Textfig. 57, so sind dieselben im Stande, von jeder derselben den Antheil

$$\alpha P = \frac{1}{6} d \frac{b h^2}{l_1} \dots (154)$$

zu tragen. Um den Rest $P(1 - \alpha)$ jener Last übertragen

zu können, erfordern die geneigten und die wagrechten Theile der dreitheiligen Zugstangen bezw. einen nutzbaren Gesamtquerschnitt

$$F = \frac{P(1 - \alpha)}{z} \cdot \frac{\sqrt{h^2 + l_1^2}}{h} \text{ und } F_1 = \frac{P(1 - \alpha)}{z} \cdot \frac{l_1}{h}, \dots (155)$$

woraus deren äusserer Durchmesser wie vorher zu bestimmen ist.

Bei Anwendung doppelter Sprengwerkbalken ergibt sich die Stärke der seitlich anzuschraubenden dreitheiligen Bohlen aus den Gleichungen (155), wenn darin wieder d statt z gesetzt wird.

D. Die Balkenbrücken mit geschlitzten und gespreizten Tragbalken.

Werden die Tragbalken einer Brücke von der Breite b und Höhe h in ihrer halben Höhe aufgeschlitzt und von den Enden nach der Mitte hin durch eingeschaltete Klötze allmählig so auseinandergespreizt, dass sie dort die Gesamthöhe αh erhalten, s. Textfig. 58, so wächst ihr ursprüngliches Biegemoment $\frac{b h^2}{6}$ auf¹⁾

$${}^b M = \frac{b}{6} \cdot \frac{\alpha^3 - (\alpha - 1)^3}{\alpha} h^2, \dots (156)$$

also, da in der Praxis gewöhnlich $\alpha = 2,5$

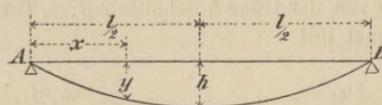
genommen wird, auf $4,9 \frac{b h^2}{6}$ oder fast auf das Fünffache.

Da sich die Druckfestigkeit des Holzes zu seiner Zugfestigkeit etwa wie 3 : 4 verhält, so empfiehlt es sich nach Laves, dem oberen Balkentheile etwa $\frac{4}{3}$ von der Stärke des unteren, also dem gedrückten und gezogenen Balkentheile bezw. $\frac{4}{7} h$ und $\frac{3}{7} h$ zur Höhe zu geben.

Wo die Stärke eines Balkens nicht ausreicht, um die zuvor angegebenen nöthigen Widerstandsmomente zu erzielen, kann man durch Zusammensetzung je zweier Balken, welche man an den Enden fest verbindet und von welchen man nur den unteren oder nur den oberen oder auch beide biegt und durch hölzerne Spreizen oder hölzerne Zangen auseinander hält, helfen. Sollen diese Tragbalken die Brückenbahn unmittelbar aufnehmen, so wird der untere Balken gebogen, während der obere gerade bleibt.

Bezeichnet man die Ordinaten der Schwerlinien beider Balken, s. Textfig. 59, für die beliebige Abscisse x und die

Fig. 59.



halbe Stützweite $\frac{l}{2}$ bezw. mit y und h und die Angriffsmomente der Horizontalkräfte in den daselbst geführten lothrechten Schnitten bezw. mit ${}^a M_x$ und ${}^a M_{\frac{1}{2}}$, so ergibt sich die Form der gespreizten Balken aus der Gleichung

$$y = \frac{{}^a M_x}{{}^a M_{\frac{1}{2}}} \cdot h, \dots (157)$$

welche z. B. für gleichförmig auf die Projection vertheilte Belastung g , wofür

$${}^a M_x = \frac{g}{2} x (l - x) \text{ und } {}^a M_{\frac{1}{2}} = g \frac{l^2}{8} \dots (158)$$

ist, in die Gleichung

$$y = \frac{4h}{l^2} x (l - x), \dots (159)$$

der quadratischen Parabel übergeht.

Der Querschnitt F_z des gezogenen und F_d des gedrückten Balkens hat gleichzeitig den darin auftretenden Horizontalkräften und Verticalkräften

1) Mit Bezug auf Textfig. 58 ergibt sich nämlich:
 ${}^b M = \frac{b}{12} \cdot \frac{\alpha h^3 - (\alpha h - h)^3}{\alpha h} = \frac{b}{6} \cdot \frac{h^3 (\alpha^3 - (\alpha - 1)^3)}{\alpha h}$ w. o.

$$(160) \dots H_x = \frac{{}^a M_x}{y} \text{ und } V_x = \frac{d {}^a M_x}{dx} \dots (161)$$

zu widerstehen, woraus sich die Querschnittsflächen bzw. des gezogenen und gedrückten Balkens für die zulässigen Zug- und Druckspannungen z und d , sowie für die zulässigen Scheerspannungen s

$$F_z = \frac{{}^a M_x}{y \cdot z} \text{ und } F'_z = \frac{1}{s} \cdot \frac{d {}^a M_x}{dx} \dots (162)$$

$$F_d = \frac{{}^a M_x}{y \cdot d} \text{ und } F'_d = \frac{1}{s} \cdot \frac{d {}^a M_x}{dx} \dots (163)$$

ergeben.

Für den quadratisch-parabolischen Balken mit gleichförmig auf die Projection vertheilter Belastung erhält man bezw.

$$F_z = \frac{1}{z} \cdot \frac{g l^2}{8h} \text{ und } F'_z = \frac{1}{s} \cdot g \left(\frac{1}{2} - x \right), (164)$$

$$\text{ferner } F_d = \frac{1}{d} \cdot \frac{g l^2}{8h} \text{ und } F'_d = \frac{1}{s} \cdot g \left(\frac{1}{2} - x \right), (165)$$

woraus folgt, dass in diesem Falle die Querschnitte F_z und F_d constant sind und wegen

$$\frac{F_z}{F_d} = \frac{d}{z} \dots (166)$$

sich umgekehrt verhalten, wie ihre Beanspruchungen, ferner dass die Querschnitte F'_z und F'_d einander gleich, aber variabel sind und von der Mitte des Balkens, wo sie Null werden, nach dessen Enden hin zunehmen, wo sie den grössten Werth

$$F'_z = F'_d = \frac{1}{s} \cdot \frac{g l}{2} \dots (167)$$

erreichen. Für die Querschnitte des quadratisch-parabolischen Balkens sind also in dessen Mitte nur die Momente, in allen übrigen, vorzugsweise über den Auflagern befindlichen Querschnitten die Momente und Vertical-Scheerkräfte in der Art massgebend, dass der grössere der beiden sich ergebenden Querschnitte zu wählen ist.

Die Balkenenden sind so zu verbinden, dass die gleichen, aber entgegengesetzt und scheerend wirkenden Horizontalkräfte $\frac{g l^2}{8h}$ aufgehoben werden, was man durch Versatzung, Verzahnung oder Verdübelung in Verbindung mit Schrauben und Bändern erreicht, s. Abthlg. III.

E. Die Balkenbrücken mit gegliederten Tragbalken.

a) Parallelträger mit geneigten Stäben.

Führt man durch beliebige Felder eines solchen Parallelträgers von der Höhe h Schnitte $\alpha\beta$, s. Textfig. 60, 61 und bezeichnet mit

Fig. 60.

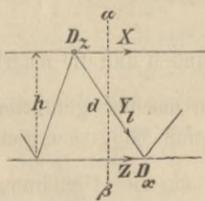
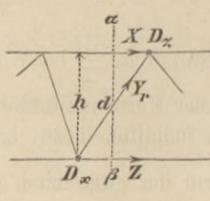


Fig. 61.



X und Z die Spannung in dem durchschnittenen bzw. oberen und unteren Gurtstück,

x und z die zugehörigen, bzw. auf die zweckmässigsten Drehpunkte D_x und D_z bezogenen Hebelarme,

${}^a M_x$ und ${}^a M_z$ die zugehörigen, auf die zweckmässigsten Drehpunkte bezogenen Angriffsmomente,

so ist mit Bezug auf Gleichung (1) und Textfig. 60

$$X x + {}^a M_x = 0 \text{ und hieraus } X = - \frac{1}{x} \cdot {}^a M_x, (168)$$

ferner

$$- Z z + {}^a M_z = 0 \text{ und hieraus } Z = \frac{1}{z} \cdot {}^a M_z. (169)$$

Nennt man ferner

Y_l und Y_r die Spannung in einem beliebigen, bzw. nach links und nach rechts steigenden Stabe,

d_l und d_r die diesen Stäben zugehörigen Längen, so ist, mit Bezug auf Gleichung (2) und Textfig. 60,

$$- Y_l \cdot \frac{h}{d_l} + {}^a V = 0 \text{ und hieraus } Y_l = \frac{d_l}{h} \cdot {}^a V, (170)$$

ferner, mit Bezug auf Textfig. 61,

$$Y_r \cdot \frac{h}{d_r} + {}^a V = 0 \text{ und hieraus } Y_r = - \frac{d_r}{h} \cdot {}^a V. (171)$$

α) Ungleiche und ungleich vertheilte Belastungen.

Erstens. Analytische Behandlung. Für einen solchen Parallelträger mit einer beliebigen Zahl n von Feldern und einem Abstände h der Gurtschwerpunkte, s. Textfig. 60, ergibt sich aus Gleichung (168), wenn $x = h$ gesetzt und der Werth von ${}^a M$ aus Gleichung (7) eingeführt wird, die Spannung in dem durchschnittenen Obergurtstück

$$X = - \frac{1}{h l} [P p \cdot b + Q q \cdot a], \dots (172)$$

welche also einem Druck entspricht.

Nach Einführung des Werthes $z = h$ und ${}^a M$ aus Gleichung (7) in Gleichung (169) erhält man die Spannung in dem durchschnittenen Untergurtstück

$$Z = \frac{1}{h l} [P p \cdot b + Q q \cdot a], \dots (173)$$

welche also einem Zug entspricht. Beide Spannungen wachsen mit der Belastung des Trägers auf jeder Seite des Schnittes und mit der die Bedingung (9) erfüllenden, ungünstigsten Laststellung derselben.

Wird der Werth von ${}^a V$ aus Gleichung (11) in Gleichung (170) eingeführt, so ergibt sich die Spannung im linkssteigenden Stabe

$$Y_l = \frac{d_l}{h l} [-P p + Q q], \dots (174)$$

welche mithin so lange einem Zug entspricht, als $Q q > P p$ ist.

Wird der Werth von ${}^a V$ aus Gleichung (11) in Gleichung (171) eingeführt, so erhält man die Spannung im rechtssteigenden Stabe

$$Y_r = \frac{d_r}{h l} [P p - Q q], \dots (175)$$

welche daher so lang einem Druck entspricht, als $Q q > P p$ ist. Beide Stabspannungen sind ihrer Stablänge proportional, erhalten ihren grössten positiven und ihren grössten negativen Werth bei der bzw. durch Gleichung (12) und (13) bestimmten grössten einseitigen Belastung des Trägers und nehmen für $d_l = d_r = h$, also wenn sie eine lothrechte Stellung einnehmen, bzw. die Werthe ${}^a V$ und $-{}^a V$ an. Die Spannungen sowohl der beiden Gurte als auch der beiden Stäbe endlich sind dem Producte aus der Stützweite in die Entfernung der Gurtschwerpunkte umgekehrt proportional.

Zweitens. Graphische Behandlung. Die graphische Berechnung der Spannungen in den Hauptträgertheilen der Parallelbalkenbrücken beruht darauf, dass bei einem im Gleichgewichte befindlichen Systeme von n Kräften, unter welchen $n - 2$ nach Grösse und Richtung und zwei nur ihrer Richtung nach bekannt sind, diese beiden sich auch der Grösse nach durch Zeichnung bestimmen lassen. Trägt man nämlich mittelst eines geeigneten Kräftemaassstabes die $n - 2$ bekannten äusseren und inneren Kräfte nach Neigung und Grösse auf und ergänzt den auf diese Weise erhaltenen offenen Linienzug durch zwei — zu den Richtungen jener beiden, der Grösse nach unbekanntem Spannungen parallele — Gerade zu einem geschlossenen Polygon, so stellen die zwei zuletzt erhaltenen Polygonseiten die beiden letzteren Spannungen auch der Grösse nach dar. Werden die für alle Knoten des Trägers erhaltenen Kräftepolygone zu einer Figur zusammengesetzt, worin jede äussere und jede innere Kraft nur einmal vorkommt, so erhält man den Kräfteplan, worin also sämtliche Spannungen des Trägers enthalten und mit Hülfe des Kräftemaassstabes zu bestimmen sind.

Beispiel. Wird der in Textfig. 62 dargestellte Parallelträger mit ungleichen und ungleich geneigten Stäben in seinen oberen Knoten mit den beliebigen Einzellasten P Q R und S beschwert, so ergeben sich die Auflagerdrücke A und B aus dem in Textfig. 63 u. 64 dargestellten Kräfteplan und Seilpolygon, worin bezw. die Strahlen $O a$, $O b$, $O c$, $O d$, $O e$ und Polygonseiten $f g$, $g h$, $h i$, $i k$, $k l$ parallel, sowie die Schlusslinie $f l$ des Seilpolygons und die

Theilungslinie ON des Kräfteplans parallel sind. Wird der hierdurch der Grösse nach bekannte, lothrecht aufwärts wirkende Stützdruck A mit den beiden, ihrer Richtung nach bekannten, Spannungen Z_1 und Y_1 zusammengesetzt, s. Textfig. 65, so ergeben

Fig. 62.

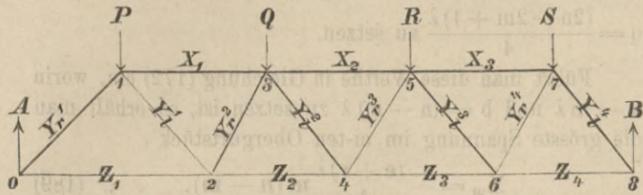


Fig. 63.

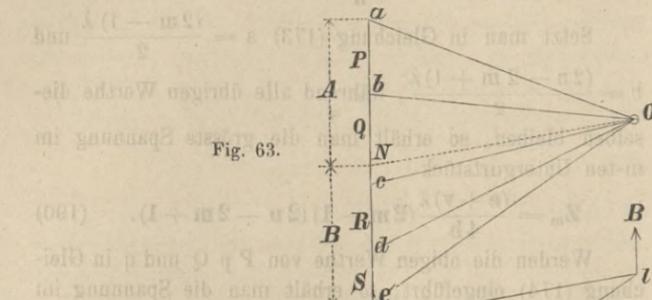
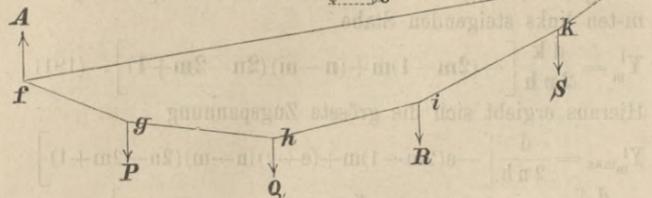


Fig. 64.



sich hieraus auch die Grössen und eingetragenen Pfeilrichtungen der letzteren. Da die Zerlegung der Kräfte von dem Stützpunkte 0, s. Textfig. 61, ausging, so ergibt sich aus Textfig. 65, dass der Pfeil von Z_1 dem Zerlegungspunkt 0 abgewandt ist, also einer

Fig. 65.

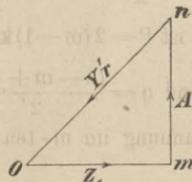


Fig. 66.

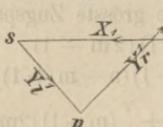


Fig. 67 a.

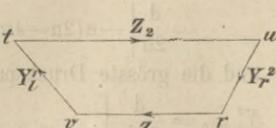


Fig. 67.

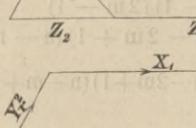


Fig. 68.

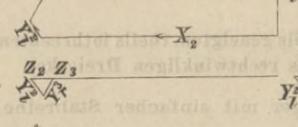


Fig. 69 a.

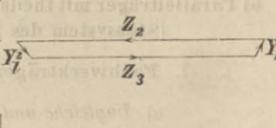


Fig. 69.

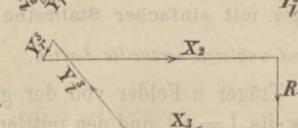


Fig. 70.

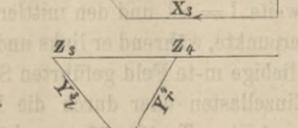


Fig. 71 a.

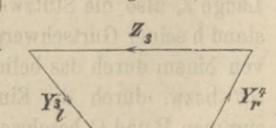


Fig. 71.

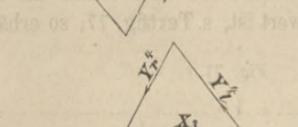
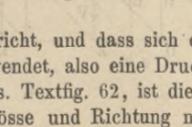


Fig. 72.



Zugspannung entspricht, und dass sich der Pfeil von Y_1 dem Zerlegungspunkt 0 zuwendet, also eine Druckspannung darstellt.

Im Knoten 1, s. Textfig. 62, ist die äussere und innere Kraft P und Y_1 der Grösse und Richtung nach bekannt; werden dieselben mit den beiden, der Richtung nach gegebenen inneren Kräften X_1 und Y_1 zusammengesetzt, s. Textfig. 66, so ergeben sich auch die Grössen der beiden letzteren. Da die Zerlegung der Kräfte in

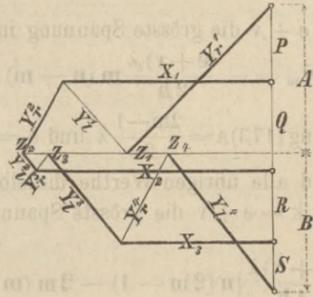
dem Knoten 1, s. Textfig. 62, erfolgte, so ergibt sich aus Textfig. 66, dass der Pfeil von X_1 dem Zerlegungspunkte s zugewandt ist, also einer Druckspannung entspricht, und dass sich der Pfeil von Y_1 von dem Punkte s abwendet, also eine Zugspannung darstellt.

Im Knoten 2, s. Textfig. 62, sind die inneren Kräfte Z_1 und Y_1 der Grösse und Richtung nach bekannt. Werden dieselben mit den beiden, der Richtung nach gegebenen inneren Kräften Z_2 und Y_2 zusammengesetzt, s. Textfig. 67, so ergeben sich auch die Grössen der beiden letzteren. Mit Bezug auf den Zerlegungspunkt 2, Textfig. 62, der Kräfte ergibt sich aus Textfig. 67 a, dass der Pfeil von Z_2 dem Punkte t abgewandt ist, also einer Zugspannung entspricht, und dass der Pfeil von Y_2 sich dem Punkt r zuwendet, also eine Druckspannung darstellt.

Werden die in den Knoten 3 bis 7 wirkenden, theils äusseren theils inneren Kräfte in ähnlicher Weise zusammengesetzt, s. Textfig. 68 bis 72, so ergeben sich auch die übrigen inneren Kräfte $X_3, Z_3, Z_4, Y_1^2, Y_2^2, Y_3^2, Y_4^2$ und Y_1^4 nicht nur nach Richtung und Grösse, sondern auch nach der Art ihrer Anspruchnahme.

Legt man, um das wiederholte Auftragen gleicher Kräfte und die dadurch leicht entstehenden Fehler zu vermeiden, die in Fig. 65, 66, 67, 69, 71, sowie die in Fig. 67, 69, 71 entwickelten Kräftepolygone, letztere mit der in Fig. 67 a, 69 a, 71 a enthaltenen Modification so aufeinander, dass die gleichen Kräfte X, Z, Y_1, Y_2 sich decken, und stellt die Zugspannungen durch feine, die Druckspannungen durch fette Linien dar, so ergibt sich der in Textfig. 73 enthaltene Kräfteplan, welcher jede äussere und jede innere Kraft nur einmal enthält, mithin die graphische Berechnung jedes ähnlichen Brückenträgers wesentlich vereinfacht und vergenauert. Bei einiger Uebung und Aufmerksamkeit kann derselbe, mit Hinweglassung der einzelnen Kräftepläne, sofort als Gesamtkräfteplan entwickelt werden.

Fig. 73.



β) Gleiche und gleichförmig auf Knotenpunkte vertheilte Lasten.

Wird ein solcher Träger nur in den unteren Dreieckscheiteln durch die $n - 1$ Knotenlasten k beschwert, s. Text-

Fig. 74.

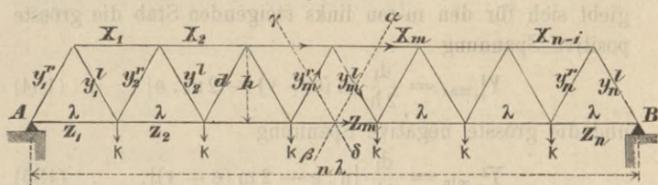


fig. 74, so ist, mit Bezug auf die Bezeichnungen der Figur, in Gleichung (172) $P = (m - 1)k$, $p = \frac{m\lambda}{2}$, $Q = (n - m)k$, $q = \frac{(n - m + 1)\lambda}{2}$, $a = m\lambda$, $b = (n - m)\lambda$ zu setzen, und man erhält nach Ausführung der Multiplication und Reduction für $k = e + v$ die grösste Spannung im m-ten Obergurtstück

$$X_m = -\frac{(e + v)\lambda}{2h} m(n - m). \quad (176)$$

Wird in Gleichung (173) $a = \frac{(2m - 1)\lambda}{2}$ und $b = \frac{(2n - 2m + 1)\lambda}{2}$ gesetzt, während alle übrigen Werthe beibehalten werden, so erhält man für $k = e + v$ die grösste Spannung im m-ten Untergurtstück

$$Z_m = \frac{(e + v)\lambda}{4h} [2m(n - m + 1) - (n + 1)]. \quad (177)$$

Werden in Gleichung (174) und (175) die obigen Werthe von P p Q und q eingeführt, so erhält man die Spannung im m-ten rechts und im m-ten links steigenden Stabe

$$Y'_m = \frac{dk}{2nh} [(m - 1)m - (n - m)(n - m + 1)] = -Y'_m. \quad (178)$$

Um die grösste positive und grösste negative Spannung zu erhalten, ist in den beiden letzten Gleichungen $k_{max} = e + v$

und $k_{\min} = e$ zu setzen. Man erhält mithin für den m -ten rechts und links steigenden Stab bezw.

$$Y_{m \max}^r = \frac{d}{2nh} [(e+v)(m-1)m - e(n-m)(n-m+1)]$$

$$= \frac{d}{2h} \left[-e(n-2m+1) + \frac{v}{n}(m-1)m \right] = -Y_{m \min}^r \quad (179)$$

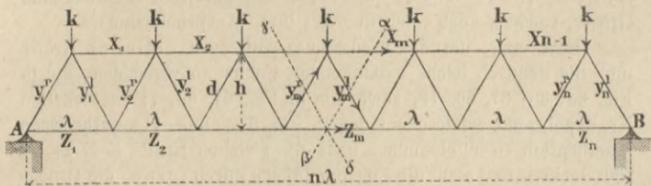
und

$$Y_{m \min}^r = \frac{d}{2nh} [e(m-1)m - (e+v)(n-m)(n-m+1)]$$

$$= \frac{d}{2h} \left[-e(n-2m+1) - \frac{v}{n}(n-m)(n-m+1) \right]$$

$$= -Y_{m \max}^l \quad (180)$$

Fig. 75.



Wird derselbe Träger nur in den oberen Dreiecks-scheiteln durch die n Knotenlasten k beschwert, s. Textfig. 75, so ist mit Bezug auf die Bezeichnungen der Figur in Gleichung (172) $P = mk$, $p = \frac{m\lambda}{2}$, $Q = (n-m)k$,

$$q = \frac{(n-m)\lambda}{2}, a = m\lambda, b = (n-m)\lambda$$

zu setzen und man erhält für $k = e + v$ die grösste Spannung im m -ten Ober-gurtstück

$$X_m = -\frac{(e+v)\lambda}{2h} m(n-m) \quad (181)$$

Wird in Gleichung (173) $a = \frac{2m-1}{2}\lambda$ und $b = \frac{2n-2m+1}{2}\lambda$ gesetzt, während alle übrigen Werthe dieselben bleiben, so erhält man für $k = e + v$ die grösste Spannung im m -ten Untergurtstück

$$Z_m = \frac{(e+v)\lambda}{4h} [n(2m-1) - 2m(m-1)] \quad (182)$$

Werden in Gleichung (174) die obigen Werthe von P , p , Q und q eingeführt, so erhält man die Spannung im m -ten links steigenden Stabe

$$Y_m^l = \frac{k d_l}{2h} (n - 2m) \quad (183)$$

Wird hierin k einmal e und einmal $e + v$ gesetzt, so er-giebt sich für den m -ten links steigenden Stab die grösste positive Spannung

$$Y_{m \max}^l = \frac{d_l}{2h} [n(e+v) - 2m \cdot e] \quad (184)$$

und die grösste negative Spannung

$$Y_{m \min}^l = \frac{d_l}{2h} [n \cdot e - 2m(e+v)] \quad (185)$$

Werden in Gleichung (175) die Werthe $P = (m-1)k$, $p = \frac{(m-1)\lambda}{2}$, $Q = (n-m+1)k$, $q = \frac{(n-m+1)\lambda}{2}$ eingeführt, so erhält man die Spannung im m -ten rechts steigenden Stabe

$$Y_m^r = \frac{k d_r}{2h} [2m - (n+2)] \quad (186)$$

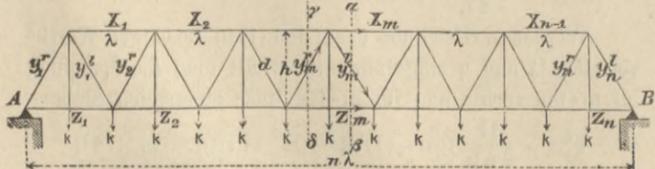
Wird hierin k einmal e und einmal $e + v$ gesetzt, so er-giebt sich für den m -ten rechts steigenden Stab die grösste positive Spannung

$$Y_{m \max}^r = \frac{d_r}{2h} [2m(e+v) - (n+2)e] \quad (187)$$

und die grösste negative Spannung

$$Y_{m \min}^r = \frac{d_r}{2h} [2m \cdot e - (n+2)(e+v)] \quad (188)$$

Fig. 76.



Wird der in Textfig. 75 dargestellte Träger in den unteren und durch Vermittlung von Hängstangen gleich-

zeitig in den oberen Dreiecksscheiteln durch die Knotenlast k beschwert, s. Textfig. 76, so ist für den Schnitt $\alpha\beta$, mit Bezug auf die Bezeichnungen der Figur,

$$P = (2m-1)k, \quad p = \frac{m\lambda}{2}, \quad Q = (2n-2m)k,$$

$$q = \frac{(2n-2m+1)\lambda}{4}$$

zu setzen.

Führt man diese Werthe in Gleichung (172) ein, worin $a = m\lambda$ und $b = (n-m)\lambda$ zu setzen ist, so erhält man die grösste Spannung im m -ten Obergurtstück

$$X_m = -\frac{(e+v)\lambda}{h} m(n-m) \quad (189)$$

Setzt man in Gleichung (173) $a = \frac{(2m-1)\lambda}{2}$ und $b = \frac{(2n-2m+1)\lambda}{2}$, während alle übrigen Werthe die-selben bleiben, so erhält man die grösste Spannung im m -ten Untergurtstück

$$Z_m = \frac{(e+v)\lambda}{4h} (2m-1)(2n-2m+1) \quad (190)$$

Werden die obigen Werthe von P , p , Q und q in Gleichung (174) eingeführt, so erhält man die Spannung im m -ten links steigenden Stabe

$$Y_m^l = \frac{dk}{2nh} [-(2m-1)m + (n-m)(2n-2m+1)] \quad (191)$$

Hieraus ergibt sich die grösste Zugspannung

$$Y_{m \max}^l = \frac{d}{2nh} [-e(2m-1)m + (e+v)(n-m)(2n-2m+1)]$$

$$= \frac{d}{2h} \left[e(2n-4m+1) + \frac{v}{n}(n-m)(2n-2m+1) \right] \quad (192)$$

und die grösste Druckspannung

$$Y_{m \min}^l = \frac{d}{2nh} [-(e+v)(2m-1)m + e(n-m)(2n-2m+1)]$$

$$= \frac{d}{2h} \left[e(2n-4m+1) - \frac{v}{n}(2m-1)m \right] \quad (193)$$

In Gleichung (175) ist $P = 2(m-1)k$, $p = \frac{(2m-1)\lambda}{4}$,

$Q = (2n-2m+1)k$ und $q = \frac{(n-m+1)\lambda}{2}$ zu setzen, da-her erhält man die Spannung im m -ten rechts steigenden Stabe

$$Y_m^r = \frac{dk}{2nh} [(m-1)(2m-1) - (2n-2m+1)(n-m+1)] \quad (194)$$

mithin nach dem Früheren die grösste Zugspannung

$$Y_{m \max}^r = \frac{d}{2nh} [(e+v)(m-1)(2m-1) - e(2n-2m+1)(n-m+1)]$$

$$= \frac{d}{2h} \left[-e(2n-4m+3) + \frac{v}{n}(m-1)(2m-1) \right] \quad (195)$$

und die grösste Druckspannung

$$Y_{m \min}^r = \frac{d}{2nh} [e(m-1)(2m-1) - (e+v)(2n-2m+1)(n-m+1)]$$

$$= \frac{d}{2h} \left[-e(2n-4m+3) - \frac{v}{n}(2n-2m+1)(n-m+1) \right] \quad (196)$$

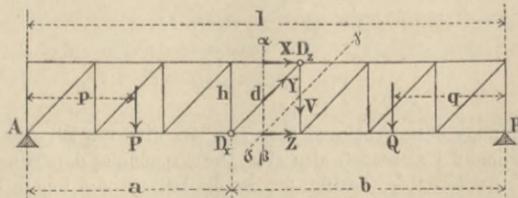
b) Parallelträger mit theils geneigten, theils lothrechten Stäben (Stabsystem des rechtwinkligen Dreiecks).

1. Fachwerkträger mit einfacher Stabreihe.

a) Ungleiche und ungleich vertheilte Lasten.

Besitzt ein solcher Träger n Felder von der gleichen Länge λ , also die Stützweite $l = n\lambda$ und den mittleren Ab-stand h seiner Gurtschwerpunkte, während er links und rechts von einem durch das beliebige m -te Feld geführten Schnitte $\alpha\beta$ bezw. durch die Einzellasten oder durch die Lasten-summen P und Q beschwert ist, s. Textfig. 77, so erhält man

Fig. 77.



mit Bezug auf den zweckmässigsten Drehpunkt D_x mit dem Abstände $a = (m-1)\lambda$ von dem linken und $b = (n-m+1)\lambda$

von dem rechten Stützpunkte aus Gleichung (172) die Spannung im m-ten oberen Gurtstück

$$X_m = -\frac{1}{nh} [Pp(n+1-m) + Qq(m-1)]. \quad (197)$$

Aus Gleichung (173), worin der Abstand des zweckmässigsten Drehpunktes D_x von dem linken und rechten Stützpunkte bezw. $a = m\lambda$ und $b = (n-m)\lambda$ beträgt, erhält man die Spannung im m-ten unteren Gurtstück

$$Z_m = \frac{1}{nh} [Pp(n-m) + Qq \cdot m]. \quad (198)$$

Um die grössten Gurtspannungen zu finden, hat man aus Gleichung (9) die ungünstigste Laststellung zu ermitteln und hieraus die Werthe P und p , Q und q zu bestimmen.

Führt man in Gleichung (175) den Werth $l = n\lambda$ ein, so ergibt sich die Spannung im m-ten geneigten Stabe

$$Y_m = \frac{d}{hn\lambda} (Pp - Qq). \quad (199)$$

Um die Spannung V_m der beliebigen m-ten Verticalen zu bestimmen, hat man in Gleichung (174) $d = h$ zu setzen und erhält dann

$$V_m = \frac{1}{n\lambda} (-Pp + Qq). \quad (200)$$

Die grössten positiven und negativen Spannungen der Stäbe ergeben sich hieraus durch Einführung der entsprechenden Werthe von $P_{p_{max}}$ und $Q_{q_{min}}$ oder $P_{p_{min}}$ und $Q_{q_{max}}$.

β) Gleiche und gleichförmig vertheilte Knotenlasten.

Wird der Fachwerkträger mit n Feldern von der Weite λ in seinen unteren Knotenpunkten mit der Last k beschwert, s. Textfig. 78, so ergibt sich für den durch das

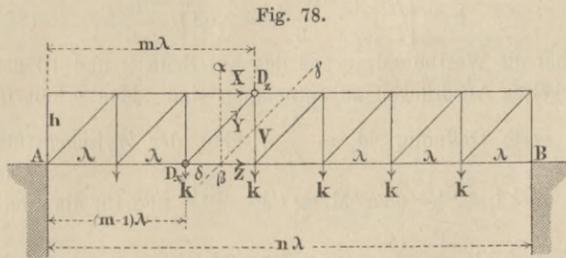


Fig. 78.

beliebige m-te Feld geführten Schnitt $\alpha\beta$ und für die zweckmässigsten Drehpunkte D_x und D_z bezw. aus Gleichung (197), worin $P = (m-1)k$, $p = \frac{m\lambda}{2}$, $Q = (n-m)k$, $q = \frac{(n-m+1)\lambda}{2}$ zu setzen ist, die Spannung in dem m-ten oberen Gurtstück

$$X_m = -\frac{k\lambda}{2h} (m-1)(n+1-m). \quad (201)$$

und aus Gleichung (198), worin die Werthe P , p , Q und q dieselben bleiben, die Spannung in dem m-ten unteren Gurtstück

$$Z_m = \frac{k\lambda}{2h} m(n-m), \quad (202)$$

also zwei Werthe, worin die Factoren $\frac{k\lambda}{2h}$ Constante darstellen. Das Maximum beider Gurtspannungen entsteht bei voller Belastung jedes Knotens durch Eigengewicht und Verkehr, also wenn $k = e + v$ gesetzt wird.

Wird in Gleichung (199) für P , p , Q und q der obige Werth gesetzt, so erhält man die Spannung in dem m-ten Diagonalstabe

$$Y_m = \frac{kd}{2nh} [(m-1)m - (n-m)(n-m+1)]. \quad (203)$$

Wird wieder die Belastung jedes Knotens durch Eigengewicht und Verkehr bezw. mit e und v bezeichnet und eingeführt, so erhält man hieraus die grösste positive Spannung

$$Y_{m_{max}} = \frac{d}{2nh} [(e+v)(m-1)m - e(n-m)(n-m+1)] \\ = \frac{d}{2h} [-e(n+1-2m) + \frac{v}{n}(m-1)m]. \quad (204)$$

und die grösste negative Spannung

$$Y_{m_{min}} = \frac{d}{2nh} [e(m-1)m - (e+v)(n-m)(n-m+1)] \\ = -\frac{d}{2h} [e(n+1-2m) + \frac{v}{n}(n-m)(n-m+1)] \quad (205)$$

Werden in Gleichung (200) für P , p , Q und q wieder dieselben Werthe gesetzt, so erhält man die Spannung in dem m-ten Verticalstabe

$$V_m = \frac{k}{2n} [-m(m-1) + (n-m+1)(n-m)], \quad (206)$$

mithin, wenn für k wieder die Werthe von e und v eingeführt werden, seine grösste positive Spannung

$$V_{m_{max}} = \frac{1}{2n} [-e \cdot m(m-1) + (e+v)(n-m+1)(n-m)] \\ = \frac{e}{2}(n+1-2m) + \frac{v}{2n}(n-m+1)(n-m). \quad (207)$$

und seine grösste negative Spannung

$$V_{m_{min}} = \frac{1}{2n} [-(e+v)m(m-1) + e(n-m+1)(n-m)] \\ = \frac{e}{2}(n+1-2m) - \frac{v}{2n}m(m-1). \quad (208)$$

Ist obiges Trägerschema mit durchweg rechts steigenden Diagonalen, welche auf der linken Seite Druck-, auf der rechten Seite Zug- und in der Mitte entweder Druck- oder Zugspannung annehmen, nach vorstehenden Formeln berechnet, so lässt sich hieraus sofort der Parallelträger mit nur gedrückten Diagonalen und mit den zugehörigen nur gezogenen Verticalen ableiten, wobei als zusammengehörige Diagonalen und Verticalen diejenigen anzusehen sind, welche an einem unbelasteten Knotenpunkte zusammentreffen und deshalb die gleiche Verticalkraft enthalten.

Liegt die Brückenbahn auf den Trägern, rücken mithin die belasteten Knotenpunkte nach oben, so bleiben die Spannungen der gleichliegenden Gurtungsstücke und Diagonalen und der mit den letzteren in einem unbelasteten Knotenpunkte zusammentreffenden Verticalen dieselben. Nur wird wegen des schrägen Schnittes $\gamma\delta$ in Gleichung (200) $P = mk$, $p = \frac{(m+1)\lambda}{2}$, $Q = (n-m-1)k$, $q = \frac{(n-m)\lambda}{2}$, daher erfährt die beliebige m-te Verticale die Spannung

$$V_m = \frac{k}{2n} [-m(m+1) + (n-m)(n-m-1)], \quad (209)$$

mithin, wenn wieder die Werthe von e und v eingeführt werden, die grösste positive Spannung

$$V_{m_{max}} = \frac{1}{2n} [-e \cdot m(m+1) + (e+v)(n-m)(n-m-1)] \\ = \frac{e}{2}(n-2m-1) + \frac{v}{2n}(n-m)(n-m-1). \quad (210)$$

und die grösste negative Spannung

$$V_{m_{min}} = \frac{1}{2n} [-(e+v)m(m+1) + e(n-m)(n-m)] \\ = \frac{e}{2}(n-2m-1) - \frac{v}{2n}m(m+1). \quad (211)$$

2. Fachwerkträger mit zwei- und mehrfacher Stabreihe.

Bei Parallelträgern mit grösseren Spannweiten, deren Feldweiten bei dem zweckmässigsten Neigungswinkel der Diagonalen von 45° zu gross werden würden, um eine zweckmässige Construction der Brückenbahn zuzulassen, schaltet man in das einfache System ein zweites ein, s. Text-

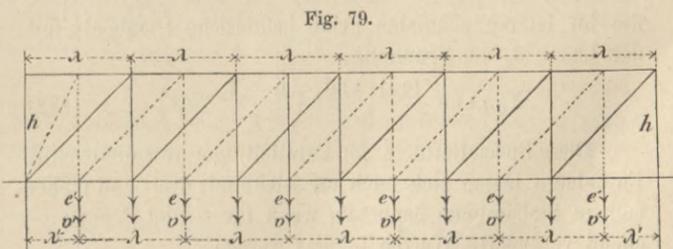


Fig. 79.

fig. 79, welches mit einem schmaleren, meist halb so breiten Felde anfängt und endigt und zwischen diesen beiden Felder von derselben Breite wie das erste System besitzt.

Die statische Berechnung des in dieser Weise zusammengesetzten Parallelträgers erfolgt für jedes System besonders, wobei das erste, mit durchweg gleichbreiten Fel-

dem versehene System nach den zuvor entwickelten Formeln und unter Annahme der entsprechenden Knotenlast und das zweite System nach den zuvor entwickelten allgemeinen oder nach besonders zu entwickelnden Formeln berechnet werden kann. Die Spannungen des zusammengesetzten Systems ergeben sich dann aus den Spannungen der aufeinandergelegt gedachten Netze der Einzelsysteme, indem dieselben bei den sich deckenden Theilen, also bei den Gurten und bei den Endständern, summirt werden.

Wird die Breite des ersten, kleineren Feldes des zweiten Systems $\lambda_1 = \alpha \cdot \lambda$, die Knotenbelastung seiner ersten Verticalen mit $e_1 + v_1 = \beta (e + v)$ bezeichnet und die übrigen Benennungen beibehalten, so ist mit Bezug auf Textfig. 79 die Spannung im m -ten oberen Gurtstück

$$X_m = -\frac{(e+v)\lambda}{2h} [(m-1)(n+1-m) + \alpha(n+2\beta-1)]$$

und im m -ten unteren Gurtstück (212)

$$Z_m = \frac{(e+v)\lambda}{2h} [m(n-m) + \alpha(n+2\beta-1)]. \quad (213)$$

Hierdurch sind die Spannungen in den $n-1$ mittleren Feldern mit der Weite λ bestimmt. In dem ersten, schmalen Felde beträgt die Spannung im 0-ten oberen Gurtstück $X_0 = 0$ und im 0-ten unteren Gurtstück

$$Z_0 = \frac{(e+v)\alpha\lambda}{h} \left(\beta + \frac{n-1}{2} \right), \dots \quad (214)$$

in dem letzten, schmalen Felde die Spannung im $(n+1)$ -ten oberen Gurtstück

$$X_{n+1} = -\frac{(e+v)\alpha\lambda}{h} \left(\beta + \frac{n-1}{2} \right) \dots \quad (215)$$

und im $(n+1)$ -ten unteren Gurtstück $Z_{n+1} = 0$.

Die Grenzspannungen der Verticalstäbe ergeben sich aus den Formeln

$$V_{m\max} = \frac{e}{2} (n-1-2m) + \frac{v}{n+2\alpha} \left[(n-1-m) \left(\alpha + \frac{n-m}{2} \right) + \alpha \cdot \beta \right] \quad (216)$$

$$V_{m\min} = \frac{e}{2} (n-1-2m) - \frac{v}{n+2\alpha} \left[m \left(\frac{m+1}{2} + \alpha \right) + \alpha \cdot \beta \right] \dots \quad (217)$$

und gelten für $m=0$ bis $m=n$. Der linke Endständer erfährt die Spannung $V_0 = 0$, der rechte Endständer die Spannung

$$V_{n+1} = -(e+v) \left(\frac{n-1}{2} + \beta \right) \dots \quad (218)$$

Die Diagonalen in den mittleren Feldern von der Länge d erfahren die Grenzspannungen

$$Y_{m\min} = -\frac{d}{h} \left[\frac{e}{2} (n+1-2m) + \frac{v}{n+2\alpha} (n-m) \left(\frac{n+1-m}{2} + \alpha \right) + \alpha \cdot \beta \right] \quad (219)$$

$$Y_{m\max} = \frac{d}{h} \left[-\frac{e}{2} (n+1-2m) + \frac{v}{n+2\alpha} (m-1) \left(\alpha + \frac{m}{2} \right) + \alpha \cdot \beta \right] \dots \quad (220)$$

Die in dem ersten schmalen Felde befindliche Diagonale mit der Länge d_1 erfährt die Spannung

$$Y_0 = -\frac{(e+v)d_1}{h} \left(\frac{n-1}{2} + \beta \right), \dots \quad (221)$$

die im letzten schmalen Felde befindliche Diagonale mit der Länge d_2 die Spannung

$$Y_{n+1} = \frac{(e+v)d_2}{h} \left(\frac{n-1}{2} + \beta \right) \dots \quad (222)$$

Diese Specialformeln für Parallelträger mit ungleichen Endfeldern lassen sich auch für solche mit drei- und mehrfachen Stabsysteme benutzen, wenn für α und β entsprechend veränderte Werthe gesetzt werden.

3. Die Balkenbrücken mit Trägern auf drei und vier Stützen (continuirliche Balkenbrücken).

Werden für die Stützweiten und Belastungen der einzelnen Oeffnungen dieser Brücken die auf Seite 9 und 11

gewählten Bezeichnungen beibehalten, so sind in Gleichung (1) die den verschiedenen Belastungsweisen entsprechenden, auf Seite 9—11 entwickelten Werthe ${}^aM_{\max}$ der grössten Angriffsmomente und die den verschiedenen Querschnitten der Träger entsprechenden, auf Seite 14 entwickelten Werthe ${}^wM_{\min}$ der kleinsten Widerstandsmomente einzuführen. Ferner sind in Gleichung (2) die den verschiedenen Belastungsweisen entsprechenden, auf Seite 9—11 entwickelten Werthe ${}^aV_{\max}$ der grössten Verticalscheerkräfte und der dem Trägerquerschnitt entsprechende, auf Seite 14 angegebene Verticalwiderstand wV zu setzen. Die zur Bestimmung der Abmessungen dieser Träger erforderlichen Gleichungen gestalten sich verschieden, je nachdem dieselben massiv (Tragbalken) und in diesem Falle entweder noch durch Sattelhölzer, durch Kopfbänder oder durch beide zugleich unterstützt, oder gegliedert (Fachwerkträger) sind.

A. Die Balkenbrücken mit continuirlichen Tragbalken.

a. Mit Tragbalken auf drei Stützen.

Sind die Querschnitte der Tragbalken, wie gewöhnlich, rechteckig mit der Breite b und Höhe h , so ist in Gleichung (103) $t = \frac{bh^2}{12}$ und $a_z = a_d = \frac{h}{2}$ zu setzen. Man erhält alsdann, da für Bauholz $d < z$ anzunehmen ist, aus Gleichung (228)

$$bh^2 = 6 \frac{{}^aM_{\max}}{d}, \dots \quad (223)$$

also, wenn für den Querschnitt der grössten Tragfähigkeit $b = \frac{5}{7}h$ angenommen wird, die Höhe der Tragbalken

$$h = \sqrt[3]{\frac{6 \cdot 7}{5} \cdot \frac{{}^aM_{\max}}{d}} = 2,03 \sqrt[3]{\frac{{}^aM_{\max}}{d}}, \dots \quad (224)$$

wobei die Werthe ${}^aM_{\max}$ aus den auf Seite 9 und 10 entwickelten Ausdrücken zu entnehmen sind. Man erhält für die erste Oeffnung ${}^aM_1 = \frac{A^2}{2g_1}$, über der Zwischenstütze

$${}^aM_z = A l_1 - \frac{g_1 l_1^2}{2} \text{ oder } {}^aM_z = C l_2 - \frac{g_2 l_2^2}{2}$$

und für die zweite Oeffnung ${}^aM_2 = \frac{C^2}{2g_2}$, in welche Gleichungen wieder die

den verschiedenen Stützweiten und Belastungen entsprechenden Auflagerdrücke A und C einzuführen sind. Wird das grösste dieser Angriffsmomente in Gleichung (224) eingeführt, so erhält man diejenige Höhe h_{\max} der Tragbalken, welche dieselben ihrer ganzen Länge nach erhalten müssen.

Beispiel. Zu berechnen sei eine continuirliche, 5 m breite Strassenbrücke mit zwei Oeffnungen von $l_1 = 4$ m und $l_2 = 6$ m Spannweite mit einer gleichförmig auf den qm vertheilten Gesamtbelastung des qm von $e + v = 250 + 350 = 600$ kg.

1. *Analytische Lösung.* Bei Annahme von 8 eichenen Balken mit einer Druckfestigkeit des qem von 80 kg ergibt sich die auf den m eines Balkens vertheilte Eigengewichts-Belastung $g = \frac{5}{8-1} \cdot 250 = \text{rd. } 180$ kg und Gesamtbelastung $g = \frac{5}{8-1} \cdot 600 = \text{rd. } 430$ kg. Bei voller

Belastung beider Oeffnungen, wobei $g_1 = g_2 = 430$ kg, ergeben Gleichung (34) und (35) bezw. die Auflagerdrücke

$$A = 430 \frac{(3 \cdot 4 + 4 \cdot 6) 4^2 - 6^3}{8 \cdot 4 \cdot 10} = 483,7 \text{ kg,}$$

$$C = 430 \frac{(3 \cdot 6 + 4 \cdot 4) 6^2 - 4^3}{8 \cdot 6 \cdot 10} = 1039,1 \text{ kg,}$$

also das grösste Angriffsmoment in der ersten Oeffnung

$${}^aM_1 = \frac{A^2}{2g} = \frac{483,7^2}{2 \cdot 430} = 272,05 \text{ mkg,}$$

über der Zwischenstütze

$${}^aM_z = A l_1 - g_1 \frac{l_1^2}{2} = 483,7 \cdot 4 - 430 \cdot \frac{4^2}{2} = C l_2 - \frac{g_2 l_2^2}{2} = 1039,1 \cdot 6 - 430 \cdot \frac{6^2}{2} = -1505,2 \text{ mkg,}$$

in der zweiten Oeffnung

$${}^aM_2 = \frac{C^2}{2g_2} = \frac{1039,1^2}{2 \cdot 430} = 1255,5 \text{ mkg.}$$

Bei Entlastung der kleineren und Vollbelastung der grösseren Oeffnung, wobei $g_1 = 180$ kg und $g_2 = 430$ kg, ergeben Gleichung (34) und (35) die Auflagerdrücke

$$A = \frac{180(3.4 + 4.6)4^2 - 430.6^3}{8.4.10} = 33,75 \text{ kg,}$$

und

$$C = \frac{430(3.6 + 4.4)6^2 - 180.4^3}{8.6.10} = 1072,5 \text{ kg,}$$

also das grösste Angriffsmoment in der ersten Oeffnung

$${}^aM_1 = \frac{A^2}{2g_1} = \frac{33,75^2}{2.180} = 3,16 \text{ mkg,}$$

über der Zwischenstütze

$${}^aM_2 = A l_1 - \frac{g_1 l_1^2}{2} = 33,75.4 - 180 \cdot \frac{4^2}{2} = 1305 \text{ mkg,}$$

in der zweiten Oeffnung

$${}^aM_2 = \frac{C^2}{2g_2} = \frac{1072,5^2}{2.430} = 1337,5 \text{ kg.}$$

Wird aM_2 als der grösste vorstehender sechs Werthe in Gleichung (224) eingeführt, so ergibt sich die erforderliche Höhe der Tragbalken

$$h = 2,03 \sqrt[3]{\frac{150520}{80}} = 24,96 \text{ cm,}$$

mithin deren erforderliche Breite $b = \frac{5}{7} h = \frac{5}{7} \cdot 24,96 = 17,8$ cm, wofür rund bzw. 25 und 18 cm angenommen werden kann.

Sollen bei voller Belastung beider Oeffnungen die Momente ${}^aM_z = {}^aM_2$, also

$$-A_1 l_1 + \frac{g_1 l_1^2}{2} = \frac{C_1^2}{2g}$$

werden, so ist hierin nach Gleichung (47) und (49)

$$E = 120\,000 \text{ kg und } t = \frac{18.25^3}{12} = 23437,5 \text{ Mcm,}$$

mithin

$$A_1 = A + \frac{3Et}{l_1^2 l_2} \cdot \sigma = 483,7 + \frac{3 \cdot 120\,000 \cdot 23437,5}{400^2 \cdot 600} \cdot \sigma = 483,7 + 87,89 \cdot \sigma$$

und

$$C_1 = C + \frac{3Et}{l_2^2 l_1} \cdot \sigma = 1039,1 + \frac{3 \cdot 120\,000 \cdot 23437,5}{600^2 \cdot 400} \cdot \sigma = 1039,1 + 58,59 \cdot \sigma$$

zu setzen.

Hieraus ergibt sich die erforderliche Senkung $\sigma = \text{rd. } 0,5$ cm der Zwischenstütze und, wenn dieselbe eingeführt wird,

$$A_1 = 483,7 + 87,89 \cdot 0,5 = 527,64 \text{ kg,}$$

$$C_1 = 1039,1 + 58,59 \cdot 0,5 = 1068,39 \text{ kg.}$$

Hieraus erhält man zur Controle die fast gleichen Werthe

$${}^aM_z = A_1 l_1 - \frac{g_1 l_1^2}{2} = 527,64 \cdot 4 - \frac{430 \cdot 4^2}{2} = -1329,44 \text{ mkg}$$

$$\text{und } {}^aM_2 = \frac{C_1^2}{2g} = \frac{1068,39^2}{2.430} = 1327,28 \text{ mkg.}$$

Bei einer Senkung der Mittelstütze von nur 0,5 cm würde man also die Höhe des vollbelasteten Balkens bei derselben grössten Anspruchnahme auf

$$h = 2,03 \sqrt[3]{\frac{132\,800}{80}} = 23,95 \text{ rd. } 24 \text{ cm}$$

$$\text{und } b = \frac{5}{7} \cdot 23,95 = 17,1 \text{ cm}$$

vermindern können oder es würde sich bei Beibehaltung des früher berechneten Querschnittes aus Gleichung (223) eine grösste Druckspannung des qcm

$$d = \frac{6.7}{5} \cdot \frac{{}^aM_{\max}}{h^3} = 8,4 \cdot \frac{132\,800}{25^3} = 71,4 \text{ kg}$$

ergeben.

Bei voller Belastung beider Oeffnungen ergeben sich die Verticalscheerkräfte über der ersten, zweiten und dritten Stütze bzw. $A = 483,7$ kg, $A - g_1 l_1 = 483,7 - 430 \cdot 4 = -1236,3$ und $C - g_2 l_2 = 1039,1 - 430 \cdot 6 = -1540,9$, $C = 1039,1$, wovon der relativ grösste Werth ${}^aV_{\max} = -1540,9$ kg für die Balkenstärke maassgebend ist. Wird mit b die Breite, mit h_1 die dem Scheerwiderstand s des qcm, welcher für Eichenholz, normal zur Faser, zu 9 kg angenommen werden kann, entsprechende Höhe des Tragbalkens bezeichnet, so ist, wenn die obige Breite beibehalten wird,

$$h_1 = \frac{{}^aV_{\max}}{b s} = \frac{1540,9}{18.9} = 9,51 \text{ cm,}$$

woraus folgt, dass im vorliegenden Belastungsfalle schon ein 9,51 cm hoher Tragbalken genügen würde, um die Verticalscheerkräfte aufzunehmen.

Ist nun die grössere Oeffnung voll belastet, so betragen die Verticalkräfte über der ersten, zweiten und dritten Stütze bzw. $A = 33,75$, $A - g_1 l_1 = 33,75 - 180 \cdot 4 = -686,25$ und $C - g_2 l_2 = 1072,5 - 430 \cdot 6 = -1507,5$, $C = 1072,5$ kg, wovon der relativ grösste Werth noch unter dem oben gefundenen verbleibt.

2. Graphische Lösung. Stellt man die Angriffsmomente durch parabolische Linien dar, so befinden sich bei voller Belastung beider Oeffnungen innerhalb derselben die grössten Angriffsmomente ${}^aM_1 = 272,05$ und ${}^aM_2 = 1255,50$ mkg bzw. in den Abständen

$$x = \frac{A}{g} = \frac{483,7}{430} = 1,12 \text{ m von der linken Stütze A}$$

und

$$x = \frac{C}{g} = \frac{1039,1}{430} = 2,41 \text{ m von der rechten Stütze C,}$$

s. Textfig. 80, worin alle Längen im Maassstabe von 1 : 100 aufgetragen sind.

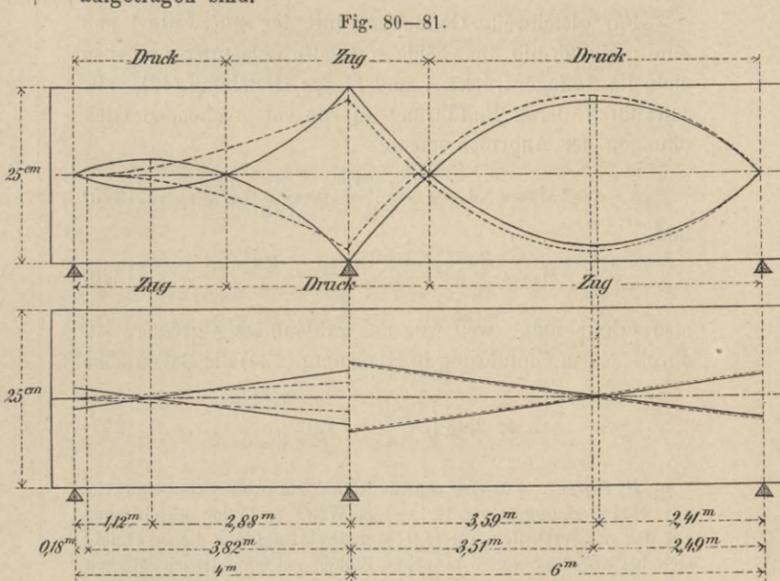


Fig. 80-81.
Maassstab der Längen 1 : 100. Maassstab der Höhen 1 : 10. Momente 1 cm = 602 mkg. Verticalkräfte 1 cm = 162 kg.

Werden in diesen Punkten jene grössten Angriffsmomente im Maassstabe von $\frac{25}{10}$ cm = 1505,2 mkg oder von 1 cm = 602 mkg von der neutralen Achse aus zur Hälfte nach oben, zur Hälfte nach unten lothrecht aufgetragen, so erhält man die Scheitel der beiden oberen und der beiden unteren Parabeln mit lothrechten Achsen. Da die Angriffsmomente über den Stützpunkten A und C Null sind, so müssen jene Parabeln durch Punkte gehen, welche gleichzeitig in der neutralen Achse des Tragbalkens und lothrecht bzw. über dem Stützpunkte A und C liegen. Werden nunmehr die Parabeln construirt und einerseits bis zu einer Lothrechten über der Mittelstütze B fortgesetzt, so erhält man die dort auftretenden negativen Angriffsmomente ${}^aM_z = -1505,2$ mkg, welche einer umgekehrten Anspruchnahme entsprechen, wie dies durch die Bezeichnungen „Zug“ und „Druck“ in der Figur angedeutet ist. Die durch den oberen und den unteren Endpunkt dieses Werthes gezogenen Wagrechten stellen alsdann den Tragbalken in $\frac{1}{100}$ seiner Länge und in $\frac{1}{10}$ seiner Höhe dar.

Bei Vollbelastung der grösseren und bei Entlastung der kleineren Oeffnung entwickeln sich innerhalb derselben die grössten Angriffsmomente ${}^aM_1 = 3,16$ und ${}^aM_2 = 1337,5$ mkg bzw. in den Abständen

$$x = \frac{A}{g_1} = \frac{33,75}{180} = 0,18 \text{ m von der linken Stütze A}$$

und

$$x = \frac{C}{g_2} = \frac{1072,5}{430} = 2,49 \text{ m von der rechten Stütze C.}$$

Werden mit Hilfe dieser Angriffsmomente und Abstände wieder den beiden Oeffnungen entsprechende Parabeln construirt, so erhält man die punktirt eingetragenen

Momentencurven, bei welchen indess die beiden Werthe aM_2 und aM_3 unter dem im ersten Falle erhaltenen Werthe aM_2 zurückbleiben.

Die Vertikalkräfte, welche durch gerade Linien dargestellt werden, betragen bei voller Belastung beider Oeffnungen über der ersten, zweiten und dritten Stütze nach dem Früheren 483,7, — 1236,3 und — 1540,9, 1039,1 kg, während sie in den Abständen 1,12 und 2,41 m bezw. vom Stützpunkt A und B Null werden. Trägt man diese Kräfte im Maassstabe von 9,51 cm = 1540,9 kg oder 1 cm = 162 kg auf, so erhält man die ausgezogenen Linien in Textfig. 81. Ist nur die grössere Oeffnung voll belastet, so betragen die Vertikalkräfte über der ersten, zweiten und dritten Stütze bezw. 33,75, — 686,25 und — 1507,5, C = 1072,5 kg, während sie in den Abständen 0,18 und 2,49 m vom linken, bezw. rechten Stützpunkt Null werden. Trägt man diese Kräfte in demselben Maassstab auf, so erhält man die punktirten Linien in Textfig. 81, welche zeigen, in welchem der beiden betrachteten Belastungsfälle die Vertikalkräfte grösser oder kleiner sind.

Für gleichweite Oeffnungen mit der Stützweite l und eine gleichförmig über beide vertheilte Belastung g ergeben sich die Auflagerdrücke A und C aus Gleichung (40), mithin durch deren Einführung in die entsprechenden Gleichungen der Angriffsmomente

$${}^aM_1 = {}^aM_2 = \frac{(3/8 g l)^2}{2 g} = \frac{9}{128} g l^2 \quad \dots (225)$$

und

$${}^aM_3 = \frac{3}{8} g l^2 - g \frac{l^2}{2} = -\frac{g l^2}{8} \quad \dots (226)$$

also erhält man, weil aM_3 das zahlenmässig grössere ist, durch dessen Einführung in Gleichung (224) die Balkenhöhe

$$h = 2,03 \sqrt[3]{\frac{g l^2}{8 d}} = 1,02 \sqrt[3]{\frac{g l^2}{d}} \quad \dots (227)$$

Beispiel. Für eine continuirliche, 4 m breite Strassenbrücke mit zwei Oeffnungen von je l = 5 m Weite und eine gleichförmig auf den qm vertheilte grösste Gesamtbelastung von 400 kg ergibt sich bei Annahme von 6 tannenen Balken mit einer Druckfestigkeit des qcm d = 75 kg die auf den m eines Balkens gleichförmig vertheilte Belastung $g = \frac{4}{6-1} \cdot 400 = 320$ kg, also wenn diese Werthe eingeführt werden, annähernd die erforderliche Balkenhöhe

$$h = 1,02 \sqrt[3]{\frac{320 \cdot 500^2}{100 \cdot 75}} = 22,3 \text{ rd. } 23 \text{ cm,}$$

also deren Breite $b = \frac{5}{7} \cdot 22,3 = \text{rd. } 16 \text{ cm.}$

Wird im vorliegenden Falle $g = e + v$ gesetzt, so lässt sich für n continuirliche Tragbalken deren Stärke aus Gleichung (133) genauer bestimmen, wofür auf Seite 18 bereits ein Beispiel berechnet ist.

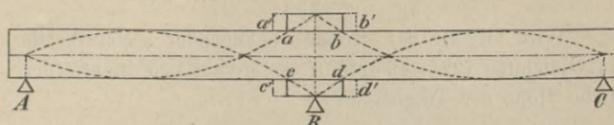
b. Mit Tragbalken auf vier Stützen.

Werden die Querschnitte dieses Balkens, wie gewöhnlich, ebenfalls rechteckig angenommen, so lässt sich deren Stärke aus Gleichung (223) und (224) unter der Voraussetzung berechnen, dass ${}^aM_{\max}$ aus den auf Seite 11 und 12 entwickelten Ausdrücken zu entnehmen sind. Man erhält in der ersten Oeffnung ${}^aM_1 = \frac{A^2}{2g}$, über der ersten Zwischenstütze ${}^aM_2 = A l_1 - g_1 \frac{l_1^2}{2}$, in der zweiten Oeffnung aM_3 aus Gleichung (56), wenn darin $x = \frac{A+B}{g_2} - \frac{g_1 l_1}{g_2}$ gesetzt wird, über der zweiten Zwischenstütze ${}^aM_4 = D l_3 - g_3 \frac{l_3^2}{2}$ und in der dritten Oeffnung ${}^aM_5 = \frac{D^2}{2g_3}$, in welche Gleichungen wieder die den verschiedenen Stützweiten und Belastungen entsprechenden Stützdrucke A, B und D einzuführen sind. Wird das grösste dieser Angriffsmomente in Gleichung (224) eingesetzt, so erhält man diejenige Höhe h_{\max} der Tragbalken, welche dieselben ihrer ganzen Länge nach erhalten müssen.

B. Die continuirlichen Balkenbrücken mit Tragbalken auf Sattelhölzern und Kopfbändern.

Die Sattelhölzer dienen zu einer Verstärkung der Tragbalken entweder nur über den Zwischenauflegern oder über den Zwischen- und Endauflegern zugleich, indem sie die Durchbiegung jener Balken erschweren oder die freie Weite derselben vermindern sollen. Zu diesem Zweck müssen sie mit den Tragbalken durch Schrauben ohne oder mit zwischen beide eingeschalteten Dübeln fest verbunden werden. Ueber den Endauflegern können die Sattelhölzer ihren Zweck der Verstärkung der Tragbalken nur dann erfüllen, wenn ihre hinteren Enden mit dem Mauerwerk der Endpfeiler oder mit den Pfosten der Endjoche verankert sind. Die Tragbalken sind dann als elastische Träger mit veränder-

Fig. 82.



lichem Querschnitt, s. Textfig. 82, zu betrachten und zu berechnen. Die Berechnung und graphische Darstellung der Angriffsmomente erfolgt in der früher gezeigten Weise. Werden die Angriffsmomente so aufgetragen, dass sie der erforderlichen Stärke des Balkens entsprechen, wie es in Textfig. 82 geschehen ist, so lassen sich die Längen und Stärken der Sattelhölzer bestimmen, welche übrigens, um die Differenzen der Angriffsmomente über der Mittelstütze und in den Oeffnungen völlig aufnehmen zu können, wie man sieht, unter- und oberhalb der Tragbalken anzubringen sind. Da die Sattelhölzer in den Punkten a b und c d mit den durchgehenden, den grössten Angriffsmomenten über den Oeffnungen entsprechenden Balken bereits fest verbunden sein müssen, so ist eine entsprechende Verlängerung der Sattelhölzer nach a' b' und c' d' hin erforderlich, wie sie in der Textfig. 82 punktiert angedeutet ist.

Darf man, um diese Berechnung möglichst zu vereinfachen, annäherungsweise annehmen, dass die Tragbalken über den Zwischenstützen wagrecht eingespannt sind und nur an den Enden frei aufliegen, so ist die Breite b und Höhe h des Balkens mit der freiliegenden Länge l, dem ganzen Eigengewicht G und der zulässigen Anspruchnahme d mit einer in der Mitte concentrirten Last Q für eine End- und Zwischenöffnung bezw. aus der Gleichung¹⁾

$$\frac{3}{16} \left(Q + \frac{2}{3} G \right) l \leq d \cdot \frac{b h^2}{6} \quad \dots (228)$$

und

$$\frac{1}{8} \left(Q + \frac{2}{3} G \right) l \leq d \cdot \frac{b h^2}{6} \quad \dots (229)$$

zu entnehmen, wovon die erstere in beiden Oeffnungen die grösseren Abmessungen liefert, folglich bei Annahme eines durchweg gleichen Querschnittes die maassgebende ist.

Bei einer über den Tragbalken gleichförmig vertheilten Last P ergeben sich jene Abmessungen für eine End- und Zwischenöffnung bezw. aus der Gleichung²⁾

$$\frac{1}{8} (P + G) l \leq d \cdot \frac{b h^2}{6} \quad \dots (230)$$

und

$$\frac{1}{12} (P + G) l \leq d \cdot \frac{b h^2}{6} \quad \dots (231)$$

wovon bei Annahme eines in beiden Oeffnungen gleichen Querschnittes wieder die erstere maassgebend ist. In vorstehenden Gleichungen ist für den Querschnitt der grössten Tragfähigkeit $b = \frac{5}{7} h$ zu setzen, und nimmt alsdann h den grössten und kleinsten Werth an, wenn l bezw. dem Abstände der Stützen und demjenigen der Sattelholzenden gleichgesetzt wird.

Aus diesen mehr oder minder abweichenden Grenzwerten ist mit Rücksicht auf die Länge der Sattelhölzer

1) Vgl. Heinzerling, Die angreifenden und widerstehenden Kräfte. Zweite Auflage. Berlin 1876. S. 118. Nr. IV und VI.
2) A. a. O. S. 118, Nr. VII und S. 119, Nr. VIII.

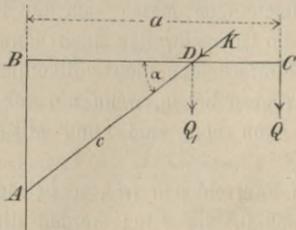
und deren Verbindungsweise mit den Tragbalken ein geeigneter Zwischenwerth abzuleiten. Die grösste Stärke h_1 des Sattelholzes ergibt sich aus der Annahme, dass der halbe grösste Auflagerdruck B einer Zwischenstütze an dessen Ende wirkt, also, wenn mit l_1 die Länge des Sattelholzes bezeichnet wird, aus der Gleichung

$$\frac{B \cdot l_1}{4} \leq d \cdot \frac{b h_1^2}{6}, \dots (232)$$

worin b meist der zuvor ermittelten Breite des Tragbalkens entspricht.

Bei Anwendung von Kopfbändern können die unverstärkten oder die durch Sattelhölzer verstärkten Tragbalken als unmittelbar von denselben unterstützt angesehen werden, wenn die Kopfbänder durch angemessene Stärken gegen seitliche Ausbiegung gesichert sind. Bezeichnet Q die neben dem oberen Kopfe D eines Kopfbandes in der Entfernung a vom Stützpunkte B wirkende Last, α den Neigungswinkel, welchen das Kopfband von der Länge c mit dem

Fig. 83.



Horizont einschliesst, so ist der längs des Kopfbandes DA wirkende Druck ¹⁾

$$K = Q \frac{a}{c \cdot \cos \alpha \sin \alpha} = Q \cdot \frac{2a}{c \cdot \sin 2\alpha}, \dots (233)$$

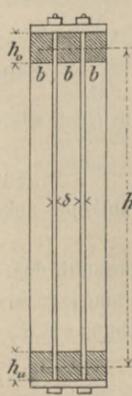
mithin kann, wenn mit β die grösste, mit δ die kleinste Stärke des an den Enden eingezapften, etwas drehbaren Kopfbandes, mit E der Elasticitätsmodul und mit ν ein Sicherheitscoefficient, der bei Holz zu etwa $\frac{1}{10}$ anzunehmen ist, bezeichnet wird, aus der Gleichung

$$K = \frac{\nu \pi^2 E}{12} \cdot \frac{\beta \delta^2}{c^2}, \dots (234)$$

eine der erforderlichen Abmessungen β , δ ermittelt werden. Der Druck K wird unter übrigens gleichen Umständen am kleinsten, wenn $\sin 2\alpha = 1$ oder wenn das Kopfband unter einem Neigungswinkel $\alpha = 45^\circ$ eingezogen wird. Bei Anwendung mehrerer Kopfbänder gelten dieselben Formeln, wenn nur für Q diejenigen Lastentheile eingeführt werden, welche an den Köpfen der einzelnen Kopfbänder wirken. Die in diesen Kopfbändern entwickelten Drucke werden unter übrigens gleichen Umständen am geringsten, wenn deren Neigungswinkel von 45° möglichst wenig abweichen.

C. Die Balkenbrücken mit gegliederten Trägern auf mehreren Stützen.
(Continuirliche Fachwerkbrücken).

Fig. 84.



a) Mit Fachwerkträgern auf drei Stützen.

Sind die Gurten der Träger, wie gewöhnlich, aus rechteckig beschlagenen Balken mit dem lothrechten Abstände h ihrer Schwerlinien in der durch Textfig. 84 dargestellten Weise zusammengesetzt, so ist mit Bezug auf die Bezeichnungen der Figur die Spannung im Obergurt $X = -\frac{1}{h} \cdot {}^a M_{\max}$, also dessen Querschnitt

$$F_o = 3 b h_o = \frac{1}{h d} \cdot {}^a M_{\max} \quad (235)$$

1) Mit Bezug auf Textfig. 83 ergibt sich nämlich $Q_1 \cdot b \cos \alpha = Q a$ und hieraus $Q_1 = Q \frac{a}{b \cos \alpha}$. Ferner ist $\frac{K}{Q_1} = \frac{b}{b \sin \alpha} = \frac{1}{\sin \alpha}$, also erhält man $K = \frac{Q_1}{\sin \alpha}$ und, wenn für Q_1 sein Werth gesetzt wird, die obige Gleichung.

und die Spannung im Untergurt $Z = \frac{1}{h} \cdot {}^a M_{\max}$, also dessen Querschnitt

$$F_u = 3 b h_u = \frac{1}{h z} \cdot {}^a M_{\max}, \dots (236)$$

Wird hierin $b = \alpha h_o = \beta h_u$ gesetzt, so ergibt sich die Höhe der Obergurtbalken

$$h_o = \sqrt{\frac{1}{3 \alpha h d} \cdot {}^a M_{\max}}, \dots (237)$$

und die Höhe der Untergurtbalken

$$h_u = \sqrt{\frac{1}{3 \beta h z} \cdot {}^a M_{\max}}, \dots (238)$$

worin ${}^a M_{\max}$ dem grössten der unter A. a bereits bezeichneten Angriffsmomente zu entsprechen hat.

Sind die geneigten Streben der Träger mit der durchweg gleichen Länge s aus je zwei quadratisch beschlagenen Balkenstücken mit der Seitenlänge b hergestellt, so ist, da deren Spannung $Y = -\frac{s}{h} \cdot {}^a V$ beträgt, deren Querschnitt

$$F_s = 2 b^2 = \frac{s}{h d} \cdot {}^a V_{\max}, \dots (239)$$

und dessen Seitenlänge

$$b = \sqrt{\frac{s}{2 h d} \cdot {}^a V_{\max}}, \dots (240)$$

worin bei Durchführung gleich starker Streben ${}^a V_{\max}$ dem relativ grössten Werthe der Verticalscheerkraft zu entsprechen hat.

Werden die lothrechten Hängstangen der Träger aus je zwei Rundeisen mit dem Durchmesser δ hergestellt, so ist, da deren Spannung $V = {}^a V_{\max}$ beträgt, deren nutzbarer Querschnitt

$$F_v = 2 \cdot \frac{\pi \delta^2}{4} = \frac{{}^a V_{\max}}{z}, \dots (241)$$

und der Durchmesser der Hängstangen

$$\delta = \sqrt{\frac{2}{\pi z} \cdot {}^a V_{\max}}, \dots (242)$$

worin bei Ausführung gleich starker Hängstangen wieder der relativ grösste Werth der Verticalscheerkraft einzuführen ist. Die Werthe ${}^a V_{\max}$ in Gleichung (240) und (242) sind aus den auf Seite 9 und 10 entwickelten Ausdrücken zu entnehmen und betragen über der ersten, zweiten und dritten Stütze bezw. ${}^a V_1 = A$, ${}^a V_2 = A - g_1 l_1$ oder $C - g_2 l_2$ und ${}^a V_3 = C$.

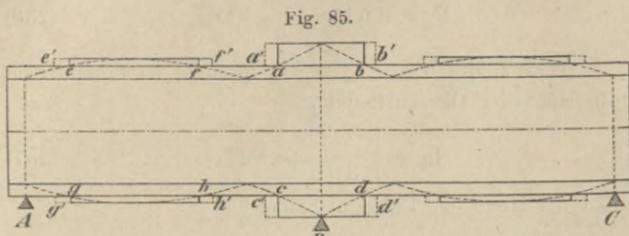
b) Mit Fachwerkträgern auf vier Stützen.

Werden die Querschnitte dieser Träger, ähnlich wie die vorigen, s. Textfig. 84, zusammengesetzt, so lassen sich die Stärken ihrer einzelnen Theile aus den Gleichungen (237, 238) bis (240, 242) unter der Voraussetzung berechnen, dass die dem vorliegenden Fall entsprechenden Werthe ${}^a M_{\max}$ und ${}^a V_{\max}$ in denselben eingeführt werden. Die Werthe ${}^a M_{\max}$ in Gleichung (235) bis (238) sind bereits unter A. b näher bezeichnet worden, die Werthe ${}^a V_{\max}$ in Gleichung (239) bis (242) ergeben sich aus den auf Seite 11 und 12 entwickelten Ausdrücken und betragen über der ersten, zweiten, dritten und vierten Stütze bezw. ${}^a V_1 = A$, ${}^a V_2 = A - g_1 l_1$ oder $A + B - g_1 l_1$, ${}^a V_3 = A + B - (g_1 l_1 + g_2 l_2)$ oder $D - g_3 l_3$ und ${}^a V_4 = D$. Sollen die Gurten und Stäbe, wie gewöhnlich, durchweg gleiche Stärken erhalten, so sind mit Bezug auf die verschiedenen Belastungsweisen die relativ grössten Werthe von ${}^a M_{\max}$ und ${}^a V_{\max}$ zu ermitteln und die denselben entsprechenden grössten Abmessungen beizubehalten.

D. Continuirliche Fachwerkbrücken mit Sattelhölzern und Kopfbändern.

Continuirliche Fachwerkträger können ebenso wie massive Tragbalken durch aufgesattelte Balkenstücke verstärkt werden. Diese Verstärkung kann ebensowohl über den Zwischenstützen als auch in den Oeffnungen, s. Textfig. 85, bewirkt werden und zwar lassen sich die Längen und Stärken dieser Sattelhölzer durch Auftragen der Angriffs-

momente im Ober- und Untergurt in einem Maassstabe, welcher die Stärken der Balken unmittelbar ergibt, bestimmen. Auf diese Weise erhält man z. B. die Längen



ab, cd und ef, gh der Sattelhölzer, welche aus dem unter B angeführten Grunde auf bezw. a'b', c'd' und e'f', g'h' vergrössert werden müssen. In der Praxis werden Sattelhölzer meist nur über den Zwischenstützen und zwar nur unter den Untergurten angebracht. Wo Kopfbänder in Verbindung mit Sattelhölzern zur Anwendung kommen, sind dieselben in der unter B (Seite 26) erörterten Weise anzuordnen und zu berechnen.

4. Die Brückenbahn der Balkenbrücken.

A. Die Brückenbahn der Strassenbrücken.

Da die Brückenbahn der Strassenbrücken meist aus einem Bohlenbelag ohne oder mit Beschotterung besteht, bei welchem die Bohlen quer auf die Träger genagelt oder geschraubt werden, so lässt sich wegen der hierdurch entstehenden Verschwächung der Bohlen über ihren Stützpunkten von einer Continuität derselben absehen.

Bezeichnet nun b die Breite und h die Dicke der Bohlen, so ist, wenn ihr eignes Gewicht vernachlässigt wird, unter Beibehaltung der früheren Bezeichnungen, für einen in ihrer Mitte wirkenden grössten Raddruck Q aus $p \frac{bh^2}{6} = \frac{Ql}{4}$ ihre erforderliche Stärke

$$h = \sqrt{\frac{3}{2} \cdot \frac{Ql}{pb}} = 1,22 \sqrt{\frac{Ql}{pb}} \quad (243)$$

und, bei einer grössten gleichförmig auf die Flächeneinheit vertheilten Belastung q, aus $p \frac{bh^2}{6} = q \frac{l^2}{8}$

$$h = l \sqrt{\frac{3}{4} \cdot \frac{q}{p}} = 0,87 \cdot l \sqrt{\frac{q}{p}} \quad (244)$$

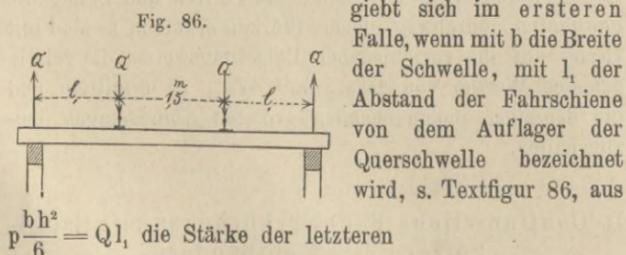
worin die freiliegende Weite der Bohlen $l = \frac{\beta - nb}{n - 1}$ beträgt.

Beispiel. Nimmt man die Breite aller, zur Brückenbahn der früher gewählten definitiven Strassenbrücke verwendeten, tannenen Bohlen $b = 0,25$ m an, so ist für einen in deren Mitte wirkenden Raddruck $Q = 5000$ kg, da die freiliegende Weite der Bohlen nach Obigen $l = \frac{4 - 6 \cdot 0,3}{5} = 0,44$ m beträgt, durch Einführung dieser Werthe in Gleichung (243)

$$h = 1,22 \sqrt{\frac{5000 \cdot 0,44}{750000 \cdot 0,25}} = \text{rd. } 0,14 \text{ m.}$$

B. Die Brückenbahn der Eisenbahnbrücken.

Da die Fahrschienen durch Querschwellen unterstützt werden, welche auf 2 oder 3 Hauptträgern ruhen, so ergibt sich im ersteren Falle, wenn mit b die Breite der Schwelle, mit l₁ der Abstand der Fahrschiene von dem Auflager der Querschwellen bezeichnet wird, s. Textfigur 86, aus



$p \frac{bh^2}{6} = Ql_1$, die Stärke der letzteren

$$h = \sqrt{\frac{6Ql_1}{pb}} = 2,45 \sqrt{\frac{Ql_1}{pb}} \quad (245)$$

und, wenn $b = \frac{5}{7}h$ angenommen wird,

$$h = \sqrt[3]{\frac{42}{5} \cdot \frac{Ql_1}{p}} = 2,03 \sqrt[3]{\frac{Ql_1}{p}} \quad (246)$$

Befindet sich im zweiten Falle jede Fahrschiene in der Mitte zwischen zwei Trägern, s. Textfigur 87, so beträgt der Druck auf die beiden

Endträger je $\frac{5}{16}Q$ und auf

den Mittelträger $\frac{22}{16}Q$, mit-

hin ergibt sich, wenn mit

b wieder die Breite der

Schwelle und mit l₁ der

Abstand der Fahrschiene von dem Endträger bezeichnet

wird, aus $p \frac{bh^2}{6} = \frac{5}{16}Ql_1$, die Stärke der Querschwellen

$$h = \sqrt{\frac{6 \cdot 5}{16} \cdot \frac{Ql_1}{pb}} = 1,37 \sqrt{\frac{Ql_1}{pb}} \quad (247)$$

und, wenn wieder $b = \frac{5}{7}h$ gesetzt wird,

$$h = \sqrt[3]{\frac{7}{16} \cdot \frac{Ql_1}{p}} = 0,76 \sqrt[3]{\frac{Ql_1}{p}} \quad (248)$$

Vorstehende Gleichungen lassen sich zur Berechnung der Abmessungen von Querschwellen auch dann noch verwenden, wenn die Fahrschienen nicht vollkommen in der Mitte zwischen den Trägern liegen, wenn nur für l₁ der grössere ihrer Abstände von dem End- und Mittelträger eingesetzt wird.

Liegen die Fahrschienen frei, so beträgt der Abstand der Querschwellen 0,8 bis 1 m; werden die Fahrschienen noch durch Langschwellen unterstützt, so kann der Abstand der Querschwellen auf 1,5 bis 2 m gesteigert werden.

Der Längsbohlenbelag der Querschwellen wird bei Eisenbahnbrücken durch Fussverkehr in Anspruch genommen, die Stärke der Bohlen lässt sich daher aus Gleichung (244) berechnen, worin $q = 350$ kg für den qm zu setzen ist.

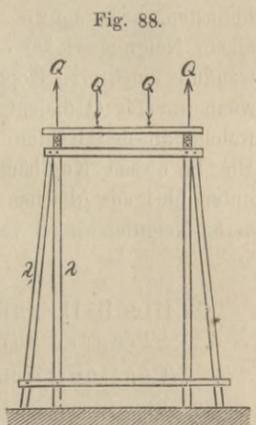
5. Die Stützen der Balkenbrücken.

A. Die Joche der Balkenbrücken.

a. Die Zwischenjoche.

Bei Berechnung der nur aus eingerammten, mehr oder weniger unter sich verbundenen, Pfählen construirten Joche sind, je nachdem sie einen aus zwei oder drei Trägern bestehenden Ueberbau aufzunehmen haben, zwei- oder dreitheilige zu unterscheiden.

a) Zweitheilige Zwischenjoche. Bezeichnet man den von einer Tragwand auf eine Hälfte des Jochs ausgeübten, aus Eigengewicht und Verkehrsbelastung zusammengesetzten Druck mit Q und das Neigungsverhältniss der Streben mit m, so ist, mit Bezug auf Textfig. 88, der parallel zu ihrer Axe ausgeübte Längsdruck



$$S = -Q \cdot \frac{\lambda_1}{\lambda} = Q \cdot \sqrt{1 + m^2} \quad (249)$$

während die an ihrem oberen Ende ausgeschiedenen, gleichen Horizontalkräfte

$$H = Q \cdot m \quad (250)$$

einen Druck auf die Querverspannung der Pfahlköpfe ausüben und sich dann gegenseitig aufheben.

Da die Jochpfähle fest in den Boden eingerammt, demnach als unten festgehalten anzusehen sind, so ergeben sich deren Abmessungen aus der Gleichung

$$S = \nu \cdot \frac{\pi^2}{4} \cdot \frac{Et}{\lambda^2} \cdot n \quad (251)$$

worin λ deren Länge, t das Trägheitsmoment der einen, aus n Pfählen bestehenden Hälfte des Joches und ν einen Sicherheitscoefficienten, der zu $\frac{1}{10}$ angenommen werden kann, bezeichnet. Sind die Pfähle quadratisch beschlagen, so ist $t = \frac{h^4}{12}$; sind dieselben, wie in den meisten

Fällen, rund gelassen, $t = \frac{\pi}{64} \cdot d^4$ zu setzen, woraus für einen der n Pfähle entweder die Quadratische

$$h = \sqrt[4]{\frac{12 \cdot 4 \cdot S \cdot \lambda_1^2}{N \cdot \pi^2 \cdot E \cdot n}} = 2,64 \sqrt[4]{\frac{S \cdot \lambda_1^2}{E \cdot n}} \quad (252)$$

oder der Durchmesser

$$d = \sqrt[4]{\frac{64 \cdot 4 \cdot S \cdot \lambda_1^2}{N \cdot \pi^3 \cdot E \cdot n}} = 3,02 \sqrt[4]{\frac{S \cdot \lambda_1^2}{E \cdot n}} \quad (253)$$

gefunden wird.

Beispiel. Für ein zweitheiliges Zwischenjoch von rd. 10 m Höhe, welches einen Gesamtdruck von 20000 kg aufzunehmen hat und dessen Streben ein Neigungsverhältniss von $\frac{1}{10}$ haben, ist nach Gleichung (249)

$$S = 10000 \sqrt{1 + \left(\frac{1}{10}\right)^2} = 10049 \text{ kg,}$$

während der wagrechte Seitendruck nach Gleichung (250)

$$H = 10000 \cdot \frac{1}{10} = 1000 \text{ kg}$$

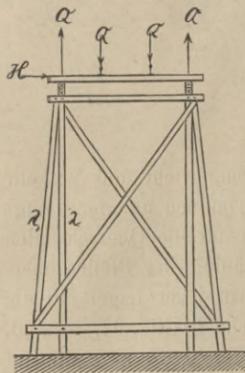
beträgt. Wird nun der Elasticitätsmodul für den qcm des zu diesem Joch verwendeten Holzes zu 100000 kg angenommen, so ergibt sich für quadratisch beschlagene Pfähle aus Gleichung (252) deren Seite

$$h = 2,64 \sqrt[4]{\frac{10049 \cdot 10000}{100000 \cdot 2}} = \text{rd. } 18 \text{ cm,}$$

für runde Pfähle aus Gleichung (253) deren Durchmesser

$$d = 3,02 \sqrt[4]{\frac{10049 \cdot 10000}{100000 \cdot 2}} = \text{rd. } 20 \text{ cm.}$$

Fig. 89.



Erhalten die Joche unten eine Breite h_1 und eine Höhe, bei welcher eine Verticalversteifung gegen den Winddruck H erforderlich wird, so ergibt sich, mit Bezug auf Textfig. 89, die hierdurch erzeugte Spannung der gedrückten Jochhälfte

$$X = -H \cdot \frac{\lambda_1}{h_1} \quad (254)$$

welche zu obiger Druckspannung S hinzukommt, der Diagonale des Windkreuzes mit der Länge d

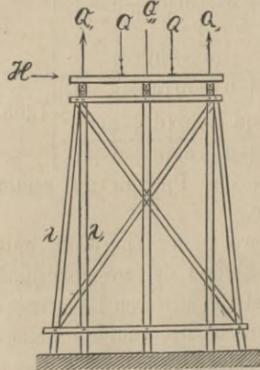
$$Y = H \cdot \frac{d}{h_1} \quad (255)$$

sowie der oberen und unteren Querverbindung, mit den Abständen l_1 und $l_1 + \lambda$ von dem Durchschnittspunkte der Jochstreben, beziehungsweise

$$W_o = -H \text{ und } W_u = -H \cdot \frac{l_1}{l_1 + \lambda} \quad (256)$$

Sind mehrere übereinander angebrachte Windkreuze erforderlich, so wirken dieselben als Fachwerk und sind demgemäss zu berechnen.

Fig. 90.



β) Dreitheilige Zwischenjoche. Bezeichnen Q_1 und Q_{11} die Drucke, welche von dem Ueberbau auf jede der beiden äusseren und auf den mittleren, meist senkrechten, Theil des Jochs ausgeübt werden, so ist, mit Bezug auf Textfig. 90, die hierdurch in den äusseren Jochtheilen entstehende Druckspannung

$$S_1 = Q_1 \cdot \frac{\lambda_1}{\lambda} = Q_1 \sqrt{1 + m^2} \quad (257)$$

während der mittlere Jochtheil den lothrechten Druck Q_{11} aufzunehmen hat. Die Abmessungen h oder d der Jochpfähle ergeben sich alsdann nach Einführung dieser Werthe aus den Gleichungen (252) oder (253). Die in einer etwa erforderlichen Verticalversteifung eintretenden Spannungen sind wie im vorhergehenden Falle zu berechnen.

b. Die Endjoche (Landjoche).

Werden die Landjoche aus lothrecht oder schräg eingerammten, oben durch einen Holm verbundenen Pfählen gebildet, hinter welchen zur Aufnahme des Erddruckes

Heinzerling, Hölzerne Brücken. Zweite Auflage.

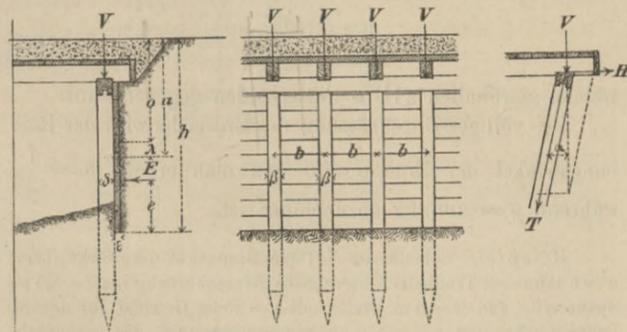
Futterbohlen wagrecht eingelegt und befestigt werden, so sind dieselben als Bohlwerke ¹⁾ zu berechnen, welche gleichzeitig durch den Ueberbau und Verkehr lothrecht und durch den Erddruck wagrecht belastet werden.

Bezeichnet V den grössten, auf einen lothrecht fest eingerammten Pfahl entfallenden Verticaldruck und E den in dem Abstand e von der Sohle auf denselben wagrecht wirkenden Erddruck, so erleidet der Pfahl einen gleichförmig über seinen Querschnitt vertheilten Druck d' und einen grössten, durch Biegung entstehenden Druck d'' an seiner Vorderseite. Diese Drücke zusammengenommen dürfen den zulässigen Druck d , welcher bei Fichtenholz zu 75 kg und bei Eichenholz zu 100 kg für den qcm angenommen werden kann, nicht überschreiten. Sind die Pfähle recht-

Fig. 91.

Fig. 92.

Fig. 93.



eckig beschlagen, so ergibt sich unter Hinweis auf Textfig. 91 und 92 ²⁾

$$d \leq \frac{1}{\beta \delta} \left(V + \frac{6 E e}{\delta} \right) \quad (258)$$

worin gewöhnlich β angenommen und die Dicke δ berechnet wird. Für quadratische Pfähle, bei welchen $\beta = \delta$ wird, erhält man

$$d \leq \frac{1}{\delta^2} \left(V + \frac{6 E e}{\delta} \right) \quad (259)$$

Bleiben die Pfähle rund mit dem Durchmesser D , so ergibt sich zu dessen Bestimmung ³⁾

$$d \leq \frac{4}{\pi D^2} \left(V + \frac{8 E e}{D} \right) \quad (260)$$

Für eine Höhe h der hinterfüllten Erde ist hierin $E = b \cdot \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \tan^2 \left(45 - \frac{\alpha}{2} \right) = b \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot \psi$, wobei im Mittel $\psi = \frac{1}{8}$ angenommen werden kann, und $e = \frac{h}{3}$ zu setzen ist. Werden die Pfähle unter einem Neigungswinkel α zur Lothrechten eingerammt, s. Textfig. 93, so ist in vorstehenden

Gleichungen statt V der Axialdruck $T = \frac{V}{\cos \alpha}$ zu setzen, während am Kopfe des Pfahles noch die von dem Ueberbau aufzunehmende Horizontalkraft $H = V \tan \alpha$ auftritt. Für Neigungen der Pfähle von $\frac{1}{10}$ und $\frac{1}{20}$ wird bezw. $\cos \alpha = 0,995$, $\tan \alpha = 0,1$ und $\cos \alpha = 0,998$, $\tan \alpha = 0,05$, wobei mit hinreichender Genauigkeit $\cos \alpha = 1$ gesetzt werden kann.

Die wagrechten Futterbohlen der Landjoche erleiden einen Erddruck, welchen der bis zu ihrer unteren und der bis zu ihrer oberen Kante wirkende Erdkeil ausübt. Liegt jene untere und obere Kante bezw. in der Tiefe u und o unter der Oberfläche des Bodens, bezeichnen E_u und E_o die denselben entsprechenden Erddrücke für die Längeneinheit, so beträgt jene Druckdifferenz von Mitte zu Mitte der Pfähle $e(E_u - E_o)$, welche als ein gleichförmig vertheilter Druck

1) Vgl. Heinzerling, Statische Berechnung der Ufermauern, Futtermauern und Bohlwerke mit senkrechter Rückwand. Deutsche Bztg. 1870. S. 35 ff.

2) Man erhält nämlich aus $d' \cdot \beta \delta = V$, $d' = \frac{V}{\beta \delta}$ und aus $d'' \cdot \frac{\beta \delta^2}{6} = E e$, $d'' = 6 \frac{E e}{\beta \delta^2}$ und wenn man beide Werthe addirt und d statt $d' + d''$ setzt, die Gleichung (258).

3) Man erhält nämlich aus $d' \cdot \frac{\pi D^2}{4} = V$, $d' = \frac{4}{\pi} \cdot \frac{V}{D^2}$ und aus $d'' \cdot \frac{\pi D^3}{32} = E e$, $d'' = \frac{32}{\pi} \cdot \frac{E e}{D^3}$, daher, wenn man beide Werthe addirt und d statt $d' + d''$ setzt, die Gleichung (260).

auf die Futterbohle wirkt. Da die Futterbohlen an den Pfählen abwechselnd gestossen, mithin als einerseits festgehaltene, andererseits frei aufliegende Träger anzusehen sind, so beträgt das Angriffsmoment jener Druckdifferenz $\frac{e^2}{8} (E_u - E_o)$. Das Widerstandsmoment der Futterbohle beträgt, wenn mit $\lambda = u - o$ deren Breite und mit ε deren Stärke bezeichnet wird, $d \cdot \frac{\lambda \varepsilon^2}{6}$. Durch Gleichsetzung beider Werthe und Einführung der Erddrücke E_u und E_o erhält man die gesuchte Stärke der Futterbohle¹⁾

$$\varepsilon = \frac{b}{2} \sqrt{\frac{3(u^2 - o^2)\gamma\psi}{d\lambda}} = \frac{b}{2} \sqrt{\frac{3(u+o)\gamma\psi}{d}} \quad (261)$$

Da diese Stärken mit der Zunahme von u und o wachsen, so erfordern die untersten Bohlen die grösste Stärke

$$\varepsilon_{\max} = \frac{b}{2} \sqrt{\frac{3(2h - \lambda)\gamma\psi}{d}} \quad (262)$$

welche gewöhnlich allen Futterbohlen gegeben wird.

Bei völliger Durchnässung des Erdreichs wird der Reibungswinkel der Erde $\varrho = 0$ und man erhält $\psi = \frac{1}{2}$, während $\gamma = 2000$ kg anzunehmen ist.

Beispiel. Soll die auf S. 18 in Bezug auf die Stärke ihrer $n = 6$ tannenen Tragbalken berechnete Strassenbrücke von $l = 8,5$ m Spannweite und $B = 4$ m Breite mit $f = 80$ kg Gewicht für den m Brückenbahn und $v_1 = 560$ kg Verkehrsbelastung des qm durch zwei Landjoche von je 6 quadratisch beschlagenen, lothrecht eingerammten eichenen Pfählen unterstützt werden und eichene Futterbohlen erhalten, wobei der grösste zulässige Druck auf den qm Eichenholz 100 kg beträgt, so ist, wenn die Tragbalken eine Länge $L = 1 + 2 \cdot 0,5 = 8,5 + 1,0 = 9,5$ m erhalten, wegen $b = \frac{B}{n-1} = \frac{4}{6-1} = 0,8$ m der Druck auf einen Jochpfahl

$$V = \frac{1}{2} \cdot b \cdot L \cdot v_1 + L \cdot f = \frac{L}{2} (b \cdot v_1 + f) = \frac{9,5}{2} (0,8 \cdot 560 + 80) = 383,8 \text{ kg}$$

Wenn die Höhe der Erdhinterfüllung $h = 4$ m beträgt, so ist, wenn $\gamma = 1500$ kg und $\psi = \frac{1}{8}$ beträgt, der Erddruck auf einen Pfahl $E = 0,8 \cdot 1500 \cdot 4^2 \cdot \frac{1}{8}$ und dessen Hebelsarm $e = \frac{h}{3} = \frac{4}{3}$ m, also

$$Ee = \frac{0,8 \cdot 1500 \cdot 4^3}{8 \cdot 3} = 0,1 \cdot 500 \cdot 64 = 3200 \text{ mkg}$$

Werden diese Werthe in Gleichung (259) eingeführt, so ist, wenn d auf qm bezogen wird,

$$100 \cdot 10000 = \frac{1}{\delta^2} \left(383,8 + \frac{6 \cdot 3200}{\delta} \right) = \frac{383,8}{\delta^2} + \frac{19200}{\delta^3}$$

woraus mit hinreichender Annäherung $\delta = 0,27$ m gefunden wird. Hiernach genügen Pfähle von 27×27 cm Querschnitt.

Wird die Breite der Futterbohlen $\lambda = 0,25$ m angenommen, so erhält man nach Einführung der Zahlenwerthe in Gleichung (262) die grösste Stärke der Futterbohlen

$$\varepsilon = \frac{0,8}{2} \sqrt{\frac{3(8 - 0,25) 1500}{100 \cdot 10000 \cdot 8}} = 0,026 \text{ m}$$

Hiernach würden Futterbohlen von 2,6 cm Stärke so lange genügen, als die Festigkeit des Holzes durch die allmähig eintretende Fäulniss nicht geschwächt ist.

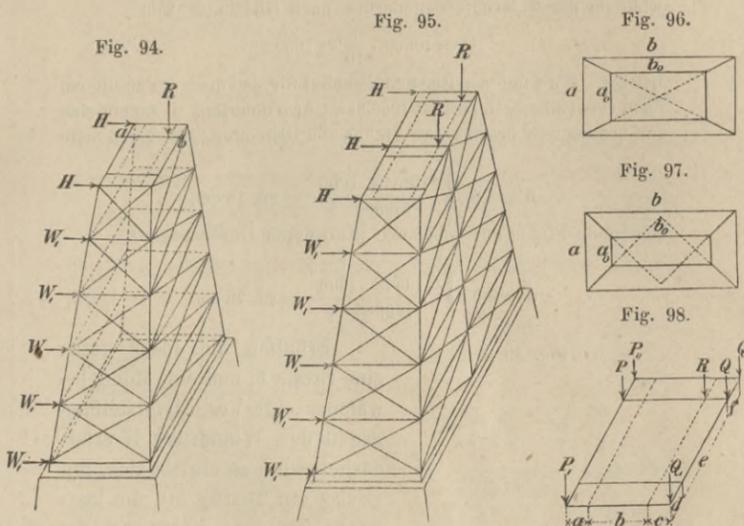
B. Die Fachwerk Pfeiler der Balkenbrücken.

Diese Fachwerk Pfeiler erhalten fast durchweg die Form von abgestumpften Pyramiden²⁾, welche auf steinernem Unterbau ruhen, s. Textfig. 94, und deren Wandungen aus geneigten Ständern mit eingeschalteten hölzernen Diagonalkreuzen und wagrechten eisernen Zugstangen gebildet sind. Bei breiteren Brückenbahnen, z. B. von zweigeleisigen Brücken, tritt noch eine ähnlich angeordnete Zwischenwand hinzu, s. Textfig. 95. Auch die zwischen den einzelnen Ge-

1) Man erhält nämlich $\frac{b^2}{8} (E_u - E_o) = \frac{b^2}{8} (u^2 - o^2) \gamma \psi$ und $d \frac{\lambda \varepsilon^2}{6} = d \frac{(u-o)\varepsilon^2}{6}$, also wenn man diese Werthe gleich setzt und nach ε auflöst, die Gleichung (261).

2) Die Theorie der Fachwerk Pfeiler auf Grund der Elasticitätstheorie, wobei jedoch wegen analytischer Schwierigkeiten von deren Pyramidenform abgesehen und eine prismatische Form an die Stelle gesetzt ist, giebt Nördling in den Ann. des ponts et chaussées, 1864 und in seinem Mémoire sur les piles en charpente métallique des grands viaducs, Paris 1864, deutsch bearbeitet von F. Benedict. Allg. Bauz. 1868/69.

schossen befindlichen wagrechten, rechteckigen Felder werden durch hölzerne Diagonalkreuze ausgesteift. Sollen sich die verlängerten Achsen ihrer Ständer in einem Punkte schneiden, siehe Textfig. 96, so ist, wenn die Höhe l des Pfeilers und die Seiten a_o und b_o des Rechtecks am Pfeilerkopf angenommen werden, die Form der Pyramide, bezw. die Seite a_u und b_u des Rechtecks am Pfeilerfusse bestimmt, wenn die Neigung nur einer Pfeilerwand festgesetzt wird. Werden dagegen ausser der Höhe l des Pfeilers und der Seite a_o und b_o des oberen Rechtecks die Neigungen beider Pfeilerwände angenommen, wodurch die Seiten a_u und b_u des Rechtecks am Pfeilerfusse ebenfalls bestimmt sind, so schneiden sich die Achsen der zusammengehörigen zwei Ecksäulen der vier Pfeilerwände im allgemeinen in vier Punkten, siehe Textfigur 97. Die



Belastungen der Pfeiler durch Eigengewicht und Verkehr der Brückenträger werden hierbei von den auf den Langschwelen befindlichen Fahrschienen auf die Querschwelen und erst von diesen auf die Ecksäulen der Pfeiler übertragen. Bezeichnet R die in einem jener Lager auf die Langschwelle a wirkende Last, siehe Textfig. 94, so sind, mit Bezug auf die Bezeichnungen der Textfig. 98, die auf beide Querträger übertragenen Lastantheile

$$P = R \cdot \frac{c}{a+b+c} \text{ und } Q = R \cdot \frac{a+b}{a+b+c} \quad (263)$$

und die von diesen auf die vier Ecksäulen übertragenen Drücke links

$$\left. \begin{aligned} P_1 &= P \cdot \frac{f}{d+e+f} = R \cdot \frac{cf}{(a+b+c)(d+e+f)} \\ P_2 &= P \cdot \frac{d+e}{d+e+f} = R \cdot \frac{c(d+e)}{(a+b+c)(d+e+f)} \end{aligned} \right\} (264)$$

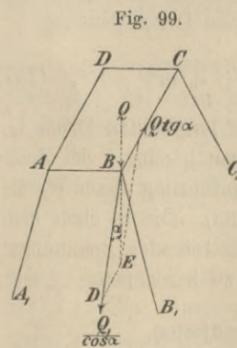
und rechts

$$\left. \begin{aligned} Q_1 &= Q \cdot \frac{f}{d+e+f} = R \cdot \frac{(a+b)f}{(a+b+c)(d+e+f)} \\ Q_2 &= Q \cdot \frac{d+e}{d+e+f} = R \cdot \frac{(a+b)(d+e)}{(a+b+c)(d+e+f)} \end{aligned} \right\} (265)$$

Stellt $a+b+c$ die Kopfbreite des Pfeilers an seiner Stirnseite vor, so ist meist $a=c$.

Bei eingelegigen Brücken, wo e der Spurweite entspricht, wird zugleich $d=f$, während bei zweigeleisigen Brücken mit mittlerer Pfeilerwand die äusseren Langträger vortheilhaft direct auf die Säulenköpfe gelegt werden, also $d=0$ wird. Die Werthe R schwanken zwischen dem Drucke durch die vollbelasteten und die entlasteten Brückenträger, sind für je zwei zusammengehörige Lager meistens gleich und für je zwei nicht zusammengehörige Lager meistens verschieden.

Zerlegt man die lothrechte Last Q_1 , s. Textfig. 99, innerhalb einer lothrechten Ebene CBD , welche die Stirnwand ABA_1B_1 nach BD schneidet, nach BD und BC , so ergeben sich für einen Neigungswinkel



also $Y_m = \frac{1}{y_m} \cdot {}^aM$ und, wenn der Werth für aM eingeführt wird, die Spannung in der m-ten bzw. links und rechts steigenden Diagonale

$$Y_m = -\frac{1}{y_m} \left[\frac{b_0}{2 \cos \alpha} (P - Q) + H \cdot l_1 + W_m (w_m + l_1) \right] \quad (274)$$

worin $y_m = (l_1 + l_{m-1}) \frac{b_m}{d_m}$ zu setzen ist. Für denselben Drehpunkt O und den schrägen Schnitt $\gamma \delta$ ergibt sich, wenn mit V^m das auf einen Ständer entfallende Gewicht des m-ten Geschosses bezeichnet wird, $-H_m (l_1 + l_m) + {}^aM = 0$, also $H_m = \frac{1}{l_1 + l_m} \cdot {}^aM$ und, wenn der Werth für aM eingeführt wird, die Spannung in der m-ten Horizontalen

$$H_m = \frac{1}{l_1 + l_m} \left[\frac{b_0}{2 \cos \alpha} (P - Q) - \frac{V_m}{\cos \alpha} \cdot \frac{b_m}{2} + H \cdot l_1 + W_m (w_m + l_1) \right] \quad (275)$$

Der rechte Pfeilerständer erfährt nach Gleichung (272) den grössten Druck, wenn die Stirnwand auf beiden Seiten vollbelastet ist, wobei dieser Druck um so grösser wird, je mehr dieselbe geneigt, d. h. je grösser der Winkel α ist, wenn ferner zugleich der stärkste Winddruck von der linken Seite des Pfeilers her wirkt, wobei dieser Druck um so grösser wird, je tiefer das Geschoss liegt.

Der linke Pfeilerständer erleidet nach Gleichung (273) den kleinsten Druck, wenn die Stirnwand vom Verkehr völlig entlastet wird, wobei dieser Druck wieder um so grösser wird, je mehr dieselbe geneigt ist, wenn ferner der stärkste Winddruck von der linken Seite her wirkt. Für

$$\frac{P}{\cos \alpha} \cdot \frac{b_m + b_0}{2} + \frac{Q}{\cos \alpha} \cdot \frac{b_m - b_0}{2} + \frac{V_m}{\cos \alpha} \cdot b_m \geq H \cdot h + W_m \cdot w_m$$

erleidet dieser Ständer bzw. einen Druck oder einen Zug, welcher letztere eine Verankerung desselben auf dem Sockel- oder Fundament-Mauerwerk des Pfeilers erforderlich macht. Uebrigens nimmt auch hier die in dem Ständer entwickelte Druck- bzw. Zugspannung mit dem Abstände von dem Pfeilerkopfe zu.

Die links steigenden Diagonalen erfahren den grössten Druck bei der grössten Belastung des linken und bei der kleinsten Belastung des rechten Pfeilerständers, sowie wenn der stärkste Winddruck von der linken Seite des Pfeilers her wirkt, ferner — so lange $P > Q$ — je mehr die Stirnwand geneigt ist. Für $P = Q$ werden die Diagonalen nur durch Winddruck und Reibung beansprucht. Die rechts steigenden Diagonalen würden bei Einwirkung derselben Vertical- und Horizontalkräfte die quantitativ gleichen Anspruchnahmen auf Zug erfahren, wenn sie denselben aufnehmen könnten, bleiben hingegen im vorliegenden Falle spannungslos, wenn sie nur Druck aufnehmen können, während alsdann die linkssteigenden Diagonalen den ganzen Diagonaldruck allein aufzunehmen haben.

Die Horizontalen erleiden den grössten Zug bei der grössten Belastung der linken und bei der kleinsten Belastung der rechten Pfeilerständer, sowie wenn der stärkste Winddruck von der linken Seite des Pfeilers her wirkt. Sieht man von dem verhältnissmässig geringen Theile V^m des Eigengewichtes des m-ten Geschosses ab, so werden für $P = Q$ auch die Horizontalen nur durch Winddruck und, wenn der letztere von links nach rechts wirkt, auf Zug beansprucht.

Um die Spannungen in den einzelnen Theilen der Stirnwand zu bestimmen, wenn unter übrigens gleichen Umständen der Wind normal zur Stirnwand wirkt, ist in den Gleichungen (272) bis (275) $W_m = 0$ und für H nur die durch Schienenreibung erzeugte Horizontalkraft zu setzen. Die in den beiden Ständern durch Verkehrslast und durch den Winddruck entstehenden Spannungen sind dann aus

1) Man erhält nämlich $y_m = \frac{(l_1 + l_{m-1}) \cdot x_m}{\cos \beta \cdot d_m}$ und wenn der zuvor bestimmte Werth von x_m eingeführt wird, die obige Gleichung.

der statischen Berechnung der Laibungswände zu entnehmen. Mit Bezug auf Textfig. 104 ergibt sich dann $-X_m \cdot x_m + {}^aM = 0$, also $X_m = \frac{1}{x_m} \cdot {}^aM$, und wenn für aM sein Werth gesetzt wird, die grösste Druckspannung durch Winddruck in einem Ständer des beliebigen m-ten Geschosses

$$X_m = \frac{1}{x_m} \left[(Q - P) \tan \alpha - Hh - W_m (l_m - w_m) \right] \quad (276)$$

worin $x_m = b_{m-1} \cdot \cos \alpha$ wird. Zählt man diesen Werth zu dem mit der angegebenen Weglassung aus Gleichung (272) gefundenen hinzu, so erhält man die grösste gesammte Druckspannung $X_m + X_m^1$ je eines Ständers.

Für in Curven liegende Brücken sind noch die alsdann entstehenden Centrifugalkräfte, welche am Pfeilerkopfe und parallel zur Laibungswand wirkend angenommen werden können, zu berücksichtigen.

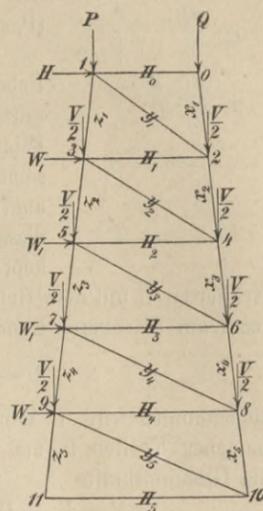
Erhalten Fachwerkpfeiler zur weiteren Unterstützung der Brückenbahn, z. B. eines zweigeleisigen Ueberbaues, lothrechte gegliederte Zwischenwände, so sind dieselben für die ihnen entsprechenden Anspruchnahmen durch Vertical- und Horizontalkräfte nach den Gleichungen (272) bis (275) zu berechnen, nachdem darin $\alpha = 0$, also $\cos \alpha = 1$ gesetzt ist. Bei der numerischen Berechnung der Fachwerkpfeiler empfiehlt es sich, in besonderen Fällen die Spannungen in ihren einzelnen Theilen durch das Eigengewicht (e) derselben, durch die Belastung des Ueberbaues mittelst Eigengewicht und Verkehr (u), sowie durch den Winddruck (w) für die betreffenden grössten Anspruchnahmen zu ermitteln und die so gewonnenen Einzelwerthe algebraisch zu summiren, also

$$X_m = X_m^e + X_m^u + X_m^w; \quad Z_m = Z_m^e + Z_m^u + Z_m^w; \\ Y_m = Y_m^e + Y_m^u + Y_m^w$$

und $H_m = H_m^e + H_m^u + H_m^w$ zu setzen.

β) *Graphische Berechnung.* Sind die äusseren, in der Ebene der geneigten Stirnwand wirkenden Kräfte P , Q und W wie auf Seite 31 bestimmt, so werden sie nach einem passenden Kräftemaassstab ihrer Grösse und Lage nach so aufgetragen, dass man in den Knoten 0, 1, 2, . . . 10, s. Textfig. 102, der Reihe nach stets je zwei nur ihrer Lage nach bekannte Spannungen von Gliedern des Wandpfeilers auch ihrer Grösse nach bestimmen kann. Am Knoten 0 wirkt die äussere Kraft Q , welche nach Lage und Grösse gegeben ist, und die beiden inneren Kräfte H_0 und X_1 , welche nur ihrer Lage nach bekannt sind. Wird Q in der angegebenen Weise aufgetragen und je eine Parallele zu den Kräften H_0 und X_1 so gezogen, dass sie sich schneiden, wie dies in Textfig. 103 geschehen ist, so sind diese Kräfte auch ihrer Grösse nach bestimmt und in dieser Figur mit H_0 und X_1 bezeichnet. Trägt man den nach unten gerichteten Pfeil von Q in das Kräftepolygon ein und vervollständigt den Pfeilzug, so erkennt man, dass der Pfeil von X_1 sowie von H_0 gegen den bezw. oben und rechts befindlichen Zerlegungspunkt dieser Kräfte gerichtet ist, dass mithin diese Kräfte auf eine Verkürzung jener Pfeilertheile hinwirken, also Druckspannungen erzeugen. Am Knoten 1 wirken die bekannte äussere Kraft P und die bekannte innere Kraft H_0 , während die beiden inneren Kräfte Y_1 und Z_1 nur ihrer Lage nach bekannt sind. Wird nun P an H_0 lothrecht der Grösse nach angetragen, und je eine Parallele zu den inneren Kräften Y_1 und Z_1 so gezogen, dass sich beide schneiden, wie dies gleichfalls in Textfig. 103 geschehen ist, so sind die beiden letzteren auch ihrer Grösse nach bestimmt und in der Figur mit Y_1 und Z_1 bezeichnet. Trägt man den abwärts gerichteten Pfeil von Q ein und vervollständigt den Pfeilzug in den beiden

Fig. 102.



folgenden Polygonseiten, wie dies in Textfig. 103 geschehen ist, so ersieht man, dass der Pfeil von Y_1 und Z_1 , dem oben befindlichen Zerlegungspunkt zugewendet ist, dass mithin diese beiden Kräfte auf eine Verkürzung jener Pfeilertheile hinwirken, also Druckspannungen erzeugen. Am Knoten 2 wirken ausser der äusseren

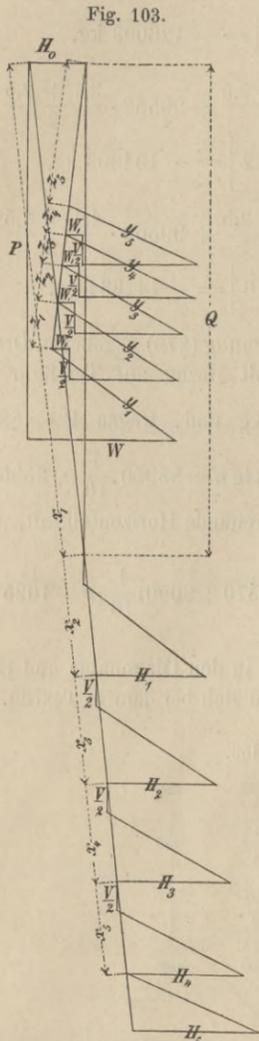


Fig. 103.

Kraft $\frac{V}{2}$ die beiden bekannten inneren Kräfte X_1, Y_1 und die unbekannte innere Kraft H_1 . Werden der Reihe nach diese drei Kräfte $X_1, \frac{V}{2} W$ und Y_1 ihrer Lage und Grösse nach so aufgetragen, wie es in Fig. 103 geschehen ist, und zu H_1 und X_2 Parallele gezogen, bis sich dieselben schneiden, wobei X_2 mit der Richtung von X_1 zusammenfällt, so sind die beiden unbekannt Kräfte H_1 und X_2 auch ihrer Grösse nach bestimmt und ergeben sich beide auf dem zuvor gezeigten Wege als Druckspannungen. Im Knoten 3 wirken die äusseren Kräfte $\frac{V}{2}$ und W_1 , die beiden bekannten inneren Kräfte Z_1, H_1 und die beiden unbekannt inneren Kräfte Y_2, Z_2 , welche letzteren in derselben Weise nach Grösse und Spannungsart bestimmt werden, wobei die Spannungsrichtung von Z_2 mit derjenigen von Z_1 zusammenfällt. In derselben Weise sind die Spannungen Z_3 bis Z_5, X_3 bis X_5, Y_3 bis Y_5 und H_2 bis H_5 bestimmt und in dem Generalkräfteplan der Textfig. 103 zusammengestellt.

Da die grössten und kleinsten Spannungen in den vier Eckständern, welche den Stirn- und Laibungswänden gemeinschaftlich angehören, bereits berechnet sind, so erübrigt für letztere nur noch die Bestimmung der durch Winddruck, Eigengewicht und Belastung des Ueberbaues erzeugten Spannungen in den Diagonalen und Horizontalen. Ruhen auf den beiden Ständerköpfen links und rechts bzw. die Lasten Q und P , so sind hier nur deren horizontale, bzw. von links nach rechts und von rechts nach links wirkende Componenten $Q \cdot \tan \alpha$ und $P \cdot \tan \alpha$ zu berücksichtigen. Wirkt ferner am Pfeilerkopfe die auf Ueberbau, Verkehrsmittel und auf die Horizontale des obersten Geschosses treffende Resultante des Winddruckes W und die Resultante des zwischen diesem und dem beliebigen m -ten Felde auf die einzelnen Geschosse treffenden Winddruckes W_m mit dem Abstände w_m vom Pfeilerkopfe, beide von rechts nach links, so erhält man für den Drehpunkt O , mit Bezug auf die Bezeichnungen der Fig. 104, die Spannung in der m -ten bzw. links und rechts steigenden Diagonale mit der Länge d_m

b) Laibungswände. $\alpha)$ Analytische Berechnung. Die grössten und kleinsten Spannungen in den vier Eckständern, welche den Stirn- und Laibungswänden gemeinschaftlich angehören, bereits berechnet sind, so erübrigt für letztere nur noch die Bestimmung der durch Winddruck, Eigengewicht und Belastung des Ueberbaues erzeugten Spannungen in den Diagonalen und Horizontalen. Ruhen auf den beiden Ständerköpfen links und rechts bzw. die Lasten Q und P , so sind hier nur deren horizontale, bzw. von links nach rechts und von rechts nach links wirkende Componenten $Q \cdot \tan \alpha$ und $P \cdot \tan \alpha$ zu berücksichtigen. Wirkt ferner am Pfeilerkopfe die auf Ueberbau, Verkehrsmittel und auf die Horizontale des obersten Geschosses treffende Resultante des Winddruckes W und die Resultante des zwischen diesem und dem beliebigen m -ten Felde auf die einzelnen Geschosse treffenden Winddruckes W_m mit dem Abstände w_m vom Pfeilerkopfe, beide von rechts nach links, so erhält man für den Drehpunkt O , mit Bezug auf die Bezeichnungen der Fig. 104, die Spannung in der m -ten bzw. links und rechts steigenden Diagonale mit der Länge d_m

$$Y_m = \frac{1}{y_m} \left[(R - Q) \tan \alpha \cdot l_2 + W \cdot l_2 + W_m (w_m + l_2) \right] \quad (277)$$

worin $y_m = \frac{b_m}{d_m} (l_2 + l_{m-1})$ zu setzen ist. An dem linken und rechten Endpunkte der m -ten Horizontale sind nur noch die von dem Eigengewichte $4V_m$ der m oberen Geschosse herrührenden gleichen und entgegengesetzt wirkenden wagrechten Componenten zu berücksichtigen, mithin erhält man für den Drehpunkt O und den schrägen Schnitt

$\gamma \delta$, mit Bezug auf die Bezeichnungen der Figur, die Spannung der m -ten Horizontalen

$$H_m = \frac{1}{l_2 + l_m} \left[(R - Q) \tan \alpha \cdot l_2 + W \cdot l_2 + W_m (w_m + l_2) - V \cdot \tan \alpha (l_m + l_2) \right] \quad (278)$$

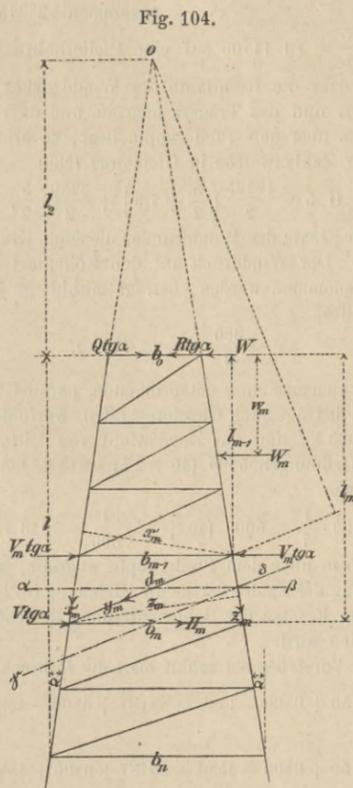


Fig. 104.

Die rechtssteigenden Diagonalen erfahren nach Gleichung (277) den grössten Druck bei der grössten und kleinsten Belastung bzw. der rechten und linken Eckständer, sowie wenn der grösste Winddruck von der rechten Seite der Laibungswand her wirkt, ferner, so lange $P > Q$, je mehr die Stirnwand geneigt ist. Für $P = Q$ werden diese Diagonalen nur durch Winddruck beansprucht. Die linkssteigenden Diagonalen erfahren bei wagrecht umgekehrter Einwirkung derselben Vertical- und Horizontalkräfte die quantitativ gleichen Anspruhen auf Druck.

Die Horizontalen erleiden nach Gleichung (278) den grössten Zug bei der grössten und kleinsten Belastung bzw. der rechten und linken Eckständer, sowie wenn der grösste Winddruck normal zur Stirnfläche von der rechten nach der linken Seite der Laibungswand wirkt, ferner — so lange $P > Q$ ist — je mehr die Stirnwand geneigt ist. Für $P = Q$ werden die Horizontalen, abgesehen von dem Eigengewichte des Pfeilers, ebenfalls nur durch Winddruck beansprucht.

$\beta)$ Graphische Berechnung. Die graphische Berechnung der Spannungen in den einzelnen Theilen der Laibungswände eines Fachwerkpfelers, auf welchen die analogen Vertical- und Horizontalkräfte einwirken, wie auf eine Stirnwand, lässt sich auf die graphische Berechnung des letzteren zurückführen, wobei die Spannung H_0 der obersten Horizontale der äusseren Horizontalkraft $(P - Q) \tan \alpha + W$ numerisch gleich wird.

Beispiel. Die hölzernen Fachwerkträger einer eingeleisigen Eisenbahnbrücke von 40 m Stützweite und 5 m Höhe sind durch Fachwerkpfiler mit 20 m hohem Holzfachwerk auf steinernem Sockel zu unterstützen. Die Fachwerkträger haben auf den m Geleise eine Verkehrsbelastung $v = 5000$ kg und ein Eigengewicht $e = 3300$ kg¹⁾, also ein Gesamtgewicht $e + v = 8300$ kg aufzunehmen. Die Stirnwände des Fachwerkpfelers erhalten eine obere Breite $b_0 = 2,5$ m und, bei einer Neigung der Laibungswände von $1/20$, eine untere Breite $b_u = 4,5$ m, die Laibungswände eine obere Breite von $b_0 = 5$ m und, bei einer Neigung der Stirnwände von $1/10$, eine untere Breite $b_u = 9$ m. Das Eigengewicht des Höhenmeter Pfeilerfachwerk kann zu 3000 kg angenommen werden, mithin beträgt, wenn der Pfeiler in 5 Geschosse von je 4 m Höhe eingetheilt wird, das Gewicht eines Geschosses $3000 \cdot 4 = 12000$ kg, wovon der vierte Theil mit je 3000 kg auf jede Ecke entfällt. Wenn der grösste Winddruck auf den qm

1) Nimmt man nämlich das Gewicht b der Brückenbahn zu 700 kg und das Trägersgewicht zu $c1 = 65.1$ an, so erhält man $e = b + c1 = 700 + 65.40 = 3300$ kg.

150 kg beträgt und angenommen wird, dass derselbe einen Zug von 3 m Höhe trifft, während von dem über denselben hinausragenden Theile des Fachwerkträgers von 2 m Höhe $\frac{1}{3}$ seiner Ansichtsfläche getroffen wird, so ergibt sich der normal zur Brückenachse wirkende Winddruck auf

- 1) den Zug $3(40 + 2,5)150 = 19125$ kg
 - 2) die Träger $\frac{1}{3} \cdot 2(40 + 2,5)150 = 4250$..
- zusammen 23375 kg,

wovon je $\frac{23375}{2} = \text{rd. } 11700$ auf eine Pfeilerhälfte wirkt. Nimmt man nun an, dass die Resultante des Winddruckes in der halben Höhe des Zuges und des Trägers angreift und dass die Schienenoberkante 1,5 m über dem Pfeilerkopfe liegt, so erhält man durch Einführung der Zahlenwerthe in Gleichung (266)

$$U \cdot 5 = \frac{19125}{2} \left(\frac{3}{2} + 1,5 \right) + \frac{4250}{2} \cdot 5,$$

woraus die zum Ersatz des Winddruckes dienende Kraft $U = 6800$ kg gefunden wird. Der Winddruck auf den Höhenmeter Pfeiler kann zu 386 kg angenommen werden, beträgt mithin für jedes Geschoss einer Pfeilerhälfte

$$V = \frac{386}{2} \cdot 4 = \text{rd. } 770 \text{ kg.}$$

Die aus der Schienenreibung entspringende, parallel zur Stirnwand wirkende Kraft beträgt nach Gleichung (268), worin das Maschinen-gewicht je 56000 kg und das Zuggewicht von Mitte zu Mitte der angrenzenden Oeffnungen $5000 \cdot (40 + 2,5)$ beträgt, bei Annahme von zwei Locomotiven

$$S = 2 \cdot 56000 \cdot \frac{1}{7} - 5000 \cdot (40 + 2,5) \frac{1}{300} = 7646 \text{ rd. } 7650 \text{ kg.}$$

Da dieselbe 1,5 m über dem Pfeilerkopfe angreift, so ergibt sich durch Einführung der Zahlenwerthe die Gleichung $U \cdot 2,5 = 7646 \cdot 1,5$, woraus die zum Ersatz der Schienenreibung dienende Kraft $U = 4580$ kg gefunden wird.

Nach dem Vorstehenden erhält man die lothrechten Kräfte

$$P = \frac{42,5}{2} \cdot 4150 + 6800 - 4580 = 88187 + 6800 - 4580 = 90408 \text{ kg}$$

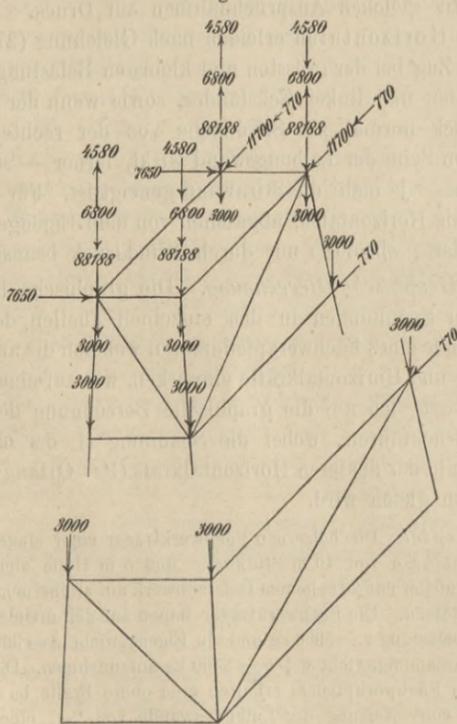
und

$$Q = \frac{42,5}{2} \cdot 4150 + 6800 + 4580 = 88187 + 6800 + 4580 = 99568 \text{ kg.}$$

Ferner ergibt sich aus $\text{tg } \alpha = \frac{1}{10}$, $\alpha = 5^\circ 40'$ und $\cos \alpha = 0,995$; ferner $\text{tg } \beta = \frac{1}{20}$, $\beta = 2^\circ 50'$ und $\cos \beta = 0,998$, weshalb mit genügender Genauigkeit $\cos \alpha = \cos \beta = 1$ gesetzt werden kann.

Werden die vorstehend berechneten Kräfte zusammengestellt, so erhält man das der statischen Berechnung der Ständer und des Stabwerks in der Laibungswand zu Grunde zu legende Belastungs-schemata in Textfig. 105 und das der statischen Berechnung des Stabwerks in der Stirnwand entsprechende Belastungsschemata in Textfig. 106.

Fig. 105.



a) Analytische Behandlung. Werden die Zahlenwerthe in Gleichung (272) eingeführt, so erhält man mit Bezug auf Textfig. 105 $P = 88188 + 6800 - 4580 = 90408$ und $Q = 88188 + 6800 + 4580 = 99568$ kg, mithin die Spannungen in den Ständern

$$X_1 = -\frac{1}{2,5} \left[90408 \cdot \frac{2,5 - 2,5}{2} + 99568 \cdot \frac{2,5 + 2,5}{2} + 3000 \cdot 2,5 + 7650 \cdot 0 \right] = -102568 \text{ kg,}$$

$$X_2 = -\frac{1}{2,9} \left[90408 \cdot \frac{2,9 - 2,5}{2} + 99568 \cdot \frac{2,9 + 2,5}{2} + 6000 \cdot 2,9 + 7650 \cdot 4 \right] = -115488 \text{ kg,}$$

$$X_3 = -\frac{1}{3,3} \left[90408 \cdot \frac{3,3 - 2,5}{2} + 99568 \cdot \frac{3,3 + 2,5}{2} + 9000 \cdot 3,3 + 7650 \cdot 8 \right] = -126003 \text{ kg,}$$

$$X_4 = -\frac{1}{3,7} \left[90408 \cdot \frac{3,7 - 2,5}{2} + 99568 \cdot \frac{3,7 + 2,5}{2} + 12000 \cdot 3,7 + 7650 \cdot 12 \right] = -134893 \text{ kg,}$$

$$X_5 = -\frac{1}{4,1} \left[90408 \cdot \frac{4,1 - 2,5}{2} + 99568 \cdot \frac{4,1 + 2,5}{2} + 15000 \cdot 4,1 + 7650 \cdot 16 \right] = -142634 \text{ kg.}$$

Hierzu kommen die durch Gleichung (276) gegebenen Druckspannungen. Zunächst ist mit Bezug auf Textfigur 104

$$Q \text{ tg } \alpha = 99568 \cdot \frac{1}{10} = 9957 \text{ kg und, wegen } R = 88188$$

$$+ 4580 - 6800 = 85960 \text{ kg, } R \text{ tg } \alpha = 85960 \cdot \frac{1}{10} = 8596 \text{ kg,}$$

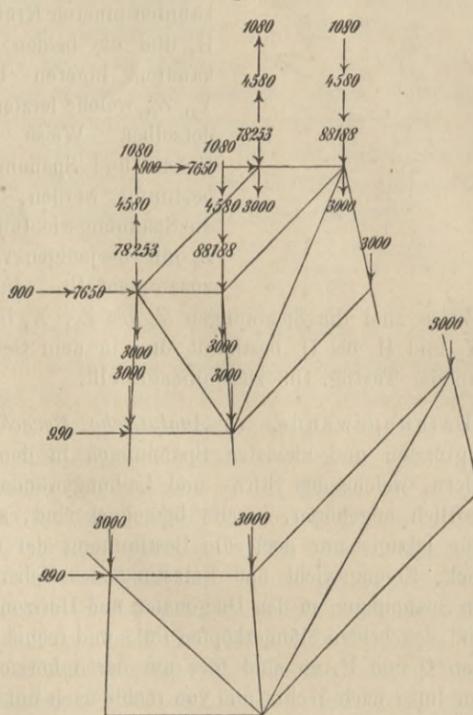
mithin die am Pfeilerkopf angreifende Horizontalkraft, während die Spannung

$$H_0 = -(Q + V) \text{ tg } \alpha = -(99570 + 3000) \frac{1}{10} = -10257 \text{ kg}$$

beträgt.

Die grössten Spannungen in den Diagonalen und Horizontalen der Stirnwand ergeben sich bei dem in Textfig. 106

Fig. 106.



dargestellten Belastungszustande des Pfeilers. Hierbei beträgt die grösste Belastung des Pfeilers durch Eigengewicht und Verkehr $35063 + 43190 = 78253$ kg, der Winddruck auf den Höhenmeter eines mittleren Geschosses der Laibungswand 495 kg, also auf einen Knoten derselben

$$495 \cdot \frac{4}{2} = 990 \text{ kg. Der parallel zur Stirnwand auf die Rückwand eines Wagens wirkende Winddruck beträgt } 4 \cdot 3 \cdot 150 = 1800 \text{ kg}$$

und lässt sich am Pfeilerkopfe wirkend annehmen, wenn nach Gleichung (266) $\frac{1800}{2} \left(\frac{3}{2} + 1,5 \right) = U \cdot 2,5$ das

$$U = \frac{900 \cdot 3}{2,5} = 1080 \text{ kg angebracht wird. Somit ergibt sich } G = 78253 - (4580 + 1080) = \text{rd. } 72600, Q = 88188$$

$$+ 4580 + 1080 = \text{rd. } 93850 \text{ kg und } H = 7650 + \frac{1800}{2} = 8550 \text{ kg,}$$

mithin wenn diese Werthe in Gleichung (277) und (278) eingeführt werden, bezw. die grössten Druckspannungen der Diagonalen

$$Y_1 = -\frac{1}{15,1} \left[\frac{2,5}{2} (72600 - 93850) + 8550 \cdot 25 + 990(0 + 25) \right] = -14036 \text{ kg,}$$

$$Y_2 = -\frac{1}{18,8} \left[\frac{2,5}{2} (72600 - 93850) + 8550 \cdot 25 + 2 \cdot 990(2 + 25) \right] = -12800 \text{ kg,}$$

$$Y_3 = -\frac{1}{23,1} \left[\frac{2,5}{2} (72600 - 93850) + 8550 \cdot 25 + 3 \cdot 990(4 + 25) \right] = -11832 \text{ kg,}$$

$$Y_4 = -\frac{1}{27,2} \left[\frac{2,5}{2} (72600 - 93850) + 8550 \cdot 25 + 4 \cdot 990(6 + 25) \right] = -11395 \text{ kg,}$$

$$Y_5 = -\frac{1}{31,5} \left[\frac{2,5}{2} (72600 - 93850) + 8550 \cdot 25 + 5 \cdot 990(8 + 25) \right] = -11128 \text{ kg}$$

und die grössten Zugspannungen der Horizontalen

$$H_1 = \frac{1}{25 + 4} \left[\frac{2,5}{2} (72600 - 93850) - 3000 \cdot \frac{2,9}{2} + 8550 \cdot 25 + 990(0 + 25) \right] = 7158 \text{ kg,}$$

$$H_2 = \frac{1}{25 + 8} \left[\frac{2,5}{2} (72600 - 93850) - 3000 \cdot \frac{3,3}{2} + 8550 \cdot 25 + 2 \cdot 990(2 + 25) \right] = 7142 \text{ kg}$$

$$H_3 = \frac{1}{25 + 12} \left[\frac{2,5}{2} (72600 - 93850) - 3000 \cdot \frac{3,7}{2} + 8550 \cdot 25 + 3 \cdot 990(4 + 25) \right] = 7237 \text{ kg,}$$

$$H_4 = \frac{1}{25 + 16} \left[\frac{2,5}{2} (72600 - 93850) - 3000 \cdot \frac{4,1}{2} + 8550 \cdot 25 + 4 \cdot 990(6 + 25) \right] = 7409 \text{ kg,}$$

$$H_5 = \frac{1}{25 + 20} \left[\frac{2,5}{2} (72600 - 93850) - 3000 \cdot \frac{4,5}{2} + 8550 \cdot 25 + 5 \cdot 990(8 + 25) \right] = 7639 \text{ kg,}$$

während die Spannung

$$H_0 = -(Q + 3000) \tan \beta = -(93850 + 3000) \frac{1}{20} = -4843 \text{ kg}$$

beträgt. Mit Bezug auf Textfig. 105 beträgt die am Pfeilerkopf angreifende Horizontalkraft

$$11700 - 9957 + 8596 + 770 = \text{rd. } 11110 \text{ kg.}$$

Wird dieser Werth in Gleichung (276) eingeführt, so erhält man $X_1' = 0$, ferner

$$X_2' = -\frac{1}{5,8} \cdot 11110 \cdot 4 = -7662 \text{ kg;}$$

$$X_3' = -\frac{1}{6,6} (11110 \cdot 8 + 770 \cdot 4) = -13933 \text{ kg;}$$

$$X_4' = -\frac{1}{7,4} [11110 \cdot 12 + 1540 \cdot 6] = -19265 \text{ kg.}$$

$$X_5' = -\frac{1}{8,2} [11110 \cdot 16 + 2310 \cdot 8] = -23932 \text{ kg,}$$

mithin die Gesamtdruckspannungen in den Ständern

$$X_1 + X_1' = -(102568 + 0) = -102568 \text{ kg,}$$

$$X_2 + X_2' = -(115488 + 7662) = -123150 \text{ kg,}$$

$$X_3 + X_3' = -(126003 + 13933) = -139936 \text{ kg,}$$

$$X_4 + X_4' = -(134893 + 19265) = -154158 \text{ kg,}$$

$$X_5 + X_5' = -(142634 + 23932) = -166566 \text{ kg.}$$

Um die Spannungen in den Diagonalen und Horizontalen der Laibungswand zu bestimmen, sind, ausser den bei Berechnung der Spannungen X' angegebenen Horizontalkräften, die aus einer Zerlegung der Gewichte der einzelnen Geschosse herrührenden Horizontalkräfte $V \tan \alpha = 3000 \cdot \frac{1}{10} = 300 \text{ kg}$, s. Textfig. 104, zu berücksichtigen. Werden die Zahlenwerthe in Gleichung (277) und (278) eingeführt, so ergeben sich, da $R - Q = 85960 - 99568 = -13608 \text{ kg}$ beträgt, mit Bezug auf die Abmessungen und Kräfte der Textfig. 105 die grössten Druckspannungen in den Diagonalen

$$Y_1 = -\frac{1}{23,5} \left[-13608 \cdot \frac{1}{10} \cdot 25 + 11700 \cdot 25 + 770 \cdot 25 \right] = -11818 \text{ kg,}$$

$$Y_2 = -\frac{1}{25,8} \left[-13608 \cdot \frac{1}{10} \cdot 25 + 11700 \cdot 25 + 2 \cdot 770(2 + 25) \right] = -11630 \text{ kg,}$$

$$Y_3 = -\frac{1}{30,3} \left[-13608 \cdot \frac{1}{10} \cdot 25 + 11700 \cdot 25 + 3 \cdot 770(4 + 25) \right] = -10741 \text{ kg}$$

$$Y_4 = -\frac{1}{34,6} \left[-13608 \cdot \frac{1}{10} \cdot 25 + 11700 \cdot 25 + 4 \cdot 770(6 + 25) \right] = -10230 \text{ kg,}$$

$$Y_5 = -\frac{1}{38,9} \left[-13608 \cdot \frac{1}{10} \cdot 25 + 11700 \cdot 25 + 5 \cdot 770(8 + 25) \right] = -9010 \text{ kg}$$

und die grössten Zugspannungen in den Horizontalen

$$H_1 = \frac{1}{29} \left[-13608 \cdot \frac{1}{10} \cdot 25 + 11700 \cdot 25 + 770 \cdot 25 - 3000 \cdot \frac{1}{10} (4 + 25) \right] = 9577 - 300 = 9277 \text{ kg,}$$

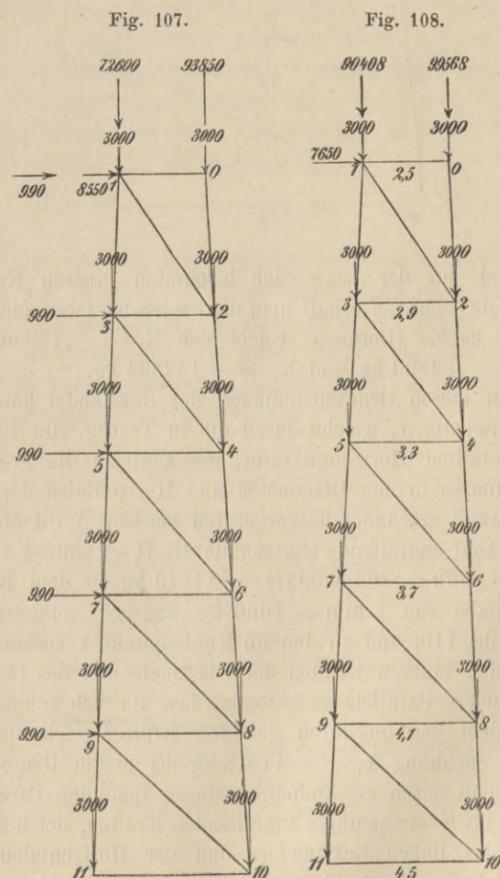
$$H_2 = \frac{1}{33} \left[-13608 \cdot \frac{1}{10} \cdot 25 + 11700 \cdot 25 + 2 \cdot 770(2 + 25) - 3000 \cdot \frac{1}{10} (8 + 25) \right] = 9092 - 300 = 8792 \text{ kg,}$$

$$H_3 = \frac{1}{37} \left[-13608 \cdot \frac{1}{10} \cdot 25 + 11700 \cdot 25 + 3 \cdot 770(4 + 25) - 3000 \cdot \frac{1}{10} (12 + 25) \right] = 8797 - 300 = 8497 \text{ kg,}$$

$$H_4 = \frac{1}{41} \left[-13608 \cdot \frac{1}{10} \cdot 25 + 11700 \cdot 25 + 4 \cdot 770(6 + 25) - 3000 \cdot \frac{1}{10} (16 + 25) \right] = 8633 - 300 = 8333 \text{ kg,}$$

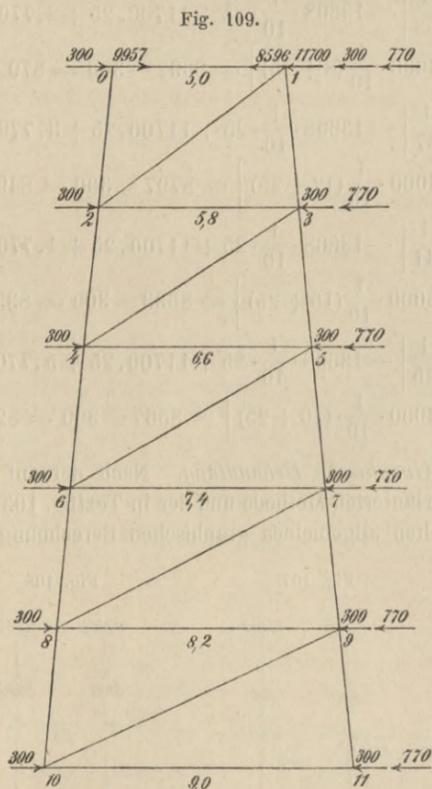
$$H_5 = \frac{1}{45} \left[-13608 \cdot \frac{1}{10} \cdot 25 + 11700 \cdot 25 + 5 \cdot 770(8 + 25) - 3000 \cdot \frac{1}{10} (20 + 25) \right] = 8567 - 300 = 8267 \text{ kg.}$$

β) Graphische Behandlung. Nach der auf Seite 32 und 33 erläuterten Methode und der in Textfig. 103 und 104 dargestellten allgemeinen graphischen Berechnung ergeben



sich die grössten Druckspannungen in den Eckständern bei dem in Textfig. 108 angegebenen Belastungszustande,

wobei $P = 90408 + 3000 = 93408$ kg, $Q = 99568 + 3000 = 102568$ kg und $H = 7650$ kg ist. Trägt man die im Knotenpunkte 0 angreifende Kraft Q in dem Kraftmaassstabe von $1 \text{ mm} = 1000$ kg lothrecht auf, s. Textfig. 110, und zieht Parallele zu der obersten Wagrechten und dem rechten Eckständer, so erhält man die Druckspannung dieses Eckständers im obersten Geschosse $X_1 = -102568$ kg. Werden die im Knotenpunkte 1 wirkenden äusseren Kräfte P und H aufgetragen, mit der bekannten Spannung in der obersten Horizontalen zusammengesetzt und Parallele zu dem linken Eckständer und der ersten Diagonale gezogen, s. Textfig. 108, so ergeben sich die in denselben herrschenden inneren Kräfte. Trägt man die im Knotenpunkte 2 wirkende lothrechte äussere Kraft $\frac{V}{2} = 3000$ kg und die bekannte innere Spannung der obersten Diagonale in demselben Kraftmaassstab auf, s. Textfig. 108, setzt diese Kräfte zusammen und zieht Parallele zur zweiten Horizontalen und zum rechten Eckständer, so erhält man die Druckspannung dieses Eckständers im zweitobersten Geschosse $X_2 = -115488$ kg. Trägt man in ähnlicher Weise die in den Knotenpunkten 3 bis 10 wirkenden äusseren und inneren Kräfte in demselben Kraftmaassstabe auf und schliesst die zugehörigen Kräftevielsecke, indem man zu den



je zwei nur der Lage nach bekannten inneren Kräften Parallele zieht, so erhält man die beiden letzteren auch der Grösse nach. Hiernach ergibt sich $X_3 = -126003$ kg, $X_4 = -134893$ kg und $X_5 = -142634$ kg.

Zu diesen Druckspannungen der Eckständer kommen noch diejenigen, welche durch die in Textfig. 109 zusammengestellten Horizontalkräfte, die zugleich die grössten Spannungen in den Diagonalen und Horizontalen der Laibungswand erzeugen, hervorgerufen werden. Wird die am Pfeilerkopf angreifende Horizontalkraft $H = 8596 + 11700 + 300 + 770 - (300 + 9957) = 11110$ kg in dem Kraftmaassstabe von $1 \text{ mm} = 1000$ kg wagrecht aufgetragen, s. Textfig. 110, und zu den im Knotenpunkt 1 zusammen treffenden inneren Kräften der Diagonale und des rechten Eckständers Parallele so gezogen, dass sie sich schneiden, so ergibt das hierdurch gebildete Kräfte dreieck die gesuchte Spannung $Y_1 = -11818$ kg der ersten Diagonale. Zieht man durch die Endpunkte dieser Spannung Parallele zu den im Knotenpunkt 2 angreifenden Kräften, der inneren Kraft des linken Eckständers und der Horizontalen bis zum Schnitt, so ergeben dieselben bezw. die Spannung $X_2' = -7662$ kg und $H_1 = 9577$ kg. Im Knoten 3 wirken ausser den beiden bekannten Spannungen X_1 und H_1

die äussere Horizontalkraft von 770 kg und die beiden nur der Lage nach bekannten Spannungen der Diagonale und des rechten Eckständers. Trägt man die drei ersteren Kräfte ihrer Lage und Grösse nach auf und bringt die zu den beiden letzteren Parallelen zum Schnitt, so ergibt dieses geschlossene Kräftepolygon die Spannung der zweiten Diagonalen $Y_2 = -11630$ kg. Im Knoten 4 wirken ausser den beiden bekannten inneren Kräften X_2 und Y_2 die beiden nur der Lage nach bekannten Spannungen des linken Eckständers und der Horizontalen. Werden die beiden ersteren Kräfte der Lage und Grösse nach aufgetragen und die Parallelen zu den beiden letzteren zum Schnitt gebracht, so ergibt das geschlossene Kräftevielseck die Spannungen $X_3 = -13933$ kg und $H_2 = 9092$ kg. Auf dieselbe Weise werden die Spannungen der übrigen Diagonalen in den Knotenpunkten 5, 7, 9, die Spannungen der übrigen Ständertheile und Horizontalen in den Knotenpunkten 6, 8, 10 gefunden, wie dies in Textfig. 111 durchgeführt ist. Hiernach ist $X_4' = -19265$ kg, $X_5' = 23932$ kg, $Y_3 = -10741$ kg, $Y_4 = -10230$ kg, $Y_5 = -9910$ kg und $H_3 = 8797$ kg, $H_4 = 8633$ kg und $H_5 = 8567$ kg. Es bleibt nur noch zu bemerken, dass von den Spannungen der Horizontalen eine Druckspannung von je 300 kg in Abzug zu bringen ist und dass in den einzelnen Geschossen die hier gefundenen Spannungen der Ständertheile zu den früher gefundenen Spannungen graphisch zu addiren sind.

Die grössten Spannungen in den Diagonalen und Horizontalen der Stirnwand ergeben sich bei dem in Textfigur 107 dargestellten Belastungszustande, wobei $P = 72600 + 3000 = 75600$ kg, $Q = 93850 + 3000 = 96850$ kg und $H = 8550 + 900 = 9450$ kg beträgt, während in jedem Geschosse noch die Eigengewichte von je 300 kg und Winddrücke von je 990 kg in der in Textfig. 107 angegebenen Weise wirken.

Wird die im Knotenpunkte 0 wirkende Kraft Q in dem Kraftmaassstabe von $1 \text{ mm} = 1000$ kg lothrecht aufgetragen, s. Textfig. 112, und durch deren obersten Endpunkt eine Parallele zur obersten Horizontalen und durch deren unteren Endpunkt eine Parallele zu dem rechten Eckständerstück gezogen, so erhält man die Spannungen H_0 und X_1 in diesen Theilen auch der Grösse nach. Im Knotenpunkt 1 wirken die drei bekannten Kräfte P , H und H_0 und die beiden nur der Lage nach bekannten inneren Kräfte Y_1 in der obersten Diagonale und X_1 in dem obersten Stück des linken Eckständers. Werden die drei ersteren Kräfte in dem oben angegebenen Kraftmaassstab aufgetragen, wie es in dem oberen Theile der Textfig. 112 geschehen ist, und Parallele zu den beiden letzteren zum Schnitt gebracht, so erhält man dieselben auch der Grösse nach, insbesondere die Spannung $Y_1 = -14036$ kg. Im Knotenpunkt 2 wirken ausser der äusseren Kraft von 3000 kg die beiden bekannten inneren Kräfte Y_1 und X_1 und die beiden nur der Lage nach bekannten inneren Kräfte H_1 und X_2 . Werden die ersteren drei Kräfte aufgetragen und zu den letzteren beiden Parallele bis zum Schnitte gezogen, wie es im unteren Theile der Textfig. 112 geschehen ist, so erhält man dieselben auch der Grösse nach, insbe-

Fig. 110.

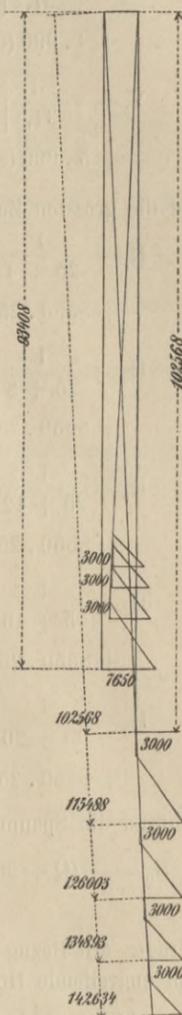
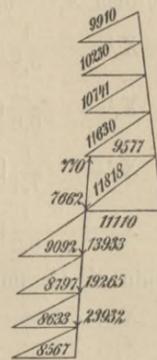
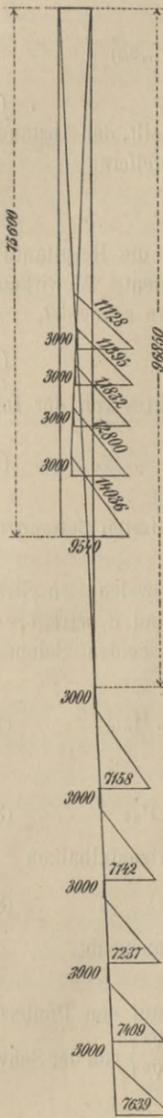


Fig. 111.



sondere die Spannung $H_1 = 7158$ kg. In dem Knotenpunkte 3 wirken ausser den beiden äusseren Kräften von 3000 kg und 990 kg die beiden bekannten inneren H_1 und X und die beiden nur ihrer Lage nach bekannten inneren Kräfte Y_2 und X . Werden die ersteren 4 Kräfte aufgetragen und zu den letzteren beiden Parallele bis zum Schnitt gezogen, wie es im oberen Theile der Textfig. 112 geschehen ist, so erhält man dieselben auch der Grösse nach, insbesondere die Spannung $Y_2 = -12800$ kg. Auf dieselbe Weise werden die Spannungen der übrigen Diagonalen in den Knotenpunkten 5, 7, 9 und der übrigen Horizontalen in den Knotenpunkten 4, 6, 8, 10 gefunden, wie dies bezw. im oberen und unteren Theile der Textfig. 112 durchgeführt ist. Hiernach ist $Y_3 = -21832$ kg, $Y_4 = -11395$ kg, $Y_5 = -11128$ kg und $H_2 = 7142$ kg, $H_3 = 7237$ kg, $H_4 = 7409$ kg, $H_5 = 7639$ kg.

Fig. 112.



6. Die Sprengwerkbrücken.

A. Die Träger.

Die Sprengwerkträger mit geraden Hölzern erhalten bei Strassenbrücken einen gegenseitigen Abstand von 2 bis 2,5 m, bei Eisenbahnbrücken einen solchen von 1,5 bis 2 m. Strassenbrücken von 4 bis 7,5 m Breite und Eisenbahnbrücken von 4 bis 7,5 m Breite giebt man also 3 bis 5 Tragrippen. Nimmt man die Entfernung ihrer Knotenpunkte zu 3 bis 5 m an, so erhalten sie bei

- 6 bis 10 m Spannweite 1 Paar Streben,
- 10 " 20 m " 1 bis 2 Paar Streben,
- 20 " 30 m " 2 " 3 " "

wobei man zwischen die Köpfe des mittleren Strebenpaares gewöhnlich Spannriegel einschaltet. Die grösste Anspruchnahme sowohl jener Streben als auch dieser Spannriegel findet bei voller Belastung der Brücke statt, welche letztere man von der Hälfte jedes angrenzenden Feldes auf die einzelnen Knotenpunkte concentrirt und hier nach den beiden Richtungen der Streben und Spannriegel zerlegt denkt.

Bezeichnet

Q die Gesamtbelastung einer Brückenöffnung,
 n die Zahl der gleich weit von einander entfernten Tragrippen,
 so ist die Gesamtbelastung einer mittleren Tragrippe

$$P = \frac{Q}{n-1}, \dots (279)$$

während jede Stirnrippe meist nur die Hälfte dieser Belastung zu tragen hat.

Fig. 113.

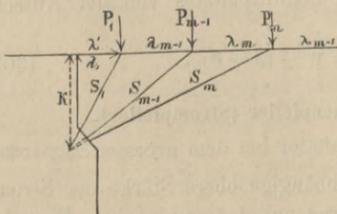
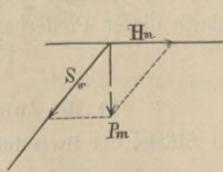


Fig. 114.



Besitzt die Tragrippe eine Länge l und n Knotenpunkte mit den Abständen $\lambda_1, \lambda_2, \dots$ von einander, s. Text-

Heinzerling, Hölzerne Brücken. Zweite Auflage.

figur 113 und 114, so ist die Gesamtbelastung des beliebigen m -ten Knotenpunktes

$$P_m = \frac{\lambda_m + \lambda_{m+1}}{2l} \cdot P \dots (280)$$

und des Auflagers

$$P_0 = \frac{\lambda_1}{2l} \cdot P \dots (281)$$

Bezeichnet λ' den wagrechten Abstand des Schnittpunktes der Strebenaxen von einer Lothrechten durch den Kopf der ersten Strebe und k den Abstand dieses Schnittpunktes von der Achse des Spannriegels, so ist die Druckspannung der beliebigen m -ten Strebe

$$S_m = P_m \cdot \frac{(\lambda'_1 + \lambda'_2 + \dots + \lambda'_m)^2 + k^2}{k} \dots (282)$$

und die derselben entsprechende, horizontale Componente

$$H_m = P_m \cdot \frac{\lambda'_1 + \lambda'_2 + \dots + \lambda'_m}{k} \dots (283)$$

Da diese Horizontaldrücke sämmtlich von dem Auflager ab nach der Mitte hin wirken, so erhält man im m -ten Knotenpunkte den gesammten Horizontaldruck

$$H = H_1 + H_2 + \dots + H_m \dots (284)$$

Die Streben, Tramen und Spannriegel werden auf Ausbiegung (Knicken) beansprucht, daher ist, wenn t das Trägheitsmoment ihres Querschnittes, λ deren freie Länge und

E den Elasticitätsmodul des angewandten Materiales bezeichnet, nach Gleichung (118) deren zulässige Belastung

$$K = \nu \cdot m \cdot \frac{Et}{\lambda^2}, \dots (285)$$

worin $\nu = \frac{1}{10}$ den Sicherheitscoefficienten des Holzes und m eine von der Befestigungsweise des Balkenstückes abhängige Constante bezeichnet, welche bei Festhaltung eines Endes, drehbarer Befestigung beider Enden und Festhaltung

beider Enden bezw. $\frac{\pi^2}{4}$, π^2 und $4\pi^2$ zu setzen ist.

B. Die Brückenbahn.

a. Der Strassenbrücken.

Die Brückenbahn der Strassenbrücken besteht in der Regel aus einem Belage von Querbohlen auf Längsbalken, welche auf Querbalken und sammt diesen auf den Tragrippen des Sprengwerks ruhen. Die Querbalken liegen mit ihren Enden auf den äussersten Langträgern und, bei einer Breite β der Brückenbahn und einer Breite b und Zahl n der Tragrippen, auf die Entfernung

$$l = \frac{\beta}{n} - b \dots (286)$$

frei, sind also im ungünstigsten Falle als in ihrer Mitte durch den Druck Q eines schwersten Wagenrades belastete Träger mit einem festgehaltenen und einem freien Ende zu berechnen. Für diesen Fall¹⁾ ist, wenn q das, meist zu vernachlässigende, Eigengewicht des betrachteten, freischwebenden Querbalkenstückes bezeichnet,

$$(Q + \frac{2}{3}q) \frac{1}{5 \sqrt{3}} = p \cdot \frac{bh^2}{6}, \dots (287)$$

woraus, für die Breite $b = \frac{5}{7}h$ des letzteren, dessen Höhe

$$h = \sqrt[3]{\frac{63(Q + \frac{2}{3}q)l}{40 \cdot p}} = 1,16 \sqrt[3]{\frac{(Q + \frac{2}{3}q)l}{p}} \dots (288)$$

gefunden wird. Die Längsbalken liegen da, wo sie gestossen sind, ebenfalls frei auf den Querträgern, ihre Abmessungen sind also, wie diejenigen der Querbalken, nach Formel (288) zu berechnen.

Die Querbohlen sind wie diejenigen der Balkenbrücken befestigt, daher, wie diese, nach Formel (243) oder (244) zu berechnen.

1) Vgl. Heinzerling, Die angreifenden und widerstehenden Kräfte der Brücken- und Hochbauconstructions. Zweite Auflage, Seite 118.

b. Der Eisenbahnbrücken.

Da eine eingleisige und eine zweigleisige Eisenbahnbrücke bzw. 3 und 5 Tragrippen erhält, auf welchen die Fahrschienen mittelst Querschwellen ruhen, die Anordnung mithin eine derjenigen der Balkenbrücken entsprechende ist, so lassen sich die Abmessungen der Querschwellen nach Formel (245) oder (247) bestimmen.

C. Die Pfeiler.

a) Die Endpfeiler (Landpfeiler).

α) Stärken der Endpfeiler bei dem grössten Erddrucke.

Bezeichnet

- h die ganze Höhe der Erdhinterfüllung,
- h₀ die Erdhinterfüllung über dem Mauerkopfe,
- ρ den Reibungswinkel der Füllerde,
- γ₁ das Gewicht ihrer kubischen Einheit,

so ist bekanntlich, wenn die Constante $\frac{1}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\rho}{2} \right) = \psi$ gesetzt wird, der Erddruck auf die Längeneinheit der senkrechten Rückwand eines Pfeilers

$$E = \gamma_1 \psi (h^2 - h_0^2), \dots (289)$$

dessen Angriffspunkt den Abstand

$$e = \frac{h^3 - 3 h h_0 + 2 h_0^3}{3(h^2 - h_0^2)} \dots (290)$$

von dem Mauerfusse hat. Liegt die Flusssohle um h_u über dem Mauerfusse, so erfährt die Vorderseite der Mauer den Gegendruck

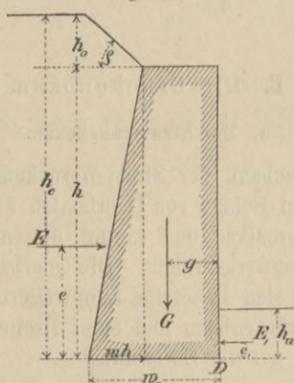
$$E_1 = \gamma_1 \psi h_u^2 \dots (291)$$

und wirkt an dem, auf den Mauerfuss bezogenen, Hebelsarm

$$e_1 = \frac{h_u}{3} \dots (292)$$

Die Differenz der Momente, womit diese entgegengesetzten Erddrücke auf die Pfeiler wirken, beträgt daher Ee - E₁e₁,

Fig. 115.



mithin, wenn m den Anlauf der Rückseite, γ das Gewicht der Raumeinheit des Pfeilers bezeichnet, mit Bezug auf Textfig. 115, die untere Pfeilerstärke¹⁾

$$w_e = \frac{mk}{2} + \sqrt{\frac{2}{\gamma k} (Ee - E_1 e_1) - \frac{m^2 k^2}{12}}, \dots (293)$$

worin ψ = 1/2 bis 1/3 und für den cbm γ₁ = 1500 bis 2000, γ = 2000 bis 2500 kg angenommen werden kann.²⁾ Bei senkrechter Rückwand ist m = 0 zu setzen.

Ist auf diese Weise ein trapezförmiger oder rechteckiger Querschnitt des Endpfeilers gefunden und dieser, der erforderlichen Unterstützung der Streben und Horizontalbalken gemäss, umgeformt, so lässt sich dessen Stabilitätsmoment, zur nochmaligen Vergleichung mit dem Momente des grössten Erddruckes, wie folgt untersuchen.

1) Mit Bezug auf Drehpunkt D in Textfig. 115 ergibt sich nämlich, wenn mit G das Gewicht des Pfeilers und mit g der Abstand seiner Schwerlinie von D bezeichnet wird,

$$Ee - E_1 e_1 - Gg = 0 \dots (a)$$

worin das Moment

$$Gg = \frac{\gamma (w_e - mh)^2 h}{2} + \frac{\gamma mh^2}{2} \left(w_e - \frac{2}{3} mh \right) \dots (b)$$

beträgt. Wird dieser Werth in Gleichung (a) eingeführt und nach w_e aufgelöst, so erhält man Gleichung (293).

2) Weitere Angaben s. Heinzerling, Die angreifenden und widerstehenden Kräfte der Brücken- und Hochbauconstructions. Zweite Auflage, Seite 34.

Bezeichnen

f₁, f₂ ... f_m die Flächen, aus welchen der Pfeilerquerschnitt besteht,

s₁, s₂ ... s_m die Abstände ihrer Schwerpunkte von der Innenkante des Pfeilers,

so ist jenes Stabilitätsmoment

$${}^s M = g (f_1 s_1 + f_2 s_2 + \dots + f_m s_m) \dots (294)$$

mithin, da

$$F = f_1 + f_2 + \dots + f_m \dots (295)$$

den Inhalt des Mauerquerschnittes darstellt, der Abstand der Schwerlinie von der Innenkante des Pfeilers

$$a = \frac{{}^s M}{F \gamma} \dots (296)$$

und der Abstand des Punktes, worin die Resultante des Mauergewichtes und des, mit dem Momente ^eM wirkenden, Erddruckes die Grundfläche des Pfeilers schneidet,

$$b = \frac{{}^e M}{F \gamma} \dots (297)$$

mithin der Abstand dieses Schnittpunktes von der Innenkante des Pfeilers

$$a - b = \frac{{}^s M - {}^e M}{F \gamma} \dots (298)$$

β) Stärken der Endpfeiler bei dem grössten Seitendrucke des Sprengwerks.

Von jeder Tragrippe der Brücke, welche 2n Streben enthält und deren gegenseitiger Abstand c beträgt, wird mit Bezug auf Gleichung (284) auf beiden Seiten ein Horizontaldruck

$$H' = \frac{1}{c} (H_1 + H_2 + \dots + H_n), \dots (299)$$

ein grösster Verticaldruck

$$V' = \frac{1}{c} (P_1 + P_2 + \dots + P_n) \dots (300)$$

und ein grösster Verticaldruck der Horizontalbalken

$$V^0 = \frac{P_0}{c} \dots (301)$$

auf die Tiefeneinheit des Landpfeilers ausgeübt.

Bezeichnet nun

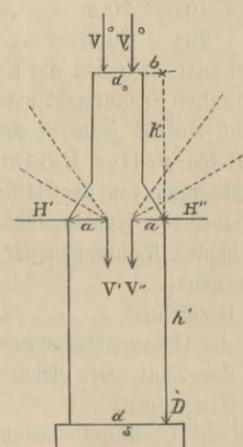
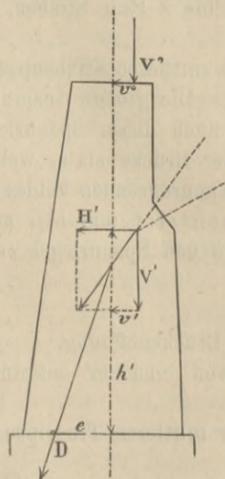
h' den Hebelsarm von H' in Bezug auf den Pfeilerfuss,

v¹ } den Abstand des Verticaldrucks { V¹ } von der Schwerlinie des Mauerkörpers,

so ergibt sich, mit Bezug auf Textfig. 116, der Abstand

Fig. 116.

Fig. 117.



dieser letzteren von dem Punkte, worin die Resultante sämtlicher Kräfte die Pfeilerbasis schneidet,

$$e = \frac{H' h' - V' v' - V^0 v^0}{V' + V^0 + \gamma F} \dots (302)$$

und der Abstand jenes Schnittpunktes von der Aussenkante dieser Pfeilerbasis

$$i = w - (a + e) \dots (303)$$

b) Die Zwischenpfeiler (Strompfeiler).

α) Stärke der Zwischenpfeiler bei dem grössten Eisstosse.

Die vom Eisstoss abhängige obere Stärke der Strompfeiler lässt sich annähernd aus der empirischen Formel

$$d = 0,762 + 1,47 h \sqrt[3]{\frac{1+d}{h}} \dots (304)$$

finden, worin l die lichte Weite und h die Höhe der Strompfeiler bezeichnet und alle Abmessungen in m einzuführen sind.

β) Stärke der Zwischenpfeiler bei dem grössten Seitendrucke der Sprengwerke.

Der grösste einseitige Druck auf einen Strompfeiler findet Statt, wenn die Tragrippen einer Oeffnung vollbelastet und diejenigen in der folgenden entlastet sind. Behalten V^0, V^1 und H^1, h^1, k und q ihre frühere Bedeutung, so beträgt, wenn mit H^{11} und V^{11} bezw. der Horizontal- und halbe Verticaldruck einer entlasteten Tragrippe, mit a und b bezw. der Abstand des Schnittpunktes der Strebenaxen und Mauersthwellen von der Laibung des Pfeilers, mit d_0 die erforderliche Breite des Pfeilerauflagers bezeichnet, s. Textfig. 116, und der Kürze halber

$$\frac{1}{\gamma h^1} (V^0 + V^1 + \gamma k \frac{d_0}{2}) = A \dots (305)$$

sowie

$$\frac{2}{\gamma h^1} [h^1(H^1 - H^{11}) + a(V^1 - V^{11}) + b(V^0 - V_1^0)] = B \dots (306)$$

gesetzt wird, die Pfeilerstärke ¹⁾

$$d_s = -A + \sqrt{A^2 + B} \dots (307)$$

welcher man den der grössten zulässigen Pressung des Pfeilermauerwerks entsprechenden Zusatz auf beiden Seiten des Zwischenpfeilers zu machen hat.

Hierbei ist, wenn das Gewichtsverhältniss der unbelasteten zur belasteten Tragrippe mit α bezeichnet wird,

$$H^{11} = \alpha \cdot H^1, V^{11} = \alpha \cdot V^1 \text{ und } V_1^0 = \alpha \cdot V^0 \dots (308)$$

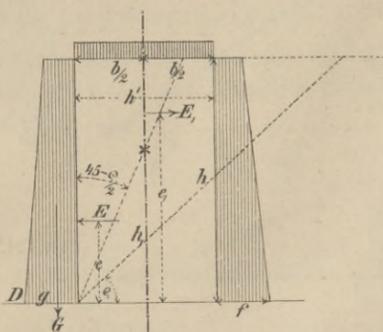
zu setzen, während die Abstände a und b den zugehörigen Auflagerflächen entsprechend anzunehmen sind. Die Pfeilerstärke wird nach dem relativ grössten der unter α und β ermittelten Werthe bemessen.

c) Die Flügel.

α) Die Stärke der Parallelfügel.

Die Parallelfügel werden am meisten beansprucht, wenn die zwischen ihnen befindliche Erdschüttung durch Verkehr vollbelastet ist, s. Textfig. 118, und erfordern die

Fig. 118.



grösste Stärke am Fusse der Böschung, wo deren freie Höhe h am grössten ist. Sie sind hier als je zwei Futtermauern zu betrachten, welche bis zum Kopfe wagrecht hinterschüttet sind, aber nur dem Drucke der halben, zwischen ihnen befindlichen Erdschüttung sammt deren grössten Verkehrsbelastung v zu widerstehen haben.

Werden die früheren Bezeichnungen γ, e und ψ beibehalten, so ist der grösste Erddruck

$$E = \left(\gamma \frac{h^2}{2} + v h \right) \tan^2 \left(45 - \frac{e}{2} \right) = (\gamma_1 h^2 + 2 v h) \psi, \dots (309)$$

dessen Resultante in dem Abstand

1) Man erhält nämlich mit Bezug auf die Bezeichnungen der Textfig. 117 für Drehpunkt D die Momentengleichung $(H^1 - H^{11})h^1 - V^1(d_s - a) - V^{11} \cdot a - V^0(d_s - b) - V_1^0 \cdot b$

$$- \gamma \left(h^1 \cdot \frac{d_s^2}{2} + k \frac{d_0 \cdot d_s}{2} \right) = 0 \dots (a)$$

und hieraus, wenn nach Potenzen von d_s geordnet und die ganze Gleichung durch $\frac{2}{\gamma h^1}$ dividirt wird,

$$d_s^2 + \frac{2}{\gamma h^1} \left(V^1 + V^0 + \gamma k \frac{d_0}{2} \right) d_s = \frac{2}{\gamma h^1} [h^1(H^1 - H^{11}) + a(V^1 - V^{11}) + b(V^0 - V_1^0)] \dots (b)$$

Hieraus folgt, wenn die Hülfswerthe (302) und (303) eingeführt werden, und nach d_s aufgelöst wird, die Gleichung (304). Vgl. Heinzerling, Grundzüge etc. Leipzig 1874. II, 2. Sp. 141.

$$e = \frac{h \gamma_1 + 3 v}{3 h \gamma_1 + 6 v} \cdot h \dots (310)$$

von dem Mauerfusse angreift. Annähernd ergibt sich der hiervon abzuziehende Erddruck, wenn $h - h_1 = h - \frac{b}{2} \tan \left(45 + \frac{e}{2} \right) = h'$ gesetzt wird,

$$E_1 = (\gamma_1 h'^2 + 2 v h') \psi, \dots (311)$$

dessen Resultante in dem Abstand

$$e_1 = h_1 + \frac{h' \gamma_1 + 3 v}{3 h' \gamma_1 + 6 v} \cdot h' \dots (312)$$

von dem Mauerfusse angreift. Bezeichnet nun m den äusseren Anlauf der Flügelmauer, so ergibt sich mit Bezug auf Textfig. 118 die grösste untere Stärke der Flügelmauer ¹⁾

$$f = \sqrt{\frac{2}{\gamma h} (E e - E_1 e_1) + \frac{(m h)^2}{3}} \dots (313)$$

welche um soviel zu vermehren ist, dass die grösste zulässige Pressung nicht überschritten wird. Hieraus ergibt sich die für den Erddruck erforderliche Gesamtstärke

$$f_0 = f + \frac{2}{3} \cdot \frac{V}{d} \dots (314)$$

Den grössten Gegendruck der Erde von aussen erfahren die Parallelfügel der in Einschnitten befindlichen Brücken, welche den vollen Seitendruck der Einschnittsböschungen auszuhalten haben. Bezeichnet E_2 den Gegendruck an einer beliebigen Stelle mit der Höhe y , s. Textfig. 119—121,

Fig. 119.

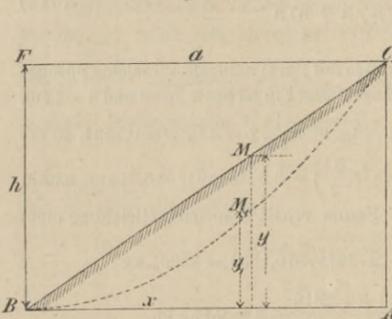


Fig. 120.

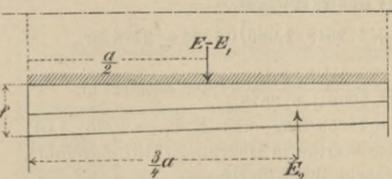
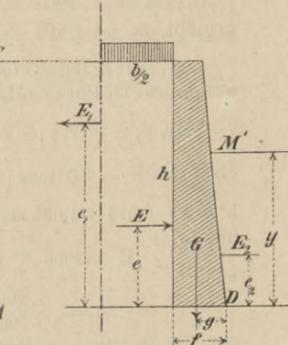


Fig. 121.

dieser Böschung auf die Einheitslänge, e_2 den Abstand seines Angriffspunktes von dem Fusse des Flügels, so ist nach Gleichung (291) und (292) bezw. $E_2 = \gamma_1 \psi y^2$ und $e_2 = \frac{y}{3}$, also, wenn die früheren Bezeichnungen beibehalten werden, im Abstand x vom Böschungsfusse die untere Flügelstärke ²⁾

$$f = \sqrt{\frac{2}{\gamma h} (E e - E_1 e_1 - E_2 e_2) + \frac{m^2 h^2}{3}} \dots (315)$$

Für $x = a$ wird $y = h$, also erreicht am Böschungskopfe das Moment $E_2 e_2$ seinen grössten und f seinen kleinsten Werth, wodurch die Stärke des Flügels an seinem Ende bestimmt wird.

Von innen erfährt der Flügel den Erddruck $E - E_1$, von aussen den Erddruck ³⁾

$$E_2 = \frac{1}{3} \gamma_1 \psi a h^2, \dots (316)$$

1) Man erhält nämlich mit Bezug auf Textfig. 118 die Momentengleichung $Gg - Ee + E_1 e_1 = 0 \dots (a)$

worin das Moment

$$Gg = \gamma \left[h(f - mh) \left(mh + \frac{f - mh}{2} \right) + mh \cdot \frac{h}{2} \cdot \frac{2}{3} mh \right]$$

$$= \gamma \left[\frac{h}{2} \left(f^2 - \frac{m^2 h^2}{3} \right) \right] \dots (b)$$

zu setzen ist. Wird dasselbe in Gleichung (a) eingeführt und nach f aufgelöst, so ergibt sich Gleichung (311).

2) Man erhält nämlich mit Bezug auf die Bezeichnungen der Textfig. 119 bis 121 die Momentengleichung $E e - E_1 e - E_2 e_2 - Gg = 0, \dots (a)$

also wenn für Gg aus Gleichung (b) sein Werth gesetzt und nach f aufgelöst wird, die Gleichung (313).

3) Für den unendlich schmalen Druckkörper der Böschung mit der Höhe y , dem Abstände x vom Böschungsfuss und der Breite dx

wovon der erstere und letztere bezw. an dem Hebelsarm $\frac{a}{2}$ und $\frac{3}{4}a$ ¹⁾ wirkt. Man erhält mithin, wenn mit $\mu \cdot V$ die Reibung des Flügelmauerwerks am Boden, wobei im Mittel $\mu = 0,57$ beträgt, und mit z die Zugfestigkeit der Flächeneinheit Mauerwerk, die für den qm gewöhnlichen Mauerwerks zu 20000 kg angenommen werden kann, bezeichnet wird, für Drehpunkt B die Momentengleichung

$$(E - E_1) \frac{a}{2} - E_2 \cdot \frac{3}{4}a - \mu \gamma \left(f_z - \frac{mh}{2} \right) \frac{ha^2}{2} = z \left(f_z - \frac{mh}{2} \right)^2 \frac{h}{6},$$

woraus sich die gegen Abreißen des Flügels vom Widerlager erforderliche Stärke

$$f_z = \frac{mh}{2} + \sqrt{\frac{6}{zh} \left[(E - E_1) \frac{a}{2} - E_2 \cdot \frac{3a}{4} \right] + \left(\frac{3\mu\gamma a^2}{2z} \right)^2} \quad (317)$$

findet.

Wird mit s die Scheerfestigkeit der Flächeneinheit des Flügelmauerwerks bezeichnet, welche bei 10facher Sicherheit zu 12000 kg für den qm gesetzt werden kann, so besteht Gleichgewicht gegen Abscheeren, wenn

$$E - E_1 - E_2 - \mu \gamma \left(f_s - \frac{mh}{2} \right) ha = s \left(f_s - \frac{mh}{2} \right) h$$

ist, woraus sich die gegen Abscheeren erforderliche Stärke

$$f_s = \frac{E - E_1 - E_2}{(\mu\gamma a + s)h} + \frac{mh}{2} \quad (318)$$

ergibt.

Beispiel. Beträgt für eine mit Parallelfügeln versehene Sprengwerkbrücke die Höhe und Länge dieser Flügel bezw. $h=8$ und $a=12$ m, $v=2618$, $\gamma_1=2000$, $\gamma_2=2500$ kg, $m=\frac{1}{10}$, $\varphi=32^\circ$, $\psi=0,1534$, so ergibt sich $h_1=3,5 \cdot \tan \left(45 + \frac{32}{2} \right) = 3,5 \cdot \tan 61^\circ = 6,314$ m, mithin $h^1=8-6,314=1,686$ m. Ferner erhält man nach Gleichung (309) und (310)

$$E = (2000 \cdot 8^2 + 2 \cdot 2618 \cdot 8) \cdot 0,1534 = 26061 \text{ kg}$$

und

$$e = \frac{8 \cdot 2000 + 3 \cdot 2618}{3 \cdot 8 \cdot 2000 + 6 \cdot 2618} \cdot 8 = 2,995 \text{ m,}$$

ferner nach Gleichung (311) und (312) bezw.

$$E_1 = (2000 \cdot 1,686^2 + 2 \cdot 2618 \cdot 1,686) \cdot 0,1534 = 2226 \text{ kg}$$

und

$$e_1 = 6,314 + \frac{1,686 \cdot 2000 + 3 \cdot 2618}{3 \cdot 1,686 \cdot 2000 + 6 \cdot 2618} \cdot 1,686 = 7,047 \text{ m,}$$

also $Ee = 26061 \cdot 2,995 = 78053$ mkg und $E_1e_1 = 2226 \cdot 7,047 = 15686$ mkg. Werden diese Werthe in Gleichung (313) eingeführt, so erhält man die untere Stärke der Flügelmauer

$$f = \sqrt{\frac{2}{2500 \cdot 8} (78053 - 15686) + \frac{(0,1 \cdot 8)^2}{3}} = 2,54 \text{ m}$$

Der dieser Stärke zu gebende Zusatz beträgt $\frac{b}{3} = \frac{2}{3} \cdot \frac{V}{d}$, worin

$V = \left(1,74 \cdot 8 + \frac{0,8 \cdot 8}{2} \right) 2500 = 42800$ kg zu setzen ist, mithin ist nach Gleichung (314) die volle untere Stärke des Flügels

$$f_e = f + \frac{2}{3} \cdot \frac{42800}{100000} = 2,54 + 0,28 = 2,82 \text{ m.}$$

Die am Böschungskopfe erforderliche Stärke des Flügels ergibt sich aus Gleichung (315), worin $E_2 = 2000 \cdot 0,1534 \cdot 8^2 = 19635$ kg und $e_2 = \frac{8}{3} = 2,8$ m, also $E_2e_2 = 19635 \cdot 2,8 = 54978$ mkg ist,

erhält man nämlich das Differential des Erddruckes $dE_2 = \gamma_1 \psi y^2 dx$, also, wenn hierin $y = \frac{h}{a}x$ gesetzt wird, den gesammten Erddruck

$$E_2 = \gamma_1 \psi \frac{h^2}{a^2} \int_0^a x^2 dx = \gamma_1 \psi \frac{h^2}{a^2} \cdot \frac{a^3}{3},$$

woraus sich der Werth (316) ergibt.

1) Stellt man nämlich den auf die Längeneinheit wirkenden Erddruck

$$E = \gamma_1 \psi y^2 = \gamma_1 \psi \frac{h^2}{a^2} x^2 \quad (a)$$

durch die quadratische Parabel BM_1C in Textfig. 119 mit dem Scheitel B dar, so hat die Parabelfläche BM_1CF den Inhalt $\frac{2}{3}ah$, also die Restfläche CM_1BA den Inhalt $ah - \frac{2}{3}ah = \frac{1}{3}ah$. Der Abstand der lothrechten Schwerlinie dieser Restfläche von dem Punkte B ergibt sich wegen $y_1 = h \frac{x^2}{a^2}$ aus der Gleichung

$$\frac{h \cdot a}{3} \cdot c = \int y_1 dx \cdot x = \frac{h}{a^2} \int_0^a x^3 dx = \frac{ha^2}{4} \quad (b)$$

woraus der Abstand der Schwerlinie von B und A bezw.

$$(c) \dots c = \frac{3}{4}a, \text{ also } a-c = \frac{1}{4}a \quad (d)$$

gefunden wird.

$$f = \sqrt{\frac{2}{2000 \cdot 8} (78053 - 15686 - 54978) + \frac{(0,1 \cdot 8)^2}{3}} = 2,54 \text{ m.}$$

Der dieser Stärke zu gebende Zusatz beträgt $\frac{b}{3} = \frac{2}{3} \cdot \frac{V}{d}$, worin

$V = \left(0,266 \cdot 8 + \frac{0,8 \cdot 8}{2} \right) 2500 = 13310$ kg zu setzen ist, mithin die volle untere und obere Stärke des Flügels bezw. $f_e = 1,066 + \frac{2}{3} \cdot \frac{13310}{100000} = 1,155$ und $1,155 - 0,8 = 0,355$ m. Die zur Verhütung eines Abreißen des Flügels von dem Widerlager erforderliche Stärke desselben ergibt sich aus Gleichung (317), worin

$E_2 = \frac{1}{3} \cdot 2000 \cdot 0,1534 \cdot 12 \cdot 8^2 = 77541$ kg beträgt, E und E_1 für die Längeneinheit die obigen Werthe behalten, wenn $z = 20000$ kg für den qm angenommen wird,

$$f_z = \frac{8}{10,2} +$$

$$\sqrt{\frac{6}{20000 \cdot 8} \left[(26061 - 2226) \frac{12^2}{2} - 78540 \cdot \frac{3 \cdot 12}{4} \right] + \left(\frac{3 \cdot 0,57 \cdot 2500 \cdot 12^2}{20000 \cdot 2} \right)^2} - \frac{3 \cdot 0,57 \cdot 2500 \cdot 12^2}{20000 \cdot 2} = 1,58 \text{ m.}$$

Damit ein Abscheeren des Flügels nicht stattfindet, muss nach Gleichung (318) die untere Stärke der Flügelmauer mindestens

$$f_s = \frac{12(26061 - 2226) - 78540}{(0,57 \cdot 2500 \cdot 12 + 12000) \cdot 8} + \frac{8}{10,2} = 1,30 \text{ m}$$

sein. Hieraus folgt, dass $f_e > f_z$ und $f_e > f_s$, dass also im vorliegenden Falle die unmittelbar aus dem Erddrucke sich ergebende Stärke des Parallelfügels maassgebend ist.

β) Die Winkelflügel.

Die Winkelflügel werden dann am meisten beansprucht, wenn ihre lothrechte Hinterfläche auf der Stirnfläche des Bauwerkes normal steht, weil dann der Seitendruck der im Querschnitte dreieckigen Böschung von der relativ kleinsten Hinterfläche aufzunehmen ist. Besitzt ein solcher normaler Winkelflügel die dreieckige Hinterfläche ABC mit der Höhe h und Ausladung a , s. Textfig. 122—124, so beträgt

Fig. 122.

Fig. 123.

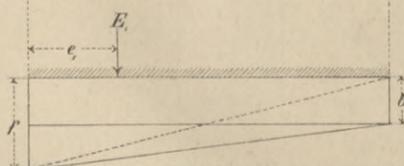
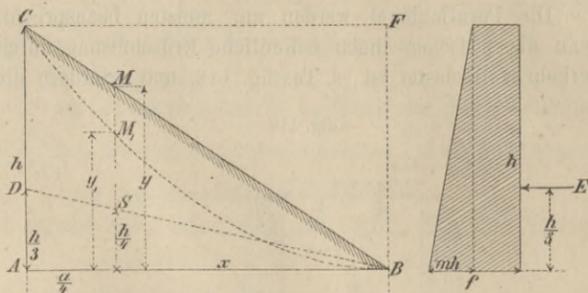


Fig. 124.

nach Gleichung (316) der gesammte, auf den Flügel wirkende Erddruck $E = \frac{1}{3} \gamma \psi a h^2$, welcher sich wieder durch die quadratisch-parabolische Linie BM_1C mit lothrechter, durch ihren Scheitel B gehenden Achse darstellen lässt. Die Angriffspunkte der Resultanten aller einzelnen Druckkörper der Böschung von der Höhe h liegen in dem Abstände $\frac{y}{3}$ von der wagrechten Grundfläche der Böschung, welcher in

B null, in A gleich $AD = \frac{h}{3}$ wird, also in einer geraden Linie, welche man von B nach dem Punkte D zieht. An der Stirn erreicht der Erddruck auf einem lothrechten Streifen der Hinterfläche von der Einheitsbreite sein grösstes Moment

$$E \cdot e = \gamma \psi h^2 \cdot \frac{h}{3} = \frac{1}{3} \gamma \psi h^3,$$

welchem bei dem Neigungsverhältniss m der Vorderfläche die grösste untere Flügelstärke ¹⁾

$$f_e = \sqrt{\frac{2}{\gamma h} \cdot Ee + \frac{m^2 h^2}{3}} \quad (319)$$

1) Man erhält dieselbe aus Gleichung (313), wenn darin $E_1e_1 = 0$ gesetzt wird.

entspricht. Für $y = 0$ wird auch $f = 0$, woraus folgt, dass im Punkt B die Flügelstärke theoretisch null wird. Der gesammte Erddruck auf den Flügel wirkt an dem Hebelarm $\frac{a}{4}$, sucht also den Flügel zu drehen und von dem Widerlager, wo er die Anschlussfläche $h \cdot \frac{f+f-mh}{2} = h \left(f - \frac{mh}{2} \right)$ besitzt, abzureissen. Wird mit z die Zugfestigkeit des Mauerwerks bezeichnet, so entsteht die Momentengleichung

$$E \cdot \frac{a}{4} - \mu \gamma h \left(f_z - \frac{mh}{2} \right) \frac{a^2}{2} = z \cdot \frac{h \left(f_z - \frac{mh}{2} \right)^2}{6}$$

woraus die zur Verhütung des Abreissens erforderliche untere Stärke der Flügelmauer

$$f_z = \frac{mh}{2} - \frac{3\mu\gamma a^2}{2z} = \sqrt{\frac{3a}{2hz} \cdot E + \left(\frac{3\mu\gamma a^2}{2z} \right)^2} \quad (320)$$

gefunden wird, welche mit dem in Gleichung (319) gefundenen Werthe zu vergleichen ist. Der grössere beider Werthe ist der maassgebende.

Beispiel. Beträgt für die auf Seite 40 behandelte Sprengwerkbrücke die Höhe der Winkelflügel $h = 8$ m, deren Ausladung $a = 1\frac{1}{2}h = 12$ m, während alle übrigen Werthe dieselben bleiben, so erhält man, wegen $E = 78053$ mkg, aus Gleichung (319)

$$f = \sqrt{\frac{2}{2500 \cdot 8} \cdot 78053 + \frac{0,1^2 \cdot 8^2}{3}} = 2,83 \text{ m,}$$

wozu noch der Zusatz $\frac{b}{3} = \frac{2}{3} \cdot \frac{V}{d} = \frac{2}{3} \cdot \frac{48600}{100000} = 0,32$ kommt. Die untere Gesamtstärke der Flügelmauer an der Stirnwand ist dann nach Gleichung (314)

$$f + \frac{b}{3} = 2,83 + 0,32 = 3,15 \text{ m.}$$

Der gesammte Erddruck auf den Flügel ist nach Gleichung (316)

$$E = \frac{1}{3} \cdot 2000 \cdot 0,1534 \cdot 12,8^2 = 78540 \text{ kg,}$$

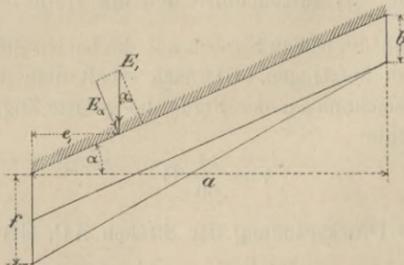
mithin ergibt sich, wenn die Zugfestigkeit des qcm Mauerwerk $z = 2$ kg angenommen wird, aus Gleichung (320) die untere Stärke des Flügels

$$f_z = \frac{8}{10 \cdot 2} - \frac{3 \cdot 0,57 \cdot 2500 \cdot 12^2}{2 \cdot 20000} + \sqrt{\frac{1,5 \cdot 78540 \cdot 12}{20000 \cdot 8} + \left(\frac{3 \cdot 0,57 \cdot 2500 \cdot 12^2}{2 \cdot 20000} \right)^2} = 0,68 \text{ m,}$$

welche mithin der früher gefundenen nachsteht.

Schliesst die lothrechte Rückseite des Winkelflügels einen Winkel α mit der zur Stirnfläche normalen Fläche

Fig. 125.



ein, s. Textfig. 125, so beträgt der zu jener schrägen Hinterfläche normale Erddruck auf die Einheitsbreite

$$E_1 = E \cdot \cos \alpha \quad (321)$$

woraus die Stärke eines schrägen Flügels in ähnlicher Weise annähernd ermittelt werden kann.

d) Die der grössten zulässigen Materialpressung entsprechenden Zusätze der Pfeiler- und Flügelstärken.

Hat man die Pfeilerstärken unter der Voraussetzung berechnet, dass die Drehkante mit der äusseren Kante des Pfeilerfusses zusammenfällt, so muss die Pfeilerstärke einen der grössten zulässigen Pressung des Pfeilermauerwerks entsprechenden Zusatz erhalten. Zerlegt man zu diesem Zwecke die Endresultante R in die lothrechte und wagrechte Seitenkraft V und H , wovon die letztere nicht auf Druck wirkt, also unberücksichtigt bleibt, so ist, wenn d den grössten zulässigen Druck des Mauerwerks bezeichnet, mit Bezug auf Textfig. 126, 127

$$d \cdot \frac{b \cdot 1}{2} = V \quad (322)$$

woraus sich die Strecke, bis zu welcher sich der Druck in dem Mauerwerke fortpflanzt,

$$b = 2 \frac{V}{d} \quad (323)$$

ergibt. Der Druck im Mauerwerk ist in dem Streifen CD mit dem Abstände b Null, wächst mit dem Abstände

Fig. 126.

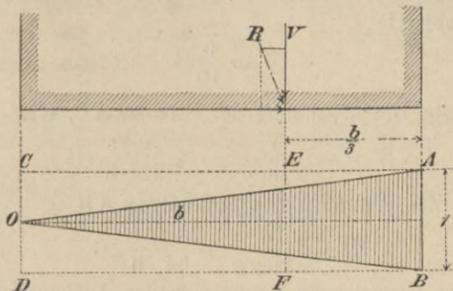


Fig. 127.

von CD und erreicht in der Aussenkante AB seinen grössten Werth. Dieser proportional zunehmende Druck kann also durch ein Dreieck ABC mit dem durchweg grössten Druck d dargestellt werden, dessen Schwerlinie EF sich in dem Abstände $\frac{2b}{3}$ von CD und $\frac{b}{3}$ von AB befindet.

Soll nun in einem Pfeiler, dessen Stärke mit Bezug auf seine in EF befindliche Drehkante berechnet ist, die grösste zulässige Pressung d seines Mauerwerks nicht überschritten werden, so muss der zuvor berechneten Pfeilerstärke s_1 die Strecke $\frac{b}{3}$ zugesetzt werden. Man erhält dann die gesammte Pfeilerstärke für Endpfeiler

$$s = s_1 + \frac{b}{3} \quad (324)$$

und für Zwischenpfeiler

$$s = s_1 + 2 \frac{b}{3} \quad (325)$$

7. Die Hängwerkbrücken.

Die bei geringen Constructionshöhen im Zuge von Fuss- und Fahrwegen angewandten Hängwerkbrücken erhalten bei Stützweiten von 5 bis 10 m einfache, bei Stützweiten von 10 bis 12 m zweifache (doppelte) Hängwerke zur Unterstützung der Brückenbahn. Die Träger dieser Hängwerke bestehen aus einfachen bzw. zweifachen Hängbrücken, welche zu beiden Seiten der Brückenbahn angeordnet und mit Brüstungen verbunden werden.

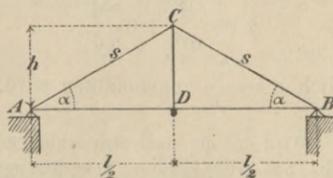
a) Die einfachen Hängwerkbrücken.

Wird die Brückenbahn von der Breite b mit der grössten Verkehrslast

$$G = (e + v) l \cdot b \quad (326)$$

durch n Balken AB, s. Textfig. 128, unterstützt, welche in

Fig. 128.



ihrer Mitte auf einem Unterzuge D ruhen, so sind diese Balken als Träger auf drei gleich weit entfernten Stützen anzusehen, welche den Lastantheil von je $\frac{3}{16} \cdot \frac{G}{n-1}$ auf die

1) Derselbe Werth ergibt sich auch aus der Annahme, dass der Pfeiler zugleich einen gleichförmig vertheilten Druck $d_1 = \frac{V}{b \cdot 1}$ und einen Biegedruck erfährt, welcher wegen $d_2 = \frac{1 \cdot b^2}{6} = V \cdot \frac{b}{2 \cdot 3}$ den Werth $d_2 = \frac{V}{b}$ annimmt. Hieraus erhält man $d = d_1 + d_2 = 2 \frac{V}{b}$, also $b = 2 \frac{V}{d}$ w. o.

Stützen A und B und von zusammen $\frac{10}{16}G$ auf jenen Unterzug übertragen. Hiervon ist die Hälfte von je $\frac{5}{16}G$ von je einer Hängsäule CD aufzunehmen und durch die beiden Streben AC, CB auf die beiden Stützpunkte A und B zu übertragen. Hieraus erhält man, mit Bezug auf die Bezeichnungen der Textfig. 128, die grösste Zugspannung der Hängsäule CD

$$V = \frac{5}{16}G \dots \dots \dots (327)$$

die grösste Druckspannung der Streben AC, CB

$$S = -\frac{V}{2 \sin \alpha} = -\frac{5}{32} \cdot \frac{s}{h} \cdot G \dots \dots (328)$$

und die Zugspannung der Spannbalken AB

$$H = \frac{V}{2 \tan \alpha} = \frac{5}{64} \cdot \frac{l}{h} \cdot G \dots \dots (329)$$

Aus dem Vorstehenden findet sich der Auflagerdruck der Spannbalken

$$A = B = \frac{3}{16} \cdot \frac{G}{n-1} + \frac{5}{16} \cdot \frac{G}{2} = \frac{G}{16} \left(\frac{3}{n-1} + \frac{5}{2} \right) \dots (330)$$

Die Breite β und Dicke δ der Hängsäule ergibt sich dann aus der Formel

$$z \beta \delta = V \dots \dots \dots (331)$$

und wenn der Querschnitt der Hängsäule quadratisch, also wenn $\beta = \delta$ angenommen wird, aus

$$\delta = \sqrt{\frac{V}{z}} \dots \dots \dots (332)$$

Die Breite und Dicke der Streben von der Länge s in cm ergibt sich, wenn dieselben eine Drehung an ihren Enden ausführen können, nach Gleichung (118)

$$\beta \delta^3 = 12 \cdot \frac{s^2}{v \pi^2 E} \cdot S = \frac{12 \cdot 10 \cdot s^2}{3,14 \cdot 120000} \cdot S = 0,0001014 s^2 \cdot S \dots (333)$$

worin δ die kleinere Querschnittsdimension in cm bezeichnet. Für $\beta = \delta$ erhält man die Seite einer quadratischen Strebe

$$\delta = \sqrt[4]{0,0001014 s^2 \cdot S} \dots \dots \dots (334)$$

Der Spannbalken erfährt ausser der über seinen rechteckigen Querschnitt gleichförmig vertheilten Zugspannung

$$z_1 = \frac{H}{\beta \delta} \dots \dots \dots (335)$$

durch Biegung eine grösste Zugspannung

$$z_{11} = 6 \frac{{}^a M}{\beta \delta^2} \dots \dots \dots (336)$$

worin das grösste über dem Unterzug entwickelte Angriffsmoment

$${}^a M = \frac{Al}{2} - \frac{gl^2}{8} \dots \dots \dots (337)$$

wird, welches zugleich für die Berechnung der übrigen Balken maassgebend ist. Hierin ist die Belastung der Längeneinheit $g = \frac{(e+v)b}{n-1}$ und $A = \frac{3}{16}gl$ zu setzen, woraus

sich ${}^a M = -\frac{gl^2}{32}$ ergibt. Da $z_1 + z_{11} \leq z$ sein muss, so erhält man die Abmessungen des Spannbalkens, wenn

$\beta = \alpha \delta$ gesetzt wird, aus der Gleichung

$$z = \frac{H}{\alpha \delta^2} + 6 \frac{{}^a M}{\alpha \delta^3} \dots \dots \dots (338)$$

worin gewöhnlich $\alpha = \frac{5}{7}$ angenommen wird.

Beispiel. Wird der qm einer Strassenbrücke von $l = 10$ m Spannweite und $b = 5$ m Breite mit $e = 250$ kg Eigengewicht und $v = 450$ kg Verkehrsgewicht, also mit dem Gesamtgewicht $e + v = 700$ kg belastet, so ist $G = 700 \cdot 10 \cdot 5 = 35000$ kg, also nach Gleichung (327) die Spannung in der Hängsäule $V = \frac{5}{16} \cdot 35000 = 10938$ kg, mithin, wenn deren Zugfestigkeit zu 100 kg f. d. qcm angenommen wird, aus Gleichung (331) deren Querschnitt $\frac{V}{z} = \frac{10938}{100} = 10939$ cm. Erhalten die Hängsäulen eine Höhe $h = 1,5$ m, so erfahren die Streben mit der Länge $s = \sqrt{h^2 + \left(\frac{l}{2}\right)^2} = \sqrt{1,5^2 + 5^2} = 5,2$ m nach Gleichung (328) eine Druckspannung

$$S = -\frac{5}{32} \cdot \frac{5,2}{1,5} \cdot 35000 = -18958 \text{ kg,}$$

welche bei Annahme eines quadratischen Querschnittes nach Gleichung (334) eine Stärke

$\delta = \sqrt[4]{0,0001014 \cdot 5,2^2 \cdot 18958} = 27$ cm erfordern würde. Der Spannbalken erfährt nach Gleichung (329) eine Spannung

$$H = \frac{5}{64} \cdot \frac{10}{1,5} \cdot 35000 = 18229 \text{ kg.}$$

Werden 6 Balken angenommen, so ergibt sich nach dem Früheren $g = \frac{700 \cdot 5}{5} = 700$ kg, also das grösste Angriffsmoment des Spannbalkens in dessen Mitte

$${}^a M = -\frac{7 \cdot 1000^2}{32} = -218800 \text{ cmkg.}$$

Werden diese Werthe in Gleichung (338) eingeführt und $\alpha = \frac{5}{7}$ gesetzt, so ergibt sich

$$100 = \frac{7 \cdot 18229}{5 \cdot \delta^2} + \frac{6 \cdot 7 \cdot 218800}{5 \cdot \delta^3} = \frac{25520}{\delta^2} + \frac{1837900}{\delta^3},$$

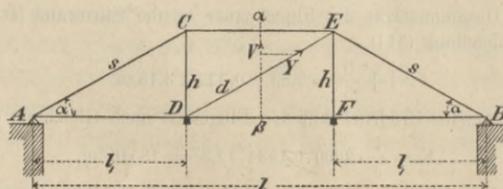
woraus $\delta = 31$ cm, mithin $\beta = \frac{5}{7} \cdot 31 = 22$ cm gefunden wird. Die Stärke der übrigen Balken ergibt sich dann aus Gleichung (336), wenn darin $z_{11} = 100$ kg und $\beta = \frac{5}{7} \delta$ gesetzt wird,

$$\delta = \sqrt[3]{\frac{6 \cdot 7}{5 \cdot 32} \cdot \frac{7 \cdot 1000^2}{100}} = 26 \text{ cm.}$$

b) Die zweifachen Hängwerkbrücken.

Wird die Brückenbahn mit dem durch Gleichung (326) gegebenen Gewicht G belastet und durch n Balken AB, s. Textfig. 127, unterstützt, welche in den Abständen l_1 von

Fig. 129.



den Auflagern A und B auf Unterzügen ruhen, so sind diese Balken als Träger auf vier Stützen anzusehen. Erhalten diese Stützen gleiche Entfernungen, so wird $l_1 = \frac{l}{3}$ und jene Balken übertragen einen Lastantheil von je $\frac{4}{30} \cdot \frac{G}{n-1}$ auf die Stützen A und B und von zusammen $\frac{11}{30}G$ auf jeden der beiden Unterzüge. Jede Hängsäule hat hiervon die Hälfte, also $\frac{11}{60}G$ aufzunehmen und mit Hilfe des Spannriegels durch die beiden Streben auf die beiden Stützpunkte A und B zu übertragen. Hiernach erhält man mit Bezug auf die Bezeichnungen der Figur die grösste Zugspannung der Hängsäule

$$V = \frac{11}{60} \cdot G \dots \dots \dots (339)$$

Die grösste Druckspannung der Streben AC, EB ist

$$S = -\frac{V}{\sin \alpha} = -\frac{11}{60} \cdot \frac{s}{h} \cdot G \dots \dots (340)$$

während der Spannriegel CE die Druckspannung

$$R = -\frac{V}{\tan \alpha} = -\frac{11}{3 \cdot 60} \cdot \frac{l}{h} \cdot G \dots \dots (341)$$

und der Spannbalken die gleichgrosse Zugspannung

$$H = \frac{V}{\tan \alpha} = \frac{11}{3 \cdot 60} \cdot \frac{l}{h} \cdot G \dots \dots (342)$$

aufzunehmen hat. Die Diagonale DE erfährt die grösste Druckspannung Y bei der grössten einseitigen Belastung, wenn in D und F bezw. die Last $G_1 = \frac{11}{60}elb$ und $G_2 = \frac{11}{60}(e+v)lb$ wirkt. Mit Bezug auf die Bezeichnungen der Figur ist alsdann $Y \frac{h}{d} + {}^a V = 0$ und, wenn der

Werth von ${}^a V = (-G_1 l_1 + G_2 l_1) \frac{s}{l}$ eingeführt wird, die Spannung

$$Y = \frac{dl_1}{hl}(G_1 - G_2) = \frac{d}{3h}(G_1 - G_2) \dots \dots (343)$$

Die Berechnung der Abmessungen dieser Theile entspricht derjenigen beim einfachen Hängwerk, nur ist der Spannriegel ebenso wie die beiden Diagonalen und die beiden Streben für Widerstand gegen seitliche Ausbiegung (Knicken) zu berechnen.

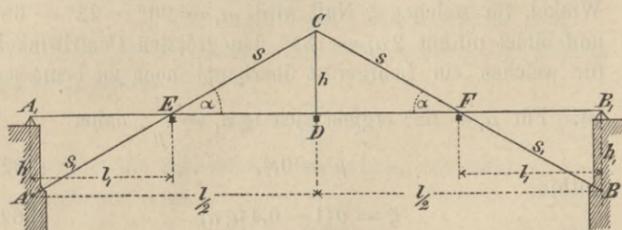
8. Die Hängsprengwerkbrücken.

Die bei mittleren Constructionshöhen im Zuge von Fuss- und Fahrwegen angewandten Hängsprengwerkbrücken erhalten bei Stützweiten von 10 bis 12 m einfache, bei Stützweiten von 12 bis 14 m zweifache (doppelte) Hängsprengwerke zur Unterstützung der Brückenbahn. Die Träger dieser Brücken werden zu beiden Seiten der Brückenbahn angeordnet und mit den Brüstungen der Brücke verbunden.

a) Die einfachen Hängsprengwerkbrücken.

Die Träger dieser Brücken, s. Textfig. 130, lassen sich als einfache Hängwerke ECF betrachten, welche durch

Fig. 130.



doppelte Sprengwerke AEFB unterstützt werden und demgemäss berechnen. Wird die Brückenbahn mit der durch Gleichung (326) gegebenen grössten Gesamtbelastung G beschwert und durch n Balken A1B1 unterstützt, welche auf den drei Unterzügen E, D und F ruhen, so sind dieselben als Träger auf 5 Stützen anzusehen. Sind die letzteren, wie gewöhnlich, gleichweit von einander entfernt, so übertragen jene Balken die Lastantheile von je $\frac{11}{28} \cdot \frac{G}{4(n-1)}$ auf die Stützen A1 und B1, $\frac{26}{28} \cdot \frac{G}{4}$ auf den mittleren Unterzug D, wovon jede Hängsäule CD die Hälfte zu tragen hat, und je $\frac{32}{28} \cdot \frac{G}{4}$ auf die beiden übrigen Unterzüge E und F, wovon jede Strebe die Hälfte aufzunehmen hat. Hieraus erhält man die grösste Zugspannung der Hängsäule D

$$V = \frac{26}{28 \cdot 4 \cdot 2} G = \frac{13}{112} G, \dots (344)$$

die grösste Druckspannung der Strebentheile CE, CF

$$S = -\frac{V}{2 \sin \alpha} = -\frac{13}{2 \cdot 112} \cdot \frac{s}{h} \cdot G = -\frac{13}{224} \cdot \frac{s}{h} \cdot G (345)$$

und die grösste Zugspannung der mit den Streben fest verbundenen Spannbalken EF

$$H = \frac{V}{2 \tan \alpha} = \frac{13}{2 \cdot 112 \cdot 4} \cdot \frac{l}{h} \cdot G = \frac{13}{4 \cdot 224} \cdot \frac{l}{h} \cdot G (346)$$

In den Punkten E und F wirken die Gesamtgewichte $\frac{13}{2 \cdot 112} G + \frac{32}{28 \cdot 4 \cdot 2} G = \frac{45}{224} \cdot G$, welche in den Strebentheilen EA und FB die Druckspannung

$$S_1 = -\frac{45}{224} \cdot \frac{G}{\sin \alpha} = -\frac{45}{224} \cdot \frac{s_1}{h_1} \cdot G (347)$$

und in dem Spannriegel EF die Druckspannung

$$H_1 = -\frac{45}{224} \cdot \frac{G}{\tan \alpha} = -\frac{45}{224} \cdot \frac{l_1}{h_1} \cdot G (348)$$

erzeugen, woraus sich dessen Gesamtspannung

$$H + H_1 = \frac{G}{224} \left(\frac{13l}{4h} - 45 \frac{l_1}{h_1} \right) \dots (349)$$

oder, wenn $l_1 = \frac{l}{4}$ und $h = h_1$ wird,

$$H + H_1 = -\frac{32}{4 \cdot 224} \cdot \frac{l}{h} \cdot G \dots (350)$$

ergibt. Der Druck S1 der Streben ist für deren Abmessung maassgebend und zerlegt sich in den Stützpunkten A und B in den durch Gleichung (348) statisch bestimmten Horizontaldruck $H_1 = \frac{45}{224} \cdot \frac{l_1}{h_1} \cdot G$ und in den Verticaldruck

$$V_1 = \frac{45}{224} \cdot G.$$

Die Abmessungen der einzelnen Theile werden, wie diejenigen bei dem einfachen Hängwerk und bei dem doppelten Sprengwerk, ermittelt.

Beispiel. Wird der qm einer Strassenbrücke von l = 12 m Spannweite und b = 6 m Breite mit e = 300 kg Eigengewicht und v = 500 kg Verkehrsgewicht, also mit e + v = 800 kg Gesamtgewicht belastet, so ist G = 6 · 12 · 800 = 57600 kg, also nach Gleichung (344) die Spannung in der Hängsäule

$$V = \frac{13}{112} \cdot 57600 = 6686 \text{ kg.}$$

Erhalten die Hängsäulen eine Höhe h = 1,8 m, so erfahren die Streben mit der Länge $s = \sqrt{h^2 + \left(\frac{l}{4}\right)^2} = \sqrt{1,8^2 + 3^2} = 3,5$ m nach Gleichung (345) eine Druckspannung

$$S = -\frac{13}{224} \cdot \frac{3,5}{1,8} \cdot 57600 = -6479,28 \text{ kg}$$

und nach Gleichung (346) die grösste Zugspannung der mit den Streben fest verbundenen Spannbalken

$$H = \frac{13}{4 \cdot 224} \cdot \frac{12}{1,8} \cdot 57600 = 5569,92 \text{ kg.}$$

Die unteren Theile der Streben erfahren nach Gleichung (347) die Druckspannung

$$S_1 = -\frac{45}{224} \cdot \frac{3,5}{1,8} \cdot 57600 = -2246,4 \text{ kg,}$$

während der Spannriegel nach Gleichung (348) die Druckspannung

$$H_1 = -\frac{45}{224} \cdot \frac{3}{1,8} \cdot 57600 = -19238,4 \text{ kg}$$

aufzunehmen hat. Hieraus ergibt sich die Gesamtspannung

$$H + H_1 = 5569,92 - 19238,40 = -13668,48 \text{ kg.}$$

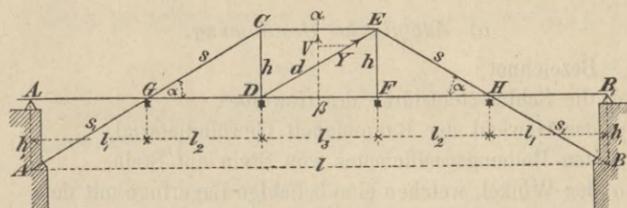
Der Druck der Streben zerlegt sich an ihrem Fusspunkt in den

Horizontaldruck $H_1 = \frac{45}{224} \cdot \frac{3}{1,8} \cdot 57600 = 19238,4$ kg und in den Verticaldruck $V = \frac{45}{224} \cdot 57600 = 11520$ kg, woraus sich die Abmessungen in der auf Seite 42 gezeigten Weise ermitteln lassen.

b) Die zweifachen Hängsprengwerkbrücken.

Wird die Brückenbahn mit dem durch Gleichung (325) gegebenen Gewichte G belastet und durch n Balken A1B1, s. Textfig. 131, unterstützt, welche in den Abständen l1, l2

Fig. 131.



und l5 auf Unterzügen ruhen, so sind diese Balken als Träger auf 6 Stützen anzusehen. Erhalten diese Stützen gleiche Entfernungen, so wird $l_1 = l_2 = l_3 = l_4 = l_5 = \frac{l}{5}$ und jene

Balken übertragen einen Lastantheil von je $\frac{15}{38} \cdot \frac{G}{5(n-1)}$ auf die Stützen A1 und B1, je $\frac{1}{2} \cdot \frac{37}{38} \cdot \frac{G}{5}$ auf die beiden mittleren Unterzüge D und F und je $\frac{1}{2} \cdot \frac{43}{38} \cdot \frac{G}{5}$ auf die beiden übrigen Unterzüge G und H.

Hiernach erhält man, mit Bezug auf die Bezeichnungen der Textfigur 131, die Spannung in einer Hängsäule

$$V = \frac{37}{38} \cdot \frac{G}{10} = \frac{37}{380} G, \dots (351)$$

die grössten Druckspannungen der Strebentheile CG, EH

$$S = -\frac{V}{\sin \alpha} = -\frac{37}{380} \cdot \frac{s}{h} \cdot G \dots (352)$$

und des Spannriegels CE

$$R = -\frac{V}{\tan \alpha} = -\frac{37}{380 \cdot 5} \cdot \frac{l}{h} \cdot G = -\frac{37}{1900} \cdot \frac{l}{h} \cdot G (353)$$



Zahlenmässig gleich ist die Zugspannung des Spannbalkens GH

$$H = \frac{37}{1900} \cdot \frac{1}{h} \cdot G \dots (354)$$

In den Punkten G und H wirken die Gesamtgewichte $\frac{43}{10.38} G + \frac{37}{10.38} G = \frac{8}{38} G$, welche in den Streben theilen GA und HB die Druckspannung

$$S_1 = -\frac{8}{38} \cdot \frac{G}{\sin \alpha} = -\frac{4}{19} \cdot \frac{s_1}{h_1} \cdot G \dots (355)$$

und in dem Spannriegel GH die Druckspannung

$$H_1 = -\frac{4}{19} \cdot \frac{G}{\tan \alpha} = -\frac{4}{19} \cdot \frac{l_1}{h_1} \cdot G \dots (356)$$

erzeugen, woraus sich dessen Gesamtspannung

$$H + H_1 = G \left(\frac{37}{1900} \cdot \frac{1}{h} - \frac{4}{19} \cdot \frac{l_1}{h_1} \right) \dots (357)$$

also, wenn $l_1 = \frac{1}{5}$ und $h = h_1$ wird,

$$H + H_1 = -\frac{3.63}{19} \cdot \frac{1}{h} \cdot G \dots (358)$$

ergibt. Der Druck S_1 der Streben ist für deren Abmessung maassgebend und zerlegt sich in den Stützpunkten A und B in den durch Gleichung (356) gegebenen Horizontaldruck $H_1 = \frac{4}{19} \cdot \frac{l_1}{h_1} \cdot G$ und in den Verticaldruck $V_1 = \frac{4}{19} G$. Die Diagonale DE erfährt die grösste Druckspannung Y bei der grössten einseitigen Belastung, also, wenn in D und F bezw. die Last $G_1 = \frac{37}{380} e l b$ und $G_2 = \frac{37}{380} (e + v) l b$ wirkt. Mit Bezug auf die Bezeichnungen der Figur ist alsdann $Y \frac{h}{d} + V = 0$ und, wenn der Werth $V = (-G_1 l_2 + G_2 l_2) \frac{1}{5}$ eingeführt wird, für $l_2 = \frac{1}{5}$

$$Y = \frac{d l_2}{h l} (G_1 - G_2) = \frac{d}{5 h} (G_1 - G_2) \dots (359)$$

Die Abmessungen der einzelnen Theile werden wie diejenigen beim einfachen Hängsprengwerk gefunden, nur ist der Spannriegel — ebenso wie die beiden Streben und die beiden Diagonalen — für Widerstand gegen seitliche Ausbiegung (Knicken) zu berechnen.

9. Die Lehrgerüste.

a) Druck der Gewölbe auf die Lehrgerüste.

α) Analytische Bestimmung.

Bezeichnet

- δ die Schlusssteinstärke des Gewölbes,
- γ das Gewicht der Raumeinheit Gewölbmaterial,
- μ den Reibungscoefficienten von Stein auf Stein,
- α den Winkel, welchen eine beliebige Lagerfuge mit dem Loth einschliesst,

so ist, mit Bezug auf die Bezeichnungen in Textfig. 132, der Normaldruck auf die Flächeneinheit eines Lehrgerüstes¹⁾

$$k = \gamma \delta (1 - \mu \tan \alpha) \dots (360)$$

In dieser Gleichung stellt

$$\delta (1 - \mu \tan \alpha) = \zeta \dots (361)$$

die Grösse des unter dem Winkel α central auf die Quadratinheit des Lehrgerüstes wirkenden Druckes, also die centrale Druckhöhe dar, welche für $\tan \alpha = \frac{1}{\mu}$ Null wird, mit dem nach dem Gewölbscheitel hin zunehmenden Winkel α wächst und in dem Scheitel, worin $\alpha = 0$ wird, ihr Maximum erreicht. Lehrgerüste sind also nur bis

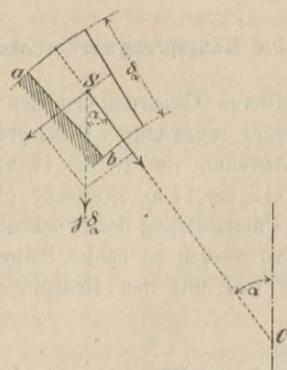
1) Das Streben des Abgleitens von der schiefen Ebene a b beträgt nämlich für einen beliebigen Gewölbstein von der Dicke $\delta_\alpha = \frac{\delta}{\cos \alpha}$

$$k = \gamma \delta_\alpha \cos \alpha - \mu \cdot \gamma \delta_\alpha \sin \alpha = \gamma \delta_\alpha (\cos \alpha - \mu \sin \alpha),$$

woraus sich, wenn für δ_α sein Werth gesetzt wird, die obige Gleichung unmittelbar ergibt. Vgl. Heinzerling, Theorie und Anordnung der Lehrgerüste gewölbter Brücken, Ztschr. f. Bauwesen. Berlin 1874.

zu dem Punkte, für welchen $\tan \alpha \leq \frac{1}{\mu}$ wird, erforderlich, und mit nach dem Scheitel hin zunehmender Stärke zu construiren.

Fig. 132.



Nimmt man — in Uebereinstimmung mit den von mehreren Ingenieuren angestellten Versuchen¹⁾ — den kleinstmöglichen Reibungswinkel von Stein auf Stein zu 20 bis 24°, daher im Mittel zu 22° an, so beträgt der Winkel, für welchen ζ Null wird, $\alpha_1 = 90^\circ - 22^\circ = 68^\circ$ und bildet mithin $2 \alpha_1 = 136^\circ$ den grössten Centriwinkel, für welchen ein Lehrgerüst überhaupt noch zu bemessen ist. Für $\alpha_1 = 68^\circ$ ergibt sich $\tan \alpha_1 = \frac{1}{\mu}$, daher

$$\mu = 0,4, \dots (362)$$

mithin

$$\zeta = \delta (1 - 0,4 \tan \alpha) \dots (362)$$

Schreitet α von 10 zu 10 Grad fort, so ergeben sich die Werthe von $1 - 0,4 \tan \alpha$

1. für den Anfangswinkel 10°

α	0°	10°	20°	30°	40°	50°	60°	68°
$1 - 0,4 \tan \alpha$	1,000	0,929	0,854	0,769	0,664	0,523	0,307	0,000

2. für den Anfangswinkel 7,5°

α	0°	7,5°	17,5°	27,5°	37,5°	47,5°	57,5°	68°
$1 - 0,4 \tan \alpha$	1,000	0,947	0,874	0,792	0,693	0,563	0,372	0,000

Werthe, welche man mit der zugehörigen Schlusssteinstärke δ zu multipliciren hat, um die centrale Druckhöhe ζ zu erhalten. Bedeutet nun B die Tiefe des ganzen Gewölbes, n die Anzahl der gleich weit von einander entfernten Lehrbogen, so ist, wenn eine von beiden Kämpfern nach dem Scheitel hin gleichmässig fortschreitende Einwölbung angenommen und der Krümmungshalbmesser der inneren Wölblinie mit ρ bezeichnet wird, innerhalb der Bogen s und s₁ der Gesamtdruck auf einen Lehrbogen $D = 2 \frac{B}{n-1} \gamma \int_s^{s_1} \zeta ds$ und wenn $ds = \rho d\alpha$ und für ζ sein Werth gesetzt wird, innerhalb der Winkel α und α_1

$$D = 2 \frac{B}{n-1} \gamma \int_\alpha^{\alpha_1} \zeta \rho d\alpha = 2 \frac{B}{n-1} \gamma \delta \int_\alpha^{\alpha_1} (1 - \mu \tan \alpha) \rho d\alpha \dots (364)$$

Drückt man die Bogen α_1 und α durch Grad aus, in welchem Falle

$$\alpha_1 = \frac{\pi}{180} a_1 \text{ und } \alpha = \frac{\pi}{180} a \dots (365)$$

wird, so erhält man, durch Integration dieser Gleichung, für Halbkreis-, Segment- und Korbbogengewölbe mit dem entsprechenden Radius r jenen Druck

$$D = 2 \frac{B}{n-1} \gamma \delta r \left(\alpha_1 - \alpha - \mu \cdot \text{la} \log \frac{\cos \alpha}{\cos \alpha_1} \right) = 2 \frac{B}{n-1} \gamma \delta r \left[\frac{\pi}{180} (a_1 - a) - \mu \cdot \text{la} \log \frac{\cos a}{\cos a_1} \right] \dots (366)$$

worin la den Neper'schen Logarithmus der Basis des zu Grunde gelegten Systems, also für die Basis 10 den Werth 2,3025851 darstellt.

1) Vgl. u. A. d. Versuche von Bukowsky. Ztschr. d. ö. Ing.-u. Architektenvereins. Wien 1870. S. 224.

Um den Druck der elliptischen und Klinoïden-gewölbe auf den Lehrbogen, welcher genau nur durch eine weitläufige Integration zu bestimmen ist, durch ein Näherungsverfahren zu finden, seien

$s_1, s_2 \dots s_n$ die Längen der zwischen den Knotenpunkten des Lehrgerüsts enthaltenen Bogenstücke,
 $\zeta_0, \zeta_1 \dots \zeta_n$ die denselben entsprechenden centralen Druckhöhen,

so ergibt sich annähernd der Druck auf einen Lehrbogen

$$D = \frac{2B}{n-1} \gamma \left(\frac{\zeta_0 + \zeta_1}{2} \cdot s_1 + \frac{\zeta_1 + \zeta_2}{2} \cdot s_2 + \dots + \frac{\zeta_{n-1} + \zeta_n}{2} \cdot s_n \right) \quad (367)$$

und für gleich lange Bogenstücke, in welchem Falle $s_1 = s_2 = s_n = s$ wird,

$$D = \frac{2B}{n-1} \gamma s [\zeta_0 + 2(\zeta_1 + \zeta_2 + \dots + \zeta_{n-1}) + \zeta_n] \quad (368)$$

Die in Gleichung (367) vorkommenden Bogenlängen $s_1, s_2 \dots s_n$ lassen sich, mit Benutzung der zugehörigen Krümmungshalbmesser, aus folgender Gleichung für das beliebige mte Bogenstück

$$s_m = \frac{\pi}{180} \alpha_m \cdot \rho_m \quad (369)$$

finden, worin ρ_m den zugehörigen Krümmungshalbmesser und α_m den zugehörigen Centriwinkel in Grad bedeutet. Die Bogenstücke des Kreisgewölbes, für welches $\rho_m = r$, ergibt sich

$$s_m = \frac{\pi r}{180} \alpha_m \quad (370)$$

und, wenn die Zahl der Grade gleich, und zwar $\alpha_m = \alpha$, angenommen wird,

$$s = \frac{\pi r}{180} \alpha \quad (371)$$

β) Graphische Bestimmung.¹⁾

Die centrale Druckhöhe ζ lässt sich wie folgt graphisch darstellen. Wenn man mit Hilfe der bekannten Stärke δ des Schlusssteins die dem Winkel α entsprechende Länge $\delta \alpha$ der Lagerfuge bestimmt hat²⁾, so schneidet man den μ ten Theil der wagrechten Kathete $\delta \tan \alpha$ von der lothrechten Kathete δ des hierdurch gebildeten, rechtwinkligen Dreiecks ab und überträgt den hierdurch erhaltenen Rest derselben $\delta - \mu \delta \tan \alpha = \zeta$ mittelst Kreisbogen auf den unteren Theil der Lagerfuge $\delta \alpha$. Im Scheitel, wo $\tan \alpha = 0$, wird $\zeta = \delta$; in dem Punkte, wo $\mu \tan \alpha = 1$ ist, wird $\zeta = 0$.

Werden die oberen Endpunkte aller in den Lagerfugen erhaltenen centralen Druckhöhen verbunden, so ergibt sich die in Textfig. 133 durch Schraffirung hervorgehobene Fläche

Fig. 133.

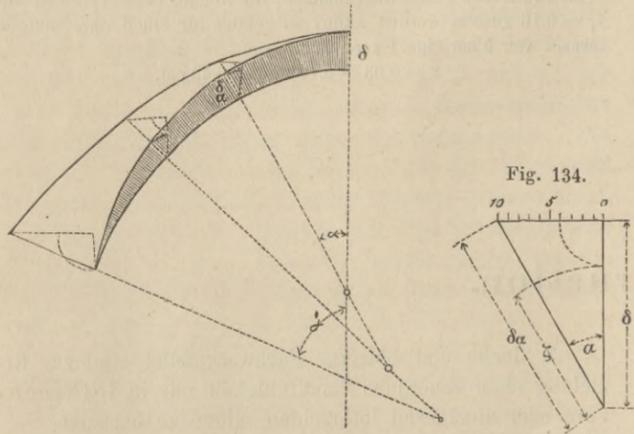
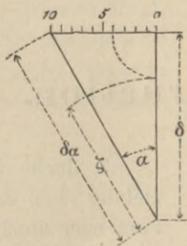


Fig. 134.



als die graphische Darstellung des Gewölbedrucks, welchen man sich mit dem Gewichte γ der Raumeinheit Gewölbmauerwerk auf die Einheitstiefe des Lehrgerüsts wirkend zu denken hat. Nimmt man den Reibungswiderstand $\mu = 0,4$ an, so ergibt sich die in Textfig. 134 dargestellte Construction der centralen Druckhöhe.

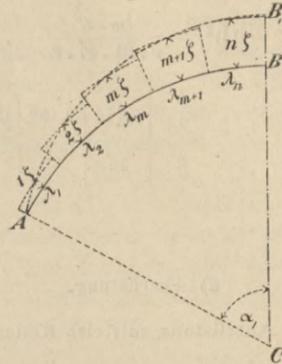
1) Eine rein graphische Ableitung der auf Lehrgerüste wirkenden Gewölbedrücke findet sich a. a. O. S. 223 ff.

2) Die Bestimmung dieser Gewölbestärken findet sich in: Die Brücken der Gegenwart. Zweite Abtheilung. Steinernen Brücken, Heft 1, zweite Auflage.

b) Vertheilung der Druckstreben an Lehrgerüsten.

Sollen die auf Biegung beanspruchten Kranzhölzer der Lehrgerüste bei gleicher Stärke gleiche Widerstandsmomente

Fig. 135.



entwickeln, so ist für eine Länge $AB = L$, s. Textfig. 135, des halben Umfanges eines Lehrbogens, wenn $\lambda_1, \lambda_2 \dots \lambda_n$ die Abstände der Druckstreben von dem Scheitel nach dem Fusse hin und $\zeta_1 = \frac{\zeta_0 + \zeta_1}{2}, \zeta_2 = \frac{\zeta_1 + \zeta_2}{2} \dots \zeta_n = \frac{\zeta_{n-1} + \zeta_n}{2}$ die denselben entsprechenden, mittleren centralen Druckhöhen bezeichnen, die Länge des mten Kranzhölzes¹⁾

$$\lambda_m = \frac{L}{\sqrt{m\zeta} \left(\frac{1}{\sqrt{1\zeta}} + \frac{1}{\sqrt{2\zeta}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{n\zeta}} \right)} \quad (372)$$

woraus folgt, dass dieselbe seiner mittleren centralen Druckhöhe umgekehrt proportional ist.

c) Stärke der centralen Druckstreben.

Werden die Druckstreben in den zuvor bestimmten Entfernungen $\lambda_1, \lambda_2 \dots \lambda_n$ central, d. h. zur Lehrbogenperipherie normal, also zu den betreffenden Lagerfugen parallel angeordnet, so beträgt, vom Scheitel ab, der auf dieselben ausgeübte Längsdruck

$$Q_0 = \gamma \cdot \zeta^2 \lambda_0; Q_1 = \gamma \cdot \frac{\zeta^2 \lambda_0 + \zeta^2 \lambda_1}{2}; Q_2 = \gamma \cdot \frac{\zeta^2 \lambda_0 + 2\zeta^2 \lambda_1 + \zeta^2 \lambda_2}{2} \dots,$$

mithin auf die beliebige mte Druckstrebe

$$Q_m = \gamma \cdot \frac{m-1\zeta^2 \lambda_{m-1} + m\zeta^2 \lambda_m}{2} \quad (373)$$

Werden die für Gleichung (119) gültigen Bezeichnungen beibehalten und findet sich das Verhältniss der kleinsten Querschnittsdimension h zur Länge λ der Druckstreben

$$\frac{h}{\lambda} \geq \sqrt{\frac{d}{\nu E} \cdot \frac{1}{m c}} \quad (374)$$

so sind diese im ersteren Falle auf Druck, im letzteren Falle auf Ausbiegung zu berechnen. Hierin ist für rechteckige Querschnitte $c = \frac{1}{12}$ und nach Maassgabe der Befestigungsweise der Druckstrebe — je nachdem sie nämlich an einem Ende festgehalten, an beiden Enden drehbar befestigt oder an beiden Enden festgehalten ist — bzw. $m = \frac{\pi^2}{4}, \pi^2$ und $4\pi^2$, ferner für den qem $d = 75$ kg, $E = 120000$ kg und $\nu = \frac{1}{10}$ zu setzen. Bei einer Berechnung der Streben

1) Man erhält nämlich, wenn die Momente der einzelnen Theile des Kranzhölzes einander gleich sein sollen,

$$\zeta^2 \lambda_1^2 = \zeta^2 \lambda_2^2 = \dots = m\zeta^2 \lambda_m^2 = \dots = n\zeta^2 \lambda_n^2,$$

mithin

$$\lambda_m = \lambda_1 \sqrt{\frac{\zeta}{m\zeta}} \quad (a)$$

Werden diese Werthe in die Gleichung $L = \lambda_1 + \lambda_2 + \dots + \lambda_n$ eingesetzt, so ist

$$L = \lambda_1 \sqrt{\zeta} \left(\frac{1}{\sqrt{1\zeta}} + \frac{1}{\sqrt{2\zeta}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{n\zeta}} \right),$$

mithin auch

$$\lambda_1 = \frac{L}{\sqrt{\zeta} \left(\frac{1}{\sqrt{1\zeta}} + \frac{1}{\sqrt{2\zeta}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{n\zeta}} \right)} \quad (b)$$

daher ergibt sich, wenn dieser Werth in Gleichung (a) eingeführt wird, die obige Gleichung.

1. auf Druck, ist deren Querschnitt unmittelbar aus

$$bh = \frac{Q_m}{d} \dots \dots (375)$$

2. auf Ausbiegung, ist deren Querschnitt mit seiner kleinsten und grössten Abmessung h und b mittelbar aus der Gleichung

$$bh^3 = \frac{Q_m \cdot \lambda^2}{\nu \cdot m \cdot E \cdot c} \dots \dots (376)$$

$\frac{h}{\lambda}$	0,174	0,150	0,125	0,100	0,090	0,080	0,070	0,060	0,050	0,040	0,030	0,020
k	75	55	38	25	20	16	12	9	6	4	2	1

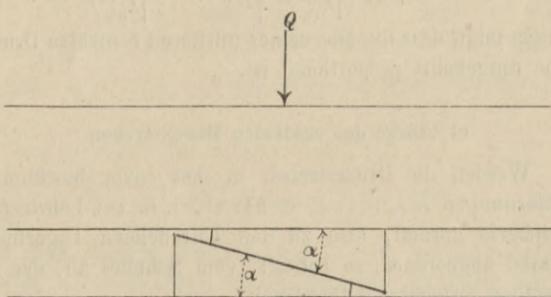
d) Ausrüstung.

a) Ausrüstung mittelst Keilen.

Bezeichnet

- Q den Druck, welcher von dem Gewölbe und Lehrgerüste normal zu den äusseren Keilflächen auf diese ausgeübt wird,
- α die Winkel, welche die beiden Seitenflächen der Keile einschliessen, s. Textfig. 136,
- ϱ den Reibungswinkel von Holz auf Holz, für welchen $\text{tg } \varrho = 0,5$ gesetzt werden kann,

Fig. 136.



so beträgt die zur Lösung eines Keils erforderliche Kraft

$$H = \frac{1,25 \text{tg } \alpha}{1 + 0,5 \text{tg } \alpha} Q, \dots \dots (377)$$

oder es findet sich, wenn dieselbe gegeben ist, der Neigungswinkel α der Keilseiten aus der Gleichung

$$\text{tg } \alpha = \frac{1}{1,25 \frac{Q}{H} - 0,5} \dots \dots (378)$$

Beispiel. Ist im letzteren Falle z. B. $H = \frac{Q}{10}$, so erhält man $\text{tg } \alpha = 0,083$, woraus sich $\alpha = \text{rd. } 5^\circ$ ergibt.

zu bestimmen, während in beiden Fällen $b = h$ bis $\frac{7}{5} h$ angenommen wird.

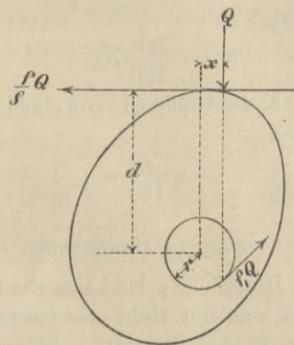
Ist das Verhältniss $\frac{h}{\lambda}$ bekannt oder annähernd angenommen, so lässt sich der Druck Q_m auf die Flächeneinheit der auf Ausbiegung beanspruchten Strebe aus ihrem Druckäquivalente k ableiten. Letzteres beträgt, bei quadratischem Querschnitt, in kg f. d. qcm für

β) Ausrüstung mittelst excentrischer Scheiben.

Bezeichnet

- Q den lothrechten Druck des Gewölbes und Lehrgerüsts auf einen Punkt des Excentriks, worin dessen Umfang den Krümmungshalbmesser ϱ besitzt,
- f den Coefficienten der wälzenden Reibung daselbst,
- r den Halbmesser des Zapfens,
- f_1 den Reibungscoefficienten an dessen Umfange,
- d den Abstand des unterstützenden Excentrikpunktes vom Zapfenmittelpunkt,

Fig. 137.



so ist für die Grenze des Gleichgewichts, bzw. für den Beginn der Bewegung $Qx - \frac{f}{\varrho} Q \cdot d - f_1 Q \cdot r = 0$, mithin die Excentricität d. h. der Abstand der lothrechten Druckrichtung vom Zapfenmittelpunkte

$$x = \frac{f}{\varrho} d + f_1 r \dots \dots (378)$$

und, wenn für die anfängliche Stellung des Excentriks $\varrho = d$ angenommen wird, $x = f + f_1 r \dots \dots (379)$

Beispiel. Wird ein mit Fett geschmierter, gusseiserner, in gusseisernem Lager ruhender Zapfen und eine, zwischen das Excentrik und die hölzerne Schwelle des Lehrgerüsts eingeschaltete, schmiedeeiserne Platte angenommen, für welche bezw. $f = 0,03$ und $f_1 = 0,16$ gesetzt werden kann, so genügt für einen Zapfendurchmesser von 5 cm eine Excentricität von $x = 0,03 + 0,16 \cdot 2,5 = 0,43$ cm.

III. Construction.

1. Constructive Grundsätze.

Bei Anordnung von Holzconstructions zu Eisenbahn- und Strassenbrücken sind zum Zweck ihrer Festigkeit, Dauer und Billigkeit folgende Punkte zu beachten.

1. Als Constructionssystem ist ein einfaches, nicht aus verschiedenartigen Systemen zusammengesetztes zu wählen und so durchzuführen, dass die zulässige Anspruchnahme des angewandten Holzes in jedem Bestandtheile der Construction nie überschritten wird.

2. Zeitweise, infolge eingetretener Fäulniss nothwendige Reparaturen und Auswechselungen einzelner Constructionstheile sollen möglichst billig und ohne Störung des Verkehrs vorzunehmen sein.

3. Joche und hölzerne Fachwerk Pfeiler sind zur Erzielung einer dauernden Standfähigkeit nur in lothrechtem oder annähernd lothrechtem Sinne zu belasten.

4. Die Verbindungen sämtlicher Bestandtheile der Holzconstruction sollen einfach und nicht durch verwickelte Verschneidungen, sondern durch eine sparsame Anwendung von Schraubenbolzen bewirkt sein, damit eine verschwenderische Anwendung von Eisentheilen die wirthschaftlichen Vortheile der Holzconstruction nicht aufhebt.

5. Um einer Fäulniss der einzelnen Constructionstheile vorzubeugen, ist eine Ableitung des Wassers auf dem kürzesten Wege zu bewirken und jeder Constructionstheil so anzuordnen, dass er der Luft und dem Lichte möglichst ausgesetzt ist und hierdurch trocken erhalten wird.

2. Allgemeine Anordnung.

a) Eisenbahnbrücken.

Eisenbahnbrücken mit geringer Constructionshöhe, bei welchen Rücksichten der Oekonomie oder kurze Bauzeit die ausschliessliche Anwendung des Holzes angemessen erscheinen lassen, sind für Spannweiten von 1 bis 5 m und von 5 bis 16 m als Balkenbrücken mit bzw. einfachen und verdübelten Balken auf hölzernen Jochen, für Spannweiten von 16 bis 50 m als solche mit Howe'schen Fachwerkträgern auf hölzernen Jochen oder auf Fachwerkpfeilern anzuordnen und dieselben so einzurichten, dass sie mit möglichst geringem Aufwand an Zeit und Kosten und, ohne eine Unterbrechung des Betriebes zu veranlassen, später durch definitive Brücken aus Stein oder Eisen ersetzt werden können.

Sollen solche Holzbrücken später durch gewölbte Brücken ersetzt werden, so sind deren Joche in solchen Abständen von den Widerlagern und Flügeln zu errichten, dass ihre Standfähigkeit durch die für die letzteren erforderlichen Fundamentgruben nicht gefährdet wird. Die hierdurch gebotene Verlängerung der hölzernen Brücken ist um so weniger zu scheuen, je mehr sie in der hierdurch ermöglichten Verminderung der Erdbewegung eine Deckung findet. Um die dem Bestande höherer, in dem Bahnkörper stehender Joche gefährlichen Verschiebungen zu vermeiden, ist der Dammkopf sorgfältig zu stampfen und, bei Vorhandensein von Steinen oder Geschieben, mindestens dessen Fuss hieraus herzustellen. Gewölbte Durchlässe, Brücken und Viaducte, deren Gewölbscheitel fast stets so tief unter Schienenunterkante liegt, dass der Abstand beider die nöthige Höhe der hölzernen Träger nicht unterschreitet, werden in den meisten Fällen die Herstellung der hölzernen Brücken in der Bahnachse und dann, zur Verminderung der Spannweiten, die Anlage von Jochständern, selbst unter den Gewölbscheiteln, gestatten. Werden nämlich die Brückenträger auf die definitiv ausgeführten Widerlager und Pfeiler provisorisch abgestützt, s. Taf. III, Fig. 41, so können die Joche zwecks Herstellung der Gewölbe abgetragen werden. Um einen gediegenen Anschluss der Brückenbahn an den Erdkörper zu erzielen, soll dieselbe mindestens 2 m in die Dammkrone eingreifen und bei niedrigen Dämmen durch mehrere, in Schotter gelegte Querschwellen, bei hohen Dämmen durch eingerammte, mittelst Kapphölzern verbundene Pfähle unterstützt werden. Diese Unterstützungen sind dem Licht und der Luft möglichst zugänglich zu machen, auch sind die der Fäulniss vorzugsweise ausgesetzten Trägerenden stärker zu halten und mit Schotter zu umgeben.

Sollen hölzerne Brücken später durch eiserne ersetzt werden, s. Taf. III, Fig. 1 bis 25, so ist die Holzconstruction nach den Spannweiten der eisernen Brücke und nach dem Abstände der eisernen Träger, welcher 2, 2,5 und 4,2 betragen kann, und so einzurichten, dass die Eisenconstruction ohne besondere Rüstungen aufgestellt werden kann. Um weder den Bahnbetrieb zu erschweren, noch die Anlage- und Betriebskosten zu vermehren, sollen hölzerne Brücken bis zu 20 m Spannweite nicht, Brücken über 20 m Spannweite nur im Nothfalle aus der Bahnachse gerückt werden. Im letzteren Falle ist aber die Entfernung von Bahn- und Brückenachse möglichst zu beschränken, s. Taf. III, Fig. 23.

Sprengwerkbrücken mit geraden Hölzern sind dort zulässig, wo die nöthigen Constructionshöhen und natürliche, feste Stützpunkte vorhanden sind oder mit geringen Kosten aus Steinen hergestellt werden können. Da die Neigung der Streben zum Horizont am vortheilhaftesten 45° beträgt und unter 35° nie angenommen werden sollte, da ferner starkes Bauholz von über 10 m Länge schon kostspielig wird, so erscheinen Spannweiten von 10 bis 25 m als die für Sprengwerke mit festen, steinernen Widerlagern passendsten. Dagegen eignen sie sich, wegen ihres starken Seitendruckes, bei grösseren Spannweiten für hölzerne Joche nicht und für geringere Spannweiten nur dann, wenn die Neigung der Streben 45° übersteigt und der Horizontaldruck derselben ausserdem durch wagrechte Zangen möglichst vermindert wird.

b) Strassenbrücken.

Hölzerne Strassenbrücken mit geringer Constructionshöhe, welche mässiger Belastungen und Erschütterungen als die Eisenbahnbrücken aufzunehmen haben, sind für Spannweiten von 1 bis 5 und von 5 bis 20 m mit bzw. einfachen und verdübelten Balken und für Spannweiten von 20 bis 50 m aus Howe'schen Fachwerkträgern zu construiren. Die Tragbalken interimistischer Strassenbrücken erhalten eine Unterstützung von Querschwellen, s. Taf. I, Fig. 1^a bei festem und von, in eingerammte Pfähle eingezapften, Holmen, s. Taf. I, Fig. 1^b, 3, 4, bei unfestem Baugrund. Da beide Arten der Unterstützung der Fäulniss sehr ausgesetzt sind, so erhalten definitive Strassenbrücken entweder ganz aus Stein construirte End- und Zwischenpfeiler oder doch steinerne Endpfeiler und hölzerne, auf steinernen Sockeln ruhende Zwischenstützen, s. Taf. I, Fig. 5—12.

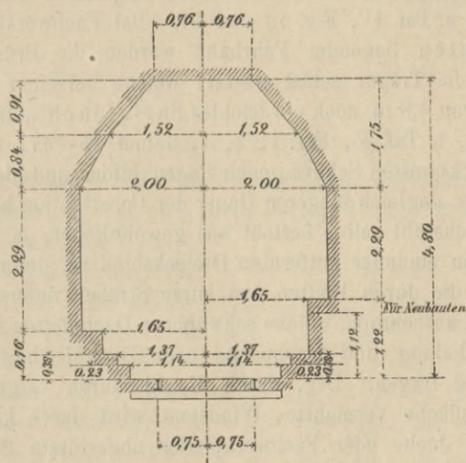
Bei hinreichender Constructionshöhe und da, wo die Baustelle natürliche feste Widerlager darbietet, welche dem Seitendruck einer Construction auf die Dauer widerstehen, eignen sich vorzugsweise Sprengwerke aus geraden Hölzern zur Unterstützung der Brückenbahn, s. Taf. I, Fig. 47—53. Da die Neigung der Streben zum Horizont am vortheilhaftesten 45° beträgt und unter 30° nicht zweckmässig ist, da ferner Holz über 10 m Länge sehr kostspielig wird, so erscheinen Spannweiten von 10 bis 30 m als die für diese Sprengwerke geeignetsten. Dagegen erfordern Sprengwerke auf hölzernen Jochen auch bei Strassenbrücken geringere Spannweiten, steilere Strebenstellung und möglichste Verminderung des Horizontaldruckes durch starke, horizontale Zangen.

3. Die Verkehrsbahn.

a) Eisenbahnbrücken.

Die Breite der Brücke, also der Abstand der Geländer sowie der Abstand der oberen Querverbände von der Brückenbahn richtet sich, bei normalspurigen Bahnen, nach dem Normalprofil des lichten Raumes für die freie Bahn, s. Textfig. 138, welches für deutsche Eisenbahnen eine Höhe

Fig. 138.



von 4,8 m über dem Schienenkopf, eine Breite von 4 m bei eingeleisigen und von 7,5 m bei zweigeleisigen Bahnen besitzt. Die Unterstützung der Fahrschienen wird meist nur durch je 80 bis 90 cm von einander entfernte Querschwellen, seltener durch Langschwellen bewirkt, welche auf je 1 bis 2 m entfernten Querschwellen ruhen. In beiden Fällen werden die Querschwellen etwa 2,5 cm eingeschnitten und durch Bolzen mit den Trägern verbunden. Langschwellen erhalten eine zu den Querschwellen normale Lage und eine, der nöthigen Neigung der Fahrschienen von $\frac{1}{16}$ bis $\frac{1}{20}$ entsprechende, Abschrägung ihrer oberen Fläche. Stösse der Langschwellen erhalten über einer Querschwellen eine kurze gerade Ueberplattung, welche mit der letzteren durch einen Bolzen verbunden wird, s. Taf. IV, Fig. 39. Bei Anwendung von Querschwellen liegen die Bohlen des Belags der Länge

nach auf diesen, bei Anwendung von Lang- und Querschwellen entweder der Länge nach auf den letzteren oder, wenn auch die Stirnträger gegen Regen geschützt werden sollen, normal zu den Langschwellen, in welchem Falle sie, mit Gefäll nach aussen, auf niedrige Längsbalken gelegt werden, s. Taf. IV, Fig. 33 u. 34. Zur Ableitung des Wassers legt man die Bohlen, deren Kanten etwas gebrochen werden, je 2 cm auseinander und bedeckt, zur Verhütung von Feuersgefahr durch die aus den Aschenkästen der Locomotiven herabfallenden Kohlen, die zwischen den Fahrschienen befindlichen Bohlen mit Schotter, siehe Taf. V, Fig. 14 u. 41. Die Stärke der Bohlen wird durch Rechnung in der früher angegebenen Weise bestimmt und beträgt bei einer freiliegenden Weite derselben von 1, 1,5, 2 und 2,5 m bzw. etwa 5, 6, 7 und 8 cm. Um der, aus einer Entgleisung entspringenden, Gefahr des Herabstürzens eines Zuges zu begegnen, legt man entweder die Bankette etwas höher oder ordnet innerhalb des Geleises und in einem beiläufigen Abstände von je 6 cm von jeder Fahrschiene zwei starke Langschwellen, sog. Sicherheitschwellen an, welche, zur Vermeidung einer seitlichen Verschiebung, mit den Querschwellen verbolzt werden.

Die Windkreuze werden, unter den Querschwellen, zwischen die Längsbalken oder Gurten der Hauptträger eingeschaltet und bestehen aus hölzernen Diagonalen, welche sich gegen hölzerne Klötze stemmen, die entweder mittelst durchgehender Querbolzen untereinander oder nur mittelst kurzer Bolzen mit den erwähnten Theilen der Hauptträger verbunden sind, s. Taf. V, Fig. 11 und 42.

Die Brüstungen, welche bei den kleinsten Objecten oft ganz fehlen, bestehen bei grösseren und höheren Brücken aus je 2,5 bis 3 m von einander entfernten, 18 bis 19 cm breiten, 15 bis 16 cm starken Pfosten von etwa 1 m freier Höhe, welche entweder mit den Längsträgern der Balkenbrücken von aussen oder mit den Querschwellen der mit obenliegender Fahrbahn construirten Fachwerkbrücken von der Seite verblattet und verschraubt werden, und aus 18 bis 19 cm breiten, 20 bis 21 cm hohen, oben abgerundeten, besser abgeschragten, Holmen, welche mittelst halber, nicht durchgehender Zapfen und eichener Quernägeln oder horizontaler Bolzen mit jenen Pfosten verbunden werden. In die Pfosten werden am einfachsten noch eine oder zwei Riegel seitlich eingelassen und angegelt, s. Taf. IV, Fig. 13 und 37. Bei Fachwerkbrücken mit unten liegender Fahrbahn werden die Brüstungen durch die Träger selbst ersetzt, welche bei einer lichten Höhe von 4,8 m noch ein leichtes Satteldach aufnehmen können, s. Taf. V, Fig. 1, 2, 4, 6 und 45—47, welches den wirksamsten Schutz gegen Regen bildet und hierdurch zu einer ungleich längeren Dauer der Construction beiträgt. Der Dachstuhl selbst besteht aus gewöhnlichen, je 1,5 bis 2 m von einander entfernten Dreiecksbindern, deren Querbalken die durch Pfetten und kurze Streben unterstützten Sparren aufnehmen, welche schwächere Dachpfetten und die aus Schalung und Dachpappe oder Dachfilz bestehende Deckung tragen. Der, durch die hierdurch vergrösserte Angriffsfläche vermehrte, Windstoss wird durch kräftige, auf die Joche oder Fachwerkpfeiler abgestützte Streben, s. Taf. V, Fig. 4, aufgehoben.

b) Strassenbrücken.

Die Breite einer Strassenbrücke beträgt, je nachdem sie von einem oder mehreren Fuhrwerken zugleich befahren werden soll, 4 bis 8 m, wovon 2,5 bis 5,5 m auf die Fahrbahn und je 0,75 bis 1,25 m auf die beiden Fussbahnen kommen. Gewöhnlich wird die Fahrbahn doppelspuriger Strassenbrücken 5 m und jede ihrer Fussbahnen zu 1,25 m, mithin die lichte Gesamtbreite zu 7,5 m angenommen.

Die Fahrbahn erhält, bei schwach befahrenen Brücken, einen einfachen Belag von 10 bis 15 cm starken Querbohlen, bei stark befahrenen Brücken zwei Quersichten von Bohlen, s. Taf. II, Fig. 1—7 und 8—14, wovon nur die 12 bis 18 cm starke untere als tragend anzusehen

ist, während die 4 bis 6 cm starke obere, sobald sie durchgefahren ist, ausgewechselt wird. Die Querbohlen bedürfen zu ihrer Unterstützung entweder einer hinreichenden Anzahl je 0,75 bis 1,25 m von einander entfernter, 20 bis 22 cm breiter und 25 bis 30 cm hoher Längsbalken, sogenannter Strassenträger oder, wenn Hauptträger mit grösseren Abständen vorhanden sind, ähnlicher Längsbalken, welche auf je 1,5 bis 2,5 m von einander entfernten, 20 bis 25 cm breiten und 25 bis 35 cm hohen, auf den Hauptträgern liegenden Querschwellen und sammt diesen auf jenen Hauptträgern ruhen.

Um den einfachen Bohlenbelag vor dem Zerfahren zu schützen und auf ihm die Last der Fuhrwerke etwas zu vertheilen, wird derselbe nicht selten mit Saumschwellen eingefasst und dann mit einer 5 bis 15 cm starken Beschotterung aus grobem oder feinem Kies bedeckt, s. Taf. I, Fig. 9, 10, wodurch er indess eine ungleich grössere ständige Belastung erhält. Das letztere gilt in noch höherem Grade von dem auf einer Sandschicht ruhenden Steinpflaster, welches ausserdem das Austrocknen der Bohlen hindert und eine öftere Controle und Auswechslung des Belages sehr erschwert. Das Holzpflaster, so zweckmässig es bei bedeckten Räumen, z. B. bei Thorwegen, ist, hat den Nachtheil, dass es in der Nässe aufquillt und dann allmähig Sand in seine nach oben offenen Poren aufnimmt, welcher die einzelnen Klötze und dadurch die seitlichen Einfassungen der Pflasterung allmähig auseinander treibt.

Die Fussbahn wird bei schmalen, von Fussgängern wenig benutzten Brücken ganz weggelassen oder mit der Fahrbahn vereinigt, s. Taf. I, Fig. 1—4 und 9—10, bei breiten, stark begangenen Brücken meist aus Quer- oder Längsbohlen hergestellt. Besteht die Fahrbahn aus einem doppelten Bohlenbelag, so lässt man an den Seiten nur den unteren durchgehen und als Fusssteig dienen; besitzt die Fahrbahn eine durch Saumschwellen eingefasste Beschotterung, so werden jene meist zugleich als Rinnen und Unterstützungen querliegender Fusssteigbohlen benutzt, welche letztere ausserdem durch mehrere Langschwellen unterstützt werden und ein Gefälle nach den Rinnen erhalten. Die Ableitung des Wassers, welche hier meist durch mehrere, senkrecht in die Rinne eingesetzte, nicht zu kurze Blechröhren bewirkt ist, wird noch vollständiger erreicht, wenn zwischen der Saumschwelle der Fahrbahn und der ihr zunächst liegenden Langschwelle der Fussbahn ein Zwischenraum bleibt, durch welchen das Tagwasser unmittelbar ablaufen kann.

Die 0,75 bis 1 m hohe Brüstung, welche bei kleinen Brücken ganz wegfällt, s. Taf. I, Fig. 1 bis 4, wird, wie bei den Eisenbahnbrücken, aus Pfosten mit Holmen oder Brustriegeln construiert, welche mit den Lang- oder mit den Querschwellen der Brückenbahn sowie unter sich wie bei jenen verbunden werden. Die wirksamste seitliche Absteifung der Geländerpfosten bilden Streben, welche mit den Pfosten und den etwas verlängerten Querschwellen verzapft oder besser überblattet werden. Die Füllung der Brüstung besteht gewöhnlich aus einfachen, s. Taf. I, Fig. 13 und 16, oder aus je zwei, übereinander angebrachten Riegeln, s. Taf. I, Fig. 5—12, oder, behufs besserer Längsversteifung der Geländerpfosten, aus überblatteten, zwischen die letzteren eingezapften Kreuzstreben, s. Taf. I, Fig. 58—62. Die Geländerfüllungen reicherer, z. B. in Städten erbauter Brücken bestehen theils aus vollere facettirtem Stabwerk, theils aus abgehobelten, in die Brustriegel eingemutheten und mit der Laubsäge ausgeschnittenen Bretern, welche, zur Vermeidung von Fäulniss, unten nicht bis zum Bohlenbelag reichen, sondern von innen an einen Querriegel angegelt werden. Bei Fachwerkbrücken mit unten liegender Brückenbahn ersetzen die Träger die Brüstungen und eignen sich, bei einer lichten Höhe derselben von 4 bis 5 m zur unmittelbaren Aufnahme eines leichten Satteldaches, welches, wegen der geschlossenen, minder leicht austrocknenden Strassenbahn, hier noch wichtiger als bei Eisenbahnbrücken erscheint, übrigens wie bei diesen construiert wird.

c. Die Einzeltheile der Verkehrsbahn.

a. Die Brückentafel.

Bei Eisenbahnbrücken wird die Unterstützung der Fahrschienen bewirkt entweder durch Querschwellen, siehe Taf. I, Fig. 30, 31 und Taf. IV, Fig. 6; durch Langschwellen auf Querschwellen, s. Taf. I, Fig. 25, 26, 73; Taf. IV, Fig. 3, 4, 7, 25 und 37—39, oder durch Querschwellen auf Langschwellen, s. Taf. I, Fig. 24, 28, während die Fusssteige durch Beläge von Längsbohlen auf den Querschwellen, siehe Taf. IV, Fig. 25 und Taf. V, Fig. 14, oder von Querbohlen auf Langschwellen, s. Taf. IV, Fig. 37 bis 39, gebildet werden.

Bei Strassenbrücken besteht die Brückentafel in Belägen aus einfachen Querbohlen, s. Taf. I, Fig. 1—4 und 44—46; aus doppelten Querbohlen, s. Taf. I, Fig. 44—46, 58—65, 66 und 67, Taf. II, Fig. 1—7, 8—14; aus Querbohlen mit Beschotterung und Saumschwellen, s. Taf. I, Fig. 5—12, 17, 18, 19 und 20—22; seltener aus Bohlen auf Schotter, s. Taf. I, Fig. 16.

Fig. 144.

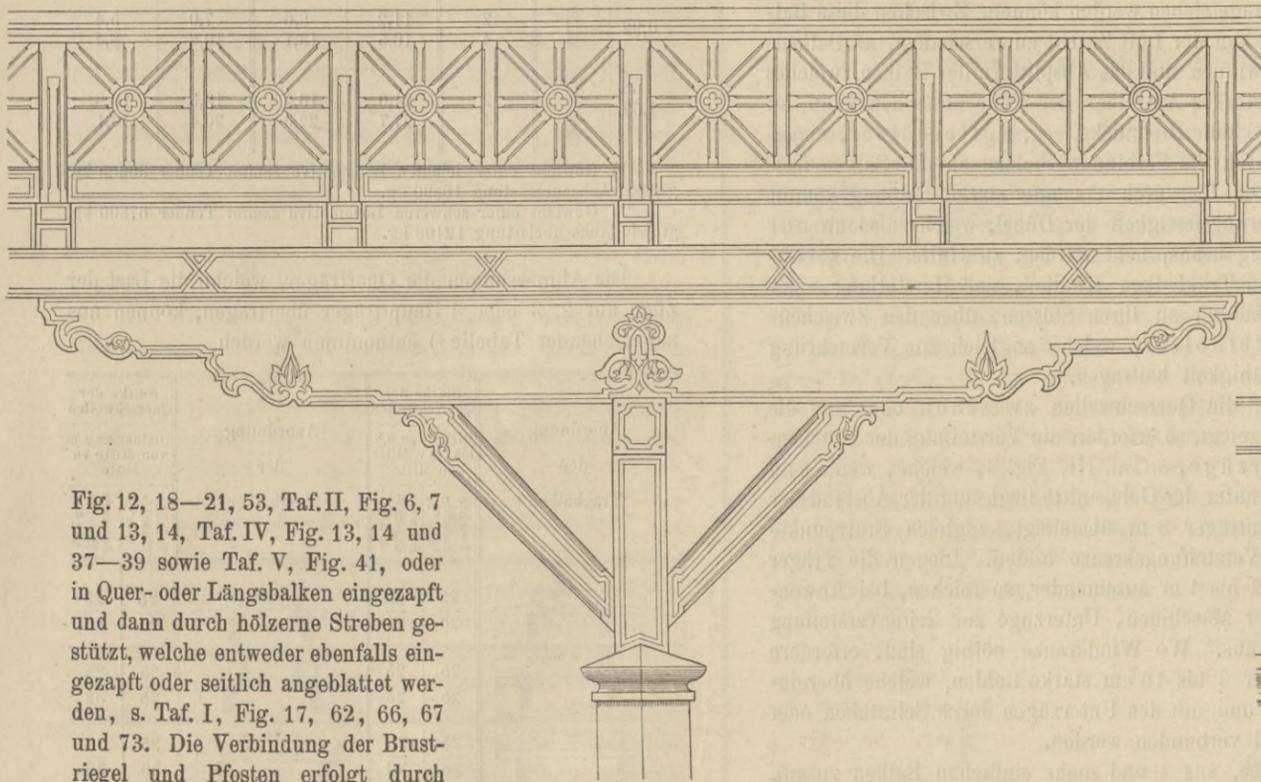
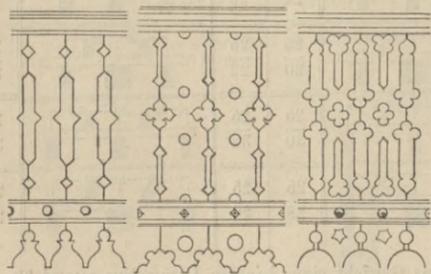


Fig. 12, 18—21, 53, Taf. II, Fig. 6, 7 und 13, 14, Taf. IV, Fig. 13, 14 und 37—39 sowie Taf. V, Fig. 41, oder in Quer- oder Längsbalken eingezapft und dann durch hölzerne Streben gestützt, welche entweder ebenfalls eingezapft oder seitlich angeblattet werden, s. Taf. I, Fig. 17, 62, 66, 67 und 73. Die Verbindung der Brustriegel und Pfosten erfolgt durch Zapfen unter Beihülfe von Spitzklammern, Schrauben oder Bändern, s. Textfig. 139—141. Die Füllung der von den Brustriegeln und Pfosten gebildeten Felder besteht entweder nur aus einfachen Riegeln, s. Taf. I, Fig. 13, 42—43, 66—67, Taf. IV, Fig. 14, 37—39 und Taf. V, Fig. 33—37, doppelten Riegeln, s. Taf. I, Fig. 5—6, 18—21, 72—73, und Taf. II, Fig. 1—2, 6—7, 8—9, und 13—14, oder aus gekreuzten Diagonalen ohne und in Verbindung mit Riegeln, s. Taf. I, Fig. 58—59, wodurch

Fig. 146. Fig. 147. Fig. 148.

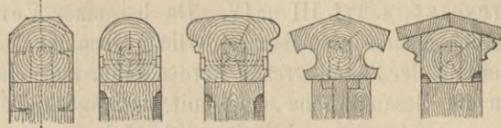


zugleich eine Versteifung der Brüstungsfelder bewirkt wird. Reichere Füllungen bestehen entweder aus Gitterwerk, aus sternförmig zusammengestellten Stäben, wie bei der Reichenbachbrücke in München, s. Textfig. 144, 145, oder aus lothrecht zusammengestellten, nach mehr oder minder reichen Mustern ausgesägten Brettern, welche oben in den Holm eingenuthet und unten an einen Geländerriegel angenagelt sind, s. Textfig. 146, 147, 148.

β. Die Brüstung.

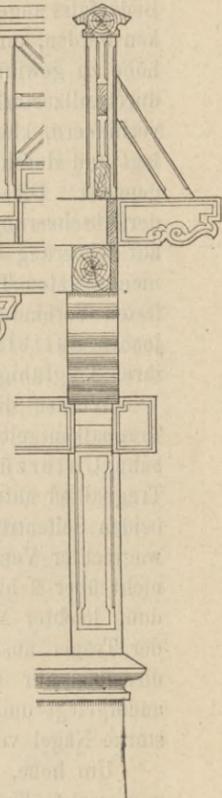
Die Holmen oder Brustriegel erhalten je nach dem Abstände der Pfosten Stärken von 14/16 bis 16/18 cm und werden bei gewöhnlichen Brücken oben abgeschrägt, abgekantet, s. Textfig. 139, oder abgerundet, s. Textfig. 140; bei Brücken, auf deren Form mehr Gewicht ge-

Fig. 139. Fig. 140. Fig. 141. Fig. 142. Fig. 143.



legt wird, mehr oder minder reich profilirt, s. Textfig. 141 bis 143. Die Pfosten erhalten je nach dem zu gewärtigenden Seitendruck Abstände von 1,5 bis 2,5 m bei Stärken von 14/14 bis 18/18 cm und werden entweder an die Quer- und Stirnbalken des Ueberbaues angeschraubt, s. Taf. I,

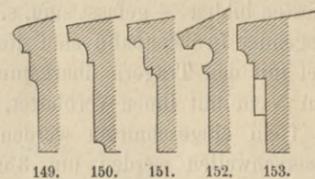
Fig. 145.



γ. Gesimse und Verkleidung.

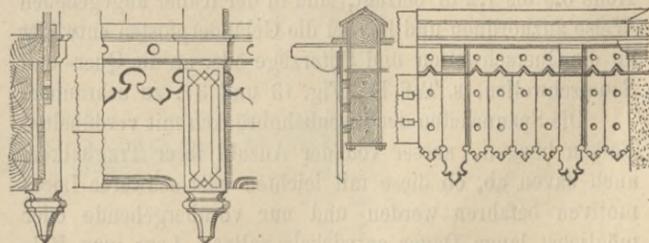
Bei einfachen hölzernen Brücken bleibt das Gesims entweder ganz weg oder wird durch ein zum Schutze des Stirnbalkens dienendes Wetterbrett, s. Taf. I, Fig. 17, ersetzt. Bei besser auszustattenden Brücken wird die Saumschwelle oder der Stirnbalken mit einem mehr oder minder reich profilirten hölzernen Gurtgesims, s. Textfig. 149 bis

Fig. 149—153.



153, bekleidet. Wo die Stirnbalken höher sind, wie bei den verdübelten Balkenträgern, wird zu deren Schutz und

Fig. 154. Fig. 155. Fig. 156. Fig. 157.



Verzierung wohl auch eine höhere Verkleidung aus mehreren wagrechten Brettern, s. Textfig. 154, 155, oder aus einer Reihe von lothrecht befestigten Brettstücken, s. Textfig. 156, 157, angewendet.

4. Die Balkenbrücken mit einfachen und verdübelten Balken.

a. Eisenbahnbrücken.

Die Tragbalken der Eisenbahnbrücken werden für Spannweiten von nur 1 bis 5 m einfach genommen, für Spannweiten von 5 bis 20 m aus 2 bis 2 x 4 Balken zusammengesetzt, s. Taf. III u. IV. Da bei einer Verzahnung derselben selten die erforderliche Genauigkeit in der Bearbeitung der Zähne erreicht werden kann, auch ein Verlust in der Gesamthöhe und somit an Tragfähigkeit des Balkens entsteht, ferner bei einer Verdübelung mit schräg eingesetzten Bohlenstücken ebenfalls die erforderliche Genauigkeit in der Bearbeitung nur schwer zu erreichen ist, bei beiden aber eine nachtheilige Senkung des Trägers nicht verbessert werden kann, so empfiehlt sich eine Verbindung übereinander gelegter Tragbalken durch Schraubenbolzen und geradeingesetzte, aus schlanken eichenen Keilen bestehende Dübel, welche sehr genau eingestemmt und nach Bedürfniss angetrieben werden können. Zwischen diese Balken werden, um der Luft Zutritt zu verschaffen, an Balkenhöhe zu gewinnen und das Abspalten der Balken, welches durch allzustarkes Antreiben der Keile entstehen kann, zu verhindern, kleine Bretstücke, sog. Futterhölzer, eingelegt und durch die Verbindungsbolzen an die Balken festgepresst. Die hierdurch erzeugte starke Reibung kommt der Abscherungsfestigkeit der Dübel, welche alsdann nur auf Scheerung beansprucht werden, zu Hilfe. Die zusammengesetzten Tragbalken erhalten, zur Herstellung einer festen Verbindung an ihren Stößen, über den Zwischenjochen Sattelhölzer, welche zugleich zur Vermehrung ihrer Tragfähigkeit beitragen.

Werden die Querschwellen zwischen oder auf die Tragbalken gelegt, so erfordert die Versteifung der Brückenbahn Unterzüge, s. Taf. III, Fig. 3, welche, wenn kein Tragbalken unter der Geleismitte liegt und der Abstand der beiden Seitenträger 3 m übersteigt, zugleich Stützpunkte wagrechter Versteifungskreuze bilden. Liegen die Träger nicht über 2 bis 4 m auseinander, so reichen, bei Anwendung leichter Maschinen, Unterzüge zur Seitenversteifung der Träger aus. Wo Windkreuze nöthig sind, erfordern dieselben nur 6 bis 10 cm starke Bohlen, welche übereinandergelegt und mit den Unterzügen durch Schrauben oder starke Nägel verbunden werden.

Um hohe, aus 4 und mehr einfachen Balken zusammengesetzte Träger seitlich abzusteifen, werden zwischen die Querschwellen und jene Unterzüge lothrechte Kreuzbüge eingesetzt, s. Taf. IV, Fig. 3, 6, 7, 13, 15, welche sich gegen die Tragbalken stemmen, und von den seitlich angebrachten, die Tragbalken lothrecht verbindenden, doppelten Pfosten — deren äussere, verlängert, zugleich die Geländerpfosten bilden — gefasst sind, s. Taf. IV, Fig. 13. Bei oben liegender Brückenbahn sind die Querschwellen 3 bis 5 cm tief mit den Trägern überkämmt, die Unterzüge dagegen um 5 cm mit ihnen verblattet, wobei die Träger höchstens je 1 cm eingeschnitten werden. Die Langschwellen und Querschwellen werden um 3 cm überblattet, wobei die Schwächung der Querschwelle nicht über 1 cm betragen darf. Der Bohlenbelag erhält eine Stärke von 5 bis 6 cm und zwar werden die Bohlen mit Leisten und Holzschrauben untereinander zu Tafeln verbunden. Die Geländer, deren Höhe 0,9 bis 1,2 m beträgt, sind in der früher angegebenen Weise anzuordnen und hierbei die Geländerpfosten entweder an die Querschwellen und Unterzüge oder an die Quer- und Saumschwellen, s. Taf. IV, Fig. 13 und 37, zu schrauben.

Die Spannweiten der Eisenbahnbrücken mit verdübelten Balken hängen, ausser von der Anzahl ihrer Tragbalken, auch davon ab, ob diese mit leichten oder schweren Locomotiven befahren werden und nur vorübergehende oder möglichst lange Dauer entwickeln sollen. Legt man Balkenhöhen von 0,67 bis 1,72 m zu Grunde, so ergeben sich für 2, 3 und 4 Tragbalken und für Locomotive für Tender von 30000 kg und von 67800 kg Gewicht nachstehende Maximalweiten:

Theoretische Maximalspannweiten für interimistische und definitive verdübelte Balkenbrücken.¹⁾

Querschnitt	Anzahl der Tragbalken	Maximalspannweite für die Belastung mit leichteren Locomotiven *)		Maximalspannweite für die Belastung mit schwereren Locomotiven **)	
		Interims-Brücken m	Definitive Brücken m	Interims-Brücken m	Definitive Brücken m
0,67	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
1,02	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
1,37	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
1,72	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
0,92	2	11,2	8,6	7,0	5,4
	4	16,5	13,1	10,8	8,4
1,62	2	21,0	16,2	13,5	10,8
	4	27,7	22,5	20,4	16,1

*) Gewicht einer leichten Locomotive sammt Tender 30000 kg, grösste Achsenbelastung 10800 kg.

**) Gewicht einer schweren Locomotive sammt Tender 67800 kg, grösste Achsenbelastung 12100 kg.

Die Abmessungen der Querträger, welche die Last der Züge auf 2, 3 oder 4 Hauptträger übertragen, können aus nachstehender Tabelle¹⁾ entnommen werden.

Anordnung der Tragbalken	Stärke der Querschwellen		Anordnung der Tragbalken	Stärke der Querschwellen	
	Distanz = 0,8 bis 1 m v. Mitte zu Mitte			Distanz = 2 m von Mitte zu Mitte	
	Leichte Maschinen *)	Schwere Maschinen **)		Leichte Maschinen *)	Schwere Maschinen **)
	25	25		25	25
	20	20		20	25
	25	25		25	25
	25	25		25	32
	25	25		25	28
	28	30		30	38
	25	25		25	32
	32	35		35	40
	28	28		30	35
	35	38		35	45
	30	32		30	35
	38	38		40	48
	25	25		25	25
	20	20		20	28
	25	25		25	25
	24	25		25	32
	25	25		25	25
	20	22		22	28
	25	25		25	30
	30	32		32	38
	25	25		25	28
	28	28		28	35

*) Das Gewicht einer leichten Locomotive sammt Tender ist zu 30000 kg, die grösste Achsenbelastung zu 10800 kg angenommen.

**) Das Gewicht einer schweren Locomotive sammt Tender ist zu 67800 kg, die grösste Achsenbelastung zu 12700 kg angenommen.

b. Strassenbrücken.

Die einfachen Tragbalken der 1 bis 5 m weitgespannten Strassenbrücken erhalten entweder eine durchweg gleiche

1) Vergl. W. Pressel, Normalien der k. k. priv. Südbahngesellschaft für hölzerne Brücken. Wien 1867.

oder eine unter der Fahrbahn etwas geringere Entfernung als unter den Fusswegen und ruhen, bei Anwendung hölzerner Joche, auf deren Holmen; bei steinernen Pfeilern auf einfachen oder doppelten eichenen Mauerschwellen, in welche die Balken, zur Vermeidung einer seitlichen Verschiebung, etwa 2,5 cm eingelassen werden. Um die Mauerschwellen vor Fäulniss zu schützen, legt man dieselben auf einzelne, etwas überhöhte Steine und giebt dem übrigen Theile der Mauer eine Abwässerung nach deren Laibung, s. Taf. I, Fig. 5 und 6, 10 und 11. Die Balkenenden werden am besten in groben Kies gelegt und bisweilen noch mit vor Hirn befestigten Querbohlen verwahrt, s. Taf. I, Fig. 1 und 3. Bei breiter Mauerkrone führt man hinter den Balkenenden eine niedrige Stützmauer auf und lässt, zur Beförderung des Luftzugs, zwischen beiden einen Zwischenraum von 2 bis 5 cm. Bei Balkenbrücken mit Zwischenjochen werden die Balken auf die Holme der letzteren gelegt und überdies durch Sattelhölzer, Kopfbänder (Büge) oder Sattelhölzer mit Kopfbändern unterstützt; bei solchen mit Zwischenpfeilern legt man die Balken auf doppelte Mauerschwellen und verbindet sie an den Stössen durch unterlegte, mit ihnen verschraubte Sattelhölzer. Die verdübelten Tragbalken der Strassenbrücken erhalten meist einen Abstand von 1,5 bis 2,5 m und nehmen Querschwellen mit den je 0,75 bis 1,25 m entfernten Strassenträgern auf. Sie werden, der geringeren Belastung entsprechend, schwächer, jedoch ähnlich wie die Tragbalken der Eisenbahnbrücken construirt.

5. Die verstärkten Balkenbrücken.

Zur Verstärkung der in Eisenbahnen oder Strassen vorkommenden einfachen oder verdübelten Balkenbrücken werden entweder einfache oder mehrfache Sattelhölzer, Kopfbänder oder eine Verbindung von Sattelhölzern mit Kopfbändern, ferner eiserne Armierungen und geschlitzte oder gespreizte Balken angewandt.

a. Die Balkenbrücken mit Sattelhölzern.

Die Sattelhölzer sind zu einer Verstärkung der Tragbalken entweder nur über den Zwischenauflagern, s. Taf. I, Fig. 5, 6, 9 u. 12, Taf. III, Fig. 3 u. 9, Taf. IV, Fig. 1 u. 3, oder über den Zwischen- und Endauflagern zugleich bestimmt, indem sie daselbst eine Biegung jener Balken erschweren oder die freie Weite derselben vermindern sollen. Zu diesem Zwecke werden sie durch Schrauben ohne oder mit Anwendung von dazwischengelegten Dübeln mit den Balken verbunden. Ueber den Zwischenauflagern befinden sich jene Schrauben an den Enden und in der Mitte der Sattelhölzer, wenn die Tragbalken continuirlich sind und auf zwei Mauerschwellen oder Jochholmen ruhen, in der Nähe der Mitte, wenn die letzteren daselbst gestossen sind oder wenn sie continuirlich sind und auf einer Mauerschwellen oder auf einem Jochholm ruhen. Die Vertheilung der Dübel erfolgt nach den unter 2. B, Seite 18, 19 aufgestellten Grund-

sätzen, wonach die Dübel gegen die Enden der Sattelhölzer hin anzuwenden, in deren Mitte aber wegzulassen sind. Ueber den Endauflagern befinden sich jene Schrauben und Dübel meist an den Enden der Sattelhölzer, jedoch können sie hier ihren Zweck einer Verstärkung der Tragbalken nur dann erfüllen, wenn ihre hinteren Enden mit dem Mauerwerke der Endpfeiler oder mit den Pfosten der Endjoch verankert sind. Erweisen einfache Sattelhölzer sich zu schwach, so werden auch wohl doppelte angewendet, wobei die unteren etwas kürzer genommen und unter sich sowie mit den Tragbalken in ähnlicher Weise durch Dübel und Schrauben verbunden werden.

Bei geringeren Spannweiten und Belastungen werden die Zwischen- und Endjoch dieser Brücken eintheilig, d. h. mit einfacher Pfahlreihe und einfachem Jochholm, bei grösseren Spannweiten und Belastungen zweitheilig, d. h. mit doppelter Pfahlreihe und doppelten Jochholmen hergestellt. Jedoch ist wegen des nachtheiligen Einflusses von hinterfülltem, gewöhnlich mehr oder minder feuchten Boden auf Holzwerk ein Endpfeiler, was Dauer angeht, einem Endjoch stets vorzuziehen.

b. Die Balkenbrücken mit Kopfbändern.

Die Kopfbänder sind zu einer Unterstützung der Tragbalken zu beiden Seiten der Zwischenauflager und an den Endauflagern bestimmt, indem sie die freie Weite der Tragbalken vermindern sollen. Zu diesem Zweck sind deren Längen so gering, und deren Abmessungen so stark zu wählen, dass sie den von den Balken ausgeübten Druck aufnehmen können, ohne seitlich auszubiegen. Der zweckmässigste Neigungswinkel, unter welchem sich dieselben an die Tragbalken anschliessen, beträgt 45°. Hierdurch sowie durch die mit der verfügbaren, durch den höchsten Wasserstand oder durch den zu unterführenden Wasser- oder Landverkehr bedingte Constructionshöhe wird in vielen Fällen die Länge der Kopfbänder bestimmt und hiernach deren erforderlicher Querschnitt berechnet. Die Verbindung der Kopfbänder mit den Tragbalken und den Jochpfosten geschieht entweder durch Versatzung mit Zapfen, s. Textfigur 158, oder durch Verblattung, s. Textfigur 159. Die mit

Fig. 158.

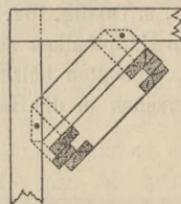
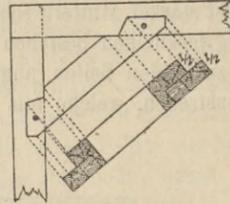


Fig. 159.



Zapfen versehene Kopfbänder werden entweder sogleich bei dem Aufbringen der Träger eingesetzt, wodurch die beste Verbindung mit den Trägern und Jochen hergestellt wird, oder sie werden nachträglich „eingejagt“ und erhalten

Fig. 160.

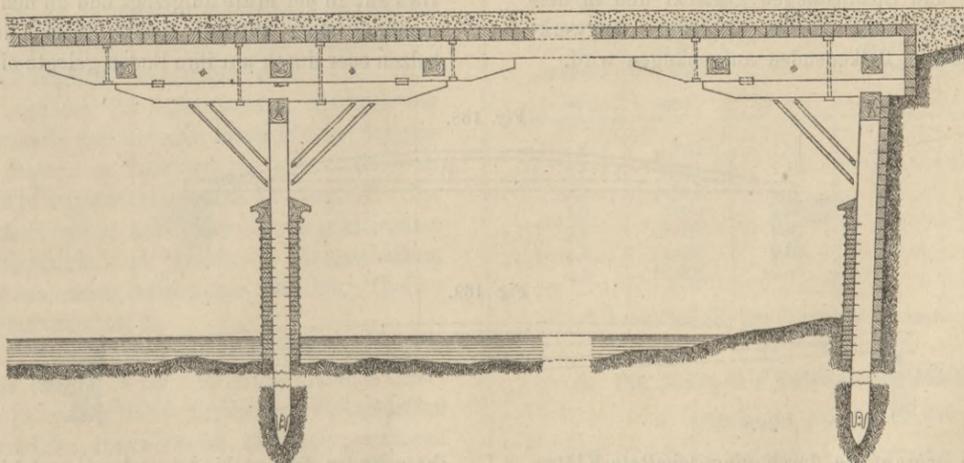


Fig. 161.

dann oben gewöhnliche Schrägzapfen, unten sog. Jagzapfen, welche nach einem Kreisbogen abgerundet sind, dessen Radius der Länge des Kopfbandes entspricht, und mit

schweren Hämmern eingetrieben werden. Mit schrägen Blättern versehene Kopfbänder können alle nachträglich eingesetzt werden.

VERBODEN TOEGANG

e. Die Balkenbrücken mit Sattelhölzern und Kopfbändern.

Wo die Tragbalken und Sattelhölzer durch die Dübel und Schrauben oder die Tragbalken und Kopfbänder durch die Verzapfungen oder Verblattungen verhältnissmässig zu sehr geschwächt werden, wo die Sattelhölzer für sich zu weit ausladen oder wo die Kopfbänder bei dem günstigsten Neigungswinkel zu tief herabreichen würden, werden einfache oder doppelte Sattelhölzer in Verbindung mit Kopfbändern angewandt, welche übrigens untereinander und mit ihren Auflagern in der unter a. und b. erörterten Weise verbunden werden. Bei der auf diese Weise construirten, in Fig. 160, 161 dargestellten Reichenbachbrücke über die Isar in München mit 14,6 m weiten Oeffnungen laden die

oberen und unteren Sattelhölzer bezw. 4,2 und 3,1 m auf jeder Seite der hölzernen Joche aus. Hierbei sind jedoch die oberen Sattelhölzer zur Sicherung ihrer seitlichen Standfestigkeit durch Querriegel und etwas versetzte Querbolzen untereinander verbunden, während sie durch je drei eingelegte Dübel gegen seitliche Verschiebung auf den untersten Sattelhölzern gesichert sind.

6. Die Balkenbrücken mit armirten Tragbalken.

Einfach armirte Tragbalken werden als Hängerbalken, s. Textfig. 162, 163, oder als Sprengerbalken, s. Textfig. 164 bis 165, ausgeführt und erhalten Spannweiten

Fig. 162.



Fig. 163.



Fig. 164.

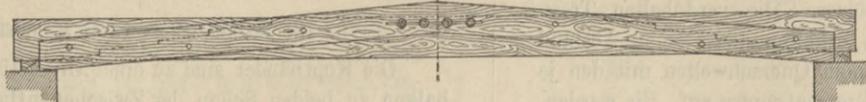
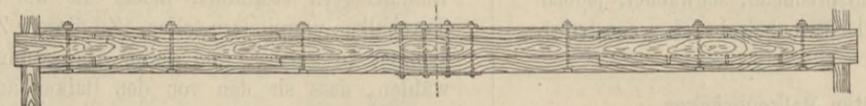


Fig. 166.



Fig. 165.



von 6—8 m. Die aufgehängten Balken derselben werden in ihrer Mitte durch einen untergelegten Querbolzen unterstützt, welcher auf jeder Seite derselben durch die Oesen je zweier aus Rund- oder Flacheisen bestehenden Zugstangen gesteckt und durch Befestigung der letzteren an den oberen Balkenenden aufgehängt wird. Diese Befestigung besteht gewöhnlich in einer eisernen, zu beiden Seiten etwas vorspringenden Querplatte, s. Textfig. 163, welche normal zur Achse der Zugstangen in die Balkenenden eingelassen wird, und durch welche man die mit Gewinden versehenen Enden jener Zugstangen durchsteckt, worauf man letztere mittelst starker Muttern scharf anzieht, s. Textfig. 162. Die Sprengerbalken bestehen ausser dem Hauptbalken aus je zwei zu beiden Seiten angebrachten, geneigten hölzernen Bohlenstreben, welche mit Zähnen versehen in die Haupt-

balken eingelassen und durch Schraubenbolzen mit jenen verbunden werden. Um ein Ineinanderpressen der Streben an den sich berührenden Hirnenden zu vermeiden, schaltet man passende Kupfer- oder Eisenplättchen ein und verwahrt den Stoss durch angeschraubte doppelte eiserne Bänder, s. Textfig. 160, 161. Auf den hierdurch verstärkten Balken wird die Brückenbahn der Eisenbahn- oder Strassenbrücken ähnlich wie bei den verdübelten Balken angeordnet. Bei den Sprengerbalken wird die wagrechte Unterlage der Querschwellen oder Querbalken der Brückenbahn durch ein Sattelholz von der Länge der Hauptbalken hergestellt, welches zwischen die Bohlenstreben eingeschaltet wird.

Zweifach armirte Tragbalken werden durchweg als Hängerbalken ausgeführt, s. Textfig. 167, und erhalten Spannweiten von 8—10 m. Die Unterstützung der aufgehängten

Fig. 167.



Balken erfolgt in etwa $\frac{1}{3}$ bis $\frac{2}{5}$ ihrer Länge Abstand von ihren Enden durch je zwei Querbolzen, welche auf jeder Seite derselben durch die Oesen je zweier aus Flacheisen bestehenden Zug- und Spannstrangen gesteckt und in derselben Weise, wie bei den einfach armirten Hängerbalken, an den oberen Balkenenden aufgehängt wird.

7. Die Balkenbrücken mit gespreizten Tragbalken.

Die Tragbalken dieser Brücken werden entweder, nach Laves, in der Mitte aufgesägt und an den Enden, zur Vermeidung eines völligen Aufschlitzens, durch Schraubenbolzen oder durch um ihre Enden gelegte eiserne Bänder fest

Fig. 168.

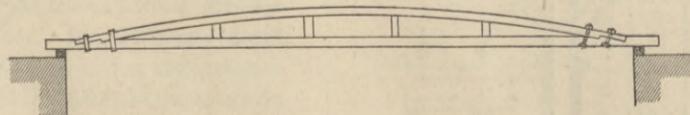
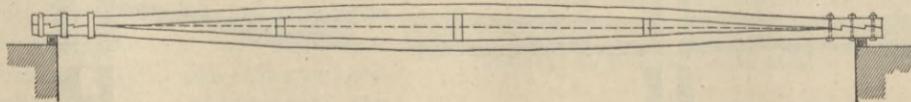


Fig. 169.



zusammengehalten, worauf sie durch eingeschaltete Klötze auseinandergespreizt werden. Wo die Stärke eines Balkens zur Erzielung der erforderlichen Tragfähigkeit nicht ausreicht, lassen sich auch je zwei Balken, welche man an

ihren Enden fest verbindet und von welchen man nur den unteren oder nur den oberen, s. Textfig. 168, oder auch beide, s. Textfig. 169, biegt und durch hölzerne Spreizen oder hölzerne Zangen auseinanderhält. Bei Anwendung

zweier Balken, wovon nur der untere gekrümmt ist, lassen sich die zur Unterstützung der Brückenbahn dienenden Querbalken unmittelbar aufbringen und befestigen, während bei solchen Balken, wovon nur der obere gekrümmt ist oder bei Balken, welche beide gekrümmt sind, Balkenstücke oder Stützklötze mit von der Mitte nach den beiden Enden der gespreizten Balken hin zunehmender Höhe auf die letzteren aufgesattelt werden müssen, um jene Querbalken aufnehmen zu können. Die Trägerenden sind so zu verbinden, dass die gleichgrossen aber entgegengesetzt wirkenden Horizontalkräfte aufgehoben werden, was man durch Versatzung, s. Textfig. 164, durch Verzahnung in Verbindung mit Schrauben, s. Textfig. 168, 169, rechts, oder in Verbindung mit eisernen Bändern, s. Textfig. 164, 165, links bewirkt. Die gespreizten Träger erfordern zwei durchgehende Balken und sind deshalb bei Brücken mit 6—8 m Spannweite anwendbar.

8. Die Fachwerkbrücken.

a. Eisenbahnbrücken.

Die Höhe der Fachwerkträger, welche im Wesentlichen aus Streckbäumen, Streben und Hängeisen bestehen, wird meist zu $\frac{1}{9}$ bis $\frac{1}{8}$ der Spannweite angenommen, beträgt also für Spannweiten von 20, 30, 40 und 50 m bezw. 2,5; 3,5; 5 und 6 m. Die niedrigeren Fachwerke erhalten ein einfaches, s. Taf. III, Fig. 15, 17, 22, die beiden höheren Fachwerke ein zweifaches System der Streben, s. Taf. III, Fig. 19, deren Stellungswinkel 45° etwas übertrifft und deren Enden, gleich jenen der Gegenstreben, stumpf auf die schrägen Flächen der Stemmklötze treffen. Da eichene Stemmklötze bei Fachwerkbrücken von 20- bis 25-jähriger Dauer sich bewährt haben, so liegt ein Grund nicht vor, sie durch gusseiserne Schuhe zu ersetzen und, bei unten liegender Fahrbahn, können sie selbst durch die abgeschrägten Enden der Querschwellen ersetzt werden, s. Taf. IV, Fig. 25—27. Mit den doppelten Hängstangen, deren Köpfe und Muttern in gusseisernen Unterlagplatten sitzen, sind Zangenbalken, bisweilen auch, und zwar oberhalb der oberen und unterhalb der unteren Gurten, nur kurze Klötze verschraubt, s. Taf. IV, bezw. Fig. 37 u. 25, welche erstere, wo nöthig, den horizontalen und verticalen Kreuzbögen als Stütze dienen. Auch hierbei erscheint ein Ersatz jener Zangenbalken durch eiserne Zugstangen, welche die Streckbäume durchsetzen, nicht gerechtfertigt, da erstere die letzteren schwächen und die Construction, wegen des nicht unerheblichen Mehraufwandes an Guss- und Schmiedeeisen, kostspieliger wird.

Bei unten liegender Fahrbahn werden die drei unteren Streckbäume oben durch die in Stemmklötze endigenden Querschwellen, unten durch die erwähnten Zangenbalken umfasst, diese beiden durch Bolzen verbunden und in den von ihnen gebildeten Zwischenraum die Windkreuze eingeschaltet, s. Taf. IV, Fig. 25. Bei niedrigeren Tragwänden werden die drei oberen Streckbäume unten durch Stützklötze, oben durch die erwähnten kurzen Klötze gefasst und durch die Hängeisen aufeinander gepresst; bei Tragwänden von hinreichender lichter Höhe werden die kurzen Klötze durch Zangenbalken ersetzt, unter welchen ein zweiter Horizontalverband angebracht wird.

Bei oben liegender Fahrbahn werden oberhalb der oberen und unterhalb der unteren Streckbäume Zangenbalken und an diesen, in Entfernungen von 3 bis 4 m, verticale Kreuzböge angebracht, s. Taf. IV, Fig. 37. Die doppelten Hängeisen gehen auch hier durch gemeinsame gusseiserne Vorlagplatten und pressen die Zangenbalken, sammt den zwischen ihnen befindlichen einzelnen Theilen der Tragwände, fest zusammen.

In beiden Fällen werden die drei Streckbäume in Entfernungen von etwa 0,75 bis 1 m durch einfache Querbolzen, an ihren Stössen mittelst gusseiserner Vorlagplatten und je vier Querbolzen untereinander verbunden, während die Fahrbahn nach einer der früher erörterten Methoden angeordnet wird.

Auch die Fachwerkbrücken erhalten sowohl über den Jochen eine zu ihrer Achse parallele Unterlage von kräftigen

Heinzerling, Hölzerne Brücken. Zweite Auflage.

Sattelhölzern, welche auf den Holmen der Joche ruhen und, bei hinreichender Höhe der letzteren, bisweilen noch durch steil gestellte Kopfbänder unterstützt werden, als auch, wo es angeht, eine zu ihrer Achse normale, seitliche Verstrebung mit den Jochen, s. Taf. V, Fig. 36 und 37. Die Spannweiten der Eisenbahn-Fachwerkbrücken hängen hauptsächlich davon ab, ob diese mit leichten oder schweren Locomotiven befahren werden und nur vorübergehende oder möglichst lange Dauer entwickeln sollen. Legt man Trägerhöhen von 2,34 bis 6,04 m zu Grunde, so ergeben sich für Locomotiven mit Tender von 30000 kg und von 67800 kg Gewicht nachstehende Maximalspannweiten.

Theoretische Maximalspannweiten für interimistische und definitive Fachwerkbrücken.¹⁾

Höhe der Träger m	Con- struction der Träger	Anzahl der Fachwerk- träger	Maximalspannweite für die Belastung mit leichten Locomotiven *)		Maximalspannweite für die Belastung mit schweren Locomotiven **)	
			Interims- Brücken m	Definitive Brücken m	Interims- Brücken m	Definitive Brücken m
2,34		2	38,6	31,5	29,8	23,9
3,48		2	48,7	39,0	38,1	30,7
6,04		2	52,5	54,6	53,8	43,6

*) Gewicht einer leichten Locomotive sammt Tender 30000 kg, grösste Achsenbelastung 10800 kg.

**) Gewicht einer schweren Locomotive sammt Tender 67800 kg, grösste Achsenbelastung 12100 kg.

b. Strassenbrücken.

Die Strassenbrücken mit Fachwerkträgern unterscheiden sich von den soeben betrachteten Eisenbahnbrücken nur durch die früher beschriebene Anordnung der Fahrbahn und durch die, ihren geringeren Belastungen und Erschütterungen entsprechenden, geringeren Abmessungen besonders ihrer Streckbäume, Streben und Hängeisen. Eine besondere Sorgfalt ist auf die Entwässerung der Brückenbahn zu legen, welche am leichtesten erfolgt, wenn nur ein einfacher oder doppelter Bohlenbelag oder ein solcher mit einer 10 bis 15 cm dicken, durchlässigen Kiesschicht angewandt wird. Sollen die Entfernungen der Querschwellen, welche den Bohlenbelag ohne oder mit Beschotterung aufnehmen, kleiner als die Weite eines Feldes werden, so wendet man, bei unten liegender Fahrbahn, unten keine Stützwälle, sondern Stützklötze an und legt, in möglichst gleichen Abständen, besondere Querschwellen auf die unteren Streckbäume, während, bei oben liegender Fahrbahn, deren Vertheilung auf die oberen Streckbäume eine unbehinderte ist. Die Querschnitte und Gewichte der bei hölzernen Fachwerkbrücken angewandten runden eisernen Zugstangen können aus nachstehender Tabelle ¹⁾ entnommen werden.

Durch- messer cm	Quer- schnitt qcm	Gewicht *) kg d. m	Durch- messer cm	Quer- schnitt qcm	Gewicht *) kg d. m
1,5	1,767	1,38	5,0	19,635	15,32
2,0	3,141	2,45	5,5	23,758	18,53
2,5	4,909	3,33	6,0	28,274	22,05
3,0	7,068	5,51	6,5	33,175	25,88
3,5	9,621	7,50	7,0	33,484	30,02
4,0	12,566	9,80	7,5	44,178	34,46
4,5	15,904	12,41			

*) Ausschliesslich der Köpfe und Muttern.

9. Die Joche der Balken- und Fachwerkbrücken.

a. Allgemeine Anordnung der Joche.

Einfache, aus einer Pfahlreihe bestehende, Joche sind nur bei niedrigen, im Damme stehenden Endjochen

¹⁾ Vergl. W. Pressel, Normalien der k. k. priv. Südbahngesellschaft für hölzerne Brücken. Wien 1867.

oder bei Zwischenjochen von Brücken mit geringen Höhen, Breiten und Spannweiten anwendbar. Zusammengesetzte, je nach der aufzunehmenden Last aus zwei bis vier Pfahlreihen bestehende Joche werden bis zu Höhen von 5 bis 7 m meist als aus ganzen Pfählen bestehende durchgehende, bei Höhen über 7 m und tieferen Gewässern, worin eine Auswechslung ganzer Pfähle schwierig wird, mit Vortheil als aufgesetzte, d. h. aus Grund- und Oberjoch bestehende und diese wieder mit einem oder mit mehreren Geschossen angeordnet.

b. Die durchgehenden Joche.

Die Pfähle je zweier Pfahlreihen werden behufs grösseren Widerstandes gegen Stösse und Verdrehungen schräg und zwar mit einer, von der nöthigen Stabilität und zulässigen Jochbreite abhängigen, Neigung von $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{20}$, die Pfähle mittlerer Reihen lothrecht eingerammt, s. Taf. IV, Fig. 1 und 18. Die Zahl der Pfähle richtet sich nach der Grösse der von ihnen aufzunehmenden Last, ihre Vertheilung nach einer möglichst gleichmässigen Belastung derselben. Bei nachgiebigem Baugrund, z. B. bei Lehm-, Thon- oder Sandboden und nicht zu grossen Tiefen genügt es, die Pfähle unten mit einer drei- oder vierseitigen, etwas abgestumpften Spitze, s. Fig. 170, 171 und Fig. 172 und 173, welcher man die zwei- bis dreifache

Fig. 170. Fig. 172. Fig. 174. Fig. 175. Fig. 176.

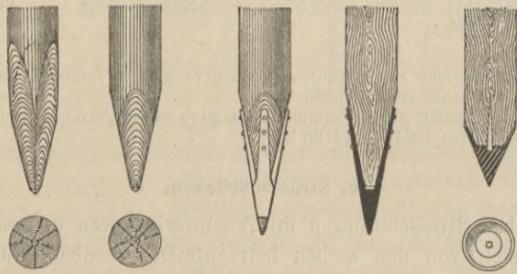
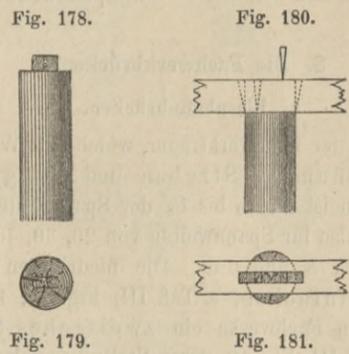


Fig. 171. Fig. 173. Fig. 177.

Pfahldicke zur Länge und zur Vermeidung von Schiefstellen des Pfahles eine genau centrische Lage giebt, zu versehen. Bei unnachgiebigem Baugrund, z. B. bei Kies- oder steinigem Boden und bei grösseren Gründungstiefen werden die Pfähle mit schmiedeisernen, s. Textfig. 174, 175 oder gusseisernen Pfahlschuhen, s. Textfig. 176, 177, versehen. Diese Pfahlschuhe erhalten, mit zunehmender Festigkeit des Bodens, ein Gewicht von 5 bis 10 kg, wenn sie aus Schmiedeeisen, ein Gewicht von 20 bis 25 kg, wenn sie aus Guss-eisen bestehen. Um die Endjoche, welche in den Damm zu stehen kommen, also der schädlichen Feuchtigkeit desselben ausgesetzt sind, gleich dauerhaft wie die Mitteljoche zu machen, sind ihre Abmessungen, dem voraussichtlichen Abgang durch Fäulniss entsprechend, stärker zu greifen und ihre Pfähle vereinzelt zu stellen, um dem Erddrucke möglichst wenig Angriffsfläche entgegen zu setzen. Endjoche, welche, wie Bohlwerke, s. Textfig. 91 bis 93, construirt, den Druck des ganzen Hinterfüllungsmateriales auszuhalten haben, der Fäulniss ganz besonders ausgesetzt sind und aus diesen beiden Gründen die vergleichsweise stärksten Abmessungen erfordern, sind möglichst zu vermeiden. Um den Mitteljochen auch normal zur Brückenaxe die nöthige Seitensteifigkeit zu geben, erhalten sie an ihren beiden Köpfen Strebe-pfähle, welche einen keilförmigen Abschluss derselben durch Streichruthen gestatten und so diese Joche gegen Stösse durch kleinere Eisschollen sichern. Zur Abwehr grösserer, bei reissendem Wasser abgehender Eismassen sind, je nach der Höhe des Wasserstandes, in Abständen von 1 bis 3 m vor denselben besondere Eisbrecher, s. Taf. III, Fig. 21 und 24, aufzustellen, welche aus einem starken, unter einem Winkel von 20 bis 30° eingerammten, mit zwei Eisenschienen verwahren Eispfahl bestehen, der von einfachen, senkrecht oder doppelten, geneigt eingerammten, durch eiserne Bänder mit ihm verbundenen Pfählen unterstützt wird. Höhere, bedeutenderen Hochwassern ausgesetzte Eisbrecher erhalten

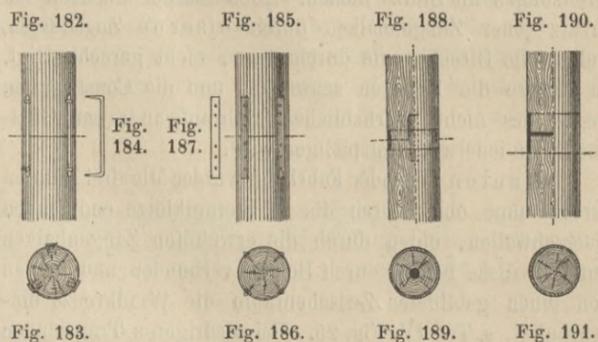
beiderseits mehrere horizontale Gurte, zwischen welche, zur Aussteifung der beiden Seitenwandungen, Strebebügel eingeschaltet werden.

Sämmtliche Pfähle eines Jochs werden durch Zangen-hölzer und Bolzen unter einander verbunden. Nehmen dieselben eine Unterlagschwelle für die Tragbalken auf, so werden die Pfähle für jene ausgeschnitten und mit ihr verschraubt; nehmen dieselben, was schon für Jochweiten von über 6 m zur besseren Vertheilung des Auflagerdruckes zweckmässig ist, zwei Unterlagschwellen der Tragbalken auf, so werden sie mit den darunter befindlichen Kapp-hölzern überblattet und diese mit den Pfählen durch Zapfen, s. Textfig. 178, 179, oder, wo ein Abheben jener Schwellen verhindert werden soll, durch Keilzapfen, s. Textfig. 180, 181, und nöthigenfalls noch durch eiserne Bolzen und



Bänder verbunden. Für Spannweiten von über 12 m, die von 2, höchstens 3 Trägern überbrückt sind, erscheint die Anwendung von Eichenholz zu den Unterlagschwellen angezeigt.

Genügt die Länge der Pfähle nicht, um die nöthige Tiefe zu erreichen, so werden dieselben aufgepropt, indem man deren Hirnflächen sorgfältig ebnet und die Pfahlköpfe an der Berührungsstelle so verbindet, dass sie gegen seitliche Verschiebung gesichert sind, das aufgesetzte Pfahlstück jedoch noch tief in den Baugrund eintreibt. Jene Verbindung der Pfähle wird durch schmiedeiserne Klammern, s. Textfig. 182—184, oder durch schmiedeiserne Schienen, s. Textfig. 185—187, bewirkt, welche über den



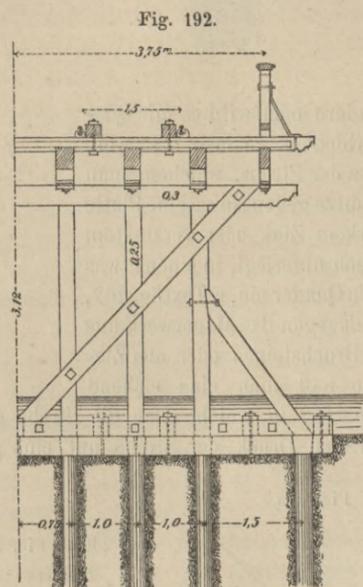
Stoss genagelt und, zur Vermeidung von Verbiegungen durch Druck und Stoss, mit ovalen, nach der Längsachse weiteren Nagellöchern versehen werden. Wird ein Aufsetzen von Pfählen über Erde nöthig, so dürfen sich die Hirnenden beider Pfähle nicht unmittelbar berühren, es sind vielmehr Schwellen zwischen beide einzuschalten, welche das Joch in ein Grund- und ein Oberjoch trennen, s. Textfig. 192, 193.

c. Die aufgesetzten Joche.

Bei Ueberbrückung grösserer Gewässer wird die Auswechslung schadhafter Pfähle erleichtert, wenn die Kappschwellen des Grundjochs etwa 0,6 m unter den niedrigsten Wasserstand gelegt und hierdurch vor Fäulniss bewahrt werden: eine Anordnung, welche für kleinere Brücken, bei denen eine nachträgliche Verstärkung oder Auswechslung schadhafter Jochtheile weder grosse Schwierigkeiten noch hohe Kosten veranlasst, unterbleiben kann.

Die stabilste Form der aufgesetzten Joche, welche eine Höhe von 8 bis 10 m erhalten können, ist die paralleltapezförmige und, wenn die Oertlichkeit die Anordnung einer breiten Basis gestattet, auch wegen der leichteren

Ausführung allen anderen vorzuziehen. Die Verbindung des Oberjochs mit dem Grundjoch ist durch geeignete Verzäpfungen, Bolzen, Klammern und Bandisen zu bewirken. Gewöhnlich werden die Pfähle des Grundjochs oben durch einen Holm, die Pfähle des Oberjochs unten durch zwei etwas von einander abstehende Schwellen verbunden, und die Befestigung jenes Holmes mit diesen Schwellen erfolgt



Um sämtlichen, insbesondere hohen und einfachen Jochen mehr Standfähigkeit zu geben, lässt sich, wo es die lichte Höhe der Brücke gestattet, mit jedem Jochständer ein aus einzelnen, durch doppelte Laschen verbundenen Balkenstücken zusammengesetzter, in der Mitte der Tragbalken aufgehängter wagrechter Längsbalken, ein sogenanntes Balkenband, verbinden, welcher zwischen den Jochpfählen gefasst und durch Schraubenbolzen mit denselben verbunden wird.

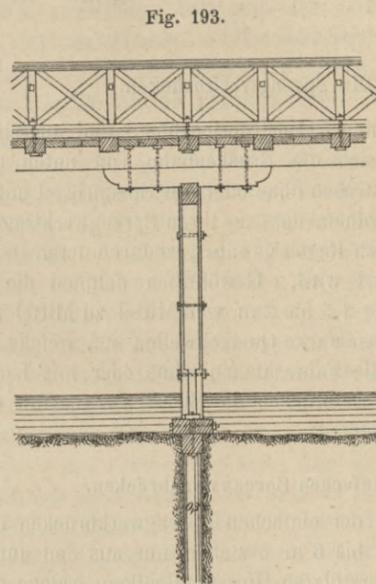
Obwohl durch vorsichtige Ausführung, insbesondere durch Stampfen der Dammschüttung, der Erddruck auf das Endjoch vermindert werden kann, so ist dasselbe doch noch durch starke Streben, welche sich auf tief eingerammte Pfähle stützen, abzusteuern. Lässt die Beschaffenheit des Bodens ein Einrammen von Pfählen nicht zu, so werden die Jochständer in einen kreuzförmigen, aus zwei Lagen rechtwinklig unter einander verschraubter Rostbalken bestehenden, Schwellrost eingezapft und sowohl von allen Seiten als auch, wenn nöthig, in verschiedenen Höhen durch Streben abgestützt.

Bei aufgesetzten Jochen mit über 10 m Höhe lässt sich der Aufsatz in zwei Theilen herstellen, s. Taf. V, Fig. 33, 35, 37, wovon der untere einen zweiten Untersatz, der obere den eigentlichen Jochaufsatz bildet, während beide mittelst einiger durchgehender Ständer zu einem Ganzen vereinigt sind. Der untere, nach oben verjüngte Theil ist, wenn er dem Eisstosse ausgesetzt ist, durch angenagelte Streichruthen zu schützen, während der obere Theil, zur Verminderung der Stützweite der Fachwerkträger, etwas verlängerte, durch steil gestellte Kopfbänder unterstützte, Kapphölzer, s. Taf. V, Fig. 35, erhalten kann.

d. Die Geschossjochs.

Bei Höhen über 12 m, für welche durchgehende Pfähle nicht mehr mit Vortheil anzuwenden sind, ist das Joch aus zwei oder mehr Geschossen zusammen zu setzen, s. Taf. V, Fig. 1, 2, 6, welche eine Höhe von je 7 bis 10 m erhalten. Dieselben erfordern wegen des grösseren Hebelarms, welchen sie dem Winddrucke darbieten, nicht nur eine feste Verbindung mit dem Boden durch die eingerammten Pfähle des Unterjochs, sowie durch die Verankerung des Grundjochs mit dem Oberjoch, s. Fig. 6, sondern auch der Geschosse unter sich durch je zwei übereinander geschraubte und durch Eisenbänder zusammengehaltene Balkenlagen, s. Fig. 1, 2 und 6. Zur Vermehrung der Standfähigkeit trägt eine Auspackung des Grundjochs mit Steinen, sowie eine

durch lothrecht zwischen die letzteren eingeschaltete Bolzen, welche unten jenen Holm und oben ein Sattelstück durchsetzen, s. Textfig. 192, 193, und dann so angezogen werden, dass sie beide Jochtheile fest aufeinander pressen. Sämmtliche Theile der Jochaufsätze, deren Ständer ebenfalls aus Rundhölzern herzustellen sind, werden durch Zangenhölzer und Verstreben untereinander verbunden.



normal zur Bahnachse hinreichend verbreiterte Basis behufs Aufstellung doppelter, unter einander verübelter Streben bei. Die Verbindung der Ständer und Streben in den einzelnen Geschossen wird, wie bei einem Geschoss, durch Zangen, Diagonalkreuze, Eisenbänder und Schraubenbolzen bewirkt. Um das Joch dem Seitendrucke der einseitig belasteten Brücke möglichst zu entziehen, ist die Auflagerfläche auf das kleinste Maass zu beschränken und Kopfbänder, welche jenen Druck auf die Wandungen des Jochs fortpflanzen würden, zu vermeiden.

10. Die Fachwerkpfiler.

Bei Thalübergängen, deren Höhe 20 m überschreitet, und deren Basis die dem stärksten Winddruck entsprechende Verbreiterung nicht erhalten kann, ist — zur Herstellung ihrer nöthigen Standsicherheit — der untere Theil des Pfeilers entweder mit Steinen genügend zu belasten oder durch Ankerstangen mit dem Felsgrund und, wenn dieser fehlt, mit einem besonderen Steinunterbau zu verbinden, s. Taf. V, Fig. 45, 46, 47. Zur Herstellung des hierauf ruhenden Pfeilerkörpers erscheint ein pyramidal verjüngtes Fachwerk mit der erforderlichen Zahl lothrechter und geneigter, aus je 2 bis 4 einfachen Balken mit abwechselnden Stößen zusammengesetzter, Ständer, welche unter einander durch stehende und liegende Diagonalkreuze, sowie durch eiserne Zugstangen verbunden werden, besonders geeignet. Zwischen die einzelnen Ständerstücke sind alsdann, um ein Einpressen ihrer Hirnenden und die hiermit nothwendig verbundene Senkung des Pfeilers zu vermeiden, gusseiserne Schuhe einzusetzen, welche die zu verbindenden Stücke auf zwei Seiten übergreifen. Die obersten Ständerstücke werden mit gusseisernen Unterlagplatten abgedeckt, worauf die Kapphölzer der Pfeiler ruhen, welche die Unterlagschwellen der Fachwerkträger aufnehmen. Um den Seitendruck der einseitig belasteten Brücke auf den Pfeiler möglichst zu vermeiden, sind hierzu nur zwei starke eichene Schwellen von geringem Abstand zu verwenden. Die untersten Ständerstücke stehen in gusseisernen Schuhen, welche in den steinernen Sockel eingelassen sind und aussen mit kurzen Balkenstücken verübelt und verbolzt werden, durch welche die Ankerstangen der Pfeiler hindurch gehen, s. Taf. V, Fig. 47 und 54. Der von denselben auf die oberen Mauerschichten des steinernen Sockels ausgeübte Druck wird durch eichene Vorlagenschwellen, in Verbindung mit eingelegten Bahnschienen,

möglichst gleichmässig auf jene Mauerschichten vertheilt. Die Kanäle, worin diese Verankerung liegt, gehen parallel zur Brückenachse durch den Sockel hindurch, s. Taf. V, Fig. 47 und 49, 50, und befördern, indem sie der Luft den Durchzug gestatten, die Trockenhaltung jener Schwellen. Zum Schutze solcher pyramidenförmiger Fachwerkpfeiler gegen Regen erscheint eine Verschalung vortheilhaft, welche jedoch einen lebhaften Luftdurchzug nicht verhindern darf.

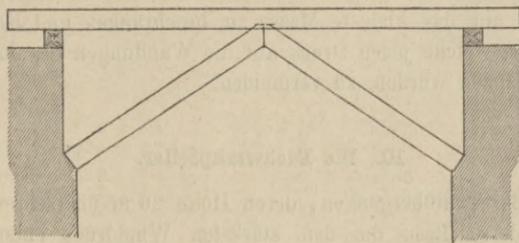
11. Die Sprengwerkbrücken.

Bei hinreichender Constructionshöhe und mässigen Spannweiten lässt sich die Brückenbahn von unten und zwar durch gerade Streben ohne oder mit Spannriegel unterstützen und so anordnen, dass sie ihren Sprengwerkträgern zugleich Schutz gegen Regen gewährt, wodurch deren Dauer wesentlich verlängert wird. Gewöhnlich nehmen die in Entfernungen von je 1,5 bis 2 m von Mittel zu Mittel angeordneten Tragrippen starke Querschwellen auf, welche bei Eisenbahnbrücken die Fahrschienen ohne oder mit Langschwellen, bei Strassenbrücken die Strassenträger mit der Brückendecke unterstützen.

a. Die einfachen Sprengwerkbrücken.

Die Tragrippen der einfachen Sprengwerkbrücken mit Spannweiten von 4 bis 6 m bestehen nur aus den durch je zwei Streben unterstützten Horizontalbalken, welche gewöhnlich mittelst einfacher oder doppelter eichener Schwellen auf dem Mauerwerke oder mittelst starker Holme auf hölzernen Jochen ruhen und in ihrer Mitte durch je 2 Streben unterstützt werden. Die Verbindung der Streben mit dem Balken erfolgt entweder durch stumpfen Stoss, s. Textfig. 194, oder mittelst eines Unterzugs, in welchen die Streben

Fig. 194.



ebenfalls mittelst kurzen Zapfen eingreifen, s. Textfig. 195, oder mittelst eines gusseisernen Schuhs, s. Textfig. 196, 197,

Fig. 195.

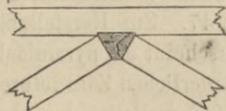


Fig. 196.

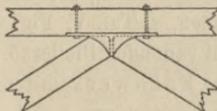


Fig. 197.

welcher durch Bolzen mit dem Balken verbunden und mit Steg und Wangenstücken versehen ist, um die Köpfe der Streben gegen ein Ineinanderpressen und ein seitliches Ausweichen zu schützen.

Bei steinernen Pfeilern werden die Streben entweder mittelbar in das Mauerwerk eingesetzt, s. Textfig. 198, wobei

Fig. 198.

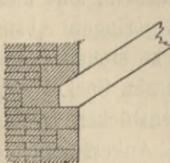


Fig. 199.

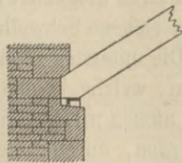


Fig. 200.



Fig. 201.



indessen zufolge der Feuchtigkeit des Steins die Streben unten leicht anfaulen, oder auf einen gusseisernen Schuh gestellt, s. Textfig. 199 bis 201, welcher dem Wasser einen

Abfluss und der Luft Zutritt gestattet, also die Trockenheit und Dauer der Strebe befördert. Besteht das Mauerwerk

Fig. 202.

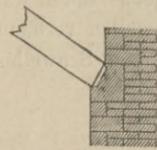
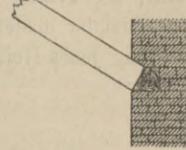


Fig. 203.



aus Quadern oder wird es mit Quadern verblendet, so lässt man wohl den Fuss der Strebe, welchem man zum Schutze gegen Nässe eine Platte aus starkem Zink oder verzinktem Eisenblech unterlegt, in einen etwas grösseren Quader ein, s. Textfig. 202, besteht dagegen das Mauerwerk aus kleinen Bruchsteinen oder aus Ziegeln, so legt man eine eichene Schwelle ein, in welche man die Strebe einzapft und die zugleich den Druck der Strebe auf eine grössere Mauer-

Fig. 204.

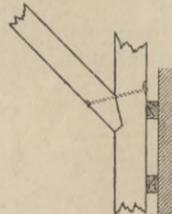


Fig. 205.

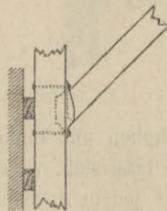


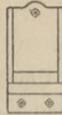
Fig. 206.



Fig. 207.

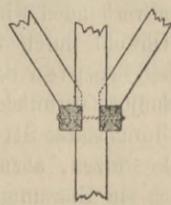


Fig. 208.



fläche vertheilt, s. Textfig. 203. Stemmen sich die Streben gegen hölzerne Pfosten, so werden sie mit den letzteren entweder durch Versatzungen und Schrauben, s. Textfig. 204, oder durch gusseiserne Schuhe, s. Textfig. 205 bis 208, verbunden. Bei Zwischenjochen zapft man sie der Regel nach in die Pfosten ein und unterstützt sie durch zwei Gurt-hölzer, welche man in die Pfosten einlässt und mit ihnen durch Schrauben verbindet, s. Textfig. 209.

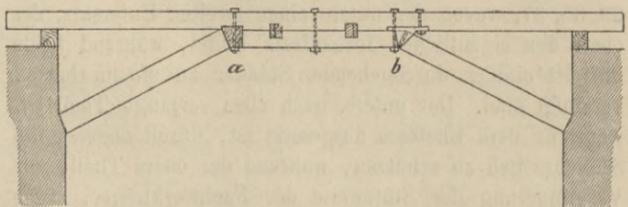
Fig. 209.



b. Doppelte Sprengwerkbrücken.

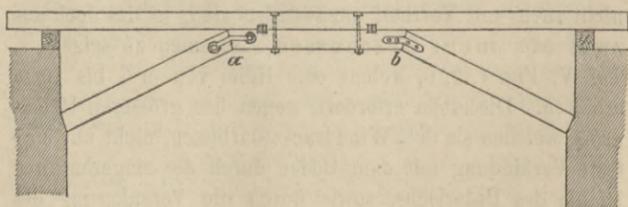
Die Tragrippen der doppelten Sprengwerkbrücken, s. Taf. I, Fig. 47 bis 53 und 54 bis 57, welche aus Horizontal-

Fig. 210.



balken, Streben und Spannriegeln bestehen und über Spannweiten von 8 bis 12 m ausgeführt werden, erhalten, abge-

Fig. 211.



sehen von den Querschwellen und dem Bohlenbelag der Brückenbahn, ihren Querverband bei kleineren Spannweiten durch Balken, welche zwischen die Streben und Spannriegel eingeschaltet werden, s. Taf. I, Fig. 47 bis 53. Die Verbin-

dung der Streben mit dem Balken wird entweder unmittelbar, theils mittelst Versatzung und Schrauben, s. Textfig. 212, theils mittelst gusseiserner Schuhe, s. Textfig. 213, oder —

Fig. 212.

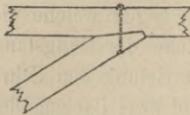
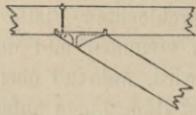


Fig. 213.



um den Balken nicht so sehr zu verschwächen — mittelbar bewirkt, indem man zwischen die Strebenköpfe einen Spannriegel, s. Textfig. 210, einschaltet. Die Streben werden mit diesem Spannriegel entweder durch Querbalken mit Schraube, s. Textfig. 210 a, durch stumpfen Stoss nebst schmiedeisernen Winkelbändern, s. Textfig. 211 a und b, oder mittelst eines Unterzuges, oder mittelst eines gusseisernen Schuhs, s. Textfig. 210 b, verbunden. In den Unterzug, welcher an den Balken geschraubt wird, werden Streben und Spannriegel mittelst kurzer Zapfen eingesetzt, während der gusseiserne Schuh an den Balken und Spannriegel geschraubt wird, im übrigen aber ähnlich wie der beim einfachen Sprengwerk beschriebene angeordnet ist. Damit Balken und Spannriegel möglichst zusammenwirken, werden beide mittelst Dübeln und Schrauben verbunden. Bei interimistischen Brücken ist die Verbindung der Streben mit dem Spannriegel und den Horizontalbalken am einfachsten mittelst Zapfen und bezw. schrägem, gebrochenem Stosse und einfacher oder doppelter Versatzung, bei definitiven Brücken dagegen vortheilhaft mittelst eiserner Schuhe, welche an die horizontalen Constructionstheile angeschraubt werden, zu bewirken. Zur Erhöhung ihrer Festigkeit werden alsdann sowohl ihre Spannriegel, als auch die unter ihre Horizontalbalken geschobenen Sattelhölzer mit den Horizontalbalken in der früher beschriebenen Weise verdübelt und verschraubt. Diese Sattelhölzer erhalten entweder eine oder zwei eichene Mauerschwellen oder gusseiserne Platten zur Unterlage, welche in beiden Fällen möglichst frei und luftig anzuordnen sind.

Die Verbindung der Strebenfüsse mit dem Mauerwerke der Pfeiler oder mit den Pfosten der Joche kann der beim einfachen Sprengwerk besprochenen ähnlich angeordnet werden. Bei interimistischen Brücken mit hölzernen End- und Zwischenjochen kommen am einfachsten bezw. die in Textfig. 204 und 209 dargestellten Verbindungen zur Ausführung, während man bei definitiven Brücken gusseiserne Schuhe wählt, s. Textfig. 205—208. Auch bei Anwendung von steinernen End- und Zwischenpfeilern giebt man den gusseisernen Schuhen, s. Textfig. 180—182, den Vorzug vor den in Textfig. 198, 202, 203 dargestellten Verbindungen der Strebenfüsse mit dem Mauerwerk.

Um eine Aussteifung der Streben zu bewirken, verbindet man deren Mitten durch geneigte doppelte Hängzangen mit den Horizontalbalken, s. Taf. I, Fig. 54 bis 57. Wo ein besonderer, aus Diagonalbalken bestehender Querverband erforderlich wird, verbindet man denselben entweder mit den Horizontalbalken oder legt ihn in den Endfeldern auf die Streben und im Mittelfelde unter die Spannriegel, s. Taf. I, Fig. 54 bis 57.

c. Die zusammengesetzten Sprengwerkbrücken.

Bei Spannweiten von 12 bis 25 m, wobei die Horizontalbalken in 3 bis 6 Zwischenpunkten unterstützt werden, erhalten die Tragrippen der zusammengesetzten Sprengwerkbrücken je 4 bis je 6 Streben, s. Taf. I, Fig. 58 bis 65, 66 bis 67 und Taf. II, Fig. 1 bis 7 und 8 bis 22, welche die Horizontalbalken in Entfernungen von 2 bis 4 m unterstützen und mit ihnen durch geneigte doppelte Zangen verbunden werden. Der Querverband wird ausser durch die Querschwellen der Brückenbahn durch einfache, s. Taf. I, Fig. 66, 67, oder doppelte Querzangen, s. Taf. I, Fig. 58 bis 61, welche mit den Streben und Hängzangen zugleich überblattet werden, sowie durch Diagonalen bewirkt, welche entweder mit den Horizontalbalken, s. Taf. II, Fig. 5 und 12^a,

oder mit den Streben und Spannriegeln, s. Taf. I, Fig. 66, 67, verbunden werden.

Um den Fuss der Streben, welcher fast den ganzen Druck des Ueberbaues auf die Pfeiler zu übertragen hat, gegen Fäulniss, welche durch die Feuchtigkeit des Steins noch befördert wird, möglichst zu schützen, ist derselbe in einen gusseisernen Schuh, welcher mit dem Widerlagquader durch Steinschrauben fest verbunden wird, einzulassen und so anzuordnen, dass jener dem Luftzuge stets ausgesetzt ist. Hölzerne Mauerschwellen oder Strebenschuhe auf Mauerschwellen, s. Taf. I, Fig. 60, 61, sind, wenn sie nicht zu nur interimistischen Brücken dienen, ihrer geringen Dauer wegen, zu vermeiden. Um den Druck einer Tragrippe auf eine möglichst grosse Fläche des Mauerwerks zu vertheilen, ist sowohl jener gusseiserne Schuh etwas über den Fuss der Streben, welchen er zugleich umschliesst, hinaus zu verbreitern, als auch der Stützquader möglichst lang und breit zu wählen. Der Boden des gusseisernen Schuhs ist mit Rinnen zu versehen und an der unteren Kante frei zu lassen, damit das eingedrungene Wasser von dem Fusse der Streben rasch ablaufen kann. Zwischen Strebensschuh und Widerlagquader bringt man behufs gleichmässiger Druckvertheilung eine etwa 1 cm starke Lage Cement oder eine 2 bis 3 cm starke Bleiplatte. Die Verbindung der Streben mit den Spannriegeln und mit den Horizontalbalken ist bei interimistischen Brücken mittelst Zapfen und bezw. schrägem, gebrochenem Stosse und einfacher oder doppelter Versatzung, bei definitiven Brücken mittelst eiserner Schuhe, welche an die horizontalen Constructionstheile angeschraubt werden, in der unter a) und b) erörterten Weise zu bewirken. Zur Erhöhung ihrer Tragfähigkeit werden sowohl die Spannriegel, als auch die unter die Enden der Horizontalbalken gelegten Sattelhölzer mit den Horizontalbalken in der früher beschriebenen Weise verdübelt und verschraubt. Diese Sattelhölzer erhalten entweder eichene Mauerschwellen oder gusseiserne Platten zur Unterlage, welche in beiden Fällen dem Wasser Abfluss und der Luft Zutritt gestatten muss.

Die Zwischenpfeiler werden öfter nicht bis unter die Mauerschwellen der Tragbalken aufgeführt, sondern etwas niedriger gehalten und nur mit zwei Mauerschwellen belegt, die durch gusseiserne Schuhe verbunden sind, in welche die Fussenden sowohl kurzer senkrechter, mit Holmen versehener Pfosten zur Unterstützung der Tragbalken als auch der Kopfbänder eingelassen werden.

Definitive Sprengwerkbrücken werden zur Erhöhung ihrer Dauer vortheilhaft mit Satteldächern versehen, s. Taf. I, Fig. 58—65, welche auf Pfosten von genügender Höhe ruhen und sowohl normal als auch parallel zur Brückenachse genügend ausgesteift sind.

12. Die Hängwerkbrücken.

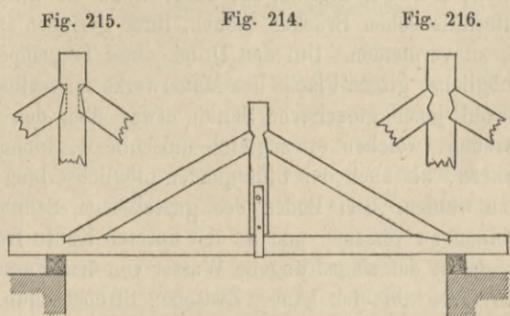
Die Hängwerkbrücken ohne Verdachungen gelangen wegen der verhältnissmässig geringen Standfähigkeit ihrer Träger fast nur noch mit Höhen ihrer Hängsäulen zur Ausführung, welche diejenigen ihrer Brüstungen von 1 bis 1,5 m nicht oder nicht viel übertreffen. Da nun der Winkel, welchen die Streben mit dem Hauptbalken einschliessen, vortheilhaft nicht unter $22\frac{1}{2}^{\circ}$ angenommen werden darf, damit der Seitendruck der Streben nicht zu gross wird und die Gefahr eines Ausschlitzens des Hauptbalkens herbeiführt, so sind Hängwerke mit einer Hängsäule oder einfache Hängwerke für Spannweiten von bezw. 5 bis 7 m anwendbar. Für Spannweiten von 6 bis 9 m wendet man bei derselben Höhe der Hängsäulen Hängwerke mit je zwei Hängsäulen oder zweifache Hängwerke an, indem man zwischen die beiden Hängsäulen Spannriegel einschaltet, und die ersteren durch je zwei gekreuzte Diagonalen aussteift.

a. Die einfachen Hängwerkbrücken.

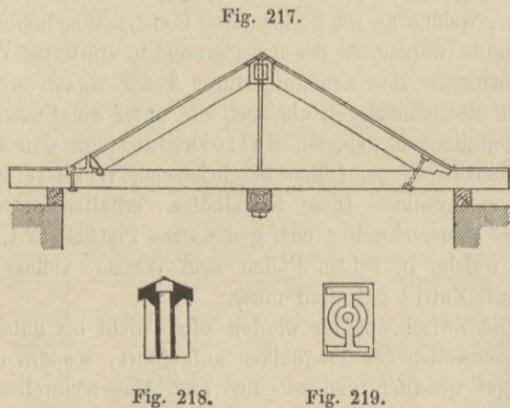
Die einfachen Hängwerkbrücken erhalten Spannbalken mit hölzernen Streben und hölzernen Hängsäulen oder eisernen Hängstangen, s. Taf. I, Fig. 43 und 44. Die Strebenfüsse werden mit einfacher, s. Textfig. 214, oder doppelter

Versatzung, s. Textfig. 217 rechts und Taf. I, Fig. 42, ohne oder mit Zapfen nebst den zugehörigen Schrauben eingesetzt. Auch gusseiserne Schuhe, welche den Strebenfuss aufnehmen, mittelst Krampen in die Spannbalken eingelassen und mit den letzteren verschraubt werden, s. Textfig. 217 links, kommen zur Anwendung.

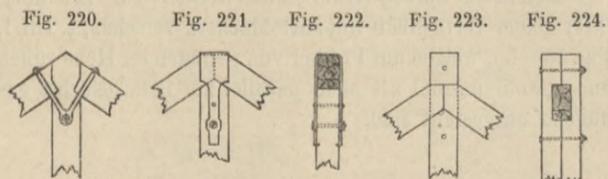
Die Verbindung der Streben mit der Hängsäule wird theils durch einfache, s. Textfig. 214, theils durch doppelte Versatzung, s. Textfig. 216, ohne oder mit Zapfen, s. Textfigur 215, bewirkt, in welchen Fällen die Hängsäule oben



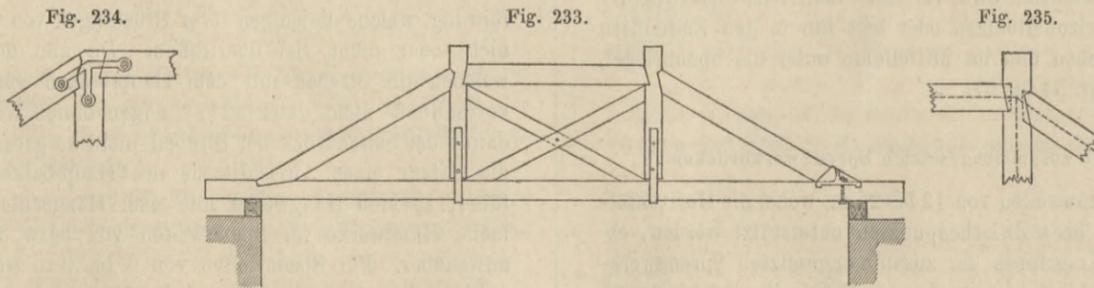
so weit über die Verbindungsstelle hinaus verlängert werden muss, dass ein Abscheeren derselben durch die Verticalkraft vermieden wird. Wo eine solche Verlängerung nicht statthaft ist, werden die Hängsäulen mittelst schmiedeiserner Winkelbänder, s. Textfig. 220, oder Hängebänder,



s. Textfig. 218, 219, mit den Streben verbunden. Bei Anwendung doppelter Hängsäulen, welche oben genügend zu verlängern und zusammenzuschrauben sind, lassen sich die

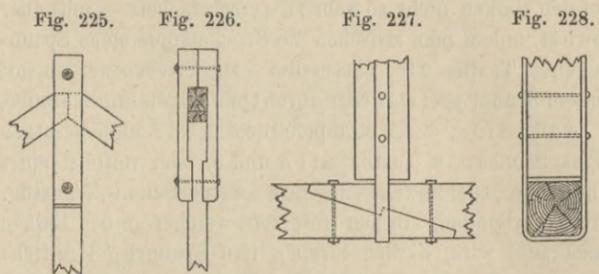


Streben stumpf stossen, s. Textfig. 223, 224. Dieselbe Verbindung der Streben lässt sich auch anwenden, wenn zwei

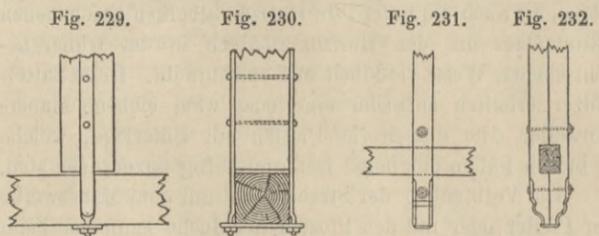


zum Horizont und einem Verhältniss von 3 : 4 eines Endfeldes zum Mittelfelde lassen sich mittelst der zweifachen Hängwerke Spannweiten von bezw. 8 und 12 m überbrücken. Diese Hängwerke erhalten entweder zwei Hängsäulen mit schmiedeisernen Bändern, s. Textfig. 233 und Taf. I, Fig. 44 bis 46, oder schmiedeiserner Hängstangen, welche den Spannbalken tragen und den beim einfachen Hängwerke beschriebenen ähnliche Anordnungen erfordern. Insbesondere sind die Verbindungen der Hängsäulen und der Streben mit dem

hölzerne, nach oben verlängerte, unter sich verschraubte Laschen angewendet und mit der Hängsäule durch Verschränkung verbunden werden, s. Textfig. 225, 226. Die Verbindung der Streben mit der Hängstange erfolgt durch Vermittelung eines gusseisernen Kopfstücks, s. Textfig. 218, 219, welches aus einer lothrechten, in der Mitte verdickten und durchlochten Platte besteht, gegen welche sich die Streben stemmen und durch welche die Hängstange gesteckt wird, während oben eine Vertiefung den Schraubenkopf der Hängstange aufnimmt und zwei Backenstücke ein seitliches Ausweichen der Streben verhindern.



Die Verbindung der Hängsäule mit dem Balken wird meist entweder durch schmiedeiserner Bänder, s. Textfig. 227, 228, welche den Balken umschliessen und an die Hängsäule angebolzt sind, oder durch Hängeisen, s. Textfig. 229, 230, bewirkt, welche unten mit Schrauben versehen sind und eine Querplatte aufnehmen, worauf der Spannbalken ruht. Muss der Spannbalken gestossen werden, so kann dies durch ein schräges Hakenblatt, s. Textfig. 227, geschehen. Werden die bereits erwähnten doppelten Hängsäulen angewandt, welche durch Schrauben verbunden werden, s. Textfig. 231, 232, so schneidet man erstere aus und lässt sie den Balken



umfassen. An den Enden der Spannbalken werden lothrechte Geländerpfosten eingezapft, welche den oben mit ihnen und der Hängsäule verzapften Geländerholm aufnehmen und zwischen welche zur Sicherung des Verkehrs besondere Geländerriegel eingeschaltet werden, s. Taf. I, Fig. 42 und 43. Zur Vermehrung der seitlichen Steifigkeit werden die Hängsäulen, bisweilen auch die Geländerpfosten, durch Streben gegen die Unterzüge und gegen besondere Querbalken abgestützt.

b. Die zweifachen oder doppelten Hängwerkbrücken.

Bei einer Höhe der Hängsäulen von 1 bis 1,5 m, einem kleinsten zulässigen Neigungswinkel von $22\frac{1}{2}^\circ$ der Streben

Spannbalken den bezw. in Textfig. 227—231 und in Textfigur 217 links und rechts dargestellten ähnlich. Dagegen erfordert die Verbindung der Hängsäule mit den Streben und dem Spannriegel eine etwas abweichende Anordnung. Entweder lässt man Streben und Spannriegel mittelst Zapfen und Versatzung in die Hängsäule eingreifen, in welchem Falle die Hängsäule oben so weit zu verlängern ist, dass ein Abscheeren nicht erfolgen kann, s. Textfig. 233, 235, oder man setzt, wo eine solche Verlängerung nicht statt-

haft ist, Strebe und Spannriegel mit Versatzung in dieselbe ein und verbindet sie durch je zwei dreiarmlige Bänder, welche man mittelst je dreier durchgehender Schrauben befestigt, s. Textfig. 234. Zwischen die Hängsäulen sollten, um dieselben in lothrechter Stellung zu erhalten, stets noch zwei Diagonalen eingezapft werden, welche man an ihrem Kreuzungspunkte halb überblattet und verschraubt. Bei Anwendung von Hängstangen an Stelle der Hängsäulen werden, ähnlich wie bei dem einfachen Hängwerk, zwischen die Enden der beiden Streben und des Spannriegels gusseiserne, mit den nöthigen Hängstangenlöchern versehene Kopfstücke eingeschaltet, während die Hängeisen entweder die Spannbalken umschliessen oder die unter ihnen befindlichen Unterzüge durchsetzen. Die Construction des Geländers und dessen Seitenversteifung, sowie diejenige der Brückenbahn ist die bei dem einfachen Hängwerke beschriebene.

13. Die Hängsprengwerkbrücken.

Erfordern Brückenbalken in drei oder vier, je 2,5 bis 3 m entfernten Zwischenpunkten Unterstützungen, so lässt sich bei genügender Constructionshöhe bezw. das einfache oder doppelte Hängsprengwerk, s. Textfig. 236 und 237, mit

Fig. 236.

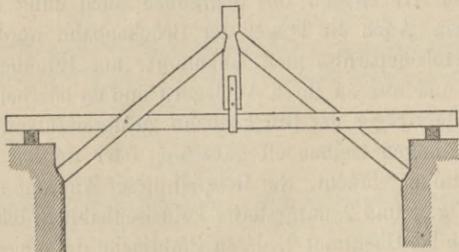
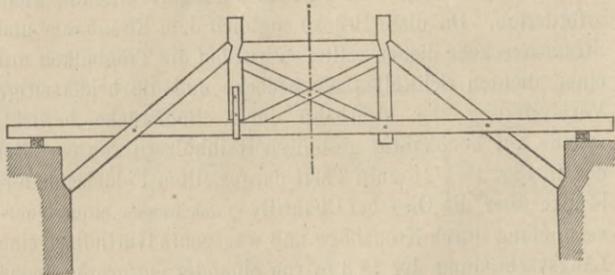


Fig. 237.



bezw. 10 bis 12 und 12 bis 15 m Spannweite anwenden. Die Verbindungen der Hängsäulen mit den Balken, der Hängsäulen mit den Streben und Spannriegeln, sowie der Streben mit ihren Stützpunkten sind den ihnen entsprechenden Verbindungen der Sprengwerke und Hängwerke ähnlich, dagegen erfordern die Streben und Balken an denjenigen Stellen, wo sie sich kreuzen, eine besondere Verbindung. Wo die Stärken der Balken und Streben dies gestatten, werden beide so überblattet, dass von den Streben — als den Hauptträgern — höchstens $\frac{1}{3}$ ihrer Dicke ausgeschnitten wird, s. Textfig. 236 und 237 links. Dürfen die Streben überhaupt nicht geschwächt werden, so wendet man zwei Balken von geringerer Breite an, welche in die Streben an ihren Kreuzungsstellen etwas eingelassen werden, während man die Hängsäulen zwischen den doppelten Balken nach unten verlängert und dort die Balken ebenfalls einlässt, s. Textfig. 236 und 237 rechts. Bei Anwendung sowohl einfacher, als auch doppelter Balken werden dieselben an jenen Kreuzungsstellen überdies durch Schraubenbolzen mit den Streben verbunden; ebenso werden die verlängerten Hängsäulen mit den doppelten Balken an ihren Kreuzungsstellen verschraubt. Eine Versteifung der unter der Brückenbahn befindlichen Theile der Streben durch doppelte Hängzangen sowie des rechteckigen, über der Brückenbahn befindlichen Feldes der doppelten Hängsprengwerkbrücken durch gekreuzte Diagonalen ist in der bezw. bei den Sprengwerk- und bei den Hängwerkbrücken erörterten Weise zu bewirken.

14. Die Bogensprengwerkbrücken.

Die aus Bohlen hergestellten Bogenbrücken sind, wie in dem ersten Abschnitte dieses Heftes auf S. 6 dargelegt

ist, als aufgegeben zu betrachten, während solche aus gekrümmten Balken zu Ueberbrückungen von Oeffnungen mit grosser Spannweite und reichlicher Constructionshöhe sowie mit natürlichen festen Widerlagern, insbesondere für Strassenbrücken als zulässig erscheinen. Da nun der Krümmungspfeil eines tannenen Balkens nicht erheblich mehr als $\frac{1}{20}$ seiner Länge betragen darf, wenn dessen Festigkeit nicht Noth leiden soll, so würden die Pfeilverhältnisse kleiner Bogenbrücken zu gering und infolge hiervon die Seitendrucke der Balkenbogen zu gross ausfallen. Die Anwendung der Bogenbrücken zur Ueberbrückung grosser Spannweiten erfordert eine um so wirksamere Aussteifung, je grösser die letzteren sind. Je nachdem dieselbe in einer Aussteifung der Bogenzwickel oder der Bogen selbst besteht, unterscheidet man die Bogenbrücken mit ungetrennten Tragbogen, welche mit dem Streckbaum durch Fachwerk verbunden sind und diejenigen mit doppelten, in zwei Gurten gespaltenen Tragbogen, welche erstere durch Fachwerk verbunden sind, während die Belastung der Streckbäume durch senkrechte Pfosten auf diese Bogen übertragen wird.

a. Die Bogensprengwerkbrücken mit Fachwerk in den Bogenzwickeln.

Diese Brücken erhalten am zweckmässigsten Bogen aus mehreren dicht auf- und nebeneinander liegenden, s. Textfig. 8, nicht solche aus einzelnen, durch Zwischenräume und einzelne Zwischenklötze getrennten Balken, damit Nässe möglichst wenig eindringen kann und ein Faulen der Balken, insbesondere an den Stellen vermieden wird, wo jene durch Zwischenräume getrennten Balken durch Zwischenklötze und Schrauben verbunden sind. Die Streckbäume werden mit jenen massiven Bogen durch ein aus Verticalen und Diagonalen bestehendes Fachwerk verbunden, dessen Verticale meist einfach sind und auf den Bogen stehen, während die entweder unter einem und demselben, nicht zu steilen Winkel oder radial zu dem Bogen gestellten Diagonalen doppelt sind und sowohl die Bogen als auch die Streckbäume und Verticalen zangenförmig umschliessen. Die besonders in der Nähe der Bogenenden erforderlichen Querversteifungen werden an jene Verticale angeschlossen und bestehen aus oberen und unteren durchgehenden Querriegeln mit eingeschalteten Diagonalkreuzen. Die Bogenfüsse werden am zweckmässigsten in gusseiserne Bogenschuhe eingelassen, welche dem eingedrungenen Wasser den Ablauf gestatten und der Verdunstung des letzteren wegen möglichst frei gelegt, übrigens aber mit dem Mauerwerk oder dem gewachsenen Felsen fest verankert sind. Ueber den Streckbäumen ruhen unmittelbar oder mittelbar die Querträger der Brückenbahn. Bei Eisenbahnbrücken werden zwei bis vier, bei Strassenbrücken meist mehrere gleichweit entfernte Tragrippen angeordnet.

b. Die Bogensprengwerkbrücken mit Bogenfachwerkträgern.

Die Träger dieser Brücken erhalten meist Bogengurten aus mehreren, dicht auf- und nebeneinander liegenden und untereinander verschraubten Balken, zwischen welche die gekreuzten Diagonalen des zu ihrer Aussteifung dienenden Fachwerkes eingeschaltet sind, während deren gegenseitige Verbindung durch entweder vertical, oder besser radial angeordnete doppelte Zangen bewirkt ist. Reicht das Bogenfachwerk aus, um sämtliche, bei der grössten einseitigen Belastung auftretende Dreh- und Scheerkräfte aufzunehmen, so bedürfen die Streckbäume der Brückenbahn einer Unterstützung nur durch lothrechte auf den Bogen ruhende Pfosten, welche zur Sicherung ihrer Stellung durch geneigte, mit dem Bogen verbundene doppelte Zangen gefasst werden. Am einfachsten werden die oben erwähnten Bogenzangen bis zu dem Streckbaum verlängert, wie dies z. B. bei der von Brown construirten, auf Taf. I, Fig. 68—71 dargestellten Cascadebrücke geschehen ist. Die Querverbände der Bogen bestehen in durchgehenden, auf die beiden Gurten gelegten und mit ihnen verschraubten Querriegeln, zwischen welche gekreuzte Diagonalen eingeschaltet werden. Auch die zwischen Brückenbahn und Bogen angebrachten Tragpfosten bedürfen einer kräftigen Querverstei-

fung, welche durch zwei oder mehr Querriegel sammt angebläteten Diagonalen mittelst Schrauben hergestellt wird. Die Bogenfüsse werden am zweckmässigsten in gusseiserne Schuhe eingelassen, welche bei grösseren Brücken getrennt, s. Taf. I, Fig. 71, und mit dem Mauerwerk oder Felsen fest verankert sind. Die Brückenbahn wird, wie bei den Balkenbrücken, auf die Tragrippen gelegt. Der Querschnitt der Cascadebrücke, s. Fig. 70, zeigt die übliche amerikanische Anordnung der Eisenbahnfahrbahn für ein Geleise mit beiderseitigen, durch Brüstungen begrenzten Fusssteigen.

15. Hilfsbrücken, Gerüstbrücken, Nothbrücken und Kriegsbrücken. (Hierzu Texttafel A.)

Hölzerne Brücken, welche die Dauer von oft nur wenigen Jahren oder selbst Monaten entwickeln sollen und meist innerhalb kurzer Zeit mit den einfachsten Mitteln und den geringsten Kosten hergestellt werden müssen, werden sehr verschieden construirt und ausgeführt, je nachdem sie kleinere oder grössere Oeffnungen zu überspannen und verschiedenen Zwecken im Krieg oder im Frieden zu dienen haben. Geringere Weiten werden mit einfachen Balken überbrückt, welche man, wo nöthig, durch hölzerne Zwischenjoche unterstützt. Bei grösseren Spannweiten verstärkt man die Balken durch Unterlegen von Sattelhölzern, welche man, wo nöthig, überdies durch einfache oder doppelte Kopfbänder auf die End- und Zwischenjoche abstützt. Auch armirte, durch eiserne Hängstangen unterstützte Balken kommen bei Weiten bis zu 10 m zur Anwendung, während man verdübelte Balken wegen des hohen Grades von Genauigkeit, womit sie bearbeitet werden müssen, gewöhnlich vermeidet oder sie lediglich, wie bei den österreichischen Traggeländerbrücken, in Form von Rundstämmen verwendet, welche nur an einzelnen Stellen durch Zwischenklötze und Schrauben verbunden werden. Noch grössere Spannweiten überbrückt man mittelst Sprengwerkträgern, seltener und nur dann, wenn die Brücke nicht breit und nicht schwer belastet wird, mittelst Hängwerken. Zur Ueberbrückung der grössten Spannweiten verwendet man Fachwerkträger von möglichst einfacher Zusammensetzung, welche man je nach Bedarf über oder unter die Brückenbahn legt und wo nöthig durch gehörig versteifte hölzerne Joche unterstützt. Die zu Bauzwecken erforderlichen interimistischen Brücken (Hilfsbrücken, Materialtransportbrücken) können ihren vergleichsweise geringeren Belastungen entsprechend schwächer und kunstloser construirt werden, als die einem Strassen- oder gar einem Eisenbahnverkehr dienenden interimistischen Brücken. Die letzteren erfordern immerhin eine Construction, welche Gefahren bei deren Betrieb ausschliesst und erhalten entweder einen minder tragfähigen, in geringeren Abständen unterstützten oder einen tragfähigeren, in grösseren Abständen unterstützten Ueberbau. Zu den ersteren gehören die amerikanischen Gerüstbrücken (trestle works), deren einfache Balkenträger durch zahlreiche Joche unterstützt werden, zu den letzteren die Sprengwerk- und Fachwerkbrücken, deren Träger auf weiter von einander entfernten, aber stärkeren Jochen oder Pfeilern ruhen. Die zu Kriegszwecken dienenden Brücken erheischen in den meisten Fällen die vergleichsweise rascheste Herstellungsweise und bezwecken entweder die Wiederherstellung oder den Ersatz theilweise oder völlig zerstörter Brücken, welcher längere Zeit in Anspruch nimmt oder sollen einen sofortigen Uebergang über Flüsse oder über tiefe, den Vormarsch hemmende Schluchten ermöglichen. Diese von Pionieren im Felde geschlagenen Brücken unterscheiden sich von jenen ersteren dadurch, dass sie aus mehreren nicht zu schweren Theilen bestehen, welche sich auf Wagen verladen und transportiren, sowie an Ort und Stelle in kurzer Zeit aufstellen und hinreichend sicher verbinden lassen. Je nachdem die Brückendecke durch Böcke oder durch Pontons unterstützt wird, unterscheidet man die Bockbrücken und die Pontonbrücken. Zu deren Transport dient eine gewisse Zahl von Brückenequipagen, deren jede das Material zu einer Brücke von normaler Breite und 50 bis 60 m Länge enthält. Dieses Material besteht aus allen Bestandtheilen der Brücke, aus

den zu deren Fortschaffung nöthigen Wagen, aus den Werkzeugen zur Aufstellung und Zusammensetzung, sowie zur etwaigen Reparatur jener Bestandtheile und in einem Vorrathe von fertigen Eisentheilen und zugerichteten Hölzern.

a. Einfache interimistische Balkenbrücken.

Dieselben bestehen, wie die einfachen definitiven Balkenbrücken, aus je 2 bis 5 m weit entfernten hölzernen Jochen mit Holmen, worauf Längsbalken ruhen, welche die Brückenbahn aufnehmen, unterscheiden sich jedoch von denselben durch möglichst ausgedehnte Verwendung unbeschlagener Hölzer und deren Verbindung mittelst der einfachen Fugenschnitte und Befestigungsmittel. Vor allem bestehen die Joche bei geringeren und grösseren Höhen derselben aus durchgehenden oder aufgepfropften, innen senkrechten, aussen geneigten Pfählen aus Rundholz, welche besonders in Flussbetten hinreichend fest eingerammt und durch Kreuzbüge aus Halbholz oder aus starken Bohlen mittelst Schrauben untereinander verbunden und ausgesteift werden müssen. Bei zunehmenden Höhen der Joche müssen deren Pfähle überdies ein- oder mehreremal durch wagrechte Gurthölzer verbunden werden. Wo die Pfähle der Joche nicht tief genug in dem Boden stecken, um für sich standfest zu sein, sind die letzteren durch eine hinreichende Zahl von Kreuzbügen mit Schrauben auch unter sich zu verbinden. Auch die Träger der Brückenbahn werden, wo es auf Holzersparniss nicht ankommt, aus Rundholz hergestellt und nur an ihren Auflagern und da bearbeitet, wo sie die Querträger der Brückenbahn zu unterstützen haben. Die Brüstungen bleiben oft ganz weg oder werden nur an einer Seite angebracht. Ein Beispiel dieser Anordnung giebt die in Fig. 1 und 2 dargestellte Feldeisenbahn-Brücke über die Seille bei Cheminot¹⁾, deren Pfahljoche tief eingerammt wurden und deshalb eine besondere Längsverbinding nicht erforderten. Da diese Brücke zugleich dem Eisenbahn- und Strassenverkehr dienen sollte, so wurden die Tragbalken mit einer dichten Schwellenlage bedeckt und die beiderseitige Verbreiterung der Fahrbahn durch Bohlstücke bewirkt, welche auf hochkantig gestellten Halbhölzern ruhten. Bei der in Fig. 18—21 zum Theil dargestellten Feldeisenbahnbrücke über die Oise bei Chantilly²⁾ ist ausser einer Querverbinding durch Kreuzbüge und wagrechte Gurthölzer eine Längsverbinding der je 3 m von einander entfernten Joche mit einmal aufgepfropften Pfählen aus Rundholz angebracht worden, während alle übrigen Constructionstheile aus kantig geschnittenem Eichenholz bestanden. Um etwas grössere Spannweiten zu ermöglichen, werden die einfachen Balken entweder nur durch Sattelhölzer oder durch Sattelhölzer in Verbindung mit Kopfbändern unterstützt. Ein Beispiel dieser Anordnung giebt die in Fig. 5 bis 7 dargestellte Kriegsbrücke über die Mosel bei Pont-à-Mousson³⁾, bei welcher die Joche aus etwa 2,2 m tief eingerammten Pfählen bestanden, die oben durch Holme verbunden und in der aus den Figuren ersichtlichen Weise durch Kreuzbüge ausgesteift waren. Einige am Ufer befindliche Joche, bei welchen Pfähle wegen der Steinreste einer alten Bühne nicht eingerammt werden konnten, stellte man die Joche in der aus Fig. 7 ersichtlichen Weise auf Steinunterlagen und verankerte sie mit denselben. Die Tragbalken, bezw. ihre hölzernen Stosslaschen, waren mit den Jochholmen verkämmt sowie durch einfache Kopfbänder unterstützt und nahmen die Querschwellen mit Fahrschienen und Bohlenbelag auf. Die ganze etwa 88 m lange, auf 22 Jochen ruhende Brücke wurde in 14 Tagen ausgeführt, wurde jedoch durch Unterwaschung der Pfähle bei Hochwasser später unbrauchbar. Der hölzerne Jochbau empfiehlt sich daher nur da, wo die Ausführungszeit knapp bemessen und eine Lockerung der Pfähle nicht zu befürchten ist. Bei der in Fig. 8, 9 dargestellten Nothbrücke, welche zum Ersatze für eine überwölbte, später gesprengte Brücke mit 15 m Spannweite hergestellt wurde, erhielten die vier aus Rundholz bestehenden Joche eine aus Steinschüttung und Bahn-

1) Vergl. Deutsche Bauz. 1872, S. 120.

2) A. a. O. 1871, S. 233.

3) A. a. O. 1872, S. 104 ff.

Fig. 1, 2. Kriegsbrücke über die Seille bei Cheminot. M. 1:300.

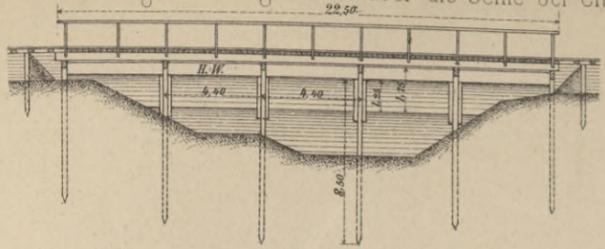


Fig. 1. Ansicht.

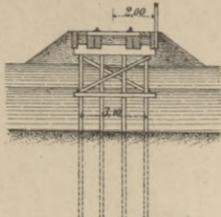


Fig. 2. Querschnitt.

Fig. 3, 4. Amerikanische Eisenbahn-Gerüstbrücke. M. 1:200.

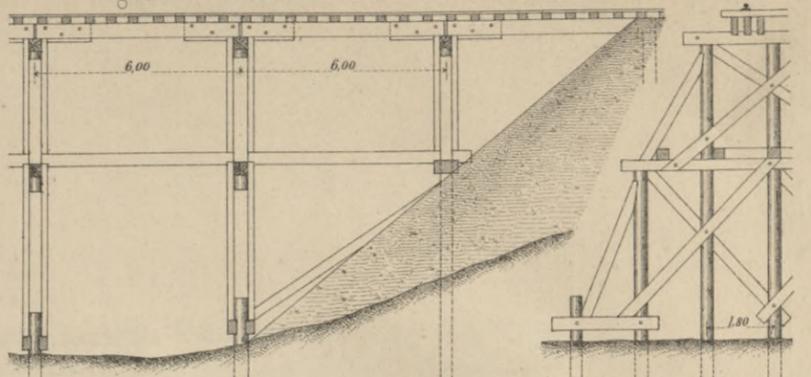


Fig. 3. Ansicht.

Fig. 4. Querschnitt.

Fig. 5-7. Kriegsbrücke über die Mosel bei Pont-à-Mousson. M. 1:150.

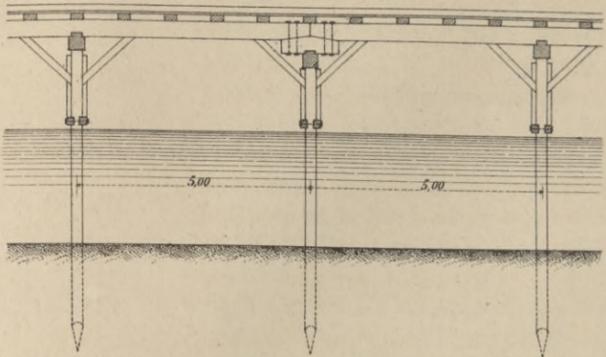


Fig. 5. Ansicht.

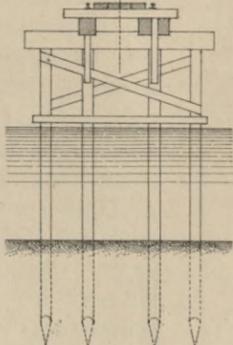


Fig. 6. Querschnitt.

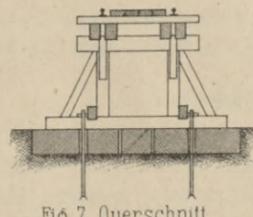


Fig. 7. Querschnitt.

Fig. 10, 11. Hilfsstraßenbrücke. M. 1:200.

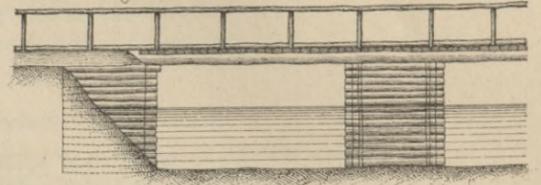


Fig. 10. Ansicht.

Fig. 8, 9. Nothbrücke. Chaussee-Unterführung bei Bahnhof Mitry-Clay. M. 1:250.

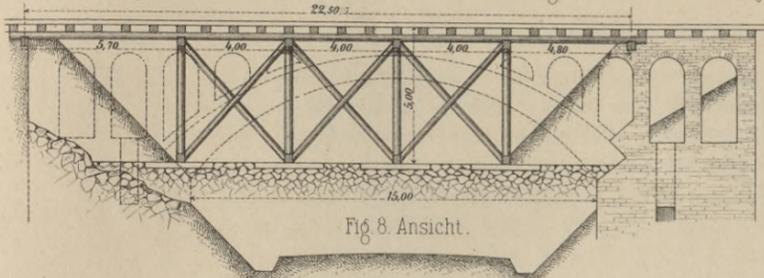


Fig. 8. Ansicht.

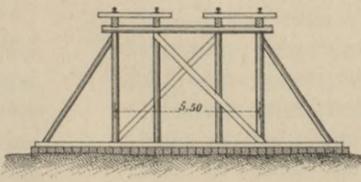


Fig. 9. Querschnitt.

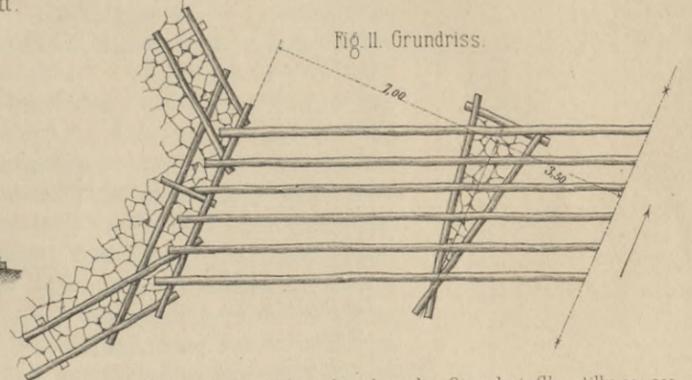


Fig. 11. Grundriss.

Fig. 12, 13. Nothbrücke über die Marne bei Froncles. M. 1:280.

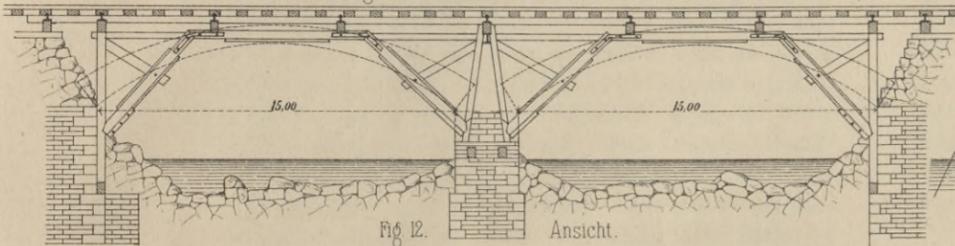


Fig. 12. Ansicht.

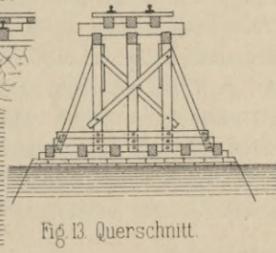


Fig. 13. Querschnitt.

Fig. 18-21. Kriegsbrücke über die Oise bei Chantilly. M. 1:260.

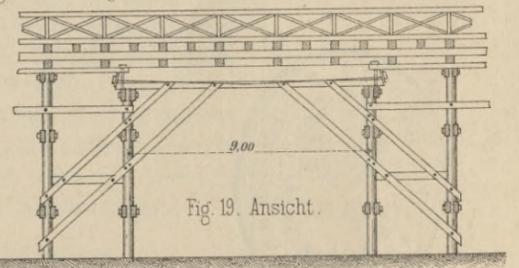


Fig. 18. Hauptansicht.

Fig. 19. Ansicht.

Fig. 14-17. Kriegs-Fachwerkbrücken. M. 1:200.

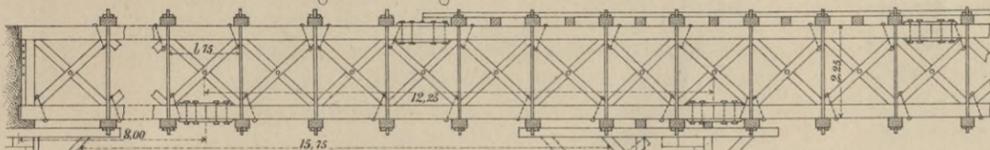
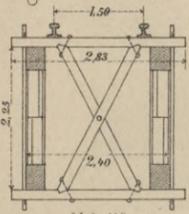


Fig. 14. Ansicht.

Fig. 15. Querschnitt.



M. 1:116.

Fig. 16, 17. Hängeeisen. M. 1:8. Fig. 16. Seitenansicht. Fig. 17. Vorderansicht.

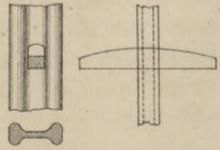


Fig. 25. Querschnitt. M. 1:100.

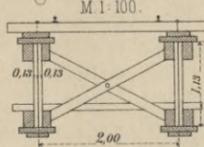


Fig. 20. Ansicht.

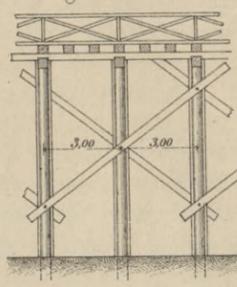


Fig. 21. Querschnitt.

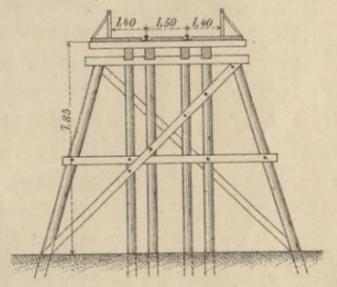


Fig. 22-25. Nothbrücke über die Marne bei Villiers. M. 1:280.

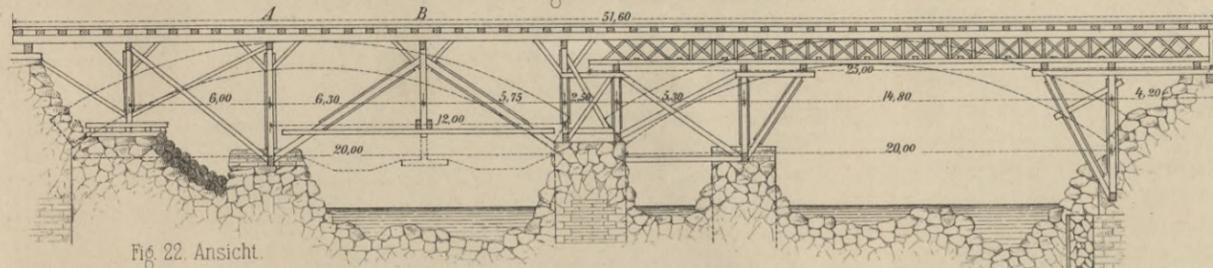


Fig. 22. Ansicht.

Fig. 23. Querschnitt B. M. 1:204.

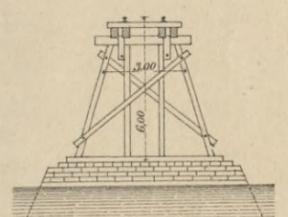
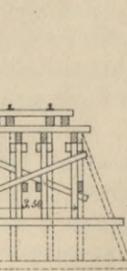


Fig. 24. Querschnitt A. M. 1:204.

Fig. 26-28. Nothbrücke über die Marne bei Villiers. M. 1:285.

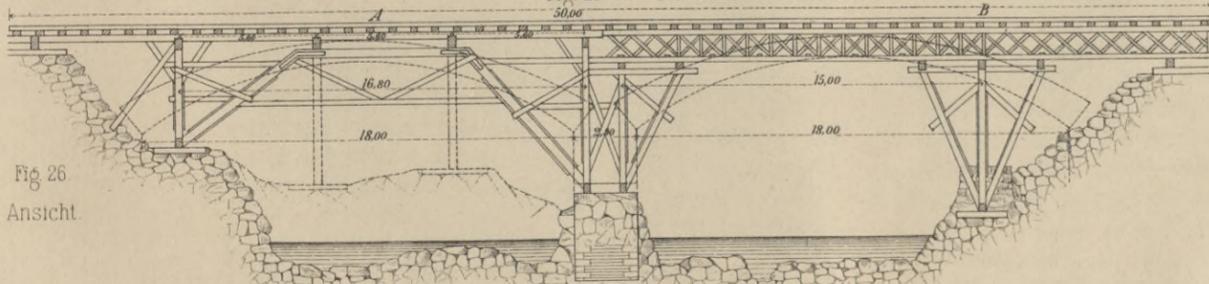


Fig. 26. Ansicht.

Fig. 27. Querschnitt A. M. 1:270.

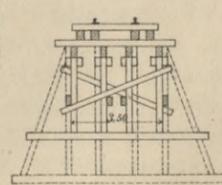


Fig. 28. Querschnitt B. M. 1:270.



Fig. 29, 30. Kriegssprengwerkbrücke.

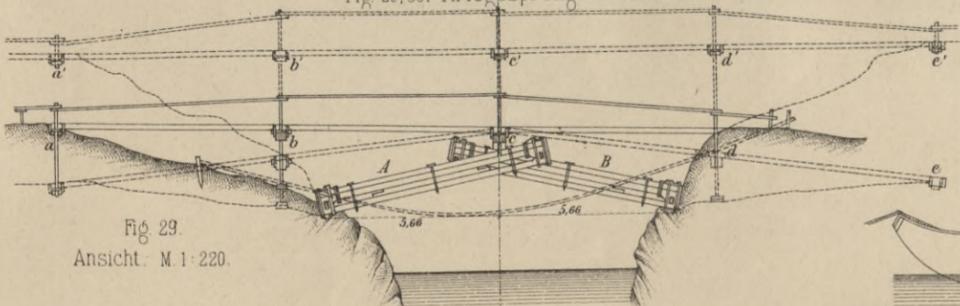


Fig. 29. Ansicht. M. 1:220.

Fig. 32, 33. Ponton. M. 1:110.

Fig. 32. Seitenansicht.

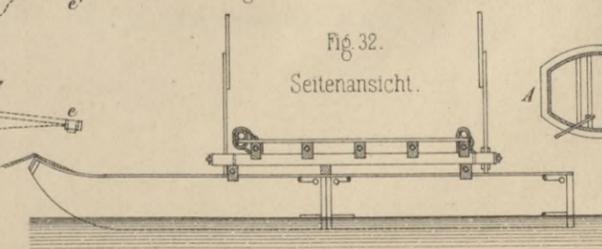


Fig. 31. Grundriss. M. 1:190.

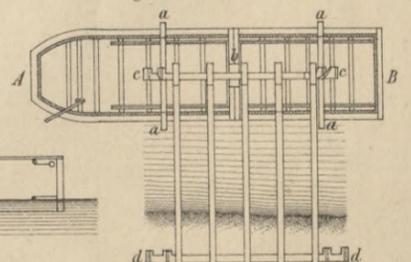


Fig. 33. Darufsicht.

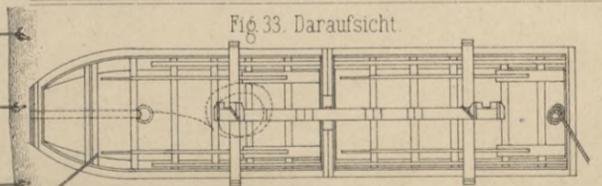
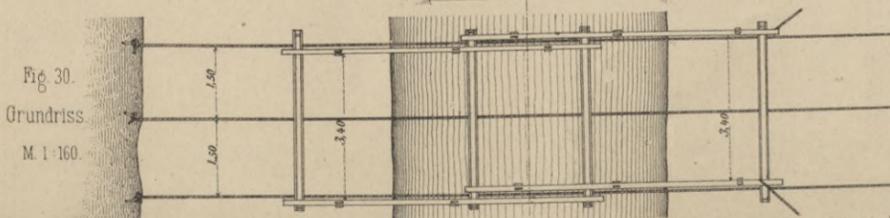


Fig. 30. Grundriss. M. 1:160.





schwelle bestehende Unterlage, während sie selbst aus je vier Pfosten, Schwelle und Holm und je zwei Streben zusammengesetzt waren, s. Fig. 9. Durch Kreuzstreben wurden die Joche normal und parallel zur Brückenachse in sich und unter sich versteift und mit unbeschlagenen Tragbalken belegt, welche die Querschwelle und Fahrschienen zweier Geleise aufnahmen. Interimistische Strassenbrücken mit Trägern aus Rundholz und Decklage aus Halbholz, deren End- und Zwischenjoche aus Rundhölzern mit Steinauspackungen bestehen, wie sie in Fig. 10 und 11 dargestellt sind, haben sich bei den vor Beginn des Baues der Mährisch-schlesischen Centralbahn und der Albrechtbahn in Ungarn erforderlichen Strassen wegen der kurzen Ausführungszeit sowie wegen der genügenden Festigkeit und Dauer als brauchbar erwiesen.¹⁾

b. Die amerikanischen Gerüstbrücken.

Diese Gerüstbrücken (trestle works), so genannt von ihrem baugerüstartigen Aufbau, welche meist dazu bestimmt sind, Eisenbahnen über weite und tiefe Thäler oder über Seen zu führen und hierbei lange und hohe Erddämme durch einen rascher ausführbaren und billigeren Unterbau zu ersetzen, erhalten bei einem Ueberbau aus einfachen Balken, welcher meist durch Sattelhölzer in Verbindung mit Winkelbändern oder Streben unterstützt wird, je 3 bis 6 m von einander entfernte einfache oder Doppeljoche, die durch Streben seitlich abgestützt und in ihrer Höhe entsprechend an zwei oder mehreren Stellen nach der Breite und nach der Länge der Brücke durch wagrechte Balken verbunden sind. Sowohl die Wände als auch die Böden der einzelnen hierdurch gebildeten, 2 bis 3 m hohen Stockwerke werden sodann durch Diagonalverbände aus Holz oder aus Holz und Eisen ausgesteift. Die Jochständer oder deren untersten Theile werden bei nachgiebigem Baugrund oder im Wasser eingerammt, bei festem Obergrund entweder auf einfache oder doppelte Grundschwelle oder auch auf gemauerte Sockel gestellt. Die Streben zur Unterstützung der Tragbalken des Ueberbaues reichen gewöhnlich durch das oberste Geschoss der Joche hindurch und stützen sich also auf deren obersten, durch die geneigten Jochständer und die Querbalken gebildeten Knoten. Die Brüstungen der Gerüstbrücken bestehen entweder aus einem mit den Stirnbalken verbundenen Fachwerk oder bleiben auch ganz weg. Fig. 3 und 4 stellen eine Gerüstbrücke der Burlington- und Missouri-Eisenbahn in Nordamerika mit je 6 m von einander entfernten Jochen ohne Kopfbänder dar. Unter die bedeutendsten amerikanischen Gerüstbrücken gehören der Dale-Creek-Viaduct an der Central-Pacific-Bahn und der Viaduct über den Credit in der Creditthal-Bahn in Canada²⁾, welcher letztere zugleich in einer Curve liegt. Die von der New-Orleans- und Nordost-Eisenbahn i. J. 1883 erbaute, 34,6 km lange Holzgerüstbrücke führt über den Pontchartrain-See³⁾ und über die nördlich und südlich an denselben grenzenden Sümpfe. Jedes Joch besteht aus vier Pfählen von Längen bis zu 18,3 m, während die Oeffnung zwischen den Jochen je 3,96 m beträgt. Um dem verwendeten Holz eine möglichst lange Dauer zu verschaffen, wurde dasselbe trotz einer sehr erheblichen Vertheuerung durchweg mit Kreosot getränkt.

c. Interimistische Brücken mit verstärkten Tragbalken.

Wo einzelne oder durchweg grössere Oeffnungen von je 8 bis 10 m zu überspannen sind, verwendet man starke, durch eiserne Zugstangen unterstützte (armirte) Balken, welche man durch entsprechende stärkere und hinlänglich versteifte Joche unterstützt. Ein Beispiel dieser Construction giebt die an Stelle der gesprengten gewölbten, aus drei Bogen von je 28 m bestehenden Brücke über die Oise zwischen Chantilly und Creil erbaute interimistische Holzbrücke, deren grössere, für die Schifffahrt bestimmte Oeffnung von 9 m Weite mittelst armirter Balken in der durch

1) Vergl. A. Pohlmann: Ueber Anlage provisorischer Fahrstrassen und Brücken beim Bau von Gebirgsbahnen. Deutsche Bauzeitung 1879. S. 529 ff.

2) Vergl. Engineering. 1880. 2. Sem. S. 87 u. 92.

3) Vergl. Centralbl. der Bauverw. 1883, S. 205.

Fig. 19 dargestellten Weise überbrückt wurde. Diese Träger bestehen aus vier scharfkantig geschnittenen eichenen Längsbalken, wovon die oberen je 60/60 cm, die unteren je 30/30 cm stark sind und durch Rundeisenstangen unterstützt werden. Die Jochständer wurden aus Rundholz hergestellt und durch seitlich angeschraubte Streben unter sich und mit dem Ueberbau verbunden.

d. Traggeländerbrücken.¹⁾

Diese in Oesterreich auch unter dem Namen „Knüppelbrücken“ bekannten Strassenbrücken mit 10 bis 15 m Spannweite erhalten je zwei Träger aus je drei bis fünf Rundholzstämmen, welche — durch eingeschaltete Zwischenklötze getrennt und durch seitlich angeschraubte schmiedeiserne Schienen zusammengehalten — annähernd als verdübelte Balken wirken. Die Querbalken, welche die Brückenbahn unterstützen, werden auf die untersten Längsbalken der Hauptträger gelegt und nehmen entweder nur einen Bohlenbelag oder einen solchen mit Beschotterung auf. Wo mehrere Oeffnungen erforderlich sind, werden die Hauptträger durch hölzerne Joche unterstützt, deren Pfosten aus Rundholz bestehen und aussen die beiden untersten Balken der Hauptträger umfassen, innen mit den Querträgern der Brückenbahn verzapft sind. Durch Einschaltung von Sattelhölzern zwischen die Hauptträger und die beiden äussersten Pfosten der Joche wird die Spannweite hier und da etwas vergrössert. Eine Verbesserung haben diese Constructionen bei dem Bau einer Strassenbrücke über die Lahn bei Biedenkopf dadurch erfahren, dass jene Zwischenklötze in die Längsbalken eingelassen wurden, sich also nicht verschieben konnten und dass statt jener angeschraubten schmiedeiserne Schienen eiserne Bänder angewendet wurden, welche die Hauptträger umschlossen, also nicht verschwächten.

e. Interimistische Fachwerkbrücken.

Die Träger dieser Brücken erhalten zur Vereinfachung ihrer Construction eintheilige, aus Balken von entsprechender Stärke bestehende Gurten, zwischen welche an den Enden schräg abgeschnittene Streben eingeschaltet und durch Schrauben mit ihnen verbunden, also gegen Verschiebung gesichert werden. Das Zusammenpressen dieser Theile geschieht dann durch einfache Hängeisen, welche man durch Querbalken, die man in den gleichen Entfernungen auf den Obergurt und unter den Untergurt befestigt — hindurch steckt — und meist nur durch Keile anzieht. Wo es sich, wie bei den Kriegsbrücken, um die einfachste Herstellung, um leichte Zerlegbarkeit und Verladung sowie um die Möglichkeit einer Verlängerung oder Verkürzung solcher Träger handelt, können Anordnungen wie an dem in Fig. 14—17 dargestellten Fachwerkträger für Feldeisenbahnbrücken Anwendung finden. Zu den Gurten sind auch hier starke kantige Balken, zu den gekreuzten Streben Bahnschwelle, Halbholz oder starke Bohlen, zu den Hängeisen alte Bahnschienen, Rund- oder Bandeisen verwendet, welche oben und unten mit Löchern für Splinte oder Keile versehen sind. Die einzelnen Gurtstücke sind durch Laschen und Bolzen verbunden. Um auch eine leichte Aufstellung der Träger zu ermöglichen, dürfte eine Spannweite derselben von 18 bis 20 m nicht zu überschreiten und, wo grössere Weiten als solche zu überbrücken sind, die Unterstützung durch Zwischenjoche geboten sein. Die Anwendung von Fachwerkträgern zur Ueberbrückung von gesprengten, früher überwölbten Oeffnungen mit 20 und 18 m Lichtweite zeigen die Figuren 22—25 und 26—28, welche zwei Nothbrücken über die Marne bei Villiers darstellen. Die bis in grössere Tiefe zertrümmerten Pfeiler wurden aufgemauert und mit bezw. 15 und 14,8 m entfernten Pfahljochen besetzt, welche durch Verkreuzungen aus Telegraphenstangen normal und parallel zur Brückenachse abgesteift und deren freie Weiten durch consolenartige Unterstützungen auf je 10 m eingeschränkt wurden. Auf die Horizontalbalken der letzteren waren die Querschwelle gelegt, über welche die fertig vorgefundenen Fachwerkträger als fest verbundenes System mit Hilfe einfacher

1) Vergl. Allg. Bauz. 1844. S. 18.

Rüstungen und einer Locomotive an ihre Lagerstelle gerollt wurden. Die beiden übrigen Oeffnungen dieser Brücken wurden mittelst einfacher Jochbrücken überbaut, deren Joche unter sich gehörig verstrebt, durch Kreuzhölzer ausgesteift, s. Fig. 23, 24 und 27, 28 und mit Holmen, worauf die Tragbalken nebst Querschwellen und Fahrschienen ruhten, s. Fig. 22 und 26 links, versehen wurden.

f. Interimistische Sprengwerkbrücken.

An Stellen, wo bei verhältnissmässig grosser Constructionshöhe in Entfernungen von 10 bis 15 m sichere Stützpunkte gegeben, oder leicht herzustellen sind, können auch Sprengwerke zur Verwendung kommen, wenn dieselben gehörig ausgesteift und hierdurch vor Verschiebung gesichert werden. Da die Tragrippen dieser Brücken je nach ihrer Spannweite aus je zwei Streben ohne oder mit Spannriegel bestehen, so sind dieselben, besonders in Ermangelung starker Bauhölzer von grösserer Länge, bequem her- und aufzustellen und eignen sich daher auch zu Kriegsbrücken, welche unter den erwähnten Umständen möglichst rasch auszuführen sind. Ein Beispiel giebt die in Fig. 12, 13 dargestellte Feldeisenbahnbrücke bei Froncles¹⁾, welche an Stelle einer gewölbten, von den Franzosen gesprengten Brücke über die Marne mit zwei Oeffnungen von je 12 m errichtet wurde. Hierbei waren die Landpfeiler noch geeignet, Widerlager für Sprengwerke zu bilden und in vorhandenen starken kurzen Eichenstämmen Material zur Herstellung der letzteren geboten. Um eine Verschiebung des ganzen Systems zu verhindern, wurde das aufzustellende Mitteljoch in Dreiecksform angeordnet und der Ueberbau durch Dreiecksverbände in der dargestellten Weise möglichst ausgesteift. Die Zangen, welche die Haupttheile der Sprengwerke und Stützjoche mittelst Verkämmung und Bolzen untereinander verbanden, bestanden aus Kreuzhölzern oder starken Bohlen, während die Querkreuze an den Hauptstreben, Spannriegeln und Pfahlwänden aus Telegraphenstangen hergestellt und in ähnlicher Weise befestigt waren. Die Endjoche standen auf den Fundamentabsätzen der gesprengten Widerlagpfeiler, während der bis unter Wasser zerstörte Zwischenpfeiler wieder theilweise aufgemauert wurde, um das Zwischenjoch aufnehmen zu können. Die Aufstellung der Sprengwerke wurde durch je sechs Flaschenzüge, welche an einem durchgehenden Tragbalken befestigt waren, derart bewirkt, dass die beiden Streben jeder Tragrippe mit dem Spannriegel gleichzeitig aufgewunden und schwebend aneinandergesetzt wurden. Die Tragbalken waren aus Rundholz hergestellt, worauf die Schwellen mit Hilfe von unterlegten Brettstücken in die richtige Lage gebracht und dann festgenagelt wurden. Einer Verschiebung der beiden gegeneinander geneigten Pfosten des Zwischenjoches durch den Seitendruck der Streben, welche bei starken Belastungen der Sprengwerke anfangs eingetreten war, wurde später durch theilweise Ausmauerung des zwischen denselben befindlichen Zwischenraumes vorgebeugt.

Ausser diesen festen Sprengwerkbrücken kommen im Felddienste noch bewegliche, aus je zwei aus mehreren Balken zusammengesetzten Streben bestehende Sprengwerke da zur Anwendung, wo sofort ein Uebergang über einen Bach oder tiefen Graben von 8 bis 12 m Spannweite in grösserer oder kleinerer Höhe hergestellt werden soll. Zwei Strebenpaare, für welche an den Ufern feste Stützpunkte zu schaffen sind, werden der Oertlichkeit entsprechend mehr oder minder steil in Scheerenform hintereinander aufgestellt und an ihren Enden durch zwei zwischen sie eingeschaltete Querbalken verbunden, s. Fig. 29, 30. Ueber die Kreuzungsstelle der Strebenpaare wird eine Bockschwelle gelegt, welche neben den Landschwellen zur Unterstützung der Brückenbahn dient. Die letztere kann hierbei unmittelbar auf jene Schwellen oder mittelst eiserner Stangen, welche die beiden Enden jener Schwellen durchsetzen und lothrecht verschoben werden können, um 1 bis 2 m höher gelegt werden. In beiden Fällen kann die Brückenbahn eine wagrechte oder eine von ihren beiden Enden nach ihrer Mitte hin aufsteigende Lage erhalten. Jene lothrechten Stangen

1) Vergl. Deutsche Bauz. 1872, S. 73.

werden an ihren unteren Theilen, wo sie die Stützen der Brückenbahn bilden, durch Vorsteckscheiben verstärkt, damit sie bei belasteter Brücke nicht in den Boden eindringen können, während ihre oberen über die Brückenbahn hervorragenden Theile als Geländerpfosten dienen, welche untereinander durch leichte eiserne Handschienen verbunden werden.

Wo die vorhandene Constructionshöhe nicht ausreicht, um Sprengwerke unter die Brückenbahn zu legen, hängt man die letztere, insbesondere bei Arbeits- und Transportbrücken auch wohl auf, wobei man sich des Rundholzes zu Balken, Streben und Spannriegeln, gewöhnlichen Rundeisens zu den Hängstangen bedient und diese Hängwerke durch Seitenstreben gegen beiderseits hervorragende Querbalken der Brückenbahn absteift.

g. Bockbrücken.

Die aus einer hinreichenden Zahl von Streckbäumen mit einer Lage von Querbohlen bestehende Brückenbahn wird durch Böcke unterstützt, welche oben aus einem starken Querbalken (Bockschwelle) bestehen, durch dessen Enden geneigte Füsse gesteckt sind. Um ein Eindringen der Böcke in den Boden zu verhindern, werden unten auf die Füsse zugeschärfte Vorsteckscheiben so gesteckt, dass deren Schneiden stromaufwärts gerichtet sind, während sie oben durch Hängketten mit den bereits erwähnten Querbalken fest verbunden werden. Die Streckbäume der Brückenbahn sind an den Enden mit Kämmen versehen, womit sie in die Querbalken der Böcke sowie in die auf das Ufer verlegte Landschwelle eingehakt werden.

Die Aufstellung der Böcke erfolgt mittelst der aus zwei gekuppelten Pontons bestehenden sog. Einbaumaschine, welche am Ufer zusammengesetzt und dann so in die Brückenachse eingeführt wird, dass die Pontons mit den Schnäbeln gegen den Strom stehen. Von den Verbindungsbalken der beiden Pontons, welche auf deren Borden ruhen und mit denselben durch Schnüre verbunden werden, lässt man landwärts zwei soweit vorstehen, dass die Bockschwelle symmetrisch zur Brückenachse so darauf gelegt werden kann, dass die der jeweiligen Wassertiefe entsprechenden Bockfüsse von der Seite durch deren schräge Oeffnungen (Coulissen) soweit vorgeschoben werden können, dass die oben erwähnten Vorsteckscheiben beim späteren Aufrichten des Bocks den Wasserspiegel kaum berühren. Nachdem hiernach die Vorsteckscheiben aufgesteckt und die Hängketten an die oberen Theile der Füsse angehängt sind, wird der Bock aufgerichtet, worauf die Streckbäume der ersten Brückenöffnung in die Bockschwelle eingehakt werden. Mit Hilfe dieser Streckbäume schiebt man sodann die ganze Einbaumaschine soweit in den Fluss, dass sie auch mit ihren hinteren Enden in die Landschwelle eingehakt werden können. Nunmehr lässt man die Füsse des Bocks auf die Flusssohle hinab, treibt sie mit Schlägeln ein und zieht dann die Hängketten durch die an der Bockschwelle befestigten Tragringe. Das erste Brückenglied wird nun zum Transport der übrigen Brückentheile mit Bohlen belegt, die Einbaumaschine frei gemacht, der zweite Bock eingebaut, aufgerichtet und mit den Streckbäumen des zweiten Brückengliedes weiter geschoben. Hiernach werden die Füsse eingesetzt, die Einbaumaschine frei gemacht wie nach der Aufstellung des ersten Bockes. Auf dieselbe Weise werden alle weiter hin nöthigen Böcke aufgestellt und Glieder der Brückenbahn angebracht. Von der mehr oder minder starken Strömung des Wassers hängt es ab, wie die Pontons der Einbaumaschine an der erforderlichen Stellung in der Brückenachse festzuhalten sind. In der Nähe der Ufer genügen gewöhnlich mehrere mittelst Pföcken an den Boden befestigte Ziehleinen zur Befestigung der Einbaumaschine, während sie in der Mitte des Stromes durch Anker gehalten werden muss.

h. Pontonbrücken.

Die zur Unterstützung der Brückenbahn dienenden Pontons werden aus zwei oder mehreren Stücken zusammengesetzt, wovon die sog. Schnabelstücke vorn etwas zugeschärft, hinten mittelst senkrechter Wände abgeschlossen,

während die Mittelstücke dagegen vorn und hinten in dieser Weise abgeschlossen sind. Zum Befestigen der Streckbäume auf den Borden der Seitenwände sind in deren Innerem die Schnürlatten, zur Befestigung des Ankertaues die Ankerriegel, zur Befestigung des Windankertaues die Ankerleisten angebracht, während sie ausserdem mit den Vorrichtungen zu ihrer Verbindung und zu ihrer Befestigung auf den Pontonwagen und mit den zum Fortbewegen, Lenken und Feststellen erforderlichen Geräthschaften versehen sind. Um die Streckbäume der einzelnen Brückenglieder auf dem Ponton lagern zu können, wird auf jeder Seite der herzustellenden Brückenbahn ein Unterlagriegel *aa* über die beiden Borde, ein Unterlagklotz *b* auf die Querwände gelegt, s. Fig. 31—33, mit welchen die beiden Theile *A* und *B* des Pontons verbunden sind, und eine Lagerschwelle *cc* auf jene Unterlagen befestigt. Zu seiner Ein- und Feststellung erhält jedes Ponton zwei Schnürleinen. Wenn alle Pontons in dieser Weise ausgerüstet sind, so werden sie zunächst an einem Ufer von oben nach unten so geordnet und aufgestellt, dass sich die mit Anker versehenen Pontons bei oder oberhalb der Ankerlinie, die übrigen Pontons unterhalb der Brückenstelle befinden. Hiernach wird das erste Ponton in die Brückenachse geführt und in der Nähe des Ufers parallel zur Stromrichtung so eingestellt, dass die Streckbäume *ee* des ersten Brückengliedes vom Lande aus den in dem Ponton stehenden Pionieren gereicht und von diesen in die Einschnitte der zuvor erwähnten Lagerschwelle *cc* eingehakt werden können. Ist dies geschehen, so wird das Ponton soweit in den Fluss vorgeschoben, bis die hinteren Enden der Streckbäume in die Landschwelle *dd* eingehakt sind. Erst dann wird dem Ponton die richtige Stellung mittelst der Ziehleinen gegeben, welche nun fest um die in die Uferwände eingeschlagenen Pflöcke geschlungen werden. Hiernach werden die Streckbäume mit Bohlen belegt, um vom Lande aus die zum Weiterbau erforderlichen Brückentheile herbeischaffen zu können. Muss das zweite Ponton mit einem Anker festgehalten werden, so wird der letztere in die Ankerlinie geworfen und man lässt das Ponton an dem Ankertau so lang abwärts treiben, bis es sich zugleich in der Brückenachse und in einer solchen Entfernung von dem ersten Ponton befindet, dass die Streckbäume des zweiten Brückengliedes von dem bereits fertigen Theil der Brückenbahn aus hinüber gereicht und in seine Lagerschwelle eingehakt werden können. Dann erst schiebt man das zweite Ponton soweit vor, dass die Streckbäume des zweiten Brückengliedes in die Lagerschwelle des ersten Pontons eingehakt und zuletzt mit den Bohlen der Brückenbahn belegt werden können.

16. Die Lehrgerüste.

a. Constructive Grundsätze.

1. Die Lehrbogen haben sich nur bis zu der Wölbschichte zu erstrecken, für welche der Druck des in Ausführung begriffenen Gewölbes auf das Lehrgerüst verschwindet, deren Lagerfuge also mit dem Horizonte einen Neigungswinkel von etwa 22° einschliesst.

2. Da der Druck der Gewölbesteine in der Richtung ihrer Lagerfugen erfolgt, welche auf der inneren Wölblinie und somit auf dem Lehrbogen genau oder annähernd normal stehen, so müssen die Stützen des Lehrbogens, wenn sie nach ihrer Längsachse gedrückt und nicht zugleich auf Biegung beansprucht werden sollen, eine zu demselben normale Stellung erhalten.

3. Wenn die den Lehrbogen bildenden Kranzhölzer bei gleicher Stärke gleichen Biegungswiderstand entwickeln sollen, so sind jene radialen Stützen in statisch zu bestimmenden, von dem Anfangspunkte nach dem Scheitel des Bogens hin abnehmenden Entfernungen anzuordnen.

4. Um die Ausrüstung, insbesondere bei schweren Gewölben, möglichst zu erleichtern, sind die hierzu dienenden beweglichen Mittel, wie Keile, Schraubensätze, Sandbüchsen oder excentrische Scheiben möglichst nah unter dem Lehrbogen und, um den Druck des Lehr-

bogens möglichst direct, also mit Vermeidung von Biegungsspannungen in den Gurthölzern, zu übertragen, diese letzteren unmittelbar unter den Füßen jener ungleichförmig vertheilten, radialen Streben anzubringen.

5. Aus demselben Grunde sind diejenigen Theile des Untergerüsts, welche die erwähnten Ausrüstungsvorrichtungen aufnehmen, möglichst direct zu unterstützen. Ist das Untergerüst

a) ein gestütztes, so sind die lothrechten Pfosten desselben möglichst direct unter jene Vorrichtungen zu stellen,

b) ein gesprengtes, so sind die Köpfe der Streben ebenfalls möglichst direct unter jenen Vorrichtungen anzubringen, weshalb beide ebenfalls ungleiche, nach der Mitte hin abnehmende, Abstände erhalten.

b. Constructive Anordnung (s. Texttafel B und Taf. VI).

Die Lehrgerüste müssen aus einem bewegbaren Obergerüste, welches die Last des in Ausführung begriffenen Gewölbes aufnimmt und, nach Schliessung desselben, durch mechanische Vorrichtungen etwas gesenkt werden kann sowie aus einem festen Untergerüste bestehen, welches zur Unterstützung des ersteren und des darauf ruhenden Gewölbes dient. Das Obergerüste muss aus einzelnen, je 1,25 bis 1,5 m von einander entfernten Tragrippen zusammengesetzt sein, welche die unmittelbaren Unterlagen des Gewölbes aufnehmen und aus dem Lehrbogen, dem Strebewerk sammt den zu seiner Versteifung erforderlichen Zangen sowie aus den Spannbalken bestehen. Die Anordnung dieser Theile hängt hauptsächlich von der Art ihrer Unterstützung durch das Untergerüst ab, welche sich entweder über das ganze Obergerüst oder nur auf dessen Enden erstreckt. Im ersteren Fall ist das Untergerüst, wenn die Oeffnung verbaut werden kann, als stehendes, s. Taf. VI, Fig. 9, 25 und 27, und Texttafel B, Fig. 7, 17, 20, 24, 27, 33, 35, wenn die Oeffnung frei bleiben muss, als gesprengtes, s. Taf. VI, Fig. 12, 13, 15, 17 und Texttafel B, Fig. 11, 13, 15, 16, 19; im letzteren Fall als ein jochförmiges, s. Taf. VI, Fig. 3 und 10, zu construiren. Das Obergerüst ist im ersteren Fall als ein durchweg oder fast durchweg unterstützter Balken, im letzteren Falle entweder als ein Sprengwerk, s. Taf. VI, Fig. 10, oder als ein freitragender Balken zu construiren.

Gewölbe von geringerer Spannweite, welche aus kleinem Gewölbmateriale, z. B. aus kleinen Bruchsteinen oder Backsteinen bestehen, erhalten als unmittelbare Unterstützung eine Verschalung aus starken Bretern oder Bohlen, s. Taf. VI, Fig. 1, 5, 9, 17, 25, 27, 31, 34; solche von grösserer Spannweite, welche aus grösserem Gewölbmateriale, z. B. aus Quadern herzustellen sind, eine Unterstützung der einzelnen Wölbschichten durch Streichen oder Streichbalken, s. Taf. VI, Fig. 3, 4, 6, 8, 10, 12, 15. Die Lehrbogen bestehen bei kleineren Gewölben aus einfachen, an ihren Stössen durch hölzerne Laschen verbundenen Bretern, s. Texttaf. B, Fig. 3, 7, 24, 33, oder aus doppelten, mit versetzten Stossfugen auf einander genagelten oder geschraubten Bohlen, s. Texttaf. B, Fig. 15—19, 37, 39, bei grösseren Gewölben aus einzelnen einfachen oder doppelten und dann verdübelten und verschraubten Kranzhölzern, welche theils stumpf gestossen und dann entweder in Lehrbogenpfetten eingelassen, s. Taf. VI, Fig. 6 und 8, von doppelten Streben umfasst, s. Taf. VI, Fig. 10, 15, 17, von den doppelten Laschen einfacher Streben umfasst, s. Taf. VI, Fig. 25, oder mit einfachen Streben versetzt und durch eiserne Bänder verbunden sind, s. Taf. VI, Fig. 12. Die Lehrbogen werden entweder direct durch Streben oder durch Pfetten, welche von eingezapften Streben getragen werden, unterstützt. Im ersteren Falle werden die Streben meist angeblattet, s. Texttafel B, Fig. 33, 34, seltener schwalbenschwanzförmig zwischen die Kranzhölzer eingesetzt, s. Fig. 12. Ob die Streben einfach und die Horizontalzangen doppelt sein sollen oder umgekehrt, muss bei jeder Constructionsweise besonders entschieden werden. Die Erhaltung der lothrechten Stellung der einzelnen Tragrippen erfordert die

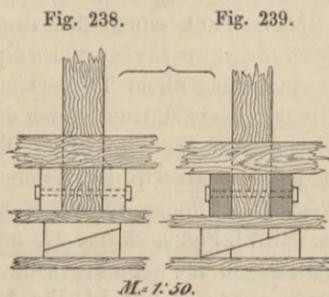
Anordnung sowohl einer hinreichenden Anzahl von Pfetten als auch, namentlich bei grösseren Gewölben, parallel zu deren Achsen eine solche von Diagonalen und Diagonalkreuzen, welche theils mit den Streben, s. Taf. VI, Fig. 12 und Texttaf. B, Fig. 35, theils mit den Hängsäulen, s. Taf. VI, Fig. 10, verbunden werden. Die Form der Kranzhölzer richtet sich selbstredend nach der Form der Gewölbe, unter welchen die halbkreis-, kreissegment- und korbboogenförmigen die verbreitetsten sind.

c. Ausrüstungsvorrichtungen.

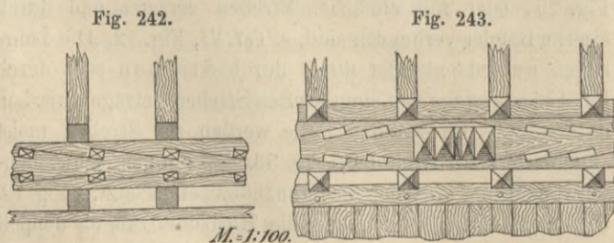
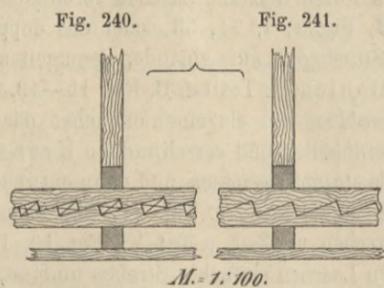
Ältere Ausrüstungsmittel, welche beim Ausrüsten mehr oder minder starke Erschütterungen veranlassen, sind:

α) Ausrüstungsklötze. Diese zwischen Ober- und Untergerüste über jedem Stützpfeiler aufgestellten, tannenen Klötze wurden vor der Ausrüstung mit scharfen Beilen unten so lange zugeschärft, bis der Druck des darauf lastenden Gewölbes die so entstandenen Schneiden umknickte, worauf die Klötze umfielen und das Lehrgerüst mit einem Ruck nachsank: eine wegen der hierdurch veranlassenen, dem Gewölbe gefährlichen Stösse ausser Gebrauch gekommene Ausrüstungsweise.

β) Ausrüstungskeile. Die zwischen Ober- und Untergerüst unter jedem Stützpunkte des Lehrgerüsts, theils parallel, theils normal zur Brückenachse eingeschalteten, genau bearbeiteten eichenen Keile, s. Textfig. 238, 239,



werden beim Ausrüsten kleinerer Gewölbe durch Axtschläge, beim Ausrüsten grösserer Brückengewölbe, wie bei der von Telford erbauten 45,7 m weiten Gloucesterbrücke, durch Schläge einer Ramme zum Gleiten gebracht. Tritt ein solches Gleiten, welches unter sehr bedeutendem Druck selbst bei genau bearbeiteten, mit Seife geschmierten Keilen nur mit Mühe zu bewirken ist, nicht ein, so ist man genöthigt, die Keile mit scharfen Beilen zu zerhacken, oder der Gefahr ausgesetzt, dass die Doppelkeile — wie bei der Ausrüstung der dritten Oeffnung des Pont de Cé — plötzlich losfahren, in welchen beiden Fällen ein plötzliches Sinken des Lehrgerüsts erfolgt. Aus diesen Gründen ist die Ausrüstungsweise, welche bei Gewölben unter 20 m immer noch Anwendung findet, wegen der Schwierigkeit, die Keile zum Gleiten zu bringen oder wegen der Möglichkeit eines plötzlichen Losfahrens derselben, bei grösseren Gewölben zu verlassen.

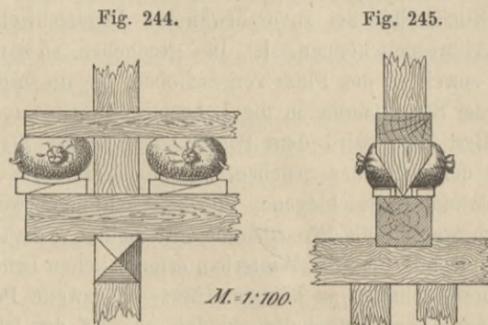


γ) Keile zwischen verzahnten Balken, siehe Textfig. 240—243, welche, theils parallel, theils normal zur

Brückenachse liegend, durch Vermehrung der Keilflächen den Druck auf dieselben vermindern sollen und deshalb nur bei grösseren Brücken, z. B. Blackfriars-, Waterloo- und Londonbrücke, mit Spannweiten von bezw. 30,5; 36,5 und 36,6 m zur Anwendung gekommen sind. Durch Zurücktreiben der einzelnen Keile schliessen sich allmählich die von ihnen ausgefüllten Oeffnungen, während die oberen Balken sich senken. Der Neigungswinkel der gezahnten Keilflächen muss stets kleiner, als der Reibungswinkel ihrer Berührungsfächen sein, damit ein Gleiten der Keile durch die Gewölbelaast nicht schon während des Baues eintritt. Zur Vermeidung einer solchen vorzeitigen Bewegung dienen die in Textfig. 243 dargestellten, von Deplaces bei der Brücke über die Rhone zu Lyon angewandten Sicherheitskeile, welche erst nach Vollendung des Gewölbes gelöst werden und dann, nach Lösung auch der übrigen Keile, die Bewegung des mittleren, gezahnten Balkenstücks gestatten.

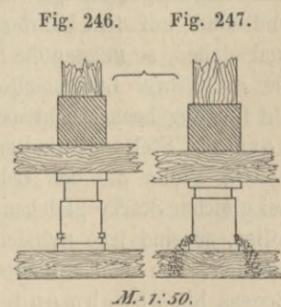
Neuere Ausrüstungsmittel, welche eine allmähliche, mit Erschütterungen nicht verbundene Ausrüstung gestatten und deshalb den Vorzug verdienen, sind:

δ) leinene Sandsäcke mit zugenähten oder zugebundenen, röhrenförmigen Ansätzen aus Leinwand, welche sich nach dem Zerschneiden des Bindfadens allmählich entleeren, s. Textfig. 244, 245. Vor der ersten Anwendung der



Sandsäcke zum Ausrüsten der Gewölbe des Viaducts Port de Pile über die Creuse durch Baudemoulin i. J. 1848 ruhten dessen Lehrgerüste auf gleich hohen tannenen Klötzen. Kurz vor der Ausrüstung wurden die Sandsäcke zwischen jene Klötze auf 5 cm starke, eichene Bohlenstücke gelegt und diese, um durch das Wegnehmen der Klötze und die hierdurch eintretende Zusammenpressung des Sandes keine plötzliche Senkung herbeizuführen, durch zwei unterlegte Keile möglichst gehoben. Hierauf wurden die Klötze mit scharfen Beilen nach unten so lange zugeschärft, s. Textfig. 245, bis das Lehrgerüst die so gebildeten Spitzen umbog, sich senkte und lediglich auf den Sandsäcken ruhte. Schliesslich wurden die röhrenförmigen Ansätze der Sandsäcke geöffnet, um den Sand — welcher übrigens in feuertrockenem, gerösteten Zustande allzurast, in lufttrockenem Zustande etwas langsamer ausfliesst — ausströmen zu lassen.

ε) Sandbüchsen aus Eisenblech, worin der Lehrbogen ruht, deren gegenüberliegende Ausflussöffnungen während des Einwölbens mit Holz- oder Korkpfropfen verschlossen sind und nach dem Schlusse des Gewölbes geöffnet werden, s. Textfig. 246, 247. Die ersten — zur Ausrüstung der Austerlitzbrücke zu Paris angewandten — Sandbüchsen bestanden aus 2 cm dickem Eisenblech und hatten bei 30 cm Höhe 30 cm Durchmesser, standen auf einer 3 cm dicken quadratischen Holzplatte von 40 cm Seite mit einer auf dieselbe genagelten, genau in den Cylinder passenden Scheibe und hatten unten vier runde, während der Einwölbung durch Korkstöpsel geschlossene Oeffnungen, welche man bei späteren Ausführungen, z. B. bei der Brücke St. Michel in Paris, mit röhrenförmigen Ansätzen versah. Der Sand wurde in Schichten eingebracht, gestampft und



Lehrgerüste für Durchlässe Bach- und Wegbrücken.

Fig. 1-19. Lehrgerüste für Halbkreisgewölbe.

Abteilung III. Holzene Brücken. Texttafel B.

Fig. 1,2. Durchlass von 1,5 m. Weite. M. 1:100.

Fig. 7,8. Brücke über den Riesebach, Linie Vienenburg-Goslar. M. 1:200.

Fig. 9,10. Viaduct bei Marnheim. M. 1:150.

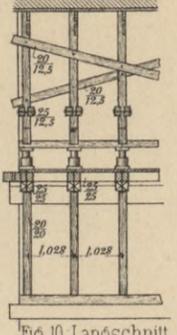
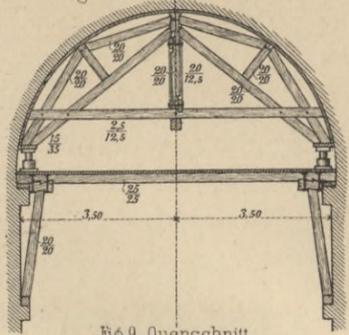
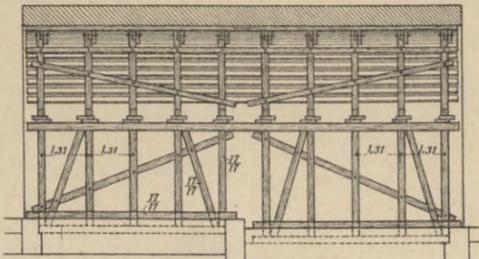
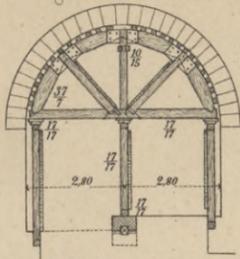
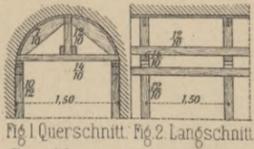


Fig. 1 Querschnitt. Fig. 2 Langschnitt.

Fig. 7. Querschnitt.

Fig. 8. Langschnitt.

Fig. 9. Querschnitt.

Fig. 10. Langschnitt.

Fig. 3,4. Durchlass von 2 m. Weite. M. 1:100.

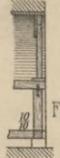
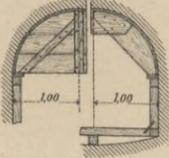


Fig. 3. Querschnitt.

Fig. 4. Langschnitt.

Fig. 5,6. Bachbrücke von 5 m. Weite. M. 1:150.

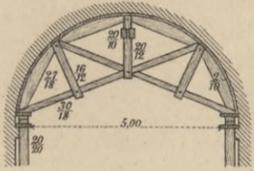


Fig. 5. Querschnitt.

Fig. 6. Langschnitt.

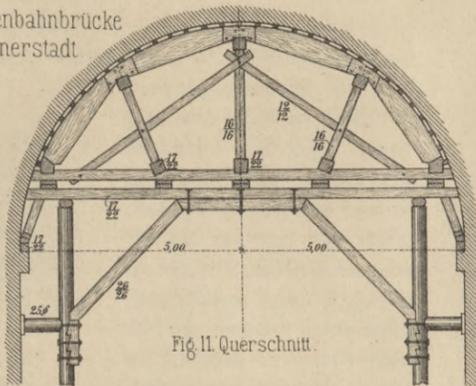


Fig. 11. Querschnitt.

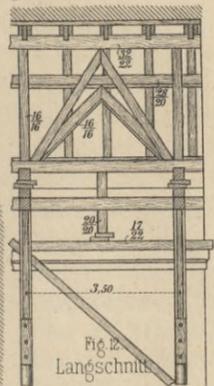


Fig. 12. Langschnitt.

Fig. 13,14. Viaduct von la Fure.

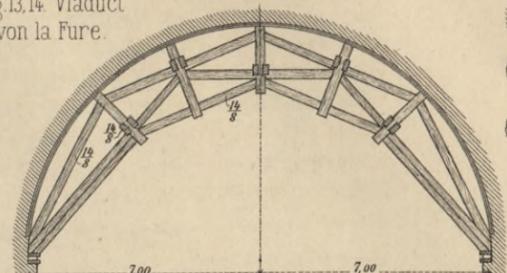


Fig. 13. Querschnitt.

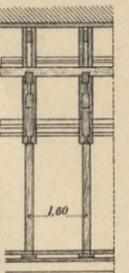


Fig. 14. Langschnitt.

Fig. 15. Bachbrücke von 3,78 m Weite.

Fig. 16. Wegbrücke von 3,78 m Weite.

Fig. 17 Querschnitt nach a-b (Fig. 18).

Bachbrücke von 3,78 m Weite.

Fig. 19. Querschnitt.

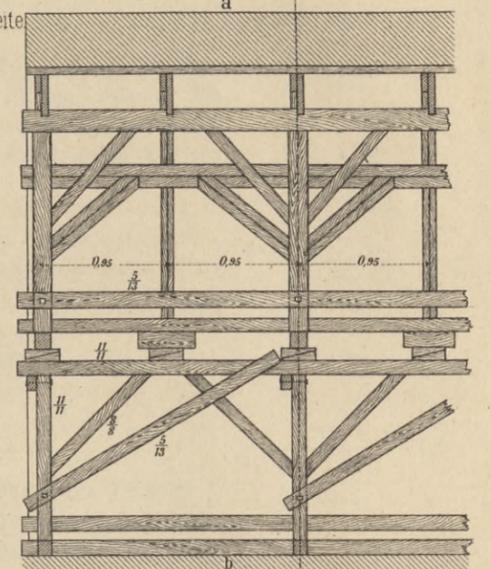
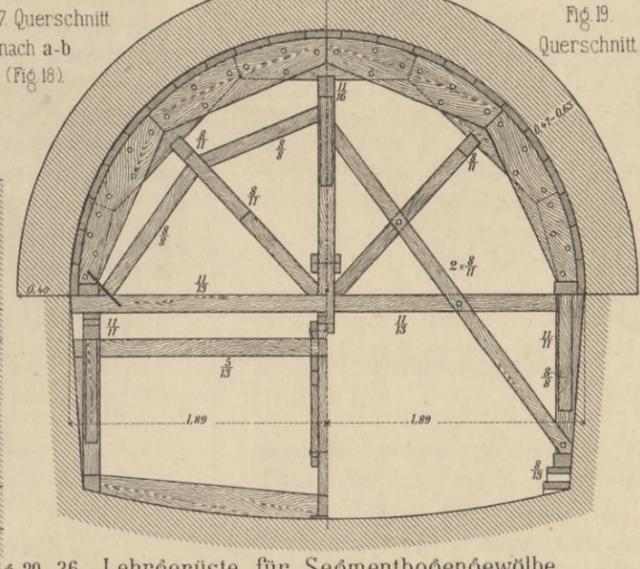
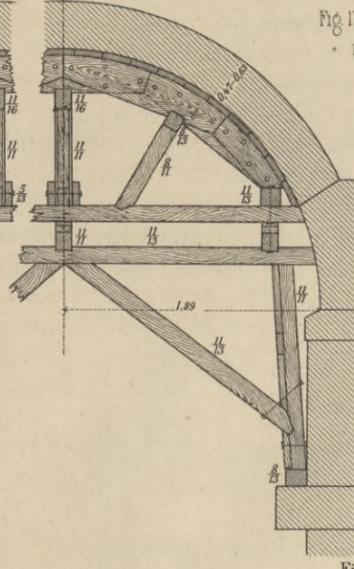
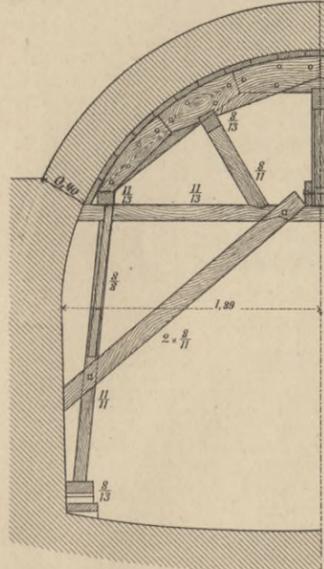


Fig. 18. Langschnitt zu Fig. 17.

Fig. 20-36. Lehrgerüste für Segmentbogengewölbe.

Fig. 20,21. Straßenerüberführung der Berliner Stadtbahn.

Fig. 22,23. Straßenerüberführung der Berliner Stadtbahn.

Fig. 24,25. Straßenerüberführung d. Rheinischen Bahn.

Fig. 26. Straßenerüberführung der Berlin-Stettiner-Eisenbahn.

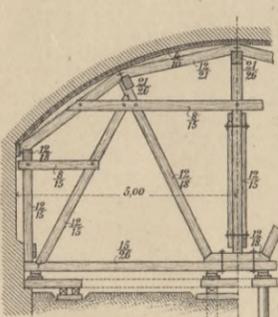


Fig. 20. Querschnitt.

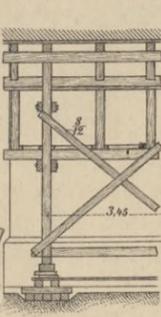


Fig. 21. Langschnitt.

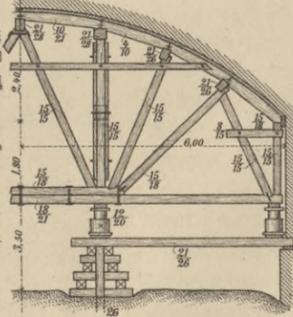


Fig. 22. Querschnitt.

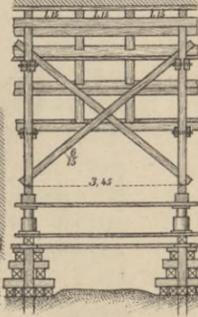


Fig. 23. Langschnitt.

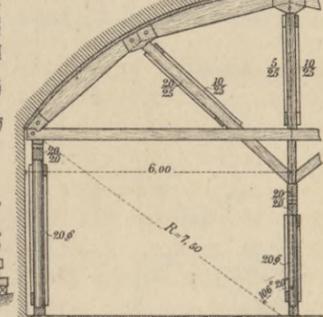


Fig. 24. Querschnitt.

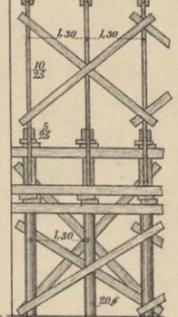


Fig. 25. Langschnitt.

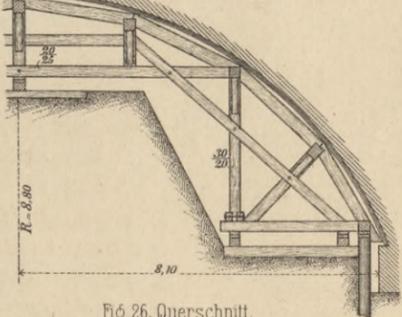


Fig. 26. Querschnitt.

Fig. 27,28. Straßenerüberführung in Hannover.

Fig. 29,30. Wegüberführung der Rheinischen Eisenbahn.

Fig. 31,32. Wegüberführung der Linie Puiseux-Louvres. M. 1:400.

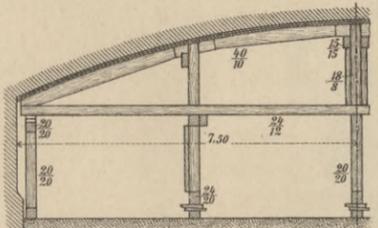


Fig. 27. Querschnitt.

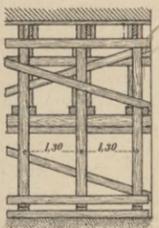


Fig. 28. Langschnitt.

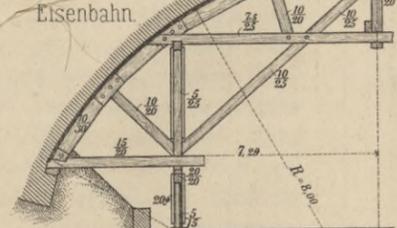


Fig. 29. Querschnitt.

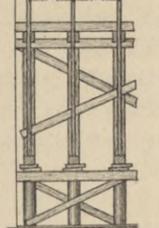


Fig. 30. Langschnitt.

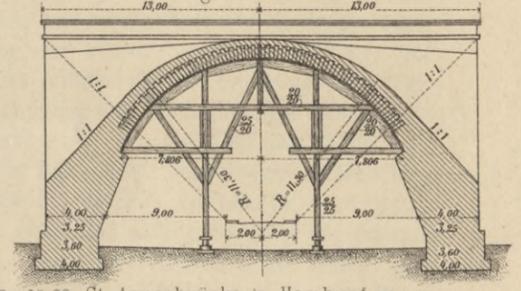


Fig. 31. Querschnitt.

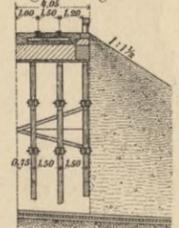


Fig. 32. Langschnitt.

Fig. 33,34. Brücke über die Selz bei Ingelheim. M. 1:100.

Fig. 35,36. St. Annenbrücke in Hamburg. M. 1:100.

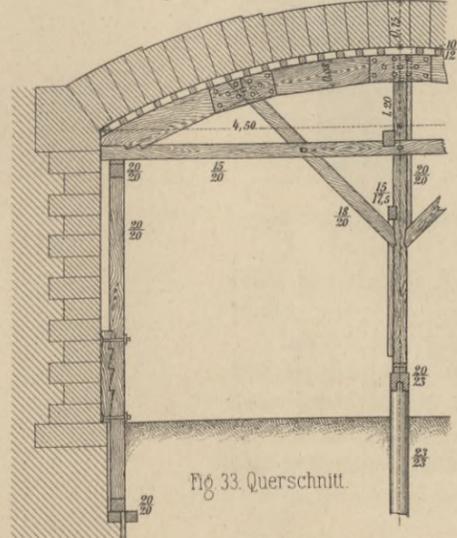


Fig. 33. Querschnitt.

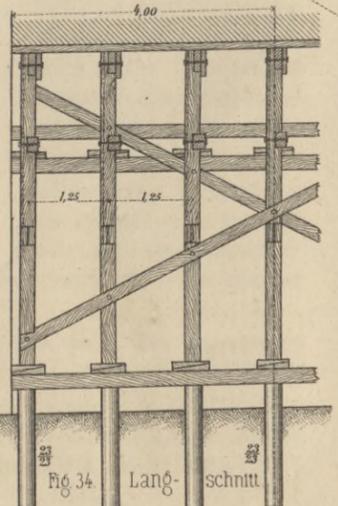


Fig. 34. Langschnitt.

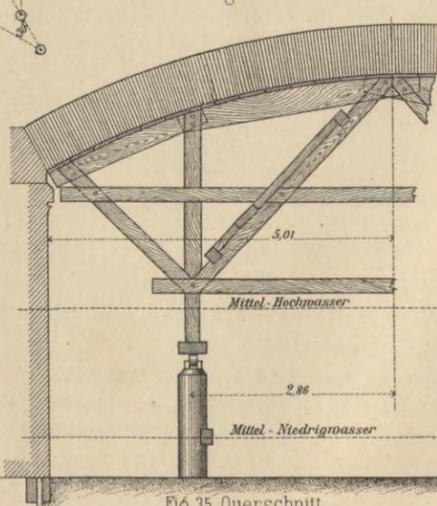


Fig. 35. Querschnitt.

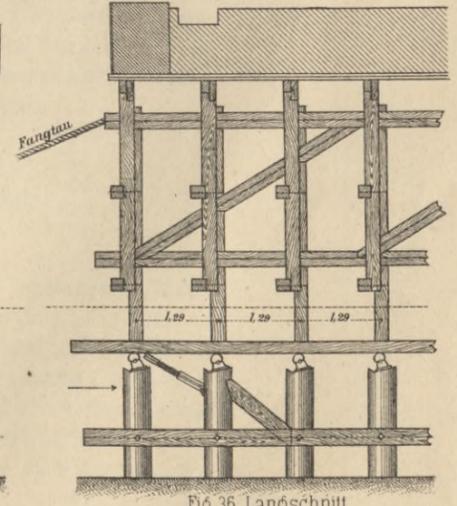


Fig. 36. Langschnitt.

Fig. 37-40.

Fig. 37-42. Lehrgerüste für Korbbogen-Gewölbe.

Fig. 41,42. Wegüberführung der Rheinischen Eisenbahn.

Wegüberführung der Rheinischen Eisenbahn.

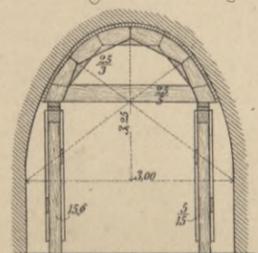


Fig. 37. Querschnitt.

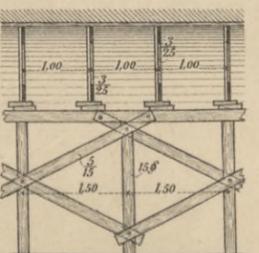


Fig. 38. Langschnitt.

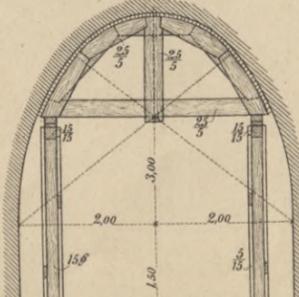


Fig. 39. Querschnitt.

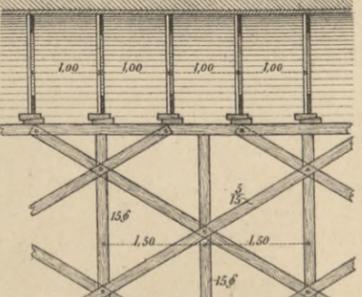


Fig. 40. Langschnitt.

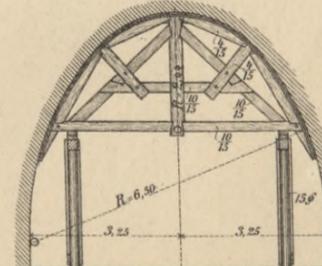


Fig. 41. Querschnitt.

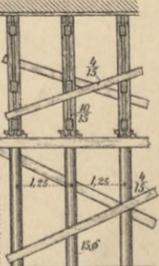


Fig. 42. Langschnitt.

in gleichen Höhen geebnet, worauf die Büchse durch eichene, cylindrische Stempel, welche das Lehrgerüst trugen, nach oben abgeschlossen, und, um den Sand vor Feuchtigkeit zu schützen, zwischen Blechwand und Stempel durch Gyps oder Kitt geschlossen wurden.

Fig. 248.

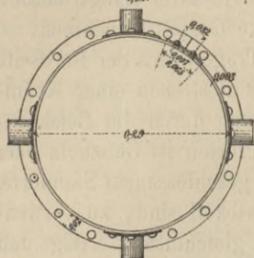
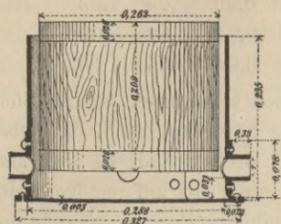


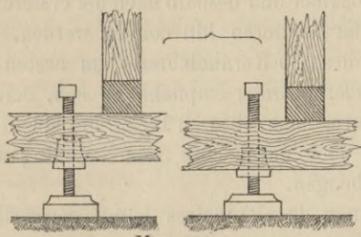
Fig. 249.

Textfig. 248 und 249 stellen Querschnitt und Grundriss von Sandbüchsen in $\frac{1}{10}$ d. nat. Gr. dar, wie sie beim Bau gewölbter Brücken in der Venlo-Hamburger Bahn zur Anwendung kamen. Statt der seitlich angeordneten Röhren hat man später, um den Ausfluss des Sandes zu erleichtern, Röhren senkrecht unter den Boden der Sandbüchse genietet und mit einem wohlverwahrten Stöpsel geschlossen.

ζ) Schraubensätze, s. Textfig. 251 und 252, 253 und 254, 255, welche entweder das ganze Lehrgerüst in

Fig. 250.

Fig. 251.

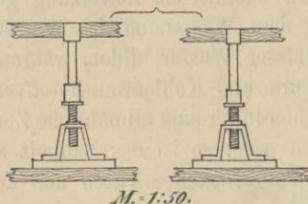


M=1:50.

lothrechter Richtung oder nur einzelne Theile desselben in radialer Richtung bewegen und, entweder mit Hilfe eines eingeschobenen Hebels oder mittelst eines starken Schraubenschlüssels, in Drehung versetzt werden. Die je zwei, i. J. 1846 von Dupuit bei Ausrüstung des dritten, 25 m weiten Backsteinbogens des Pont de Cé angewandten Schrauben

Fig. 252.

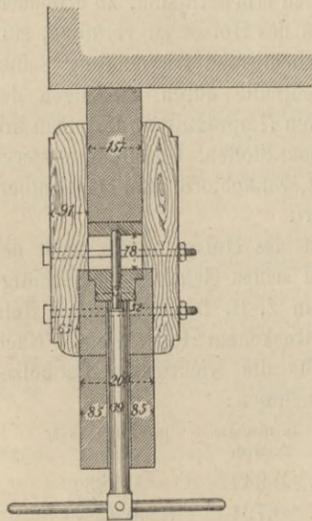
Fig. 253.



M=1:50.

mit linkem und rechtem Gewinde waren oben und unten in gusseiserne, in die untere Schwelle des Obergerüsts und in die obere Schwelle des Untergerüsts etwas eingelassene, Platten versenkt und konnten mittelst einer entsprechenden Mutter und eines durch dieselbe gesteckten Hebels in lothrechter Richtung einander genähert werden. Um die Schrauben während der Ausführung des Gewölbes der Gefahr eines Bruches nicht auszusetzen, wurden die Lehrgerüste während dieser Zeit durch Keile gestützt, diese später mittelst der Schrauben gelüftet und herausgenommen, worauf das Lehrgerüst nur auf den Schrauben

Fig. 254.

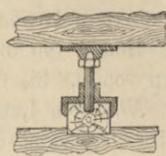


ruhte und endlich mittelst der erwähnten Hebel gesenkt wurde.

Die im Jahre 1850 bis 1851 beim Bau der Brücke über die Elbe bei Wittenberge benutzten, in Textfig. 255 dargestellten Radialschrauben bezweckten die Lösung nur der Lehrbogen und bestanden in kurzen Spindeln, welche oben in gusseiserne Stützplatten der Lehrbogen drehbar etwas

eingelassen, unten durch eine viereckige an die Riegel befestigte Mutter gesteckt und mit einem viereckigen Kopf versehen waren. Hieran konnten sie mittelst eines mit Hebel versehenen Schlüssels gefasst und gedreht werden, worauf die, durch zwei seitlich angeschraubte Backenstücke geführten, Lehrbogen sich senkten. Vereinfacht wurde dies Verfahren durch die in Textfig. 231 dargestellten, z. B. beim Bau der Brücke über die Ilmenau bei Lüneburg angewandten Schrauben, bei welchen der Schraubenkopf zwischen Lehrbogen und Riegel gelegt ist und mittelst eines starken Schraubenschlüssels gedreht wird.

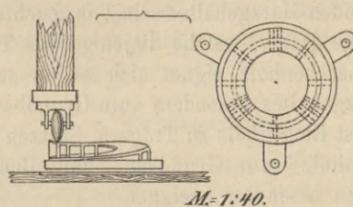
Fig. 255.



η) Rollen auf Schraubenflächen, von welchen beim Ausrüsten die letzteren gedreht werden, während die unter den Lehrbogen drehbar befestigten Rollen mit jenen sich senken, s. Textfig. 256, 257. Die Drehung der Schrau-

Fig. 256.

Fig. 257.



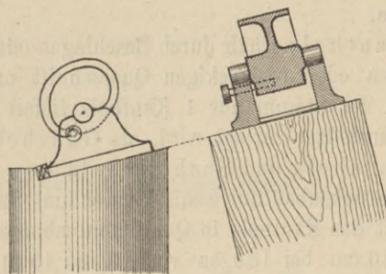
M=1:40.

benfläche, welche auf einer mit 3 Schrauben befestigten Unterplatte ruht, wird mittelst eingesteckter Hebel bewirkt. Dieser, von Pluyette bei der Brücke über die Marne zu Nogent angewandte Apparat verdient übrigens wegen seiner verwickelten Zusammensetzung und leichten Zerbrechlichkeit eine Nachahmung nicht.

θ) Excentrische Scheiben, s. Textfig. 258 u. 259, welche, auf gusseisernen Stühlen ruhend, während der Ein-

Fig. 258.

Fig. 259.



wölbung durch Stifte festgestellt, zur Unterstützung des Obergerüsts dienen und, nach Vollendung des Gewölbes sowie nach Lösung der Stifte, durch Verschiebung des ganzen Obergerüsts mittelst starker Schrauben etwas um ihre Achse gedreht werden, wodurch die nöthige Senkung des Obergerüsts bewirkt wird. Um die Höhenlage dieser von Intze i. J. 1869 beim Bau der St. Annenbrücke in Hamburg angewandten Apparate reguliren zu können, sind deren Pfahlstützen oben zum Theil mit $\frac{1}{4}$ Steigung abgeschragt und deren Stühle sammt zwei Keilen gegen einen oben stehen gebliebenen Ansatz des Pfahles gerückt. Die Form der excentrischen Scheibe ist nach der zur Ausrüstung erforderlichen Tiefe der Senkung und so zu bestimmen, dass dieselbe beim Beginne der Bewegung am geringsten ist und mit deren Fortschreiten allmählich wächst.

17. Constructionsmaterial.

a. Das Bauholz.

Die zum Bau hölzerner Brücken verwendeten Holzarten sind theils Nadelhölzer, theils Laubhölzer.

Zu den wegen ihres geraden Wuchses und astfreieren harzreichen Holzes am meisten zum Brückenbau benutzten Nadelhölzern gehören die Kiefer oder Föhre (pinus silvestris) mit Höhen von 30 bis 50 m und unteren Stammdurchmessern von 0,8 bis 1,2 m; die Fichte oder Rothtanne

(*abies excelsa*) mit Höhen von 35 bis 50 m und unteren Stammdurchmessern von 0,9 bis 1,8 m; die Weiss- oder Edeltanne (*abies pectinata*) mit Höhen von 50 bis 60 m und unteren Stammdurchmessern von 0,9 bis 2 m. Beschränktere Anwendung findet die Lärche (*larix europaea*) mit Höhen von 30 bis 60 m bei unteren Stammdurchmessern von 0,8 bis 1,2 m.

Von den Laubhölzern wird im Brückenbau vorzugsweise verwendet die Eiche mit Höhen bis zu 60 m und unteren Stammdurchmessern bis zu 3 m, insbesondere die Stein- oder Winterliche (*quercus sessiliflora*) mit hartem, knorrigem Holz und die Stiel- oder Sommerliche (*quercus pedunculata*) mit schlichterem festerem Holz. Beschränktere Verwendung findet die Rothbuche (*fagus sylvatica*) mit Stammhöhen bis zu 40 m und unteren Stammdurchmessern bis zu 0,9 m und die Erle (*alnus glutinosa*) mit Stammhöhen bis zu 30 m und unteren Stammdurchmessern bis zu 0,8 m.

Kiefern- und Fichtenholz sind die härtesten und schwersten der einheimischen Nadelhölzer und entwickeln wegen ihres bedeutenden Harzgehaltes selbst in feuchter Lage und im Wasser eine Dauer, welche diejenige des Tannenholzes übersteigt. Lärchenholz eignet sich wegen seines gleichmässigen Harzgehaltes besonders zum Grundbau. Von den Laubhölzern ist Eichenholz zu Trägern, Stützen und Grundbauten, Erlenholz zum Grundbau, und Buchenholz zu Brückenbelägen besonders geeignet.

Das aus den Baumstämmen gewonnene Bauholz kommt im Brückenbau als Rundholz zu Pfählen und Tragbalken, als Kantholz zu Pfosten, Trägern, Streben und als Schnittholz zu schwächeren Constructionstheilen und Belägen zur Verwendung.

Das stärkste Rundholz hat 0,35 bis 0,45 m Zopfstärke bei 12 bis 16 m Länge, das starke Rundholz 0,30 bis 0,35 m Zopfstärke bei 10 bis 15 m Länge, das mittelstarke Rundholz 0,25 bis 0,3 m Zopfstärke bei 8 bis 12 m Länge. Der Stammdurchmesser ändert sich auf 1 m Länge beim Nadelholz um etwa 6 bis 8 mm, beim Eichenholz um 3 bis 4 mm.

Das Kantholz erhält durch Beschlagen oder Zersägen quadratischen oder rechteckigen Querschnitt und kommt, je nachdem der Stamm nur 1 Kantholz liefert oder in 2, 4 oder 6 Kanthölzer zerlegt wird, als Ganzholz, Halbholz, Kreuzholz und Sechstelholz vor, wovon das letztere im Brückenbau nur wenig Verwendung findet. Hiernach kommt das Kantholz in Querschnittsabmessungen von 40 bis zu 10 cm bei Längen von 10 bis 15 m vor. Zur Materialersparnis wendet man, anstatt des vollkantigen, auch wohl baumkantiges Holz mit einem Querschnitt an, woran die Ecken fehlen.

Das Schnittholz kommt in Form von Bohlen mit Stärken von 5 bis 10 cm, Breiten von 25 bis 40 cm und Längen von 3 bis 5, höchstens 7,5 m und von Bretern mit Stärken von 1,5 bis 4,5 cm, Breiten von 15 bis 25 cm und Längen von 3 bis 4,5, höchstens 6 m bei Herstellung von Brückenbelägen und Spundbohlen zur Anwendung.

Die Nadelholzstämmen kommen mit regelmässigeren Abmessungen vor, wie die Laubholzstämmen, unter welchen die für die einzelnen Theile einer hölzernen Brücke besonders auszuwählen sind. Die zur Verwendung kommenden Eichenstämmen haben Längen von 7 m und mehr bei 25 bis 75 cm Durchmesser und werden zu Kant- und Schnittholz von den erforderlichen Abmessungen zersägt.

Da der äussere noch nicht völlig ausgebildete Theil eines Holzstammes, der Splint, am weichsten ist, während die Feuchtigkeit nach dem — als solchem wieder weniger festen — Kerne hin zunimmt, so sind die aus dem Kerne geschnittenen Theile (Kernholz) fester als die aus dem Splinte geschnittenen. Auf dieser ungleichen inneren Beschaffenheit des Holzes beruhen die verschiedenen Veränderungen, welche sich schon beim Trocknen und Verarbeiten desselben zeigen und dessen Werfen, Schwinden und Reissen veranlassen. Nach Nördlinger beträgt die Grösse des Schwindens in der Richtung der Fasern, des Stammhalbmessers und der Jahrringe in Procenten bezw.

bei Fichten	0,0	2,08	2,62
„ Kiefern	0,0	2,49	2,87
„ Erlen	0,30	3,16	4,15
„ Rothbuchen	0,20	5,25	7,03
„ Weissbuchen	0,21	6,82	8,00
„ Eichen	0,00	2,65	4,10

Da Baumstämmen von freien Standorten an der Südseite mehr als an der Nordseite entwickelt sind, da insbesondere ihre Jahrringe daselbst breiter sind, sie sich also beim Trocknen an der Südseite mehr als auf der Nordseite zusammenziehen und dadurch eine in ihrer Längsrichtung gekrümmte, nach Norden convexe Gestalt annehmen, so sind sie bei ihrer Verwendung zu Trägern mit der Nordseite nach oben zu kehren, damit jenes Bestreben einer Krümmung nach oben einer Durchbiegung durch die Belastung entgegenwirkt. Zu Pfählen und Pfosten ist Ganzholz oder Kernholz von Baumstämmen von geschlossenem Standorte, deren Jahrringe gleichmässig entwickelt sind, zu verwenden, damit das Trocknen derselben gleichmässig erfolgt und infolge dessen deren Achse gerade bleibt. Bohlen oder Breter, welche aus dem Kern geschnitten sind, bleiben eben, weil ihr Trocknen an den gegenüber liegenden Seiten gleichmässig erfolgt, während dieselben, wenn sie nicht aus dem Kern geschnitten sind, an der Splintseite rascher als an der Kernseite trocken und deshalb nach der ersteren hin concav, also nach der letzteren hin convex werden. Für Beläge eignen sich deshalb Kernholzbreter am besten und bei Verwendung anderer Breter empfiehlt es sich, deren Kernseite, als die härtere, nach oben zu legen und einem Werfen derselben nach oben durch eine feste Nagelung auch in deren Mitte vorzubeugen.

Die Dauer des Bauholzes hängt wesentlich von den Bedingungen ab, unter welchen es verwandt wird. Sobald das organische Leben eines Stammes aufgehört hat, eine höhere Temperatur als 0 Grad herrscht und das Holz gleichzeitig und dauernd der Einwirkung des Wassers und des Sauerstoffs der Luft ausgesetzt wird, sind die Bedingungen der Fäulniss, d. h. derjenigen chemischen Zersetzung gegeben, bei welcher sich aus dem Wasserstoff des Wassers und dem Sauerstoff der Holzfaser Wasser bildet, während aus der Holzfaser Kohlensäure und Kohlenwasserstoffverbindungen ausscheiden. Da hierdurch eine allmähliche Zerstörung des Holzes veranlasst wird, so ist das Bauholz so zu verwenden, dass es möglichst trocken erhalten und der Einwirkung des Sauerstoffs der Luft entzogen wird. Das erstere sucht man theils durch eine den Zutritt des Windes befördernde Anordnung der Construction, theils durch eine beiderseits genügend vorspringende, auch gegen Schlagregen schützende Bedachung, das letztere durch Oel- oder Theer-anstriche, welche periodisch zu erneuern sind, zu erreichen. Weitere Mittel, eine Fäulniss des Holzes zu verhüten, sind die Entfernung oder die chemische Veränderung seiner gährungsförmigen Saftbestandtheile durch Auslaugen des Holzes in Wasser oder Tränken (Imprägniren) desselben mit fäulnisswidrigen (antiseptischen) Stoffen. Unter den letzteren haben sich bis jetzt Kreosot, Zinkchlorid und Quecksilbersublimat am meisten bewährt.

Das specifische Gewicht des Holzes ist je nach der Dichtigkeit seiner Masse und seines Gehaltes an Feuchtigkeit sehr verschieden, indem z. B. frisch gefälltes Holz bis zum 1 1/2 fachen von lufttrockenem Holze wiegt. Nach Karmarsch kann man für die wichtigsten Bauhölzer folgende mittlere Zahlen annehmen:

Holzart	in frischem Zustande	in lufttrockenem Zustande
Kiefer	0,944	0,583
Fichte	0,791	0,426
Lärche	0,797	0,519
Weisstanne	0,922	0,599
Eiche	1,006	0,785
Buche	0,980	0,721
Esche	0,852	0,692

Da bei unbedachten Brücken das Holz ganz durchnässt werden kann, so empfiehlt es sich, bei statischen Berechnungen das specifische Gewicht 1,000 einzuführen.

b. Das Steinmaterial.

Zu End- und Zwischenpfeilern, zu Parallel- und Winkelflügeln, sowie zu Fundamenten steinerner Pfeiler und Flügel hölzerner Brücken werden theils natürliche, entweder vom Steinmetzen bearbeitete (Hausteine, Werkstücke, Quader, Schnittsteine) oder von Maurern zugerichtete (Bruchsteine), theils künstliche (Backsteine, Mauerziegel) Bausteine verwendet, welche hinreichend fest, wetter- und frostbeständig sein müssen und möglichst geringe Bearbeitungs- und Herstellungskosten erfordern dürfen.

Bei hölzernen Brücken von untergeordneter Bedeutung werden die bezeichneten Theile derselben entweder nur aus Bruchsteinen oder nur aus Backsteinen hergestellt, bei hölzernen Brücken jedoch, an welche man in Bezug auf Festigkeit, Dauer und Ansehen höhere Anforderungen stellt, ein entweder aus Hau- und Bruchsteinen oder aus Hau- und Backsteinen bestehendes Mischmauerwerk angewandt. In den beiden letzteren Fällen wird der Haustein ausser zu Gesimsen und Brüstungen zur äusseren Bekleidung entweder aller sichtbar bleibenden Mauerflächen, s. Tafel 2, Fig. 8—22, oder nur der Sockel-, Pfeiler- und Flügelkanten, Auflager und Strebenlager, s. Tafel 2, Fig. 1—7, verwandt. Zur Herstellung solcher Hausteine eignen sich wegen ihrer Lagerhaftigkeit und Bearbeitungsfähigkeit besonders die Sandsteine, unter welchen vergleichsweise Kieselsandsteine die grösste, Thonsandsteine eine mittlere, die Kalk- und Mergelsandsteine die geringste Festigkeit besitzen. Zu Bruchsteinmauerwerk können alle natürlichen Steine von hinreichender Festigkeit, Dauerhaftigkeit und Lagerhaftigkeit, zu Backsteinmauerwerk alle hinreichend hartgebrannten Backsteine von geeigneten Abmessungen, welche nach dem deutschen Normalziegelformat 25 cm Länge, 12 cm Breite, 6,5 cm Dicke erhalten, verwandt werden. Wo mehr und minder dauerhafte Bausteine zur Verfügung stehn, werden die ersteren im Aeusseren, die letzteren im Inneren des Mauerwerks, wo sie den Witterungseinflüssen weniger ausgesetzt sind, verwendet.

Der zur Verbindung der Bausteine dienende Mörtel wird zu allen dem Wasser stets ausgesetzten Theilen, also in den Fundamenten und Sockeln der Pfeiler und Flügel als hydraulischer oder Wassermörtel, zu den dem Wasser nicht ausgesetzten Theilen, wie in den Pfeileraufsätzen, Gewölben und Stirnmauern aus Kalk- oder Luftmörtel, zu allen zeitweise dem Wasser ausgesetzten Theilen, wie in den Pfeilerschäften als Kalkmörtel mit hydraulischem Zusatz verwendet. Die zur Bereitung hydraulischer Mörtel dienenden Cemente und Zuschläge sind bekanntlich theils natürliche, theils künstliche und mehr oder minder thonhaltig, wodurch sie dem Mörtel die Eigenschaft verleihen, unter Wasser zu erhärten. Zu den natürlichen Zuschlägen gehören Trass, Puzzuolan- und Santorinerde, zu den künstlichen u. a. Ziegel- und Kalkmehl. Ziegelmehl wirkt schwächer als Trass und kommt oft theurer zu stehn, als Trass oder billiger Cement. Durch Zusatz von ungelöschtem, gesiebttem Kalk lässt sich Mörtel aus magerem (thonhaltigem) Kalk und Sand gut hydraulisch machen. Besondere Aufmerksamkeit verdienen die Cementmörtel wegen der in neuerer Zeit vervollkommenen Cementfabrikation und der durch Versuche festgestellten Eigenschaften der Cemente.)

c. Die Eisentheile.

Die zur Herstellung hölzerner Brücken verwendeten Eisentheile sind, abgesehen von deren eisernen Verbindungsmitteln, wie Bänder, Klammern, Schrauben und Nägel, die schweisseisernen Zugstangen der Hängwerk- und Fachwerkbrücken und die gusseisernen Schuhe und Lagerplatten. Jene, je nach dem Umfang der zu übertragenden Last einfach, doppelt oder mehrfach angeordneten Zugstangen werden aus mehr oder minder starken, ausgewalzten Rundeisen von zäher Beschaffenheit hergestellt. Das zu jenen Schuhen und Lagerplatten verwendete Gusseisen ist graues, welches dünnflüssiger als das weisse ist und sich wegen seiner geringeren Härte leichter bearbeiten lässt.

IV. Beschreibung und statisch-numerische Berechnung.

Taf. I. Hölzerne Brücken. (Uebersichtstafel.)

I. Balkenbrücken. Fig. 1—41.

Fig. 1, 2. Einfache Balkenbrücken der österreichischen Südbahn von 2—3 m Stützweite. Die 4 einfachen, 15/20 cm starken Balken dieser beiden, über Graben führender Wegbrücken ruhen bei festem Baugrund auf 3 m entfernten Unterlagschwellen, s. Fig. 1, 2 a, bei unfestem Baugrunde auf eingerammten, mit einem 20/20 cm starken Holm verzapften, 2 m entfernten Pfählen von je 20 cm Durchmesser, s. Fig. 1, 2 b. Die Balken sind, zum Schutze vor der Feuchtigkeit des Bodens, an den Hirnenden mit Bohlen belegt und nehmen einen 10 cm starken Bohlenbelag mit einer, durch je 15 cm hohe Saumschwellen eingefassten, ebenso hohen Beschotterung auf. Der geringen Tiefe wegen sind Brüstungen weggelassen.

Fig. 3, 4. Einfache Balkenbrücke der österreichischen Südbahn von 5 m Stützweite. Diese, der vorgehenden ähnlich construirte, Brücke unterscheidet sich von derselben nur durch die grösseren Abmessungen der Balken, welche 25/30 cm stark sind, und des Bohlenbelags, welcher 15 cm dick ist. Bei festem, z. B. felsigem Untergrund werden auch hier, statt der verholzten Pfähle, einfache Unterlagschwellen angewandt.

Fig. 5—12. Verdübelte Balkenbrücke der österreichischen Südbahn. Die in Fig. 5—12 dargestellte Balkenbrücke überführt einen 4 m breiten Weg über den oben 26 m weiten Einschnitt einer eingeleisigen

Eisenbahn mittelst 4 verdübelter, auf hölzernen, 9 m entfernten Jochen, mit steinernen Untersätzen ruhender Träger, deren Enden, von je zwei Mauerschwellen unterstützt, auf steinernen Auflagern liegen. Die steinernen Untersätze und Auflager bestehen aus Mauerwerk, welche zur gleichmässigeren Unterstützung der Joch- und Mauerschwellen, mit Quadern abgedeckt sind, deren Oberflächen nur an einzelnen Stellen eben, an den übrigen — zur Trockenhaltung jener Schwellen — abgewässert sind, s. Fig. 5. Jedes Joch besteht aus drei doppelten, durch zwei zwischen sie eingeschaltete einfache Streben versteiften Pfosten, welche unten in doppelte Schwellen, oben in zwei, zur Aufnahme der unter die Träger geschraubten Sattelhölzer bestimmte, Holme eingezapft sind. Die Verdübelung der Träger ist, wie aus Fig. 5, 6 und 12 zu ersehen, durch je 15 cm breite, 3 cm dicke, zwischen die je 32 cm hohen Balken eingeschaltete, mit ihnen verschraubte Futterbreter und durch je 15 cm breite und 10 cm hohe, aus je zwei schlanken Keilen bestehende Dübel bewirkt, welche letztere nur auf Abscheerung beansprucht werden. In gleichem Sinne wirken die 15 cm breiten, mit ihnen verschraubten Quer Verbindungsbalken der Träger. Auf den letzteren ruht ein 12 cm starker Bohlenbelag, welcher die, von zwei 20 cm hohen Saumschwellen eingefasste, ebenso hohe Beschotterung aufnimmt. Die Pfosten des 90 cm hohen, mit je einem

1) Näheres hierüber findet sich in Abtheilung II, Heft 1. Zweite Auflage dieses Werkes.

Holm und zwei Riegeln versehenen, Geländers sind von aussen mit 3 bis 4 Schrauben an die Träger, Saumschwellen und Sattelhölzer geschraubt.

Fig. 13—16. Verdübelte Balkenbrücke bei Varel in der Heppens-Oldenburg-Bahn. Diese Brücke überführt die 7,2 m breite Strasse mit einer Sprengung von 1:80 in deren Mitte über die genannte, für 2 Geleise vorgesehene Eisenbahn unter einem Schnittwinkel der Achsen von 73° . Der Ueberbau besteht aus acht 26/31 starken, mit Sattelhölzern von gleicher Stärke verdübelten Balken, welche in der aus Fig. 13 und 16 ersichtlichen Weise mittelst Querbalken und doppelter gusseiserner Consolen auf drei Jochen und zwei gemauerten Endauflagern ruhen. Die Joche bestehen aus je 6, in den aus Fig. 16 zu entnehmenden Abständen angeordneten gusseisernen, oben mit jenen Consolen verschraubten, unten mit steinernem Sockel verankerten Säulen, während die Endauflager mit Absätzen zur Aufnahme von Mauerschwellen und Winkelbändern versehen sind. Die Brückenbahn besteht aus einem 4,4 m breiten convexen, auf einer doppelten gekreuzten Bohlenlage mit Beschotterung ruhenden Fahrweg und zwei je 1,38 m breiten, auf zwei Langschwellen und Stiebalken ruhenden Fusswegen, welche nach aussen mit einer hölzernen, aus Pfosten, Holmen und Riegeln bestehenden Brüstung eingefasst sind.

Fig. 17. Hannover'sche Strassenbrücke. Die 4,7 breite, beschotterte, durch Querbohlen unterstützte, mit Saumschwellen und durch verstreute Brüstungen eingefasste Brückenbahn wird durch fünf doppelte Hauptträger unterstützt, welche auf hölzernen Jochen ruhen. Letztere bestehen aus je einem lothrechten Mittelpfahl und je vier schräg eingerammten Seitenpfählen, welche durch angeschraubte Kreuzbüge verbunden und ausgesteift sind.

Fig. 18—21. Verdübelte Balkenbrücken der schweizerischen Eisenbahnen. Der Unterbau beider Brücken besteht aus je zwei durch Schrägdübel und Schrauben verbundenen Langbalken, welche einen Querbalkenbelag mit einer durch Saumschwellen eingefassten Beschotterung aufnehmen. Die Pfosten der im Uebrigen aus Holmen und je zwei Riegeln bestehenden Brüstungen sind an jeden der doppelten Stirnbalken angeschraubt. An den gemauerten Auflagermauern ruhen die Hauptbalken auf Mauerbalken, welche durch Mauerschlitze gut abgewässert sind, s. Fig. 21 und 22. Wo Zwischenjoche erforderlich sind, werden dieselben in der aus Fig. 18 und 19 ersichtlichen Weise aus Grundschwelle, Pfosten, Streben und Kopfschwelle mit Sattelholz construirt und auf gemauerte Sockel gestellt.

Fig. 23, 24. Howe'sche Fachwerkbrücke. Die eingleisige Brücke besitzt bei einer Höhe von 7,85 m, einer Feldweite von 3,5 m und einer lichten Breite von 4,8 m dreitheilige Gurten, doppelte Haupt- und einfache Gegenstreben nebst dreifachen Zugstangen, während diese Constructionstheile durch gusseiserne Schuhe mittelst der Schrauben an den Enden jener Zugstangen fest verbunden werden. Der obere und untere Querverband ist bezw. zwischen Ober- und Untergurt eingeschaltet und besteht aus hölzernen diagonalen und schweisseisernen Querstangen. Die Querschwellen ruhen auf den Untergurten und nehmen Langschwellen auf, an welche die Querschwellen mit den Fahrschienen befestigt sind. Die Enden der Träger sind durch je zwei dreitheilige Pfosten mit Zugstangen abgeschlossen, durch Sattelhölzer, welche mit den Untergurten verdübelt und verschraubt sind, verstärkt und ruhen mittelst doppelter Mauerbalken auf dem Mauerwerke der Pfeiler.

Fig. 25, 26. Fachwerkbrücke der österreichischen Südbahn. Diese nach Howe in der gewöhnlichen Weise construirte eingleisige Brücke ist zur Erhöhung der Standfestigkeit an jedem zweiten Knoten mit doppelten Seitenstreben versehen, welche unten an besondere, etwas verlängerte Querschwellen, oben an kurze Querstücke angeblattet sind. Unter die Enden der dreitheiligen Untergurte sind je zwei Sattelhölzer befestigt, welche auf hölzernen Jochen ruhen.

Fig. 27—29. Post'sche Fachwerkbrücke. Dieses System unterscheidet sich von den vorhergehenden durch

eine Neigung der Druckstreben, welche der halben Länge eines Feldes entspricht und lothrechten Streben gegenüber eine kleine Materialersparniss bedingt. Je nachdem das System als 2-, 3- oder 4 faches durchgeführt wird, erhalten die Träger eine Höhe von $1\frac{1}{2}$, $2\frac{1}{2}$ und $3\frac{1}{2}$ Felderlängen, während die Zugbänder stets unter 45° angeordnet werden, was bei den drei genannten Systemen einer Neigung der Streben zur Lothrechten von bezw. $\frac{1}{3}$, $\frac{1}{5}$ und $\frac{1}{7}$ entspricht. Hier ist eine zweitheilige Anordnung mit einer Endverticalen dargestellt. Der Obergurt und die Streben sind in Holz, der Untergurt und die Zugstäbe in Schweisseisen hergestellt, während die unnöthigerweise durchgeführten rundeisernen Gegendiagonalen stets mit Schraubenschlüsseln zum Anspannen versehen sind. Die Verbindung der Holz- und Eisentheile an den Knoten wird mittelst gusseiserner Schuhe bewirkt. Das Post'sche System mit gemischtem Material ist besonders von der Chicago-Bridge Co. zur Ausführung gebracht worden und hat in der Brazos Riverbrücke der International Railway von Texas mit einer freien Spannweite von 78 m einen seiner bedeutendsten Repräsentanten.

Fig. 30, 31. Howe'sche Fachwerkbrücke über die Donau bei Erbach. Die im zweifachen System angeordneten Träger besitzen fünftheiligen Ober- und Untergurt mit je vier zwischen deren Balken lothrecht eingeschalteten schweisseisernen Zugstangen, während die Hauptstreben zwischen den vier äusseren, die Gegenstreben zwischen den mittleren Gurtbalken eingeschaltet sind. Die hölzernen Stemmklötze sind zur Vermeidung einer allzu grossen Verschwächung der von den Knoten unter sich verholzten Gurtbalken mit gebrochenen Flächen in die letzteren eingelassen. Die Querschwellen, welche die Fahrschienen aufnehmen, ruhen auf den Untergurten, zwischen welchen der untere, aus hölzernen diagonalen und eisernen Querstangen bestehende Horizontalverband eingeschaltet ist. Die Obergurten, zwischen welchen der ähnlich construirte obere Horizontalverband angebracht ist, nehmen ein einfaches Satteldach auf. Ueber den Auflagern liegen je 8 Mauerbalken, welche die durch kurze Querbalkenstücke mit den Hauptträgern verbundenen Sattelhölzer aufnehmen.

Fig. 32—37. Kleine Wasserleitungsbrücken. Die kleinere, in Fig. 32—34 dargestellte, 1,4 m weite Brücke hat einen aus Lang- und Querbohlen bestehenden Boden und zwei aus je zwei gekreuzten Bohlenlagen gebildeten, durch je 2 Gurtbohlen verstärkte Wandungen, welche unter sich durch Rahmen aus doppelten Verticalpfosten und einfachen, oben und unten zwischen letztere eingeschalteten Querriegeln verbunden sind. Die grössere, in Fig. 35—37 dargestellte, 2 m weite Brücke ist ähnlich construirte, nur haben die Rahmen zwei doppelte Ober- und Untergurten mit zwischen dieselben eingeschalteten Streben erhalten, wodurch einfache, zur Unterstützung der Wasserrinne dienende Fachwerkträger von 15 m Stützweite gebildet sind. Zur Dichtung dieser Rinne sind dreieckige Prismen an deren inneren Ecken befestigt.

Fig. 38—39. Grosse Wasserleitungsbrücke bei Hafslund in Norwegen.¹⁾ Diese Brücke überführt ein zum Flössen der Schnitthölzer einer Sägemühle bis zu dem Ausschiffungsort bei Sannesund dienendes Gerinne über eine Bucht des Flusses Glommen mittelst Laves'scher Träger für die beiden grösseren, und mittelst Fachwerkträger für die sich beiderseits anschliessenden kleineren Oeffnungen. Zu den gebogenen Gurten der ersteren verwandte man Balken von 14,12 m Länge und 10,5/12 cm Querschnitt. Der in der Mitte des zweitheiligen Untergurtes befindliche Stoss wurde durch einen eingeschalteten, mittelst eingelegter alter, in Theer getränkter Sägeblätter verstärkten Balken gedeckt. Die obere Gurtung wurde aus einem mittelst Holzdübeln und 1,6 cm starken Bolzen zusammengesetzten Balken hergestellt, während die Verbindung beider Gurten durch doppelte Verticale und eingeschaltete Druckstreben, an den Enden durch ein eingelegtes gezahntes Holzstück in Dreiecksform bewirkt wurde. Zwischen jene Verticale

¹⁾ Vgl. Ztschr. d. Hann. Arch.- u. Ing.-Ver. 1870. S. 147 ff.

waren lothrechte Versteifungskreuze eingeschaltet. Diese Träger wurden am Lande zusammengesetzt und ohne Hülfe von Gerüsten jeder für sich emporgewunden. Die Pfähle der Joche wurden unten mit einem eisernen Ring verwahrt und mit einem 2,6 cm starken, 15,7 cm in den Felsen eingreifenden Bolzen, die Streben mit Steinschrauben an den Felsgrund befestigt. Die Construction der Joche ergibt sich aus Fig. 39. Das mittlere Joch wurde unten mit durch Steinpackung ausgefüllten Blockwänden so umgeben, dass dieselben stromauf- und stromabwärts spitze Winkel bildeten. Beim Einlassen des Wassers zeigten die Parallelträger 105 mm, die Bogenträger nur 35 mm Durchbiegung, obgleich der Querschnitt beider der gleiche war.

Fig. 40, 41. Kanalbrücke über den Alleghani bei Pittsburg ¹⁾. Diese Brücke überführt ein 347,47 m langes, hölzernes Kanalbett mittelst zweier zur Seite angebrachter Drahtseile von je 17,5 cm Durchmesser über 7 Oeffnungen von je 48,47 m Lichtweite. Das Gerinne setzt sich zusammen aus einem — aus Querschwellen und geneigten, in dieselben eingezapften, oben durch Holme verbundenen Seitenpfosten bestehenden — Holzgerippe und aus einem mittelst doppelter, kalfterter, schräger Bohlenlagen gebildeten Futter, welches Boden und Seitenwandungen des Kanals bildet und zur Beseitigung von Undichtigkeiten an den Ecken durch von aussen aufgelegte Bohlenstücke besonders verwahrt ist. Die beiderseits angebrachten, durch V-förmig gestellte hölzerne Pfosten unterstützten Fuss- und Ziehwege bestehen aus kurzen Querbalken, worauf ein einfacher Brückenbelag ruht, welcher durch zwei Saumschwellen mit hölzernen Brüstungen begrenzt ist. Das Kanalbett ist mittelst eiserner Bügel, welche die Querträger des ersteren durchsetzen und durch hölzerne Querstücke festgehalten sind, an den Drahtkabeln aufgehängt.

II. Hängwerkbrücken und Sprengwerkbrücken. Fig. 42—73.

Fig. 42, 43. Einfache Hängwerkbrücke der Deutz-Giessen-Bahn. Diese Brücke überführt eine 4,5 m breite Strasse mittelst dreier einfacher Hängwerke auf je 2 steinernen End- und Mittelpfeilern über einen oben 12,6 m weiten Einschnitt jener zweigeleisigen Eisenbahn. Die 6 Träger der aus einem doppelten Bohlenbelage bestehenden Brückenbahn ruhen in jeder Oeffnung auf einem Unterzuge, dessen Enden von schweisseisernen Hängstangen durchsetzt werden. Diese Hängstangen sind oben mit den Strebeköpfen durch einen gusseisernen Schuh verbunden, während die Strebenfüsse durch doppelte Versatzungen und Zapfen mit den Spannbalken vereinigt sind. Diese Spannbalken ruhen auf den Endpfeilern mittelst einfacher, auf den Zwischenpfeilern mittelst doppelter Mauerbalken. Eine aus Pfosten, Holmen und Riegeln bestehende Brüstung ist innerhalb und ausserhalb jener Streben eingeschaltet.

Fig. 44—46. Doppelte Hängwerkbrücke. Diese Brücke überführt eine 5 m im Lichten breite Strasse über eine 10 m im Lichten weite Oeffnung mittelst zweier doppelter Hängwerkträger. Die aus 5 Strassenträgern mit Bohlenbelag bestehende Brückenbahn ruht auf zwei Unterzügen, welche an den Enden mittelst durchgehender Hängeisen an die hölzernen Hängsäulen befestigt sind. In die oberen Enden der letzteren sind die Spannriegel und die Streben eingezapft, während die letzteren mittelst doppelter Versatzung und Verbolzung mit den Spannbalken verbunden sind. Die aus Endpfosten, mit diesen und den Hängsäulen verzapften Holmen und Riegeln bestehenden Brüstungen begrenzen die Brückenbahn.

Fig. 47—53. Sprengwerkbrücke der österreichischen Nordwestbahn. Die in Fig. 47—53 dargestellte Brücke überführt einen 4 m breiten Weg mittelst vier, durch Sprengwerke unterstützter, Balken über einen eingeleisigen, oben 11 m weiten Felseneinschnitt. Jedes Sprengwerk besteht aus zwei Streben nebst zwei Kopf- und

zwei Fusschwellen und einem, mit dem zugehörigen Balken verübelt, Spannriegel, wodurch der Biegungswiderstand beider erhöht wird. Die Enden des einfachen, 30 cm hohen Tragbalkens ruhen, von einfachen Mauerchwellen unterstützt, auf unter- und hintermauerten Quadern, welche an den Auflagern eben, zwischen denselben abgewässert sind. Die Brückenbahn besteht aus einer auf Bohlen ruhenden Beschotterung, ist mit 16 cm hohen Saumschwellen eingefasst und durch eine aus je sieben, an die Stirnbalken geschraubten Pfosten nebst Holmen und doppelten Riegeln bestehende Brüstung begrenzt.

Fig. 54—57. Sprengwerkbrücke der Lehrte-Hildesheim-Bahn. Diese Brücke überführt zwei Eisenbahngleise über eine 8,76 m im Lichten weite Oeffnung mittelst acht aus einem Spannriegel und je zwei Streben bestehenden Tragrippen, welche die Hauptbalken, mit denen die Spannriegel verübelt sind, unterstützen. Die Seitenversteifung der Brücke ist durch gekreuzte, auf die Streben und unter die Spannriegel befestigte Windruthen bewirkt, während die Streben in ihrer Mitte noch durch doppelte Zangen mit den Hauptbalken verbunden sind. Die Hauptbalken, deren Enden mittelst doppelter Mauerbalken auf den mit Winkelflügel versehenen Auflagermauern ruhen, nehmen die Querschwellen mit den Fahrschienen auf.

Fig. 58—65. Doppelte Sprengwerkbrücke bei Seeheim an der Bergstrasse. Diese Brücke überführt einen 4,2 m im Lichten breiten Weg über einen oben 13,35 m weiten Hohlweg mittelst dreier doppelter Sprengwerkträger und ist zur Verlängerung ihrer Dauer mit einem einfachen, auf 3,5 m hohen Pfosten ruhenden Satteldach überdeckt. Die Brückenbahn besteht aus einer Lage von theils einfachen, theils doppelten, zugleich zur Befestigung jener Pfosten dienenden Querschwellen mit einem Unterbelage von Langbohlen, welcher zugleich die Fusssteige bildet, und einem Oberbelage der Fahrbahn von 2,7 m langen Querbohlen. Die den Dachpfosten gegenüber liegenden Querbohlen sind etwas verlängert, um das Wiederauffahren von der Fahrbahn abgekommener Fuhrwerke zu erleichtern. Alle Streben sind an ihren beiden Enden und die längeren Streben in ihrer Mitte von doppelten, mit den Hauptbalken verschraubten Hängzangen umfasst. Nur die längeren Streben stemmen sich oben gegen Spannriegel, unten gegen einen geneigten, mittelst doppelter eichener Mauerchwellen auf gemauerten Widerlagpfeilern gelagerten hölzernen Schuh, in den sie eingezapft sind. Um diese Schuhe vor Fäulniss zu schützen, sind ihre Zapfenlöcher mit Bohrlöchern für den Abfluss des Wassers versehen. Die drei Tragrippen sind oben durch die erwähnten Querbalken, am unteren Ende und in der Mitte der Hauptstreben durch je zwei Querzangenpaare verbunden, während durch die in den Fig. 60 und 62 dargestellten, unter der Brückenbahn sowie zwischen den mittleren Hängzangen angebrachten Diagonalen einer Seitenverschiebung durch Winddruck vorgebeugt ist. Die Pfosten des Dachstuhls sind gegen die doppelten Querbalken der Brückenbahn abgestrebt, oben behufs Längsaussteifung und unten behufs Herstellung einer Brüstung durch hölzerne Fache verbunden und oben von doppelten wagrechten Querzangen umfasst, welche die Sparren sammt den Hängsäulen des leichten Pfettendachs aufnehmen. Durch die zwischen diese Hängsäulen und die Firstpfette eingeschalteten Winkelbänder ist eine Längsversteifung der Dachconstruction bewirkt. Die Anordnung der Querzangen und Hängzangen ist aus den Figg. 63—65 deutlich zu erkennen.

Fig. 66, 67. Doppelte Sprengwerkbrücke der Deutz-Giessen-Bahn. Diese Brücke überführt einen 4,7 m breiten Weg über einen, oben 28 m weiten Einschnitt und eine Oeffnung von 22 m lichter Weite. Die aus einem doppelten Bohlenbelage auf Querschwellen bestehende, mit abgestrepter Holzbrüstung eingefasste Brückenbahn ruht auf drei Langträgern, welche an den Enden durch doppelte Mauerchwellen, in der Mitte durch die mit ihnen verschraubten Spannriegel des Sprengwerks unterstützt werden. Die Streben stemmen sich unten gegen das Mauerwerk der Widerlager und sind oben durch gusseiserne Gehäuse mit

¹⁾ Vgl. Ztschr. f. Bauw. 1862. S. 374.

den Spannriegeln verbunden. Doppelte, mit den Langträgern verschraubte, geneigte Zangen umfassen die Streben und steifen so die Tragrippen in der Verticalebene aus. Die Querverbindung der drei Tragrippen wird durch die in den Figuren dargestellten 6 Querbalken, die Seitenversteifung derselben durch die auf die langen Streben befestigten gekreuzten Windruthen bewirkt.

Fig. 68—71. Bogensprengwerkbrücke (Cascadebrücke) in der Eriebahn¹⁾. Diese von Brown construierte Bogenfachwerkbrücke überführt die New-York-Erie-Eisenbahn über eine 53,4 m tiefe, oben 91,5 m breite Schlucht mittelst vier Tragrippen, deren Bogen aus doppelten, durch radiale Zangen und eingeschaltete Diagonalkreuze verbundenen Gurten bestehen und mit der wagrechten Brückenbahn durch Verticalpfosten und radiale Zangen verbunden sind. Jeder Gurt besteht am Scheitel aus 3 und am Fusse aus 6 doppelten Balkenlagen, welche durch eiserne Bügel unter sich vereinigt sind. Die im Querschnitte quadratischen Kreuzstreben sind in der Mitte überblattet und bilden mit den auf den Gurten normal stehenden Hängbolzen Fächer von 2,28 m Breite und 3,05 m Höhe. Jeder Gurt stemmt sich gegen einen gusseisernen Schuh von der in Fig. 71 dargestellten Form für die Stirnrippen und für die gekuppelten Mittelrippen. Diese Schuhe ruhen auf einer untermauerten gusseisernen Widerlagplatte, welche mit jenem Schuh durch eiserne Keile so verbunden ist, dass der Druck auf sie und auf das Mauerwerk gleichförmig vertheilt wird. Damit die Tragrippen in ihrer lothrechten Lage erhalten werden, sind zwischen dieselben in Abständen von je 4,57 m Kreuzgestelle eingeschaltet, welche zu den Stirnebenen und auf den Bögen normal stehen. Zwischen die Holme dieser Gestelle, welche mit den Gurten verkämmt und verbolzt wurden, sind die gekreuzten Streben des über dem oberen und über dem unteren Gurt angebrachten Windverbandes eingeschaltet. Die Brückenbahn, welche nach Fig. 70 aus Quer- und Langschwellen mit doppeltem convexem Bohlenbelag nebst den Fahrschienen besteht und mit hölzernen Brüstungen eingefasst ist, ruht auf drei wagrechten Langschwellen, welche wieder auf je 1,83 m von einander entfernten Querschwellen gelagert sind. Diese Querschwellen werden durch ebenso weit abstehende lothrechte Ständer unterstützt, welche auf den vier Tragrippen befestigt und mit ihren von dem Scheitel nach dem Anfang der Bogen hin zunehmenden Höhen ein-, zwei- oder dreimal durch wagrechte Balken verbunden sind. Normal zur Brückenachse sind jene Ständer durch Querbalken und Kreuzstreben, parallel zur Brückenachse durch die oben bereits erwähnten radialen Zangen ausgesteift. Zur seitlichen Versteifung der Brückenbahn dient ein unter ihre Querbalken und zwischen deren drei Langträgern eingeschalteter Windverband.

Fig. 72, 73. Interimistische Sprengwerkbrücke über den Neckar. Diese Brücke überführt die Eisenbahngleise mittelst zweier, aus doppelten Sprengwerken gebildeter Tragrippen und hölzerner je 29,7 m von Mitte zu Mitte entfernter, zweitheiliger Joche, gegen welche sich die Streben jener Sprengwerke stemmen. Die Sprengwerke unterstützen die aus Fahrschienen auf Langschwellen und Querschwellen bestehende, mit abgestrebten Brüstungen eingefasste Brückenbahn einer Oeffnung in 7 Punkten und werden durch horizontale Querbalken und schräge, auf die nach unten verbreiterten Joche abgestützten Streben in ihrer lothrechten Stellung erhalten. Die durch die Spannriegel, Streben und Hängzangen sowie die durch jene Hängzangen gebildeten Felder sind durch gekreuzte Diagonalhölzer ausgesteift, die Jochpfosten sind oben mit Holmen, in der Mitte und unten durch doppelte Gurthölzer verbunden, zwischen welchen sie durch gekreuzte Diagonale verbunden sind. Um die Strebenfüsse vor Fäulniss und die Joche vor Beschädigungen durch Eisstoss zu schützen, sind die ersteren mit einem kleinen Satteldach überdeckt und die letzteren durch Streichruthen verwahrt.

¹⁾ Vgl. Duggan, Specimens of the stone, iron and wood bridges. New-York 1850.

Taf. II. Mehrfache Sprengwerkbrücken.

1. Sprengwerkbrücke mit 18 m Stützweite.

A. Constructive Anordnung.

Diese in Fig. 1 bis 7 dargestellte Strassenbrücke überführt eine 5 m breite Fahrbahn nebst zwei, je 1,25 m breiten Fusssteigen über zwei Oeffnungen von je 17,5 m lichter Weite mittelst fünf gleich starker, gleichweit von einander entfernter, zusammengesetzter Sprengwerkträger, welche 20/30 cm starke, je 2,5 m im Mittel von einander entfernte Querschwellen und mittelst dieser ebenso starke, je 0,9 m von Mittel zu Mittel entfernte Strassenträger mit doppeltem Bohlenbelag aufnehmen. Jeder dieser Träger ist aus 4 Streben, 2 Gurthölzern, einem Spannriegel, einem Horizontalbalken und 4 doppelten Zangen, welche die Streben mit den letzteren verbinden, zusammengesetzt und stemmt sich gegen zwei gusseiserne Lagerschuhe, welche mit grossen Stützquadern durch Steinbolzen verbunden sind. Um den Querverband der Tragrippen, welcher zum Theil hierdurch sowie durch die auf ihnen ruhenden und mit ihnen verbolzten Querschwellen vermittelt wird, zu ergänzen, sind die längeren Streben in ihrer Mitte noch durch doppelte Querzangen mit einander verbunden. Zwischen den Querschwellen der Brückenbahn und den Horizontalbalken der Träger ist die, aus oben und unten zur Hälfte überblatteten Diagonalkreuzen gebildete, Horizontalversteifung eingeschaltet. Die Geländerpfosten sind mittelst je zweier Schraubenbolzen seitlich an die Querschwellen geschraubt und nehmen oben einen Geländerholm, zwischen sich je 2 Geländerriegel auf.

B. Statische Berechnung.

Der statisch-numerischen Berechnung wurde zu Grunde gelegt:

α) als bewegte Last ein Menschengedränge von 560 kg für den qm oder von $17,5 \cdot 7,5 \cdot 560 = 73500$ kg für eine Brückenöffnung.

β) als ruhende Last, bei Anordnung von 5 Tragrippen, ein Eigengewicht von 38370 kg einer Brückenöffnung (s. unter V. Inhalts- und Kostenberechnung).

a. Berechnung der Tragrippen.

Die Gesamtbelastung einer Oeffnung beträgt daher:

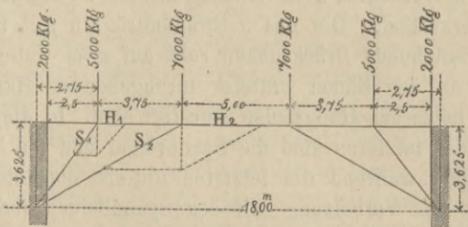
$$Q = 73500 + 38370 = 111870 \text{ kg}$$

und, weil die Zahl der Träger $n = 5$ ist, diejenige einer Tragrippe nach Gleichung (279)

$$P = \frac{111870}{4} = 27970 \text{ kg.}$$

Da jede Tragrippe zwei Strebenpaare mit einem Spannriegel in der Mitte, also auf jeder Seite drei Unterstützungspunkte enthält, deren Entfernung $\lambda_1 = 2,5$, $\lambda_2 = 3,75$ und $\lambda_3 = 5$ m beträgt, s. Textfig. 260, so ergibt sich aus Gleichung (281) der Druck des Auflagers

Fig. 260.



$$P_0 = \frac{2,5}{2 \cdot 17,5} \cdot 27970 = 2000 \text{ kg}$$

der Druck auf die beiden Strebenköpfe nach Gleichung (280) bzw.

$$P_1 = \frac{(2,5 + 3,75)}{2 \cdot 17,5} \cdot 27970 = 5000 \text{ kg}$$

und

$$P_2 = \frac{(3,75 + 5,00)}{2 \cdot 17,5} \cdot 27970 = 7000 \text{ kg.}$$

Die Streben sind so geneigt, dass $\lambda' = 2,75$, $\lambda + \lambda_1 = 2,75 + 3,75 = 6,5$ und $k = 3,625$ m beträgt, mithin

ergeben sich aus Gleichung (282) die Druckspannungen der Streben

$$S_1 = 5000 \cdot \frac{\sqrt{2,75^2 + 3,625^2}}{3,625} = 6276 \text{ kg}$$

und

$$S_2 = 7000 \cdot \frac{\sqrt{(2,75 + 3,75)^2 + 3,625^2}}{3,625} = 14370 \text{ kg,}$$

ferner aus Gleichung (283) deren horizontale Componenten

$$H_1 = 5000 \cdot \frac{2,75}{3,625} = 3793 \text{ kg}$$

und

$$H_2 = 7000 \cdot \frac{(2,75 + 3,75)}{3,625} = 12552 \text{ kg,}$$

folglich nach Gleichung (284) deren Summe

$$H = 3793 + 12552 = 16345 \text{ kg.}$$

Wird angenommen, dass das obere Ende der ersten Strebe durch eine Zange festgehalten und jedes Ende der zweiten Strebe drehbar befestigt sei, so ist nach Gleichung (285) deren Druckspannung

$$S_1 = \nu \cdot \frac{\pi^2}{4} \cdot \frac{Et}{\lambda^2} \text{ und } S_2 = \nu \cdot \pi^2 \cdot \frac{Et}{\lambda_1^2},$$

worin das Trägheitsmoment des rechteckigen Querschnittes, von der Breite b und der Dicke h ,

$$t = \frac{bh^3}{12},$$

ferner bezw.

$$\lambda = \sqrt{\lambda^2 + k^2} = \sqrt{2,75^2 + 3,625^2} = 4,55 \text{ m}$$

und

$$\lambda_1 = \sqrt{(\lambda_1' + \lambda_2)^2 + k^2} = \sqrt{6,5^2 + 3,625^2} = 7,44 \text{ m}$$

zu setzen ist. Werden die Zahlenwerthe eingeführt und der Elasticitätsmodul des Tannenholzes 113000 kg f. d. qem gesetzt, so ist für dieselbe Maass- und Gewichtseinheit

$$6276 = \frac{1}{10} \cdot \frac{3,14^2}{4} \cdot \frac{113000}{455^2 \cdot 12} \cdot hb^3$$

und

$$14370 = \frac{1}{10} \cdot 3,14^2 \cdot \frac{113000}{744^2 \cdot 12} \cdot hb^3.$$

Wird in beiden Gleichungen, worin b das kleinste Querschnittsmaass bezeichnet, $b = \frac{5}{7}h$ gesetzt, so ergibt sich für die erste Strebe

$$b = \sqrt[4]{\frac{6276}{0,0157}} = \text{rd. } 25 \text{ cm und } h = \frac{7}{5} \cdot 25 = 35 \text{ cm,}$$

für die zweite Strebe

$$b = \sqrt[4]{\frac{14370}{0,0235}} = \text{rd. } 28 \text{ cm und } h = \frac{7}{5} \cdot 28 = 39,2 \text{ cm.}$$

Da das äussere Ende des Tragens von der Breite b und Höhe h , mit dem Sattelholz verschraubt, also einerseits und der Spannriegel, von der Breite b und Höhe h , an beiden Enden festgehalten ist, so beträgt, nach dem Früheren, deren Druckspannung bezw.

$$H_1 = \nu \cdot \frac{\pi^2}{4} \cdot \frac{Ehb^3}{12\lambda_2^2} \text{ und } H_2 = \nu \cdot 4\pi^2 \cdot \frac{Ehb^3}{12\lambda_3^2}.$$

Werden die Zahlenwerthe eingeführt, so ist bezw.

$$3793 = \frac{1}{10} \cdot \frac{3,14^2}{4} \cdot \frac{113000}{12 \cdot 375^2} \cdot hb^3$$

und

$$12552 = \frac{1}{10} \cdot 4 \cdot 3,14^2 \cdot \frac{113000}{12 \cdot 500^2} \cdot hb^3.$$

Wird in beiden Gleichungen $b = \frac{5}{7}h$ gesetzt, so ergibt sich für das freie Tragenstück

$$b = \sqrt[4]{\frac{3793}{0,0232}} = \text{rd. } 20 \text{ cm und } h = \frac{7}{5} \cdot 20 = \text{rd. } 30 \text{ cm,}$$

für den Spannriegel

$$b = \sqrt[4]{\frac{12552}{0,208}} = \text{rd. } 16 \text{ cm und } h = \frac{7}{5} \cdot 16 = \text{rd. } 23 \text{ cm.}$$

Wird eine Verdübelung des Spannriegels und Tragens, also eine Verbindung beider zu einem Balken von der Breite b und Höhe h sowie dessen Festhaltung an beiden Enden angenommen, so ist nach Gleichung (285)

$$H_1 + H_2 = \nu \cdot 4\pi^2 \cdot \frac{E}{12\lambda_3^2} \cdot hb^3$$

und, wenn die Zahlenwerthe eingeführt werden,

$$16345 = \frac{1}{10} \cdot 4 \cdot 3,14^2 \cdot \frac{113000}{12 \cdot 500^2} \cdot hb^3.$$

Wird hierin wieder $h = \frac{7}{5} \cdot b$ gesetzt, so erhält man

$$b = \sqrt[4]{\frac{16345}{0,052}} = \text{rd. } 24 \text{ cm und } h = \frac{7}{5} \cdot 24 = \text{rd. } 34 \text{ cm.}$$

Die Abmessungen $\frac{b}{h}$ des Tragens und Spannriegels in unverdübeltem und verdübeltem Zustande betragen nach dem Vorstehendem bezw. $\frac{20}{30}$, $\frac{16}{20}$ und $\frac{24}{34}$ cm, wofür hier, zur Herstellung der erforderlichen Uebereinstimmung in der Breite, die Abmessung $\frac{30}{30}$ sowohl für den Tragen als auch für den Spannriegel zu Grunde gelegt worden ist.

b. Berechnung der Brückenbahn.

Da der Bohlenbelag unmittelbar durch 9 Längsträger und unmittelbar durch 8 auf den Tragrippen ruhende Querträger unterstützt wird, so sind alle diese Theile für den Druck eines schwersten Wagenrads, der zu 6000 kg angenommen werden soll, wie folgt zu berechnen.

Die Querträger liegen mit den Enden frei auf den äussersten Längsträgern und auf eine Länge von $\frac{7,5}{4} = 0,3 = \text{rd. } 1,6 \text{ m}$ frei, sind also im ungünstigsten Falle als in ihrer Mitte durch 6000 kg belastete Träger mit einem festgehaltenen und einem freien Ende, für eine Spannweite von 160 cm zu berechnen. Für diesen Fall ist, nach Gleichung (287), wenn die Druckfestigkeit p des Holzes zu 72 kg f. d. qem angenommen wird,

$$6000 = \frac{5^{1/3} \cdot 72}{6 \cdot 160} \cdot bh^2$$

und, wenn $b = \frac{5}{7}h$ gesetzt wird, die Höhe des Querträgers

$$h = \sqrt[3]{\frac{6000}{0,286}} = \text{rd. } 28, \text{ mithin } b = \frac{5}{7} \cdot 28 = 20 \text{ cm.}$$

Die Langträger liegen da, wo sie gestossen sind, frei auf den Querträgern und auf eine Länge von $\frac{17,5 - 7 \cdot 0,2}{8} = 2 \text{ m}$ frei, sind also im ungünstigsten Falle wie die Querträger zu berechnen. Demnach ist, wenn die Zahlenwerthe eingeführt werden,

$$6000 = \frac{5^{1/3} \cdot 72}{6 \cdot 200} \cdot bh^2$$

und hierin, wenn $b = \frac{5}{7}h$ gesetzt wird,

$$h = \sqrt[3]{\frac{6000}{0,228}} = \text{rd. } 30 \text{ cm., mithin } b = \frac{5}{7} \cdot 30 = 20 \text{ cm.}$$

Die Querbohlen der Fahrbahn, deren Breite zu 25 cm angenommen wird, liegen an den Enden frei auf den Langträgern und auf $\frac{7,5 - 9 \cdot 0,2}{8} = 0,71 \text{ m}$ frei. Wirkt nun ein

Raddruck auf deren Mitte, so ist nach derselben Formel

$$6000 = \frac{5^{1/3} \cdot 72 \cdot 25}{6 \cdot 71} \cdot h^2$$

und hieraus

$$h = \sqrt[3]{\frac{6000}{22,52}} = \text{rd. } 17 \text{ cm,}$$

wonach der Belag aus einer unteren Lage von 12 und einer oberen Lage von 5 cm angenommen wurde. Die Gewichtsberechnung der Ueberbauconstruction lässt sich hieraus in einer, der unter V angestellten entsprechenden, Weise ausführen, mit dieser vergleichen und bei allzugrosser Abweichung einer zweiten, in ähnlicher Weise durchzuführenden, statischen Berechnung zu Grunde legen.

c. Berechnung der Landpfeiler.

Beträgt

das Gewicht der hinterfüllten Erde . . . $\gamma_1 = 1500 \text{ kg,}$
deren Reibungswinkel $\varrho = 36^\circ,$
deren Höhe $h = 9,25 \text{ m,}$

so ist nach Gleichung (289) der grösste Erddruck

$$H_{\max} = 1500 \cdot \frac{9,25^2}{2} \cdot \operatorname{tg}^2 27^\circ = 16660 \text{ kg}$$

und dessen Moment in Bezug auf den Pfeilerfuss

$${}^e M = \frac{h}{3} \cdot H_{\max} = \frac{9,25}{3} \cdot 16660 = \text{rd. } 51370 \text{ mkg.}$$

Wird der Querschnitt des Landpfeilers vorläufig rechteckig angenommen, so ist dessen Stärke

$$d = \sqrt{\frac{2}{3 \cdot 1500} \cdot 16660} = 2,15 \text{ m,}$$

ein Werth, welcher noch einen Zusatz von etwa $\frac{d}{4}$ erhalten soll und zu $d = 2,77 \text{ m}$ angenommen ist.

Aus dem Taf. II, Fig. 2 dargestellten, modificirten Querschnitt des Landpfeilers ergibt sich, mit Bezug auf die Abmessungen der Textfig. 261,

$$f_1 = \frac{8,75 \cdot 1,25}{2} = 5,47 \text{ qm, } s_1 = \frac{1,25}{3} + 2,65 = 3,07 \text{ m,}$$

$$f_2 = 8,75 \cdot 1,1 = 9,62 \text{ " } s_2 = \frac{1,1}{2} + 1,55 = 2,10 \text{ "}$$

$$f_3 = 7,75 \cdot 0,65 = 5,04 \text{ " } s_3 = \frac{0,65}{2} + 0,90 = 1,27 \text{ "}$$

$$f_4 = 0,5 \cdot 4,87 = 2,43 \text{ " } s_4 = 0,25 + 0,40 = 0,65 \text{ "}$$

$$f_5 = \frac{4,5 \cdot 0,4}{2} = 0,90 \text{ " } s_5 = 0,4 \cdot \frac{2}{3} = 0,27 \text{ "}$$

mithin nach Gleichung (294) und (295) bzw.

$${}^e M = 2400(16,79 + 20,20 + 6,20 + 1,58 + 0,24) = 108024 \text{ kgm}$$

und

$$F = 5,47 + 9,62 + 5,04 + 2,43 + 0,90 = 23,46 \text{ qm.}$$

Werden diese Werthe nebst dem Werthe von ${}^e M$ in Gleichung (298) gesetzt, so erhält man den Abstand

$$a - b = \frac{108024 - 51370}{2400 \cdot 23,46} = 1,00 \text{ m,}$$

woraus folgt, dass die Resultante den Fuss des Pfeilers in einem noch hinreichenden Abstände von seiner Innenkante schneidet.

Beträgt die Entfernung zweier Tragrippen $c = 1,875 \text{ m}$, so ergibt sich aus den Gleichungen (299), (300) und (301) für die Einheitstiefe bzw. der Werth

$$H_1 = \frac{16345}{1,875} = \text{rd. } 8715; V_1 = \frac{12000}{1,875} = \text{rd. } 6400$$

$$\text{und } V_0 = \frac{2000}{1,875} = \text{rd. } 1066 \text{ kg,}$$

ferner, wenn aus Textfig. 261 die Werthe $h' = 4,47$, $v' = 0,76$

Fig. 261.

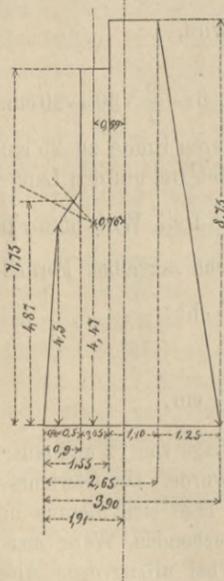
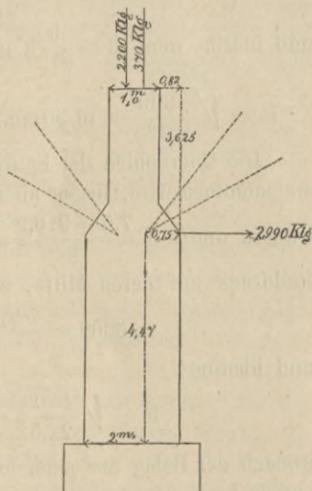


Fig. 262.



und $v^0 = 0,69 \text{ m}$ entnommen werden, nach Gleichung (302) der Abstand

$$e = \frac{8715 \cdot 4,47 - 6400 \cdot 0,76 - 1066 \cdot 0,69}{6400 + 1066 + 2400 \cdot 23,46} = 0,523 \text{ m.}$$

Nach Gleichung (303) ist dann der Abstand von der Aussenkante des Pfeilerfusses, dessen Breite $d_u = 3,9 \text{ m}$ beträgt,

$$i = 3,9 - (1,910 + 0,523) = 1,47 \text{ m.}$$

Hieraus folgt, dass die Resultante sämtlicher Kräfte in hinreichender Entfernung von der Aussenkante des Pfeilers dessen Grundfläche schneidet.

d. Berechnung der Strompfeiler.

Wird die Höhe des Strompfeilers $h_s = 4,47 \text{ m}$ und die Entfernung von Mitte zu Mitte der Pfeiler annähernd $l + d_s = 18,5 \text{ m}$ angenommen, so ergibt sich aus Gleichung (304)

$$d = 0,762 + 0,147 \cdot 4,47 \sqrt{\frac{18,5}{4,47}} = 2,07 \text{ m.}$$

Das Gewicht einer belasteten und einer entlasteten Tragrippe beträgt bzw. $P = 27970 \text{ kg}$ und $P_1 = \frac{38370}{4} = 9592 \text{ kg}$,

daher ist $\alpha = \frac{P_1}{P} = \frac{9592}{27970} = 0,343$ und, nach der Gleichung (308), $H^{11} = \alpha \cdot H^1 = 0,343 \cdot 8715 = \text{rd. } 2990 \text{ kg}$,

$V^{11} = \alpha \cdot V^1 = 0,343 \cdot 6400 = \text{rd. } 2200 \text{ kg}$, $V_1^0 = \alpha \cdot V^0 = 0,343 \cdot 1066 = \text{rd. } 370 \text{ kg}$. Ferner ist, nach Textfig. 262,

$h^1 = 4,47 \text{ m}$, $a = 0,75 \text{ m}$, $b = 0,82$, $k = 3,625$ und $d_0 = 1 \text{ m}$, mithin nach Gleichung (306)

$$B = (1 - \alpha)(H^1 h^1 + a V^1 + b V^0) - g k \cdot \frac{d_0^2}{2} \\ = 0,657(8715 \cdot 4,47 + 6400 \cdot 0,75 + 1066 \cdot 0,82) \\ - 2400 \cdot 3,625 \cdot \frac{1}{2} = 24972 \text{ mkg.}$$

Wird dieser, sowie aus Gleichung (305) der Werth

$$A = \frac{V_1 + V_0}{g h^1} = \frac{6400 + 1066}{2400 \cdot 4,47} = 0,69$$

und der Werth $\frac{2}{g h^1} = \frac{2}{2400 \cdot 4,47} = \frac{1}{5364}$ in Gleichung (307) eingeführt, so ergibt sich die untere Stärke des Strompfeilers

$$d_s = -0,69 + \sqrt{\frac{24,972}{5364} + 0,69^2} = 1,58 \text{ m,}$$

mithin, wenn ein Zusatz von $\frac{d_s}{4} = \frac{1,58}{4} = 0,39$ gemacht wird, $d_s = \text{rd. } 2 \text{ m}$, welcher mit dem zuerst gefundenen Werthe von d fast übereinstimmt.

Werden die im Vorstehenden berechneten Kräfte in dem Maassstabe von $800 \text{ kg} = 1 \text{ mm}$ aufgetragen, so ergibt sich die in Taf. II, Fig. 2 enthaltene, graphische Darstellung der Standfähigkeit des Landpfeilers.

2. Sprengwerkbrücke mit 25 m Lichtweite.

Diese in Fig. 8 bis 22 dargestellte Strassenbrücke überführt eine 5 m breite Fahrbahn und zwei, je 1,25 m breite Fussessteige über zwei, je 25 m weite, Oeffnungen und ist der vorhergehenden ähnlich berechnet, nur, der grösseren Spannweite gemäss, aus Tragrippen mit 6 Streben und je 6 Zangenpaaren zur Versteifung der Streben und zur Querverbindung der 5 Tragrippen unter sich construiert. Die Einzeltheile der Sprengwerke und Strebenschuhe sind in Fig. 15 bis 20, diejenigen der Pfeilerprofile in Fig. 21 und 22 dargestellt.

Taf. III. Interimistische, durch definitive zu ersetzende Eisenbahnbrücken.

I. Durch eiserne Brücken zu ersetzende Balkenbrücken, Fig. 1—25.

Bei den zuerst entworfenen definitiven Eisenconstruktionen sind Oeffnungen von 4 bis 12 m mit Blechträgern, Oeffnungen von 15 bis 20 m mit Fachwerkträgern überbrückt und ist ferner angenommen, dass bei Brücken mit mehreren Oeffnungen die Träger sich über sämtliche Pfeiler continuirlich fortsetzen, wobei das Verhältniss einer End- zu einer Zwischenöffnung 5 : 6 beträgt.

Die in zweiter Linie entworfenen Holzconstruktionen sind je nach den Spannweiten und nach dem Abstände der Hauptträger der Eisenconstruktionen, welcher 2, 2,5 und 4,2 betragen kann, so eingerichtet, dass die Eisenconstruktionen ohne weitere Rüstung versetzt werden können. Hierbei ist angenommen, dass die hölzernen Brücken bis zu 20 m

nicht und über 20 m so wenig als möglich aus der Bahnachse gerückt werden. Von den in Fig. 1 bis 25 dargestellten, zueinander gehörigen definitiven und interimistischen Brücken zeigen die ersteren Entwürfe für einige kleinere, die letzteren solche für eine grössere Spannweite und dienen zugleich als Anhaltepunkte für die Construction von Brücken mit hiervon abweichenden Spannweiten.

- a. Eiserne Brücke von 12 m Lichtweite, Fig. 1, 2 und
b. zugehörige interimistische hölzerne Brücke, Fig. 3–6.

Die eiserne ist eine Blechbalkenbrücke auf zwei steinernen Auflagern, welche später, auf die in Fig. 1 durch punktirte Linien angedeutete Art, zwischen die drei Joche der hölzernen, fortwährend im Betrieb bleibenden, Brücke zu stehen kommen. Fig. 2 giebt den Querschnitt der eisernen, Fig. 4 und 6 den Querschnitt der hölzernen Brücke an deren Mitte und Ende, Fig. 5 den Querschnitt einer Alternativconstruction derselben. Die letzteren Querschnitte sind alle so angeordnet, dass die Blechbrücke zwischen den verdübelten, hölzernen Trägern und über den Holmen der Joche, ohne eine Betriebsstörung zu veranlassen, aufgestellt werden kann.

- c. Eiserne Brücke von 20 m Lichtweite, Fig. 7, 8 und
d. zugehörige interimistische hölzerne Brücke, Fig. 9–12.

Die eiserne ist eine Fachwerkbrücke mit oben liegender Bahn auf zwei steinernen Auflagern, welche später, wie die in Fig. 7 punktirten Linien angeben, zwischen den vier Jochen der fortwährend betriebenen hölzernen Brücke aufgeführt werden. Fig. 8 giebt den Querschnitt der eisernen, Fig. 10, 11 und 12 den Querschnitt der hölzernen Brücke am Zwischenjoch, am Endjoch und an dem im Dammkopf befindlichen Joch, woraus hervorgeht, dass die Fachwerkbrücke zwischen den Hauptträgern der hölzernen Brücke, ohne weitere Rüstung, montirt werden kann.

- e. Eiserne Brücke von 25 m Lichtweite, Fig. 13, 14 und
f. zugehörige interimistische hölzerne Brücken, Fig. 15–18.

Die eiserne ist eine Fachwerkbrücke mit unten liegender Bahn auf zwei steinernen Auflagern, welche vorläufig entweder durch eine stärkere, auf zwei oder durch eine schwächere, auf drei Jochen ruhende, aus der Bahnachse gerückte, hölzerne Fachwerkbrücke ersetzt wird. In den je 2 m weiten Feldern der ersteren nehmen die unteren Gurten je zwei Querschwellen auf, zwischen welchen Stützklötze für die Streben ruhen, in den je 1,25 m weiten Feldern der letzteren liegen auf den unteren Gurten nur Stützwellen, während in beiden Fällen die Fahrschienen überdies durch Langschwellen unterstützt sind.

- g. Interimistische hölzerne Brücken für eine eiserne Brücke mit 3 Oeffnungen von 50, 60, 50 m Lichtweite.

Wie aus dem durch Fig. 25 dargestellten Lageplan hervorgeht, ist die Achse der hölzernen Brücke um 7,5 m seitlich aus der Bahnachse gerückt und das interimistische Geleise durch 99,2 m lange Weichen in das definitive Geleise übergeführt. Des geringen Achsenabstandes wegen sind, wie die Figg. 25, 20 und 23 zeigen, die steinernen Pfeiler so vertheilt angenommen, dass sie zwischen die hölzernen Joche zu stehen kommen und ohne Beeinträchtigung der letzteren ausgeführt werden können. Die Abstände der hölzernen Joche sind für die in Fig. 19–21 dargestellte, bedachte Fachwerkbrücke mit unten liegender Bahn und höheren Tragwänden grösser, für die in Fig. 22–24 dargestellte, unbedachte Fachwerkbrücke mit oben liegender Bahn und niedrigeren Tragwänden kleiner angenommen.

- α. Bedachte Fachwerkbrücke mit unten liegender Bahn.

Diese — in den Figg. 19, 20 und 21 bezw. in der Ansicht, im Grundriss und im Querschnitt dargestellte — Brücke besitzt 5 Stützweiten von je 38 m an den Enden, von je 40 m in der Mitte und ruht auf zwei, gegen die Oeffnung hin abgestrebten End- und 4 aufgesetzten Zwischenjochen, welche letztere durch besondere, in Fig. 21 dargestellte,

Eisbrecher gegen die Stösse der Eismassen und anderer treibender Körper geschützt sind. Die Träger sind als zweifache Howe'sche Fachwerke construiert, deren untere Gurten die Stützklötze für die Streben und je zwei Querschwellen zur Unterstützung der auf Langschwellen ruhenden Fahrschienen, deren obere Gurten die Horizontalbalken des Satteldachs aufnehmen. Die Details solcher Brücken sind auf Taf. V dargestellt und werden später besprochen.

- β. Unbedachte Fachwerkbrücke mit oben liegender Bahn.

Diese, in den Figg. 22, 23 und 24 bezw. in der Ansicht, im Grundriss und im Querschnitt dargestellte, Brücke besitzt 7 Stützweiten, zwei von je 27 m Weite an den Enden, drei von je 31 m in der Mitte und ruht auf zwei niedrigen Endjochen, auf welche zwei durchgehende und vier aufgesetzte Joche folgen, von welchen die im Strom stehenden Joche durch besondere, in Fig. 24 dargestellte, Eisbrecher geschützt sind. Die Träger sind gewöhnliche Howe'sche Fachwerke, deren obere Gurten die über den Stützklötzen ruhenden Querschwellen aufnehmen, worauf die Langschwellen mit den Fahrschienen ruhen und woran die Pfosten des Brückengeländers angeschraubt sind. Die auf Taf. V dargestellten Details solcher Brücken werden später besprochen.

II. Durch gewölbte Brücken zu ersetzende hölzerne Balkenbrücken.

Bei den zuerst entworfenen gewölbten Brücken sind Spannweiten der Gewölbe von 2 bis 15 m im Halbkreis und von 15 bis 30 m im Segmentbogen, ferner ist eine solche Anordnung der Flügel angenommen, dass die Joche der hölzernen Brücken einen möglichst geringen Abstand erhalten und in die Bahnachse zu stehen kommen. Von den in Fig. 26 bis 48 dargestellten, zu einander gehörigen, definitiven und interimistischen Brücken zeigen die ersteren Entwürfe für die kleineren Oeffnungen von 2, 3, 5, 6, 10 und 15 m Weite, die letzteren den Entwurf einer Thalüberbrückung mit 5 Oeffnungen für die steinerne und mit 3 Oeffnungen für die hölzerne Thalbrücke.

- a. Interimistische Dübelbalkenbrücke für eine gewölbte Brücke von 2 m Weite.

Die in Fig. 26 und 27 dargestellte, mit drei, aus je 2 verdübelten Balken bestehenden Trägern construierte, Brücke ruht auf zwei durchgehenden, 7 m entfernten Zwischenjochen, unter und zwischen welchen, ohne den Bahnbetrieb zu stören, die steinerne Brücke fundamentirt und gewölbt werden kann.

- b. Interimistische Dübelbalkenbrücke für eine gewölbte Brücke von 3 m Weite.

Die in Fig. 28 und 29 dargestellte Brücke mit zwei, aus je 4 verdübelten Balken bestehenden, Trägern ruht auf zwei durchgehenden, 9 m von einander entfernten Zwischenjochen, welche den zur Ausführung der Steinconstruction erforderlichen Raum bezw. unter und zwischen sich lassen.

- c. Interimistische Dübelbalkenbrücke für eine gewölbte Brücke von 5 m Weite.

Die in den Figg. 30 und 31 dargestellte Brücke mit je zwei, aus 4 übereinanderliegenden, verdübelten Balken bestehenden, Trägern ruht auf zwei durchgehenden, 42 m entfernten Zwischenjochen, zwischen bezw. unter welchen die Steinconstruction ohne Betriebsstörung herzustellen möglich ist. Die Querschwellen der Bahn sind zwischen den 2 oberen und 2 unteren Balken durchgesteckt und tragen die auf Langschwellen ruhenden Fahrschienen.

- d. Interimistische Dübelbalkenbrücke für eine gewölbte Brücke von 6 m Weite.

Die in den Figg. 32 und 33 dargestellte Brücke mit zwei, aus 8 verdübelten Balken bestehenden, Trägern ruht auf zwei aufgesetzten, 14 m entfernten Zwischenjochen. Die Querschwellen ruhen auf den Trägern, welche durch lothrechte Diagonalkreuze verbunden und abgesteift sind.

e und f. Interimistische Dübelbalken- und Fachwerkbrücke für gewölbte Brücken von je 10 m Weite.

Von den beiden in den Figg. 34—36 und 37, 38 dargestellten, Brücken übersetzt die erstere mittelst Trägern aus verdübelten Balken, die letztere mittelst Fachwerkträgern die 10 m weit gesprengte, steinerne Brücke, während beide auf 20 m entfernten, aufgesetzten Zwischenjochen ruhen. Die beiden Träger der Dübelbalkenbrücke bestehen aus zehn, zu je 5 übereinanderliegenden, verdübelten Balken, welche die Querswellen der Bahn aufnehmen und unter sich durch Verticalkreuze gehörig verbunden und abgesteift sind. Die Fachwerkträger der zweiten Brücke sind im einfachen Howe'schen System für unten liegende Bahn mit Stützswellen construiert und ruhen, gleich den vorerwähnten Balkenträgern, mittelst Gurthölzern auf den End- und Zwischenjochen.

g. Interimistische Fachwerkbrücke für eine gewölbte Brücke von 15 m Weite.

Die in den Figg. 39 und 40 dargestellte Brücke übersetzt die 15 m weit gesprengte, steinerne Brücke mittelst zweier, je 3 m hoher Fachwerkträger mit unten liegender Bahn, welche auf 28 m entfernten, aufgesetzten, unten mit Steinen ausgepackten Zwischenjochen und auf 20 m von diesen entfernten Endjochen ruhen, in jedem Felde aber zwei, zur Unterstützung der auf Langschwellen ruhenden Fahrschienen dienende, Querswellen aufnehmen.

h. Interimistische Fachwerkbrücke mit 3 Oeffnungen für eine gewölbte Thalbrücke mit 5 Oeffnungen von je 13 m Weite.

Die in Fig. 41 in der Ansicht und in Fig. 42 im Grundriss dargestellte, steinerne Thalbrücke besitzt 5 Halbkreisgewölbe, deren Scheitel 4,6 m unter Schienenunterkante liegen, also noch den nöthigen Raum für die Aufstellung der im zweifachen Systeme construirten Howe'schen Fachwerkträger mit unten liegender Bahn gestatten. Diese Träger ruhen auf zwei 48 m von Mitte zu Mitte entfernten Zwischenjochen und je 38 m von diesen entfernten Endauflagern, deren eines von einem, nach der Oeffnung hin verstreben, unten mit Steinen ausgepackten Endjoch, das andere nur von einem Rost aus Quer- und Längsschwellen gebildet wird. Bei Herstellung der steinernen Brücke ist angenommen, dass die den Zwischenjochen benachbarten Steinpfeiler, nach ihrer Ausführung, niedrige provisorische, in Fig. 41 angedeutete, hölzerne Stützen für die Fachwerkträger erhalten, worauf jene Zwischenjoche entbehrlich und abgetragen werden, um den Schluss auch der benachbarten Gewölbe zu gestatten. Die Ausführung der übrigen Gewölbe sowie der Endpfeiler kann ohne Beeinträchtigung der Holzconstruktion und ohne Betriebsstörung vorgenommen werden. Figur 44 und 45 zeigen den Querschnitt und Grundriss eines Pfeilers der steinernen, Fig. 46 und 47 den Querschnitt und Grundriss eines Pfeilers der hölzernen Brücke. Die Figg. 42, 44 und 45 zeigen die Strom- und Landpfeiler nebst ihren, mit Anlauf versehenen, Parallelflügeln, die Figg. 43, 46 und 47 die Anordnung der Zwischenjoche, welche zweimal aufgesetzt und unten mit Steinen ausgepackt sind. Die Bedachung der Träger ist ähnlich, wie in Fig. 21, construiert. Die Einzeltheile dieser Holzconstruktion sind auf Tafel V dargestellt und werden später besprochen.

Taf. IV. Hölzerne Balkenbrücken mit zusammengesetzten Tragbalken und Jochen.

A. Hölzerne Balkenbrücken mit verdübelten Trägern, Fig. 1—16.

Die Figg. 1 bis 5 stellen eine solche Brücke in Ansicht, Grundriss und Querschnitt, die Figg. 6 bis 9 verschiedene Querschnitte und Grundrisse derselben, die Figg. 12 bis 16 Einzeltheile solcher Brücken dar. Die Construction der in Fig. 1 und 3 dargestellten, verdübelten Träger ins-

besondere ersieht sich aus den Einzelfiguren 12 bis 14, von welchen Fig. 14 die Ansicht, Fig. 13 einen Querschnitt, Fig. 12 eine Daraufricht, jede mit den Futterbretern und Dübeln, Horizontal- und Verticalverbindungen der verdübelten Balken darstellt. Die Figg. 15 und 16 enthalten in Querschnitt und Daraufricht die Einzeltheile der in Fig. 6 dargestellten Ersatzconstruktion mit zwei nebeneinander liegenden, verdübelten Balken in der Mitte, bei welchen sowohl die Futterbreter als auch die Dübel ganz durchgehen. Die oberen und unteren Horizontalbalken sind einfach, die beiden Verticalbalken doppelt und fassen die lothrechten Diagonalkreuze von beiden Seiten.

B. Hölzerne Balkenbrücken mit Fachwerkträgern, Fig. 17—39.

a. Mit unten liegender Fahrbahn.

Die Figg. 17 bis 24 stellen eine solche Construction von 2,24 m Höhe in Ansicht, Grundriss und Querschnitten, die Figg. 25 bis 27 die Einzeltheile der Träger in der Ansicht, im Längen- und Querschnitt dar. Die geringe Maschenweite derselben von je 1,5 m gestattet die Streckbalken aus Balkenstücken von nur 9 m Länge zusammenzusetzen, wobei dieselben abwechselnd, und zwar in jedem zweiten Felde, gestossen werden. Vortheilhafter ist — bei Vorhandensein längerer Balken — der Stoss in jedem dritten Felde. Die Verbindung der drei Streckbalken geschieht durch doppelte Horizontalbolzen, über die Stösse der äusseren Balken werden ausserdem gusseiserne Platten gelegt, welche bei dem mittleren wegbleiben. Die eichenen Stützklötze sind auf den Streckbalken je 8 cm überblattet, die Streckbalken selbst höchstens um 3 cm verschwächt. Die Streben stemmen sich stumpf gegen die Stützklötzen oben und Stützswellen unten und sind durch die Hängstangen stets so anzuziehen, dass durch die Pressung allein jedes seitliche Ausgleiten vermieden wird. Die über den oberen Streckbäumen angebrachten, eichenen Klötzen, welche höchstens je 1 cm in den Streckbalken eingreifen und um je 8 cm überblattet sind, können durch entsprechende, gusseiserne Platten ersetzt werden. Die Verticalständer an den Enden werden oben und unten eingezapft. Zur Horizontalversteifung dienen Windruthen, welche an den Kreuzungsstellen überblattet und, wie Fig. 25 zeigt, mittelst Schraubenbolzen zwischen die Unterzüge und Querswellen festgeklemmt sind. An den Auflagern sind die Windkreuze durch gusseiserne, gegen die Streckbäume geschraubte Schuhe festgehalten. Eine seitliche Verstrebung der Fachwand ist bei deren geringer Höhe nicht angeordnet.

b. Mit oben liegender Fahrbahn.

Die Figg. 28 bis 36 stellen eine solche Construction von 2,34 m Höhe in Ansicht, Grundriss und Querschnitten, die Figg. 37 bis 39 die Einzeltheile der Träger in der Ansicht, im Längen- und Querschnitte dar. Die Construction der Träger unterscheidet sich von der vorhergehenden nur dadurch, dass auch über den unteren Streckbäumen Stützklötze verwendet sind. Die Querswellen der Brückenbahn sind mit den Streckbalken verkämmt und durch die Langschwellen nur um je 1 cm verschwächt. Mit den letzteren und mit den Pfosten der Brüstungen sind die, zur Unterstützung des Bohlenbelags bestimmten, Langschwellen verbolzt. Um zum Schutze der Träger auch vor Schlagregen zu dienen, springen die quer gelegten Bohlen etwas über dieselben vor. Ueber die zwischen die Fahrschienen eingelegten Längsbohlen ist, zur Verhütung von Brand, eine dünne Schotterschicht aufgetragen. An die einander entsprechenden Querswellen und Unterzüge der unteren Streckbalken sind, von entgegengesetzten Seiten, die beiden Streben der lothrechten Versteifungskreuze angeblattet und am Kreuzungspunkte, wo ein Futterklötzchen eingelegt ist, mit einander verschraubt. Bei der geringen Höhe und Spannweite ist auch hier eine Horizontalversteifung nicht angeordnet. Die Construction der hier nöthigen Brüstungen entspricht der bei den Balkenbrücken beschriebenen.

Taf. V. Hölzerne Thalbrücken.

A. Fachwerkbrücke mit unten liegender Fahr-
bahn und Bedachung.

Die Figg. 1 bis 10 stellen eine Fachwerkbrücke von 6,04 m hohen Tragwänden und zweimal aufgesetzten Zwischenjochen in der Ansicht, im Grundrisse und Querschnitte, die Figg. 11 bis 32 die erforderlichen Einzeltheile der Träger und Joche dar. Die zur Herstellung einer Feldweite von je 2 m im zweifachen System construirten Fachwerkträger nehmen in jedem Felde über den unteren Streckbalken 2 Querschwellen auf und bestehen aus doppelten Haupt- und einfachen Gegenstreben, welche sich gegen eichene Stützklötze stemmen. Der Strebenwechsel über den Auflagern der Zwischenjoche und in der lichten Oeffnung wird, um zahlreiche und schädliche Ueberblattungen zu vermeiden, also auch hier die erforderliche Festigkeit zu erreichen, durch verticale Ständer und in deren halber Höhe eingesetzte Stützklötze vermittelt. Die Tragwände werden durch doppelte, mit zwei Kreuzbügen abgesteifte Pfosten abgeschlossen, s. Fig. 1 und 2. In den Zwischenöffnungen ist der Strebenwechsel in die Mitte, in den Endöffnungen den Endauflagern um je ein Feld näher gelegt. Die über den oberen und unter den unteren Stützklötzen angebrachten Ober- und Unterzüge stellen die erforderliche Querverbindung der beiden Tragwände her und sind, mittelst der durchgehenden doppelten Tragstangen und gusseiserner Vorlagplatten, mit jenen fest verbunden. Die zwischen die oberen und unteren Streckbäume mit je 4 m Feldweite eingeschalteten Windkreuze sind an deren Enden mit jenen Ober- und Unterzügen durch je 2 Bolzen verschraubt, s. Fig. 13. Die Streckbalken der Gurten sind durch Bolzen mit gusseisernen Vorlagplatten nebst abwechselnd eingeschalteten Futterbretern und Verticaldübeln untereinander, an ihren Stößen durch gusseiserne Laschen mit je 4 Bolzen verbunden, s. Figg. 11, 12 und 13. Die Zwischenräume der Streben sind an deren Kreuzungsstellen mit Futterbretchen ausgefüllt und sämtliche Theile durch Bolzen und Vorlagplatten fest verbunden, s. Fig. 14. Die verschiedenen, hierzu verwandten gusseisernen Laschen und Vorlagplatten sind in Figg. 15 und 16, 17 und 18, 19 und 20, 21 bis 23 mit ihren hauptsächlichsten Abmessungen dargestellt. An die Oberzüge der oberen Gurten sind, wie Fig. 17 zeigt, die Dachsparren seitlich angeschraubt. Die Eindeckung des Daches, dessen Construction aus Fig. 14 deutlich hervorgeht, besteht aus einer, der Dichtung halber mit einem mit Sand gemengten Theerkitte überzogenen Verschalung, welche, der Oertlichkeit entsprechend, auch durch ein Schiefdach oder ein Dach aus Zinkwellenblech oder aus verzinktem Eisenblech ersetzt werden kann.

Die Endjoche der Brücke bestehen, wie Fig. 1, 4 und 5 zeigt, aus 34 senkrechten und 24 geneigten Pfählen, welche zur Verstrebung der ersteren sowohl nach beiden Seiten als nach der Brückenöffnung hin dienen. Die beiden, zur unmittelbaren Unterstützung der Tragwände bestimmten sind unter sich und mit den, zur Unterstützung der Streben bestimmten, Pfosten durch vier Querschwellen verbunden, über denen vier zugleich mit den senkrechten Pfosten verzapfte Kapphölzer liegen, welche eine zweite Lage Querschwellen mit den doppelten Sattelhölzern der Brückenträger aufnehmen. Die doppelten, seitlichen Verstreubungen der Träger sind seitlich unten an jene Querschwellen, oben an die Oberzüge angeblattet und angebolzt, in der Mitte durch kurze, mit ihnen verkämmte Querstücke zu einem Ganzen vereinigt.

Die Zwischenjoche der Brücke bestehen, wie die Figg. 1, 2 und 6 bis 10 zeigen, in einem aus 56, durch doppelte Quer- und Längszangen unter einander verbundenen senkrechten Pfosten, welche mit Steinen ausgepackt sind und zweien, aus Pfosten und Streben bestehenden aufgesetzten Geschossen, welche mit dem Grundjoch, unter sich und mit den Trägern durch schmiedeiserne Bänder verbunden sind. Die Hauptpfosten und Hauptstreben dieser Etagen bestehen aus doppelten, unter sich verdübelten und

verbolzten Balken, welche normal und parallel zur Brückenachse durch theils einfache, theils doppelte Zangen verbunden sind. Der Fuss und Kopf der Ständer und Streben steckt bezw. in gusseisernen Unter- und Ueberlagplatten, deren Einzeltheile aus den Figg. 28 bis 32 deutlich hervorgehen. Am Fusse jedes Geschosses sind, wie die Figg. 8 und 9 zeigen, zur Vermeidung einer Verdrehung Horizontalkreuze eingeschaltet und durch Bolzen verspannt. Zum Schutze gegen Eisstoss sind die Pfosten des Grundjoches mit Streichruthen versehen.

B. Fachwerkbrücke mit oben liegender
Fahrbahn.

Die Figg. 33 bis 40 stellen eine Fachwerkbrücke mit 6,04 m hohen Tragwänden und aufgesetzten, über dem Grundjoch 15,5 m hohen Zwischenjochen in der Ansicht, im Grundriss und Querschnitt, die Fig. 41 bis 44 die nöthigen Einzeltheile der Träger dar.

Die Tragwände sind denjenigen der vorher beschriebenen Brücke ähnlich construirte und unterscheiden sich von denselben nur durch die Anordnungen, welche die veränderte Lage der Brückenbahn bedingt. Demgemäss treten an die Stelle der Oberzüge die, je 2 m vor die Tragwände vorspringenden Querschwellen der Brückenbahn, welche die auf Langschwellen ruhenden Fahrschienen, sowie den zwischen diesen liegenden, aus Langbohlen, und den ausserhalb derselben liegenden, aus Querbohlen bestehenden Bohlenbelag sammt den Geländerpfosten aufnehmen. An die Unterzüge der Träger und jene Querschwellen sind, zur Sicherung des rechteckigen Querschnitts, lothrechte Versteifungskreuze seitlich angeblattet und angeschraubt, während zur Sicherung gegen seitliche Verschiebung zwischen den Gurten wagrechte Versteifungskreuze eingesetzt sind.

Die Endjoche der Brücke sind, wie sich aus Fig. 33 und 36 ergibt, den zuvor beschriebenen insoweit ähnlich construirte, als sie die Träger unterstützen. Zur Unterstützung der, um die Trägerhöhe höher liegenden Fahrbahn sind besondere, verstreute Pfosten eingerammt, welche drei, als Träger der Bahn dienende, verdübelte Balken aufnehmen, die sich bis zu der Krone des anschliessenden Dammes fortsetzen und dort nochmals durch Pfosten unterstützt sind.

Die verhältnissmässig niedrigen Zwischenjoche bestehen in einem, aus je 58 theils senkrechten, theils geneigten Pfosten zusammengesetzten, Grundjoch, welche durch Querbalken und Kapphölzer unter einander verbunden sind und dem aus zwei Geschossen bestehenden Oberjoch, welche jedoch mittelst durchgehender Ständer wieder unter einander verbunden und besonders kräftig gegen das Grundjoch abgesteift sind. Die Vertheilung der Pfähle des Grund- und Oberjochs ergibt sich aus den Horizontalschnitten 38, 39 und 40.

C. Hölzerne Fachwerkpfiler für Thal-
übergänge.

Die Figg. 45 bis 52 stellen einen, auf steinernem Unterbau ruhenden und mit demselben verankerten, 60 m hohen Fachwerkpfiler mit 15 m langer, 9 m breiter Basis und 5 m langer, 2,5 m breiter Auflagerfläche für den aus überdachten Fachwerkträgern bestehenden Ueberbau in der Ansicht, im Längenschnitt, im Querschnitt und Grundriss, die Figg. 53 bis 71 die Einzeltheile desselben dar. Der, eine abgestutzte vierseitige Pyramide bildende, Pfeiler besitzt zwei senkrechte Pfosten und zehn geneigte Pfosten am Umfang, welche sämtlich aus je vier, mit nach Fig. 53 versetzten Stossfugen, durch Bolzen und Bänder mit einander verbundenen Balken bestehen und auf gusseisernen, in Fig. 64 bis 71 dargestellten, in den Stein eingelassenen Unterlagplatten ruhen. Mit dem unteren Theile der 6 äusseren Pfosten sind 4 m lange, geneigte, oben durch Holme verbundene, doppelte Balken verbolzt, zwischen welchen die schmiedeisernen Ankerstangen hin-

durchgehen, die in den Verankerungskammern mittelst Vorsteckkeilen gegen breitbasige, in den Stein eingelassene Bahnschienen, eichene Querschwellen und gusseiserne Vorlagplatten; über den erwähnten Holmen mittelst gusseiserner Unterlagplatten und doppelter Muttern befestigt sind, siehe Fig. 54 und 55. Die Vertheilung dieser Unterlagplatten sowie die Anordnung der Verankerungskammern geht aus den Fig. 48 bis 50 hervor. Zur Verbindung der einzelnen Tragsäulen unter sich dienen sowohl die zwischen sie eingeschalteten, aufrechten Kreuzbüge, welche durch wagrechte, je 3 m über einander befindliche regulirbare Zugstangen unter einander verspannt, als auch wagrechte Kreuzbüge, die in lothrechten Abständen von je 6 m zwischen die Streben und Pfosten eingesetzt sind, s. Fig. 52. Die aufrechten, aus je einer einfachen und doppelten Diagonale bestehenden Kreuzbüge sind bei b, s. Fig. 45 und 46, mittelst gusseiserner, in Fig. 59 bis 60 dargestellter, Schuhe und Schraubenbolzen mit den Tragsäulen und zwar, um die letzteren an den Verbindungsstellen nicht zu sehr zu verschwächen, um je 1,5 m versetzt, verbunden, so dass diese Anschlüsse an den Stirnflächen der Pfeiler in die Mitte der an den Laibungsflächen befindlichen fallen. Bei c, Fig. 45 und 46, wo die Kreuzbüge der ersteren mit den Rahmen der Horizontalkreuze zusammentreffen, sind die Enden der aufrechten Büge mittelst der, in Fig. 62 und 63 dargestellten, gusseisernen Schuhe mit den Tragsäulen und Rahmen verbunden. An den oberen Enden sind die Zwischenräume der Tragsäulen mit kurzen Balkenstücken ausgefüllt und verbolzt. Oben nehmen sie die, in Fig. 56 bis 58 dargestellten, gusseisernen Zwischenplatten auf, in welche die dreifach doppelten, verdübelten Kapphölzer A, Fig. 45 und 47, eingelassen sind. Hierauf ruhen die doppelten Sattelhölzer der beiden Brückenträger mittelst zweier, zur Vermeidung einseitiger Drücke der Träger auf den Pfeiler, ganz naheliegender Unterlagschwellen. Im oberen Theile der Pfeilerstirnen, wo sich die Pfosten so sehr nähern, dass die aufrechten Kreuzbüge nicht mehr zwischen ihnen Platz finden, sind jene durch horizontale, zur Brückenaxe parallele Balken unter einander verbunden.

Taf. VI und Texttafel B. Lehrgerüste.

I. Lehrgerüste für Halbkreisgewölbe auf Texttafel B und Tafel VI.

1. Texttafel B, Fig. 1—19.

Fig. 1, 2 und Fig. 3, 4 stellen Lehrgerüste für Durchlässe von bezw. 1,5 und 2 m Lichtweite dar, deren Untergerüste aus je zwei, unten durch Grundschwellen, oben durch Holme verbundene Pfosten und deren auf je zwei Keilpaaren ruhenden Obergerüste als Hängwerke, s. Fig. 1 und 3 links, oder Sprengwerke, s. Fig. 3 rechts, construirt sind. Im ersteren Falle, Fig. 1, bilden die Kranzhölzer zugleich die Streben, welche in die Hängsäulen und Spannbalken eingelassen sind und eine Verschalung aufnehmen, während der Längsverband des Obergerüsts durch einen doppelten Oberzug hergestellt wird. Im zweiten Falle, Fig. 3 links, füllen je drei wagrecht gelegte Bohlen den halbkreisförmigen Raum aus und werden durch aufgenagelte Streben und Hängsäulen getragen, während die unterste Bohle als Spannbalken dient. Der Längsverband des Obergerüsts wird hier ausser dem Halt, welchen dasselbe durch die auf dem Holme des Untergerüsts ruhenden Keilpaare findet, durch die halbkreisförmige Schalung hergestellt.

Fig. 3, 6 geben das Lehrgerüst einer 5 m weiten Bachbrücke wieder, dessen Untergerüst aus je zwei, oben durch flach gelegte Längsbohlen verbundenen Pfosten besteht und deren auf je zwei Keilpaaren ruhenden Obergerüste als zusammengesetzte Hängwerke mit je drei Hängsäulen construirt sind. Der Längsverband des Obergerüsts wird unten durch eine flach unterlegte Längsbohle und oben ausser durch die Verschalung der Bogenrippen durch zwei an die mittlere Hängsäule angeblattete Zangen bewirkt.

Fig. 7, 8 stellen die Einrüstung der Brücke über den Riesebach in der Vienenburg-Gosslar-Bahn dar, bei welcher

das Untergerüst aus je drei, unten durch Fusschwellen, oben durch Holme verbundenen Pfosten besteht, welche dem Gefälle des Baches entsprechend in der oberen Hälfte der Brücke niedriger, in der unteren Hälfte höher sind und durch die aus Fig. 8 ersichtlichen Verstreungen in lothrechter Stellung erhalten werden. Das halbkreisförmige Obergerüst wird durch je vier Kranzhölzer gebildet, welche an ihren Stößen durch Holzlaschen verbunden sowie durch je drei Radialstreben unterstützt und unten durch einen auf je drei Keilpaaren ruhenden Querbalken verbunden sind. Die Längsverbinding dieses Obergerüsts wird ausser durch die Rüsthölzer durch doppelte, mit der mittleren Radialstrebe oben verblattete Zangen und durch schräge, an die geneigten Radialstreben befestigte Bohlen hergestellt.

Fig. 9, 10 geben das zur Einwölbung des Marnheimer Viaductes benutzte Lehrgerüst wieder, welches aus einem auf je zwei Vorsprüngen des Mauerwerks ruhenden Untergerüst und einem auf je zwei Sandbüchsen stehenden Obergerüst besteht. Das Untergerüst wird durch je einen wagrechten, auf den beiden oberen Mauer-Vorsprüngen liegenden Querbalken gebildet, welcher mittelst verzahnter Sattelhölzer noch durch je zwei geneigte, auf die mit Mauerbalken belegten unteren Vorsprüngen stehende Pfosten unterstützt wird und nimmt zugleich einen Bohlenbelag auf, welcher einen Arbeitsboden für die Aufstellung des Obergerüsts bildete. Das Obergerüst ist als zusammengesetztes Hängsprengwerk construirt und ruht auf flach gelegten Langbohlen, während diese Längsverbinding der Tragrippen noch durch einen Unterzug und durch gekreuzte, an die Hängsäulen befestigte Streben vervollständigt wird.

Fig. 11, 12 stellen das bei dem Viaduct bei Münnersstadt in der Schweinfurt-Meiningener Eisenbahn zur Anwendung gebrachte Lehrgerüst dar, dessen Obergerüst aus je vier mit Laschen verbundenen, durch je fünf Pfetten unterstützten Kranzhölzern besteht, wobei die drei mittleren Pfetten durch radiale, auf Fusspfetten ruhende Streben, diese Fusspfetten nebst den Endpfetten durch einen Horizontalbalken unterstützt und verbunden sind. Die drei mittleren Pfetten der je 3,5 m entfernten Tragrippen sind parallel zur Längsachse des Lehrgerüsts durch je zwei auf den zugehörigen Fusschwellen stehende Streben unterstützt, s. Fig. 12, deren Radialstreben durch je zwei geneigte Streben mit dem Horizontalbalken verbunden und ausgesteift. Die erwähnten Endpfetten sind durch kurze — auf Mauervorsprüngen, Mauerschwellen und Keilpaaren stehende, etwas geneigte — Pfosten besonders abgestützt. Das auf je fünf Keilpaaren nebst Unterlagbalken ruhende Obergerüst wird durch je zwei Rundpfosten in Verbindung mit einem aus Strebenpaar und Spannriegel bestehenden Sprengwerk, s. Fig. 11, unterstützt, während die Pfosten oben durch einen parallel zur Längsachse laufenden, mit dem Transportgerüst in Verbindung stehenden Holm vereinigt sind.

Fig. 13, 14. Das in diesen Figuren dargestellte, auf je zwei durch Mauervorsprünge unterstützten Keilpaaren ruhende Lehrgerüst ist aus drei polygonalen, unter sich durch doppelte Radialzangen verbundenen Sprengwerken zusammengesetzt, während die einzelnen Tragrippen parallel zur Längsachse durch fünf wagrechte Doppelzangen verbunden sind. Wegen der vielen Stossfugen, in welchen die Hirnenden der Streben sich berühren und dort ineinanderpressen können, erscheint die hier angewandte Sprengwerk-Construction einer solchen mit längeren, durchgehenden Hölzern nachzustehen.

Fig. 15—19 stellen verschiedene Anordnungen von Lehrgerüsten für 3,78 m Spannweite dar, welche theils eintheilig sind und auf über den Fundamenten liegenden Keilpaaren stehen, s. Fig. 15 und 19, oder zweitheilig sind, also aus Ober- und Untergerüst bestehen, zwischen welchen Keilpaare eingeschaltet sind, s. Fig. 16—18. Die Kränze bestehen in allen Fällen aus doppelten, mit versetzten Stossfugen aufeinander genagelten Bohlenstücken, welche auf je zwei Fusspfetten und je drei Zwischenpfetten ruhen, die wieder durch Radialstreben unterstützt sind. Die letzteren sind in Querbalken eingesetzt, auf welchen auch die erwähnten Fusspfetten ruhen. Bei den eintheiligen Gerüsten sind dann

diese Querbalken durch je zwei Pfosten unterstützt, welche durch einfache, auf jenen Keilpaaren ruhende Fusschwellen verbunden sind und mit jenen Querbalken durch Kopfbänder, s. Fig. 15, oder durch Streben, s. Fig. 19, ausgesteift. Die Längsversteifung ist durch Kopfbänder bewirkt, welche zwischen jene Fusspfetten und diese Pfosten eingeschaltet sind. Bei den zweitheiligen Gerüsten ist das Untergerüst entweder als freitragendes, s. Fig. 16, oder als stehendes, s. Fig. 17, construiert. Im ersteren Falle ist das Obergerüst an den beiden Enden durch Pfosten, in der Mitte durch Streben, im zweiten Falle sowohl an den Enden als auch in der Mitte durch Pfosten unterstützt. Die Längsversteifung des Untergerüstes ist hier entweder durch Kopfbänder, s. Fig. 17, oder durch Strebebänder, s. Fig. 16, bewirkt.

2. Taf. VI, Fig. 1–8.

Fig. 1, 2. Dieses bei Herstellung der Ueberführung des Lebach-Malstadter Weges über die Saarbrück-Trier-Eisenbahn angewandte freitragende Lehrgerüst besitzt einen achtheiligen Kranz, welcher aus je 24/15 cm starken, auf jeder Seite durch je drei 2,5 cm starke Bohlen verstärkten Balkenstücken zusammengesetzt ist und in den Stössen dieses Kranzes theils durch Streben, theils durch wagrechte Balken unterstützt wird. Dieser mit Verschalung versehene Kranz ruht mittelst je zwei Sandtöpfen auf ebenso vielen, oben und unten durch flachgelegte Bohlen vereinigten Pfosten, welche der Längsachse nach durch gekreuzte Streben verbunden und ausgesteift sind. Bei Vorhandensein längerer Balken würde eine von dem Scheitel nach dem Stützpunkte hin geführte Strebe nebst zwei durchgehenden horizontalen Zangenpaaren, welche in der Mitte durch eine bis zum Scheitel reichende Hängsäule zu unterstützen gewesen wären, den Vorzug vor diesem, aus vielen kleinen Theilen künstlich zusammengesetzten, System verdient haben.

Die in Fig. 3 und 4 dargestellten Lehrgerüste sind — für Gewölbe von 15,16 m Spannweite und bezw. niedrige und hohe Pfeiler bestimmt — als Hängwerke und Hängsprengwerke construiert. Das Untergerüst des ersteren, welches aus je zwei, nach der Länge und Quere sowohl verholnten als durch Kreuzbüge versteiften, Pfosten besteht, ruht unmittelbar auf dem zur Ausführung des Pfeilers benutzten Betonfangdamme und trägt mittelst Keilen das — nach dem Princip eines einfachen, dreieckförmigen Hängwerks construierte — Obergerüst. Ausser den hierzu gehörigen Spannbalken, Hauptstreben und Hängsäulen sind noch je 6 radiale, zur Unterstützung der überblatteten Kranzhölzer dienende und in dieselben eingelassene Streben sowie eine doppelte horizontale Zange angeordnet, während für den Verband der Tragrippen unter einander durch zwei Langschwellen, vier Zangen und 6 Lagen theils horizontaler, theils senkrechter und theils geneigter Kreuzbüge gesorgt ist. Das in Fig. 4 dargestellte Lehrgerüst ist nach dem Principe des einfachen Hängsprengwerks construiert und besitzt eine, der grösseren Spannweite entsprechende, grössere Anzahl von Radialstützen für die Kranzhölzer und einen besonderen Spannriegel unter dem zwischen den Hauptstreben befindlichen Theile des horizontalen Spannbalkens, mit welchem er zugleich verübelt und verschraubt ist. Die Längenverbindung der Rippen ist durch zwei Unterlagschwellen, durch je zwei, am oberen und unteren Ende der Hängsäulen angebrachte, wagrechte Zangen und durch sechs Lagen lothrechter und geneigter Kreuzbüge bewirkt. Der Abstand der Tragrippen ist bei diesem, sowie bei dem zuvor besprochenen Lehrgerüste zu 1,58 m angenommen. Die Abmessungen der einzelnen Theile sind in die Figuren 3 und 4 eingetragen.

Fig. 5. Das zur Einwölbung des Viaducts von Comelle in der Linie Paris-Creil benutzte Lehrgerüst ist als Hängsprengwerk construiert, auf dessen Streben der aus 8 segmentförmigen Balkenstücken bestehende Kranz mittelst je zweier Mittelstützen und je vier Hängböcken abgestützt ist. Die Längsverbindung des mittelst Sandbüchsen und kurzen Pfosten auf dem Kämpfer-Gesimse ruhenden Lehrbogens ist, ausser durch die Schalung, durch die auf der

Heinzerling, Hölzerne Brücken. Zweite Auflage.

unteren Hälfte der Hauptstreben, der Haupthängsäulen und den oben erwähnten Mittelstützen befestigten Kreuzbüge bewirkt.

Von den in Fig. 6, 7 und in Fig. 8 dargestellten Lehrgerüsten ist das letztere, dessen Obergerüst sich nur soweit erstreckt, als ein Druck der Gewölbsteine zu gewärtigen ist, vorzuziehen. Die Construction beider Obergerüste besteht in einem aus je 6 aussen gekrümmten Balkenstücken zusammengesetzten Kranz, welcher durch je 7 Pfetten und je 5 Radialstreben unterstützt und unten durch einen wagrechten, auf den Keilpaaren ruhenden Spannbalken vereinigt wird. Die beiden Untergerüste sind als Sprengwerke mit kurzen Spannriegeln construiert, welche sich gegen je zwei Pfosten stemmen und einen zur Aufnahme der auf Langschwellen ruhenden Keilpaare dienen. Die in Fig. 8 angedeutete Alternativconstruction, welche das Untergerüst in ein gestütztes verwandelt, gestattet eine Beseitigung der Hauptstreben und des von ihnen ausgeübten Seitendruckes.

Lehrgerüst für ein halbkreisförmiges Hausteingewölbe von 30 m Spannweite.

1. *Construction.* Das Obergerüst besteht aus einem für den Centriwinkel von 136° bemessenen, durch Pfetten und Radialstreben unterstützten und unten durch einen wagrechten Spannbalken verbundenen Kranz, das Untergerüst aus einem mehrfachen, durch doppelte lothrechte Zangen verbundenen und ausgesteiften Sprengwerk. Die Aussteifung des Obergerüstes ist durch mehrere auf die Radialstreben geschraubte Büge, die Längsverbindung der Obergerüste ausser durch die Schalhölzer und Pfetten durch je 7 mit dem erwähnten Spannbalken verschraubte Oberzüge. Unter diese Oberzüge des Obergerüstes sind ebenso viele Oberzüge auf das Untergerüst geschraubt, welche zur Längsverbindung des letzteren dienen und zugleich die zur Ausrüstung vorgesehenen Keilpaare aufnehmen.

2. *Statische Berechnung.* Beträgt

das Gewicht des Gewölbes $\gamma = 2500$ kg f. d. cbm, die Stärke des Schlusssteines $\delta = 0,77$ m¹),

so ist, wenn nach dem Früheren $\mu = 0,4$ gesetzt wird, nach Gleichung (362) die centrale Druckhöhe

$$\zeta = 0,77(1 - 0,4 \operatorname{tg} \alpha)$$

und, wenn dieselbe mit γ multiplicirt wird, der Normaldruck auf die Flächeneinheit des Lehrgerüstes

$$k = 2500 \cdot \zeta$$

daher für:

$\alpha =$	0	10	20	30	40	50	60	68 Grad
$\zeta =$	0,77	0,72	0,66	0,59	0,51	0,40	0,24	0,00 m
$k =$	1925	1800	1650	1475	1275	1000	600	0 kg f. d. qm

Werden hieraus die arithmetischen Mittel $m\zeta$ der, gleichen Bogenlängen entsprechenden, centralen Druckhöhen ζ ermittelt, die Werthe $\frac{1}{\sqrt{m\zeta}}$ berechnet und deren Summe

gebildet, ferner für den halben Centriwinkel von 68° des Gewölbes nach Gleichung (370) die Bogenlänge

$$L = 3,14 \cdot 15 \cdot \frac{68}{180} = 17,78 \text{ m}$$

bestimmt, so ergeben sich, nach Gleichung (372), die Längen

$$\lambda_m = \frac{17,78}{11,09 \sqrt{m\zeta}}$$

und man erhält für

$m =$	1	2	3	4	5	6	7	
$m\zeta =$	0,75	0,69	0,63	0,55	0,46	0,32	0,12	m
$\frac{1}{\sqrt{m\zeta}} =$	1,16	1,20	1,26	1,35	1,47	1,76	2,89	Zus. 11,09
$\lambda_m =$	1,87	1,94	2,04	2,17	2,36	2,80	4,58	m

Werden nun die den Bogenlängen λ_m entsprechenden Centriwinkel α_m nach Gleichung (370) und hierauf die diesen entsprechenden Werthe von $m\zeta$, $\frac{1}{\sqrt{m\zeta}}$ und λ_m nochmals be-

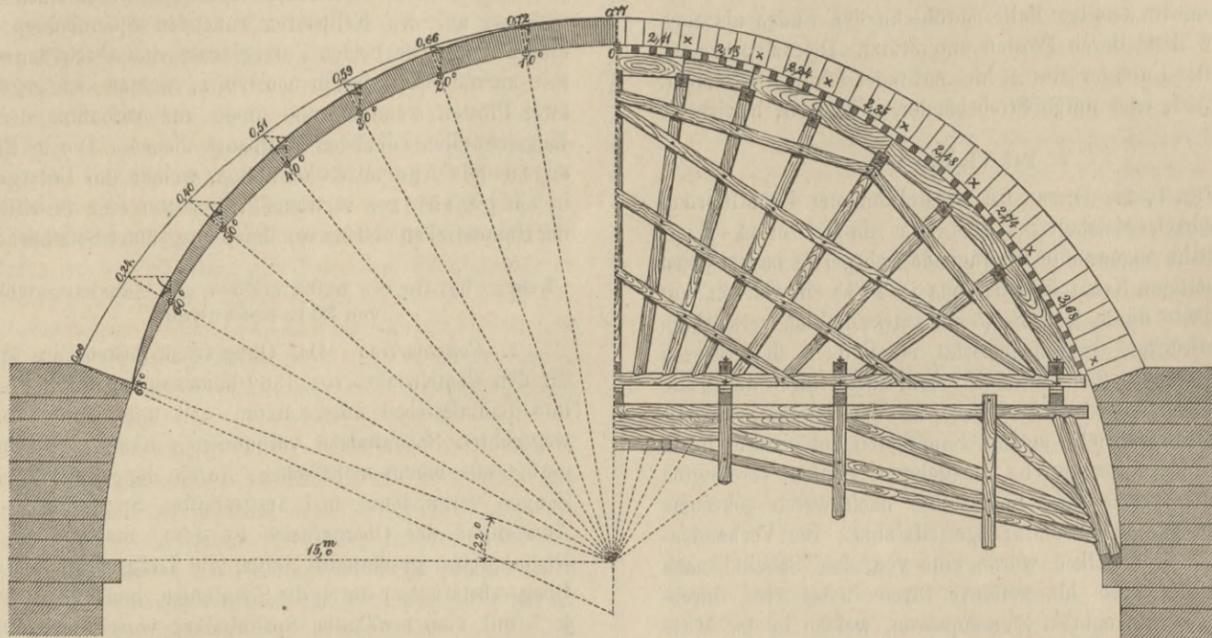
1) Vgl. die statische Berechnung dieses Gewölbes im 1. Hefte der II. Abtheilung dieses Werkes.

rechnet, so erhält man, nach Gleichung (372), die Längen λ_m der Kranzhölzer, und zwar für

$\alpha =$	3° 37'	10° 56'	18° 32'	26° 34'	35° 13'	45° 05'	59° 10'
$\lambda_m =$	2,11	2,18	2,24	2,35	2,48	2,84	3,68

Die oben berechneten Werthe von ζ stimmen mit den in Textfigur 263 construirten überein. Die Stärke der

Fig. 263.



Maassstab 1 : 200.

und $b = \frac{5}{7} h$ angenommen, so folgt

$$\frac{1}{12} \cdot 2500 \cdot 0,75 \cdot 0,5 \cdot 1,3^2 = 750000 \cdot \frac{5}{7,6} \cdot h^3,$$

woraus $h = 0,24$ und $b = 0,18$ m gefunden wird.

Die Stärke der Kranzhölzer ergibt sich aus der Gleichung

$$\gamma \cdot m \zeta \cdot \frac{B}{n-1} \cdot \frac{\lambda_m^2}{8} = d \cdot \frac{bh^2}{6} \quad (381)$$

Wird hierin das zu $m \zeta = 0,75$ zugehörige Maass $\lambda_m = 1,87$ m gesetzt, während alle übrigen Werthe beibehalten werden, so wird

$$2500 \cdot 0,75 \cdot 1,5 \cdot \frac{1,87^2}{8} = 750000 \cdot \frac{5}{6,7} \cdot h^3,$$

woraus die Höhe und die Dicke der Kranzhölzer bzw. $h = 0,24$ und $b = 0,18$ m gefunden wird.

Die Belastung der Normalstreben folgt aus Gleichung (373)

$$Q_m = \frac{B}{n-1} \cdot \frac{\gamma}{2} (m-1 \zeta^2 \lambda_{m-1} + m \zeta^2 \lambda_m)$$

$$= \frac{7,5}{5} \cdot \frac{2500}{2} (m-1 \zeta^2 \lambda_{m-1} + m \zeta^2 \lambda_m)$$

und, wenn die früher gefundenen, zueinander gehörigen Werthe eingeführt werden ¹⁾, für

m	1	2	3	4	5	6	7	8	
Q_m	2625	2569	2456	2325	2138	1856	1369	525	kg

Die Grenze, über und unter welcher die Normalstreben bzw. auf Druck und Ausbiegung (Knicken) zu berechnen sind, ergibt sich aus Gleichung (374)

$$\frac{h}{\lambda} = \sqrt{\frac{d}{\nu \cdot E} \cdot \frac{1}{m c}} = \sqrt{\frac{75 \cdot 10 \cdot 12}{120000 \cdot 9,86}} = 0,087.$$

Da die längsten und kürzesten Normalstreben bzw. ein Verhältniss

$$\frac{h}{\lambda} = \frac{20}{800} = 0,025 \quad \text{und} \quad \frac{h}{\lambda} = \frac{20}{500} = 0,04$$

besitzen, so sind sämtliche Normalstreben auf Knicken

¹⁾ Man erhält z. B. $Q_2 = \frac{7,5}{5} \cdot \frac{2500}{2} (0,75 \cdot 1,87 + 0,69 \cdot 1,94) = 2568,7$ rd. 2569.

Schalhölzer von der Breite b und Höhe h erhält man an den Stirnrippen, wo dieselben einerseits frei aufliegen, während sie andererseits durchlaufen, aus Gleichung

$$\frac{1}{12} \gamma \cdot m \zeta \cdot \beta_m \cdot l_m^2 = d \frac{bh^2}{6}, \quad (380)$$

worin β_m die Dicke des m ten Gewölbsteins und l_m die freie Länge des Schalholzes bezeichnet. Wird hierin $\gamma = 2500$ kg, $m \zeta = 0,75$ m, $\beta_m = 0,5$ m, $l_m = 1,3$ m, $d = 75000$ kg

Fig. 264.

zu berechnen. Nimmt man an, dass dieselben quadratischen Querschnitt erhalten, so erhält man für $h = b$ aus Gleichung (376)

$$b^4 = \frac{\lambda^2}{\nu \cdot m \cdot E \cdot c} \cdot Q_m$$

und wenn hierin $\nu = \frac{1}{10}$, $m = \pi^2$, $E = 120000$ und $c = \frac{1}{12}$ gesetzt und nach b aufgelöst wird,

$$b = \sqrt[4]{\frac{10 \cdot 12}{9,86 \cdot 120000} \cdot \lambda^2 \cdot Q_m} = 0,1 \sqrt[4]{\lambda^2 \cdot Q_m}.$$

Für die längste und meistbelastete Normalstrebe wird $\lambda = 800$ cm, $Q_1 = 2625$ kg, also $b =$ rd. 20 cm, für die kürzeste und mindestbelastete Normalstrebe wird $\lambda = 400$ cm, $Q_8 = 525$ kg, also $b =$ rd. 10 cm. Wegen des bequemen Anschlusses der geeigneten Verbindungszangen der Normalstreben sind die letzteren alle 20/20 cm stark angenommen.

Der Gesamtdruck auf die 7 Ausrüstungskeile und das Untergerüst ergibt sich aus dem Eigengewichte des Obergerüsts und der Summe Q_m aller Radialstrebindrücke in obiger Tabelle, welche zugleich die Druckvertheilung angibt. Von den Werthen Q_m kommen bei Berechnung des Untergerüsts nur die lothrechten Componenten in Betracht, während die wagrechten Componenten bei symmetrischer Einwölbung sich in dem wagrechten Querbalken aufheben. Die Berechnung des gesprengten Untergerüsts entspricht der früher behandelten Berechnung des mehrfachen Sprengwerks.

II. Lehrgerüste für Kreissegmentbogen-gewölbe auf Texttafel B und Tafel VI.

1. Texttafel B, Fig. 20-36.

Fig. 20, 21 und 22, 23 stellen Lehrgerüste von gewölbten Brücken der Berliner Stadtbahn mit bezw. 10 und 12 m Spannweite dar. Bei den Obergerüsten der ersteren sind nur je 5, bei denjenigen der letzteren je 9 Kranzpfetten durch Pfosten und Streben, welche theilweise durch wagrechte Doppelzangen verbunden sind, unterstützt. Die einfachen, nur aus Unterlagschwellen bestehen-

den Untergerüste tragen im ersteren Falle je vier Keilpaare, im letzteren Falle je vier Sandtöpfe. Die aus Kreuzbügen hergestellten Längsversteifungen sind zu beiden Seiten der Mittelpfosten im ersteren und der beiden mittleren Pfosten im letzteren Fall angebracht.

Fig. 24, 25 und 29, 30 geben Lehrgerüste von Brücken der Rheinischen Bahn wieder, wovon die erstere eine Strasse unter-, die letztere einen Weg überführt. Das T-förmige, aus je vier Kranzhölzern, je zwei Streben, einem Mittelpfosten und einem wagrechten Zangenpaar bestehende Obergerüst der Strassenunterführung ruht mittelst je dreier Keilpaare auf dem aus je 3 Pfosten bestehenden Untergerüst, bei welchem jene Pfosten parallel zur Gewölbachse durch Kreuzbüge verbunden sind. Der aus acht verlaschten Bohlenstücken bestehende Kranz der Wegüberführung wird hauptsächlich durch ein Hängsprengwerk unterstützt, welches mittelst je zweier Keilpaare auf dem nur aus kurzen — der Länge nach durch Kreuzbüge verbundenen — Pfosten bestehenden Untergerüste und an den beiden Enden auf den Fundamentabsätzen des Gewölbes ruht.

Fig. 26. Bei dem hier dargestellten Lehrgerüst einer Wegeüberführung wurde der feste Einschnittsboden zur Unterstützung des hauptsächlich als doppeltes Sprengwerk construirten, auf je fünf, durch Schwellen unterstützten, Keilpaaren ruhenden Lehrgerüsts benutzt.

Fig. 27, 28. Der aus je vier verlaschten Bohlensegmenten bestehende Kranz wird von je fünf — durch je ein wagrechtes Zangenpaar verbundene — Pfosten unmittelbar unterstützt, wovon die drei mittleren auf Keilpaaren und Grundswellen, die übrigen nur auf Grundswellen ruhen und die unter den Enden des Kranzes liegenden Keilpaare aufnehmen.

Fig. 31, 32. Der aus 6 Bohlensegmenten dieser Wegunterführung bestehende Kranz wird durch Absätze der gemauerten Widerlager und durch je zwei, auf Sandtöpfen stehende Pfosten in Verbindung mit je vier geneigten Streben und je drei Zangenpaaren unterstützt, während die Längsverbindung in den zwischen den oberen und unteren Zangen an den Pfosten angebrachten Kreuzbügen besteht.

Die Figg. 33 und 34 stellen ein — bei der von dem Verfasser in der Linie Mainz-Bingen der hessischen Ludwigsbahn i. J. 1858 ausgeführten Brücke über die Selz bei Niederingelheim benutztes — Lehrgerüst mit 9 m Spannweite dar, dessen 7 T-förmige Tragrippen einen Lehrbogen aus starken, an den Stößen verlaschten Bohlen besaßen, welcher in einen Spannbalken versetzt, in der Mitte mit einem Verticalpfosten überplattet und mit beiden durch je zwei Kopfbänder verbunden war. Jede dieser Tragrippen war durch zwei Pfosten, welche — unten in Mauerschwellen, oben in Holme verzapft — auf den Fundamentabsätzen ruhten, sowie durch einen eingerammten, in einen Holm eingezapften Grundpfahl getragen und durch drei eingeschaltete Keilpaare verstellbar. Die Verbindung der Tragrippen unter sich war durch einen Horizontalbalken und zwei Diagonalstreben, welche mit ihren Verticalpfosten verblattet und verschraubt waren, bewirkt. Die Gewölbsteine ruhten auf einzelnen Schalhölzern, welche an die Lehrbogen genagelt waren.

Die Figg. 35 und 36 stellen das, bei dem i. J. 1869 ausgeführten Neubau der 10,02 m weiten St. Annenbrücke in Hamburg angewandte, gestützte Lehrgerüste dar, dessen Obergerüst mittelst excentrischer, zum Ausrüsten dienender, Scheiben auf zwei Reihen eingerammter, durch Längsbalken verbundener Pfähle ruhte. Jede Tragrippe des Obergerüsts bestand in dem aus Bohlen zusammengesetzten Lehrbogen, der durch zwei angeblattete lothrechte, in breite Langschwellen verzapfte Pfosten gestützt und durch vier seitlich angeblattete Büge sowie zwei einfache, wagrechte Zangen versteift wurde. Die Längsverbindung und Versteifung wurde durch Streben bewirkt, welche mit den mittleren Bügen verkämmt waren und je vier Tragrippen fassten. Das aus Ziegeln bestehende Gewölbe wurde durch eine auf dem Lehrbogen ruhende Verschalung gestützt.

Taf. VI, Fig. 9—28.

Fig. 9. Das hier dargestellte stehende Lehrgerüst wurde beim Bau der Wegebrücke über die Erft bei Grimlinghausen mit 21,97 m Spannweite und 3,77 m Pfeilhöhe angewandt und bestand aus 7 verholmten, je 3,45 m von einander abstehenden Pfahljochen, welche ebensoviel Keilunterlagen und Unterzüge für das Obergerüst aufnahmen. Das letztere bestand aus einem Horizontalbalken, in welchen 21 bis zur Schalung durchgehende Radialstreben eingezapft und oben mit den an beiden Seiten anliegenden Kranzhölzern verschraubt waren. Geneigte, mit den Horizontalbalken verblattete und mit den Radialstreben verkämmt Zangenpaare verbanden und versteiften die Obergerüste parallel zur Stirnebene. Die an die lothrechten Mittelstreben befestigten Kreuzbüge sicherten ihren Stand normal zur Stirnebene.

Die Figg. 10 und 11 stellen ein Lehrgerüst mit gesprengtem, auf hölzernen Jochen ruhenden Obergerüst für 18,96 m Spannweite dar, dessen Tragrippen aus je 8 doppelten Streben, 4 horizontalen Zangen und 7 doppelten radialen Hängsäulen bestanden. Die letzteren waren durch beiderseits angeblattete Kreuzbüge gegen eine Verschiebung in der Richtung der Gewölbachse, welche durch die unter den Langhölzern angebrachten, polygonal angeordneten Streben noch unterstützt wurde, gesichert. Der Vortheil der nochmaligen Abbindung der langen Streben und horizontalen Zangen durch die Radialzangen bestand in der geringeren Holzstärke, welche man den beiden ersteren geben konnte, ohne eine seitliche Ausbiegung gewärtigen zu müssen; der Nachtheil derselben in der hierdurch bedingten Herstellung einer grossen Zahl verwickelter Verbindungen. Um ein Ausschlitzen des, zur Beseitigung des Horizontaldruckes dienenden, Horizontalbalkens zu vermeiden, sind die in denselben versetzten Strebenfüsse gleichzeitig mit demselben verblattet und durch eiserne Bänder verbunden, ferner wurde, um die hierdurch entstandene Verschwächung desselben auszugleichen, ein auf 7 Keilpaaren ruhendes Sattelholz unterlegt und mit demselben verdübelt. Zur Vermeidung einer Verdrehung oder Verschiebung der Tragrippen an den Enden beim Antreiben der Keile sind über den Auflagern horizontale Kreuzbüge mit den Horizontalbalken verkämmt. Durch ähnliche Kreuze waren die aus Pfosten, Holmen, Längenzangen und Streben zusammengesetzten Auflagerjochen gegen ein Ausweichen in der Richtung der Gewölbachse gesichert.

Von den in den Figg. 12 und 13, 14 dargestellten, gesprengten Lehrgerüsten für Gewölbe von 7,58 m Spannweite ruht das erstere, zur Unterstützung von Gewölben auf hohen Pfeilern bestimmte, auf dem Pfeilergesims oder auf einer zu diesem Zweck vorgekragten, später abzuarbeitenden Quaderschichte, das letztere auf dem Sockel niedriger Pfeiler. Das in Fig. 12 enthaltene eintheilige Lehrgerüst ist als Hängsprengwerk construiert, welches auf nur zwei Keilpaaren ruht und aus Kranzhölzern, etwas geneigten, mit ihnen versetzten Pfosten, doppelten Hauptstreben und einfachen, von je einer Hängsäule getragenen Spannbalken besteht, auf welche die Kranzhölzer durch vier Streben abgestützt sind. Die Verbindung der einzelnen Tragrippen unter sich wird ausser durch die Mauerschwellen, auf welchen die Pfosten ruhen, durch drei einfache Pfetten unter den Enden und unter der Mitte des Spannbalkens, durch eine doppelte Pfette am Kopfe der Hängsäule und durch fünf Lagen von Kreuzbügen gebildet, welche theils mit den Pfosten, theils mit den Hängsäulen, theils mit den Hauptstreben verblattet sind.

Das in Fig. 13, 14 enthaltene, zweitheilige Lehrgerüst besteht in einem einfachen, aus überblatteten Kranzhölzern, Spannbalken und kurzen Streben gebildeten Obergerüst, welches mittelst je 7 Keilpaaren auf einem einfachen Sprengwerk als Untergerüst ruht. Die Längsverbindung besteht, ausser in den Mauerschwellen, worauf die Pfosten ruhen, in drei einfachen Pfetten auf den Enden und auf der Mitte des Spannbalkens, zwischen welche wagrechte Kreuzbüge eingeschaltet sind. Die Obergerüste sind unter sich durch 6 Lagen Kreuzbüge verbunden, zwei wagrechte

über den Spannbalken, zwei lothrechte zu beiden Seiten der Mittelständer und zwei geneigte an der unteren Seite der längsten Streben. Die Verbindung der überblatteten Kranzhölzer mit den Streben, welche von jenen umschlossen werden und in den Spannbalken versetzt sind, ergibt sich aus der Haupt- und der ihr beigefügten Einzelfigur.

Das in Fig. 15, 16 dargestellte Lehrgerüst der Moselbahnbrücke bei Pfälzel besteht in einem Untergerüst aus je zwei verholzten, durch Querbalken verbundenen Pfosten, welche sich einerseits auf das Sockelmauerwerk des Widerlagers, andererseits auf die Spundwand des letzteren stützen, und einem zusammengesetzten Sprengwerk als Obergerüst, welches für die Durchfahrt der grössten Dampfschiffe das in Fig. 15 eingetragene Profil freilässt und mittelst je zwei Schraubensätzen auf den hinteren Pfosten des Untergerüsts ruht. Das Obergerüst besteht aus einem oberen kreisabschnittförmigen Theile, welcher auf jeder Seite durch je 3 Streben so unterstützt wird, dass das halbe Gewicht des vollbelasteten Obergerüsts auf je eine Rüstschraube wirkt. Jener obere Theil ist aus je 10 Kranzhölzern und aus einem wagrechten Spannbalken zusammengesetzt, zwischen welche ein doppeltes trapezförmiges und ein dreieckiges Hängwerk eingeschaltet ist, deren bezw. radial geneigte und lothrechte Hängsäulen die fünf mittleren Stösse des Kranzes und ebensoviele Punkte des Spannbalkens unterstützen. Die übrigen Theile des Kranzes werden durch je 6 radiale Zangenpaare unterstützt, welche die zwischen ihnen befindlichen Theile des Obergerüsts verbinden und aussteifen. Die Längsverbinding wird ausser durch die Rüsthölzer durch je zwei unter die Enden des Spannbalkens gelegte Unterzüge und durch die mit je drei Radialzangen und je vier Streben verbundene Kreuzbüge bewirkt.

Das in Fig. 17—24 dargestellte, bei Ueberwölbung der Brücke über die Warthe bei Wronke in der Stargard-Posen-Bahn benutzte, freitragende Lehrgerüst besteht aus einem zusammengesetzten, mittelst Mauerschwellen auf den Sockeln der Pfeiler ruhenden Sprengwerke, dessen Streben und Spannriegel von doppelten Radialzangen in der aus Fig. 17 ersichtlichen Weise umfasst werden. In den an den oberen Enden der letzteren ausgeschnittenen Nuthen lagen in der aus Fig. 20 und 21 ersichtlichen Weise auf den zur Ausrüstung bestimmten Doppelkeilen die L-förmigen Kranzhölzer, zwischen welche die Schalhölzer oben bündig eingelegt waren. Somit bildeten nur Kranz nebst Schalung den beweglichen Theil des Lehrgerüsts. Die Längsverbinding war durch doppelte, mit den mittleren lothrechten Zangen verbundene wagrechte Zangen und Büge, durch je 6 auf die Spannriegel gelegten Lagerhölzer eines Arbeitsbodens sowie durch die in Fig. 17, 18 und 19 angegebenen Büge bewirkt. Die untersten Streben waren mit den lothrechten, auf den Mauerbalken und Sockeln stehenden Pfosten durch gusseiserne Schuhe verbunden, welche in Fig. 22—24 dargestellt sind.

Fig. 25, 26 und 27, 28 stellen die bei Ueberwölbung der Brücken über die Werse und über die Hunte in der Venloo-Hamburger Bahn benutzten, gestützten Lehrgerüste dar, deren Untergerüste aus je einer verholzten und durch Kreuzbüge verbundenen Pfahlreihe in der Mitte und je zwei auf die Sockel der Widerlager gestellten Pfostenreihen bestehen. Die kreisabschnittförmigen Obergerüste sind aus den Kranzhölzern und aus wagrechten Spannbalken zusammengesetzt, zwischen welche die zur Unterstützung der Kranzhölzer dienenden Streben eingeschaltet sind. Hierbei waren die Spannbalken doppelt und die Streben einfach, s. Fig. 25, 26, oder die Spannbalken einfach und die Streben doppelt, s. Fig. 27, 28. Im ersteren Falle waren die Kranzhölzer von besonderen Holzlaschen, im letzteren Falle von den Streben selbst umfasst. Bei der Wersebrücke ruhten die Obergerüste seitlich auf je zwei Keilpaaren und in der Mitte auf je einem Sandtopf, bei der Huntebrücke auf je drei Keilpaaren. Die Längsverbinding war in beiden Fällen theils durch die Schalung, theils durch Kreuzbüge bewirkt, welche bei der Wersebrücke zwischen zwei geneigten Radialstrebenreihen, bei der Huntebrücke an beiden Seiten der lothrechten Mittelstreben angebracht waren.

Lehrgerüst für ein 60 gradiges Segmentbogengewölbe von 30 m Spannweite.

1. *Construction.* Das segmentförmige Obergerüst besteht aus je 12 von Kranzpfetten unterstützten Kranzhölzern, welche die Schalhölzer aufnehmen, aus je 11 durch Gegenstreben verbundenen Radialstreben und dem Querbalken, in welchen die letzteren versetzt sind. Je fünf Keilpaare liegen zwischen dem Ober- und dem gesprengten Untergerüst, dessen Streben — durch radiale Zangenpaare verbunden und ausgesteift — sich gegen doppelte, mit den Widerlagmauern verkeilte Pfosten stemmen.

2. *Statische Berechnung.* Beträgt

der Radius der inneren Gewölblinie $r = 30$ m,
das Gewicht des Gewölbes $\gamma = 2800$ kg f. d. cbm,
die Stärke des Schlusssteins $d = 1,14$ m,

so ist, wenn nach dem Früheren $\mu = 0,4$ gesetzt wird, nach Gleichung (362) die centrale Druckhöhe

$$\zeta = 1,14(1 - 0,4 \operatorname{tg} \alpha) \text{ m}$$

und, wenn dieselbe mit γ multiplicirt wird, der Normaldruck auf die Flächeneinheit des Lehrgerüsts

$$k = 2800 \cdot \zeta,$$

daher für

$\alpha =$	0	10	20	30 Grad
$\zeta =$	1,14	1,06	0,97	0,88 m
$k =$	3192	2968	2716	2464 kg f. d. qm

Werden hieraus die arithmetischen Mittel $m\zeta$ der centralen Druckhöhen ζ ermittelt, die Werthe $\frac{1}{\sqrt{m\zeta}}$ berechnet und deren Summe gebildet, ferner für den halben Centriwinkel 60° des Gewölbes, nach Gleichung (370), die Bogenlänge

$$L = 3,14 \cdot 30 \cdot \frac{30}{180} = 15,7 \text{ m}$$

bestimmt, so ergeben sich nach Gleichung (372) die Längen

$$\lambda_m = \frac{15,7}{2,95 \sqrt{m\zeta}}.$$

Berechnet man alle genannten Werthe, so erhält man für

$m =$	1	2	3	
$m\zeta =$	1,10	1,01	0,92	m
$\frac{1}{\sqrt{m\zeta}} =$	0,95	0,99	1,01	Zus. 2,95
$\lambda_m =$	5,06	5,27	5,37	m

Die berechneten Werthe von ζ stimmen mit den in Textfig. 265 construirten überein. Wählt man, um die Zahl der Stützpunkte des Lehrbogens zu verdoppeln, 6 statt 3 Kranzhölzer, deren Längen nach einer, jener ersteren ähnlichen, Progression derart bestimmt werden, dass

$$\lambda_1 + \lambda_2 = 2,50 + 2,56 = 5,06 \text{ m,}$$

$$\lambda_3 + \lambda_4 = 2,60 + 2,67 = 5,27 \text{ "}$$

$$\lambda_5 + \lambda_6 = 2,65 + 2,72 = 5,37 \text{ "}$$

beträgt, so ergibt sich die in Textfig. 266 dargestellte, nach obigen Grundsätzen durchgeführte, Anordnung eines gesprengten Lehrgerüsts. Die Stärke der Schalhölzer von der Breite b , Höhe h und freien Länge l_m erhält man bei einer Dicke β_m des m ten Gewölbsteins wie früher

$$\frac{1}{12} \gamma \cdot m\zeta \cdot \beta_m \cdot l_m^2 = d \cdot \frac{bh^2}{6}.$$

Wird hierin $\gamma = 2800$ kg, $m\zeta = 1,1$, $\beta_m = 0,4$, $l_m = 1,1$ m, $d = 750000$ kg und $b = \frac{5}{7} h$ gesetzt, so ist

$$\frac{1}{12} \cdot 2800 \cdot 1,1 \cdot 0,4 \cdot 1,1^2 = 750000 \cdot \frac{5}{7 \cdot 6} \cdot h^3,$$

woraus sich $h = 0,11$ m und $b = 0,08$ m findet.

Die Stärke der Kranzhölzer ergibt sich aus Gleichung (381)

$$\frac{1}{8} \gamma \cdot m\zeta \cdot \frac{B}{n-1} \cdot \lambda_m^2 = d \cdot \frac{bh^2}{6}.$$

Wird hierin das zu $m\zeta = 1,1$ zugehörige Maass $\lambda_m = 2,5$ m gesetzt, während alle übrigen Werthe beibehalten werden, so wird

$$\frac{1}{8} \cdot 2800 \cdot 1,1 \cdot \frac{7,5}{6} \cdot 2,5^2 = 750000 \cdot \frac{5}{7 \cdot 6} \cdot h^3,$$

woraus $h = 0,32$ und $b = 0,23$ folgt.

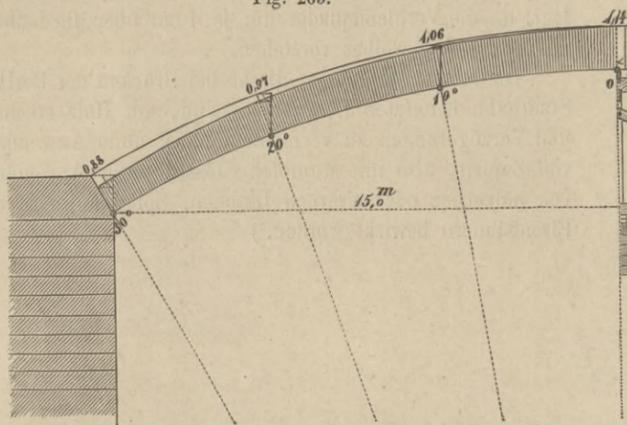
Die Belastung der Normalstreben folgt aus Gleichung (373), wenn die bekannten Zahlenwerthe eingeführt werden,

$$Q_m = \frac{7,5}{6} \cdot \frac{2800}{2} (m-1 \zeta^2_{m-1} + m \zeta^2_m)$$

und, wenn die früher gefundenen, zueinander gehörigen Werthe eingesetzt werden,

m	1	2	3	4	5	6
Q _m	8250	7950	7800	7560	7320	7263 kg

Fig. 265.



Maassstab 1 : 200.

erhalten, so sind die 3 ersteren auf Ausbiegung, die 3 letzteren auf Druck zu berechnen. Nimmt man an, dass sie quadratischen Querschnitt erhalten, so erhält man aus Gleichung (376)

$$b = 0,1 \sqrt[4]{\lambda^2 \cdot Q_m}$$

und aus Gleichung (375)

$$b = 0,12 \sqrt{Q_m},$$

mithin beträgt für 1)

m	1	2	3	4	5	6
b	16,5	16	15	10,5	10,3	10,2 cm

Der Druck auf die 5 Ausrüstungskeile und das Untergerüst ist wieder aus dem Eigengewichte des Obergerüsts und der Summe der lothrechten Componenten aller Radialstreben drücke Q_m mit Berücksichtigung der ungleichen Vertheilung dieses Druckes zu ermitteln. Die Berechnung des Untergerüsts ist dann nach der bei den mehrfachen Sprengwerkbrücken angegebenen Methode zu bewirken.

III. Lehrgerüste für Korbbogengewölbe auf Texttafel B und auf Taf. VI.

1. Texttafel B, Fig. 37—42.

Fig. 37 und 38, 39 und 40, 41 und 42 zeigen die Anordnung von Lehrgerüsten für überhöhte Korbbogengewölbe von bezw. 3, 4 und 6,5 m Lichtweite in der Rheinischen Eisenbahn. Alle Untergerüste bestehen in je zwei, parallel zur Gewölbachse durch Holme und Kreuzbüge verbundenen, auf Bohlenstücken stehenden Pfosten. Die Holme derselben nehmen je zwei Keilpaare zur Unterstützung der Obergerüste auf, welche bezw. aus einem Bogensprengwerk, einem Bogenhängwerk und einem zusammengesetzten Hängbock bestehen. In den beiden ersten Fällen, s. Fig. 37 und 39, bildet der aus Bohlenstücken mit versetzten Stossfugen zusammengenagelte Lehrbogenkranz selbst das Strebenpaar, dessen Seitendruck unten eine wagrechte Spannbohle aufnimmt, welche im zweiten Falle, s. Fig. 39, noch durch eine Hängbohlensäule unterstützt wird. Im dritten Falle, s. Fig. 41, besitzt das Obergerüst einen aus je vier Balken-

1) Man erhält z. B. im ersten Falle

$$b_1 = 0,1 \sqrt[4]{300^2 \cdot 8250} = 16,4 \text{ rd. } 16,5 \text{ cm}$$

und im zweiten Falle

$$b_2 = 0,12 \sqrt{7560} = 10,44 \text{ rd. } 10,5 \text{ cm.}$$

Heinzerling, Hölzerne Brücken. Zweite Auflage.

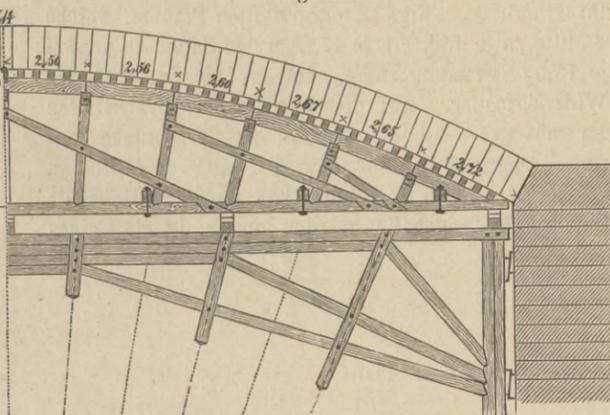
Die Grenze, über und unter welcher die Normalstreben bezw. auf Druck und Ausbiegung (Knicken) zu berechnen sind, ergibt sich aus Gleichung (374) nach dem Früheren

$$\frac{h}{\lambda} = 0,087.$$

Da die 6 Normalstreben annähernd nachstehende Verhältnisse

m	1	2	3	4	5	6
$\frac{h}{\lambda}$	0,066	0,072	0,080	0,100	0,160	0,500

Fig. 266.



segmenten bestehenden Bogenkranz, welcher am Scheitel durch einen dreieckigen Hängbock, an den beiden Seiten durch geneigte Hängböcke unterstützt wird, deren Streben von den beiden zugehörigen Kranzstücken gebildet werden und deren Hängsäulen mit den Streben des mittleren Hängbocks verbunden sind. Die Längsverbindung sämtlicher Obergerüste wird durch die Verschalung und nur im dritten Falle noch durch Kreuzbüge gebildet, welche zu beiden Seiten an die lothrechten Hängsäulen genagelt sind.

2. Tafel VI, Fig. 29—37.

Das in Fig. 29, 30 dargestellte Lehrgerüst einer 11 m weiten Strassenunterführung der Rheinischen Eisenbahn mit überhöhten Korbbogengewölben hat ein aus je vier, zu zwei und zwei gekuppelten Pfosten, welche alle durch Holme und Kreuzbüge parallel zur Brückenachse unter sich verbunden sind, bestehendes Obergerüst. Auf den Holmen und über den Pfosten ruhen je vier Keilpaare, welche das aus einem zusammengesetzten Hängsprengwerk bestehende Obergerüst tragen. Das letztere besteht in einem sechstheiligen, aus segmentförmigen Balkenstücken und je drei doppelten Bohlenlaschen zusammengesetzten Kranz, welcher an seinen Stößen durch die erwähnte Construction, s. Fig. 29, unterstützt wird, wobei die beiden wagrechten Doppelzangen die beiden untersten Stöße der Kranzhölzer decken. Die Längsversteifung ist durch die Schalung, durch je zwei unter die Enden jener Doppelzangen gelegte Holme und durch drei Reihen von Kreuzbügen bewirkt, welche zu beiden Seiten der Hängsäulen, Streben und Pfosten, wovon letztere die erwähnten Holme verbinden, angebracht sind.

Die in Fig. 31—33 und 34—37 dargestellten Lehrgerüste zu den unterhöhten Korbbogengewölben der Spreebrücke an der Museumsinsel und der Brücke über den Schiffahrtskanal in der Berliner Stadtbahn bestehen im Wesentlichen aus verholmten Pfahljochen, worauf die in Sandtöpfen stehenden, aus einzelnen Sprengwerken zusammengesetzten Obergerüste ruhen. Die beiden Gewölbe des ersteren Bauwerks besitzen eine normale lichte Weite von 16,67 und 18,07 m und bestehen aus je elf 1,705 m breiten, abgesetzten Gewölbringern, wovon jeder durch zwei je 1,1 m von einander entfernte Tragrippen unterstützt war. Das in Fig. 31 dargestellte Untergerüst der grösseren Oeffnung mit 23,2 m zur Stirn paralleler Weite besteht aus den im Grundriss Fig. 32 dargestellten Pfählen, sowie aus der bei Ausführung der Widerlagpfeiler benutzten Spundwand. Auf den Holmen dieser Pfähle und Spundbohlen sammt den auf ihnen stehenden Sandbüchsen ruhen die Unterlag-

lagschwellen und Spannbalken der Obergerüste, von welchen aus der aus je acht Segmenten zusammengesetzte Bogenkranz durch einfache Sprengwerke unterstützt ist. Jedes Kranzholz besteht aus zwei Theilen, zwischen welche je zwei 6 cm hohe, zur Hebung der Verschalung dienende Doppelkeile eingeschaltet sind. Die an beiden Seiten der unteren Kranzhölzer befestigten 6 cm breiten, 1,2 cm starken Flacheisen dienen den oberen Kranzhölzern beim Antreiben der Keile zur Führung. Eine Längsverbinding der Lehrgerüstripfen ist unten durch den schrägen Holm des Untergerüstes, oben durch mehrere Zangen und Kreuzbüge, s. Fig. 33, hergestellt.

Das Untergerüst des letzteren Bauwerks besteht aus den im Grundriss, s. Fig. 35, dargestellten Pfählen, welche in der Mitte zu je drei, mit je 17 t, an den Seiten zu je zwei mit je 15,5 t Belastung stehn, und aus den Spundwänden der Widerlagpfeiler. Auf diesen sechs oben verholmten Stützen ruht das — ähnlich wie bei der Spreebrücke construirte — Obergerüst. Nur über der mittleren Oeffnung, bei welcher ein Raum von 7 m Weite und 3 m Höhe für die Kanalschiffe freigehalten werden musste, ist statt eines

dreieckförmigen ein paralleltrapezförmiges Sprengwerk angewandt. Um den Schiffen eine Führung zu geben und dadurch Beschädigungen des Gerüstes vorzubeugen, sind die mittleren Pfahlreihen und unteren Theile der Streben mit Bohlen bekleidet. Die Lehrgerüstbinder wurden mit 12 cm Ueberhöhung im Scheitel hergestellt und dem Gewölbe normal zur Bahnachse in dessen Mitte eine Sprengung bis zu 5 cm dadurch gegeben, dass die Kranzhölzer durch Einschalten von harten Bohlenstücken zwischen sie und ihre Unterlagschwellen entsprechend höher gelegt wurden. An den Gewölbstirnen wurden die Pfetten um 4 cm ausgeschnitten, also die Schalung um ebensoviel tiefer gelegt, da die Verblendquader um je 4 cm über die Laibung des Backsteingewölbes vorstehen.

Die Holzverbindungen dieser bei Brücken der Berliner Stadtbahn benutzten Lehrgerüste sind, um Holzverschnitt und Verzögerungen zu vermeiden, meist ohne Anwendung von Zapfen, also mit stumpfen Stößen unter Anwendung von hölzernen oder eisernen Laschen, Spitzklammern und Eisenbändern bewirkt worden.¹⁾

V. Inhalts- und Kostenberechnung.

1. Generelle Inhalts- und Kostenberechnung.

Zu annähernden Inhalts- und Kostenberechnungen, wie sie für Generalkostenanschläge ausreichen, lassen sich ähnliche Formeln benutzen, wie diejenigen, welche zur annähernden Berechnung ihrer Gewichte aufgestellt worden sind. Bezeichnet a den Preis eines cbm Holz mit Bearbeiten und Aufschlagen und i den Cubikinhalte einer hölzernen Brücke von der Spannweite l , so betragen die Kosten

$$k = ai = a(c'l + b') \dots (382)$$

für den m Brücke, worin $c'l$ und b' den Cubikinhalte bzw. der Träger und der Brückenbahn für den m Brücke bezeichnet, mithin für die Ueberbrückung einer Oeffnung die Gesamtkosten

$$K = kl = ail = a(c'l^2 + b'l), \dots (383)$$

wozu noch der untergeordnete Kostenbetrag für die eisernen Befestigungsmittel, als Schrauben, Klammern, Nägel u. s. w. zu rechnen ist. Hierin kann a , je nach der Oertlichkeit, Art der Bearbeitung und Schwierigkeit der Aufstellung zu 50 bis 80 Mk. angenommen werden, während die Werthe $i = c'l + b'$ für die einzelnen Gattungen der Eisenbahn- und Strassenbrücken verschieden sind. Nimmt man an, dass der cbm Holz im Mittel 800 kg wiegt, so lässt sich der Cubikinhalte i annähernd aus dem Eigengewicht e der hölzernen Brücken, welches im Abschnitt II, s. S. 13 u. 14, ermittelt wurde, ableiten, indem man durchweg $i = \frac{e}{800} = 0,00125 \cdot e$, also

$$i = c'l + b' = 0,00125(c'l + b) \dots (384)$$

setzt. Die Werthe $c' = 0,00125 \cdot c$ und $b' = 0,00125 \cdot b$ lassen sich sodann mit Bezug auf die früheren Angaben gesondert ermitteln und in obige Gleichung einführen.

Für die unter 2. dieses Abschnittes speciell berechnete Strassen-Sprengwerkbrücke erhält man z. B. aus $\frac{53,625}{17,5} = c' \cdot 17,5 + \frac{38,37}{17,5}$, den Coefficienten $c' = 0,049$. Für eine ähnlich construirte Strassen-Sprengwerkbrücke von 25,12 m Spannweite ergibt sich ebenso aus $\frac{110,269}{25,12} = c' \cdot 25,12 + \frac{63,20}{25,12}$ der Coefficient $c_1 = 0,074$. Hieraus folgt der Mittelwerth $c' = 0,0615$ und $b' = 2,35$, also annähernd der Cubikinhalte des m einer solchen Brücke

$$i = 0,0615 \cdot l + 2,35 \dots (385)$$

und, da obige Brücken die Breite von 7,5 m besitzen, der Cubikinhalte des qm derselben Brücke

$$i' = 0,0082 \cdot l + 0,313 \dots (386)$$

Werthe, welche noch mit a zu multipliciren sind, um die Kosten des hölzernen Ueberbaues zu erhalten.

2. Specielle Inhalts- und Kostenberechnung.

Specielle Inhalts- und Kostenberechnungen, wie sie der Vergebung und Ausführung einer Brücke vorangehen müssen, erfordern die genaue Inhaltsberechnung sämtlicher Holztheile und Mauerkörper, sowie die Gewichtsberechnungen aller zu deren Verbindung verwendeten Schmied- und Guss-eisentheile. Die hieraus erhaltenen Vordersätze, mit den zur Zeit gültigen Preiseinheiten multiplicirt, ergeben die Gesamtkosten der Brücke. Meist werden auf Grund jener cubischen Inhalte und Gewichte diese Preiseinheiten im Wege der Submission ermittelt und hieraus die zu zahlenden Gesamtkosten bestimmt.

Zum Beispiel der speciellen Inhaltsberechnung einer hölzernen Brücke diene der hölzerne Ueberbau über eine Oeffnung der auf Taf. II, Fig. 1 bis 7 dargestellten Strassenbrücke mit doppeltem Sprengwerk von 17,5 m Spannweite.

Specielle Inhaltsberechnung einer doppelten Sprengwerkbrücke.

No.	Bezeichnung der Theile	Länge m	Breite m	Stärke m	Inhalt cbm
I. Brückenbahn.					
1	Oberer Bohlenbelag . . .	17,5	5,0	0,04	3,50
2	Unterer Bohlenbelag . . .	17,5	7,5	0,06	7,87
3	14 Geländerpfosten . . .	1,75	0,15	0,20	0,74
4	2 Geländerholme . . .	17,5	0,13	0,20	0,91
5	4 Geländerriegel . . .	17,5	0,10	0,10	0,70
6	6 Windkreuze . . .	10	0,15	0,25	2,25
7	9 Streckbäume . . .	17,5	0,25	0,25	9,85
8	7 Querschwellen . . .	8,0	0,20	0,25	2,80
9	5 Streckbäume . . .	17,5	0,25	0,30	6,56
10	10 Sattelhölzer . . .	4,25	0,25	0,30	3,19
					Zus. 38,37
II. Brückenträger.					
11	10 Streben . . .	5,25	0,28	0,38	5,586
12	10 Streben . . .	3,60	0,25	0,35	3,150
13	20 Zangen . . .	2,25	0,18	0,25	2,025
14	20 Zangen . . .	0,75	0,18	0,25	0,675
15	10 Strebenschuhe . . .	0,95	0,30	0,38	1,083
16	5 Spannriegel . . .	4,85	0,25	0,30	1,455
17	4 Querhölzer . . .	8,00	0,20	0,20	1,280
					Zus. 15,254
Gesamtinhalte 53,624					

¹⁾ Vgl. Mehrrens, Ausführung u. Unterhaltung der steinernen Brücken. Handb. d. Ingenieurwissensch. Zweite Aufl. II. 1. S. 275 ff.

In den Kostenanschlag für diesen Ueberbau sind alsdann noch die Gewichte der schmiedeisernen Befestigungstheile und gusseisernen Unterlagplatten aufzunehmen und dann sämtliche Vordersätze mit den zur Zeit üblichen Preiseinheiten zu multipliciren.

Als Beispiel der speciellen Inhalts- und Kostenberechnung eines Lehrgerüsts diene das auf Texttafel B, Fig. 33, 34 dargestellte und unter IV. beschriebene Lehrgerüste der Brücke über die Selz bei Niederingelheim in der Linie Mainz-Bingen.

Inhalts- und Kostenberechnung des Lehrgerüsts der Brücke über die Selz.

No.	Gegenstand	Einzelne Maasse				Inhalt cbm	Betrag			
		Länge		Breite cm	Höhe m		Einzel		Zusammen	
		Einzel m	Zusammen m				Mk.	Pf.	Mk.	Pf.
A. Zimmerarbeit.										
1	Lieferung und Bearbeitung von kantigem Kiefern- oder Tannenholz. Es sind erforderlich:									
	1 Schwelle	8	8	20	22,5	0,36				
	5 dsgl.	8	40	20	20	1,6				
	14 Seitenpfosten	4,5	63	20	20	2,52				
	7 Mittelpfosten	4,5	31,5	20	20	1,26				
	2 Zangen	8,75	17,5	15	17,5	0,459375				
	14 verzahnte Ansätze	1,25	17,5	20	20	0,756				
	7 Bogenschwellen	8,75	62,5	15	20	1,8795				
	2 Pfetten	8	16	20	20	0,64				
	1 Mittelpfette	8	8	15	15	0,18				
	14 Büge	3,5	49	17,5	20	1,715				
	28 Schalrippen	8	224	12,5	12,5	3,5				
	42 Keile	0,5	21	20	5	0,21				
	6 Spreizen	4	24	12,5	12,5	0,375				
	4 Schalrippen	8	32	15	15	0,72				
	Zusammen					16,174875				
	16,174875 cbm mit dem Aufschlagen, wobei das Holz zurückgegeben wird, d. cbm						27	20	439	96
2	Lieferung und Bearbeitung von 7 Bogen aus 10 cm starken Bohlen Zusammen 26,25 qm, d. qm mit dem Aufschlagen	10	70	37,5		26,25 qm	6	80	178	50
3	Lieferung und Bearbeitung von 21 Bohlenstücken aus 5 cm starken Bohlen zum Verband der Bogenstücke Zusammen 7,875 qm, d. qm mit dem Aufschlagen	1	21	37,5		7,875 cbm	3	63	28	58
4	Für die Stellung von Rüstholz zur Aufstellung der Rammten sowie für das Abschneiden der 7 Grundpfähle zur Unterstützung des Lehrgerüsts auf der Höhe der Sohle								29	75
5	Beim Einrammen der Pfähle zur Unterstützung des Lehrgerüsts werden erforderlich an Arbeitstagen von Zimmergesellen von Tagelöhnern					Arbeitsstage 15 12	1 1	70 25	25 15	50 —
	Betrag der Zimmerarbeit								717	29
B. Eisenarbeit.										
6	Zur Befestigung der Zangen an die Pfosten sowie der übrigen Theile des Lehrgerüsts unter sich werden erforderlich 97 Schrauben . . Zusammen					167,5 kg		85	142	38
	Betrag der Eisenarbeit								142	38
Zusammenstellung:										
A.	Zimmerarbeit								717	29
B.	Eisenarbeit								142	38
	Gesamtbetrag								859	67

3. Vergleichende Inhalts- und Kostenberechnungen.

Um den augenblicklichen finanziellen Vortheil beurtheilen zu können, welchen die Anwendung hölzerner Eisenbahnbrücken mit hölzernen Jochen gegenüber eisernen Eisenbahnbrücken mit gleicher Spannweite gewährt, ist es vortheilhaft, für zunehmende Spannweiten und verschiedene

constructive Anordnungen die Kostenüberschläge dieser beiden Brückengattungen aufzustellen und hieraus deren Kostenunterschiede zu berechnen. Legt man Spannweiten von 25 bis 60 m und deutsche Reichswährung zu Grunde, so ergibt sich nach Pressel für Fachwerkträger und verdübelte Balkenträger und zwar für unten und oben liegende Brückenbahn nachstehende

Vergleichung der Kosten hölzerner und eiserner Eisenbahnbrücken.¹⁾

Spannweite m	Eiserne Brücken			Hölzerne Brücken			Kosten- unterschied Mk.	Anordnung der Construction
	Eisenwerk Mk.	Mauerwerk Mk.	Zusammen Mk.	Träger Mk.	Joche Mk.	Zusammen Mk.		
25	23000	19600	42600	—	—	—	—	Bahn unten
				16800	3209	20000	22600	3,48 m hohe Fachwerkträger
				14400	4000	18400	24200	2,34 m " " "
25, 30, 25	65600	59600	125200	6400	2600	9000	33600	Verdübelte Balkenträger
				44000	10000	54000	71200	Bahn oben
				41000	11000	52000	73200	3,48 m hohe Fachwerkträger
30, 30	60800	39400	100200	26000	10000	36000	89200	2,34 m " " "
				—	—	—	—	Verdübelte Balkenträger
				39000	11000	50000	50200	Bahn unten
30	27600	34000	61600	20000	8000	28000	72200	3,48 m hohe Fachwerkträger
				—	—	—	—	Verdübelte Balkenträger
				36400	7000	43400	18200	Bahn oben
40, 48, 40	141800	94800	236600	15000	5000	20000	41600	6,04 m hohe Fachwerkträger
				—	—	—	—	Verdübelte Balkenträger
				62800	25200	88000	148600	Bahn oben
50	77200	62200	139400	38000	32000	70000	166600	3,48 m hohe Fachwerkträger
				—	—	—	—	Verdübelte Balkenträger
				28800	16000	64800	74600	Bahn unten
50	68000	91000	159000	46800	17000	63800	95200	6,04 m hohe Fachwerkträger
				—	—	—	—	Bahn oben
				—	—	—	—	0,04 m hohe Fachwerkträger
50, 60, 50	231600	157400	389000	116000	34000	150000	239000	Bahn unten
				70000	26000	106000	283000	6,04 m hohe Fachwerkträger
				—	—	—	—	3,48 m " " "

1) Die Kosten für 100 kg Eisenwerk sind zu 62 Mk. und für das Mauerwerk leicht zu bearbeitende, auf eine mittlere Entfernung von 15 km zu beziehende Sandsteine angenommen. Der Berechnung der Holzconstructions ist der beim Bau der österreichischen Bahnen erzielte mittlere Preis des Holzes zu Grunde gelegt.

Allgemeiner lässt sich die Frage, ob hölzerne Brücken in finanzieller Beziehung solchen aus Stein oder Eisen vorzuziehen seien, durch vergleichende Kostenberechnungen beantworten, wobei die verschiedenen Unterhaltungskosten und die Kosten der zeitweisen Wiederherstellung der hölzernen Brücken zu berücksichtigen sind. Bezeichnen A das Anlagecapital, U die jährlichen Unterhaltungs- und Reparaturkosten, welche bei einem Zinsfusse von $a\%$ einem Capital von $\frac{100}{a}U$ entsprechen, W die Kosten eines nach n Jahren vorzunehmenden Neubaus, K das auf Zinseszins anzuliegende Capital, welches sich nach n Jahren zu $K+W$ vermehrt, so ist nach n Jahren

$$K+W = K\left(1 + \frac{a}{100}\right)^n \text{ oder } K = \frac{W}{\left(1 + \frac{a}{100}\right)^n - 1} \quad (387)$$

Das gesammte Anlagecapital beträgt daher

$$G = A + \frac{100}{a} \cdot U + \frac{W}{\left(1 + \frac{a}{100}\right)^n - 1}, \quad (388)$$

welches mit dem ähnlich ermittelten Gesamtanlagecapital der aus anderem Material hergestellten Brücke zu vergleichen ist.

Beispiel. Der Bau einer Strassenbrücke ist zu 180000 Mk. veranschlagt, wenn sie gewölbt und zu 108000 Mk., wenn sie mit hölzernen Trägern und hölzernen, auf Pfahlrost stehenden Jochen hergestellt wird. Es ist zu untersuchen, welche dieser Brücken das geringere Anlagecapital erfordert, wenn bei einem Zinsfusse von 5% die jährlichen Unterhaltungskosten der steinernen und der hölzernen Brücke durchschnittlich bezw. $0,5$ und $2,5\%$ der Bau- summe betragen und die in durchschnittlich 25 Jahren nothwendige Erneuerung der hölzernen Träger und Joche mit einer Summe von 72000 Mk. bewerkstelligt werden kann. Für die steinerne Brücke, welche von unbegrenzter Dauer angenommen werden soll, beträgt das gesammte Anlagecapital

$$G_s = 180000 + \frac{0,5}{5} \cdot 180000 = 198000 \text{ Mk.},$$

während es bei der hölzernen Brücke nach Gleichung (388)

$$G_h = 108000 + \frac{2,5}{5} \cdot 108000 + \frac{72000}{(1 + 0,05)^{25} - 1} = 192180 \text{ Mk.}$$

beträgt, mithin um nahe 3% geringer ist, als das gesammte Anlagecapital einer steinernen Brücke. Aehnlich lässt sich ermitteln, ob der Bau einer hölzernen Brücke billiger als derjenige einer eisernen Brücke zu stehen kommt.

VI. Vergebung und Ausführung.

1. Die Vergebung der Arbeiten.

Die Vergebung der zur Herstellung von hölzernen Brücken oder Lehrgerüsten erforderlichen Arbeiten erfolgt auf Grund der zuvor gefertigten Entwürfe und aufgestellten Kostenanschläge an Zimmermeister bei geringerem oder an Bauunternehmer bei grösserem Umfange der Ausführung und wird, besonders im letzteren Fall, an bestimmte Submissions- und Contractsbedingungen geknüpft.

a. Die Submissionsbedingungen.

Diese Bedingungen erstrecken sich auf die Einzelheiten der Vergebung, indem sie das Nähere über die Fassung, den Ablieferungstermin und die Eröffnung der Angebote, sowie über die Verbindlichkeiten der Submittenten während des Submissionsverfahrens vorschreiben und die Vorbehalte bezeichnen, welche die Bauverwaltung hinsichtlich der Wahl, der Ablehnung und des Zuschlages der eingegangenen Submissionen macht.

b. Die Contractsbedingungen.

Sie sind theils allgemeine und beziehen sich dann auf die zwischen der Bauverwaltung und dem Bauunternehmer bestehenden Rechtsverhältnisse, theils besondere und beziehen sich auf das bei der technischen Ausführung zu beobachtende Verfahren.

α. Die allgemeinen Contractsbedingungen.

Dieselben enthalten Vereinbarungen über den Beginn, die Vollendung und Beaufsichtigung der Arbeiten, über etwaige Conventionalstrafen bei ungenügender Förderung derselben, über die Aufhebung des Vertrags bei gänzlicher oder theilweiser Nichterfüllung desselben, über die Abnahme der Arbeiten, über die von dem Unternehmer zu übernehmende Garantie und zu leistende Caution, über die Zahlungsmodalitäten, über das bei etwa entstehenden Streitigkeiten einzuhaltende Verfahren, über die Bestreitung der bei dem gerichtlichen Vertragsabschlusse erwachsenden Stempelgebühren und über die Portokosten für die mit der Entreprise zusammenhängenden Probesendungen und Correspondenzen.

β. Die besonderen (speciellen) Contractsbedingungen.

Diese enthalten die besonderen Vorschriften über die Benutzung der Zeichnungen und die Beschreibung des Bau-

werks, über die Beschaffenheit und Controle des zu liefernden und zu verwendenden Materiales, über den Ersatz während und nach der Ausführung als mangelhaft erkannter Constructionstheile, über die mit den gelieferten Materialsorten vorzunehmende Prüfung, über das Bearbeiten und Aufschlagen der einzelnen Bautheile sowie über die Art und Grösse der Probelastung des vollendeten Bauwerks, über die zur Conservirung des Materiales zu beschaffenden Schutzmittel und Methoden ihrer Anwendung sowie über die Anordnung und Aufstellung der zur Ausführung der Holzconstructions erforderlichen Gerüste, Werkzeuge und mechanischen Vorrichtungen.

Bei Aufstellung der besonderen Bedingungen über Lieferung und Verarbeitung des Materiales ist im Allgemeinen Folgendes zu beachten.

Alles zu verarbeitende Tannen- und Eichenholz muss gerad gewachsen, von fester, dichter Beschaffenheit und bei Herstellung vollkantiger Balken und Bohlen von durchweg hinreichender Stärke sein, auch von dem Uebernehmer insoweit die Stücke nicht zu Joch-, Rost- oder Leitpfählen verwendet werden, sogleich beschlagen und aufgehölzt werden. Geschnittenes Holz ist nur für Spundpfähle zulässig, krummes, verdrehtes oder angefaultes Holz von der Verwendung ganz ausgeschlossen. Das Zurichten und Abbinden sowie die Anfertigung der Kämme, Verblattungen, Versatzungen, Zapfen und übrigen Verbindungen hat gewöhnlich nach vorgelegter Werkzeichnung und mündlicher Angabe seitens der Bauverwaltung zu geschehen. Die zu den für die Ausführung nöthigen Rüstungen, besonders die zu Lehr- und Versetzgerüsten nöthigen Hölzer werden meist unter der Bedingung ihrer späteren Zurücknahme veranschlagt und vergeben, das Einrammen der Leitpfähle und Spundbohlen, sowie die Befestigung der Zangen bei kleineren Bauwerken oder bei schwierigerem wechselnden Untergrund, gleich dem Wasserschöpfen, mitunter in Regie ausgeführt. Mit beiden ist nicht eher zu beginnen, bis sämmtliche, zur Gründung erforderlichen Materialien und Apparate auf die Baustelle geschafft und als hierzu geeignet befunden sind. Um die Rammarbeiten zu controliren, werden die Pfähle in dem Pilotirungsplan mit Nummern versehen und in das Rammregister eingetragen: 1. die Nummer des Pfahls, 2. die Länge desselben, 3. der mittlere Umfang desselben, 4. die Tiefe seiner Eintreibung im Ganzen, 5. die Tiefe seiner Eintreibung bei der letzten Hitze, 6. das Gewicht und die

Fallhöhe des Rammklotzes, 7. die Anzahl der Rammarbeiter, 8. die Zeit (Tag und Stunde), wann der Pfahl eingesetzt wurde und wann er seinen festen Stand erreichte.

Zu sämtlichen Schmied- und Schlosserarbeiten als Anker, Dübeln, Klammern, Zugstangen und Schraubenbolzen ist nur zähes, kalt und warm biegbares Eisen von dichtem und feinem Korn zu verwenden. Alle Schmiedarbeiten sind möglichst ohne Anwendung der Feile zu vollenden, die Köpfe und Muttern der Schrauben sowie die Gewinde der beiden letzteren scharf und gleichmässig zu schneiden. Alle erforderlichen Gussstücke, wie Lagerplatten, Lagerschuhe und Laschenplatten sind mit vollen Kanten und reiner ebener Oberfläche genau nach den vorgeschriebenen Abmessungen zu liefern. Das Einlassen der Eisenteile in das Holzwerk, welches an der richtigen Stelle und sauber geschehen muss, ist am einfachsten dem Uebernehmer der Zimmerarbeit, jedoch unter Beihilfe des Uebernehmers der Schlosserarbeit zu überlassen und ist dann in den Einheitspreis der verschiedenen Zimmer- und Eisenarbeiten einzubegreifen.

2. Die Ausführung der Arbeiten.

Die Ausführung der Arbeiten erstreckt sich sowohl auf die Ueberwachung der Bauarbeiten, als auch auf die Herstellung der Bauwerke selbst und ist daher eine theils administrative, theils technische.

a. Die administrative Ausführung.

Wird die Herstellung von hölzernen Brücken oder von Lehrgerüsten einem Zimmermeister oder Bauunternehmer übergeben, so ist nur eine technische und finanzielle Ueberwachung der Bauarbeiten und der hiermit verbundenen Anordnungen erforderlich. Hierzu gehören insbesondere die Verfolgung der Fortschritte des Bauwerks und die Ausstellung der Anweisungen auf entsprechende Abschlagszahlungen sowie die Abnahme des Bauwerks nach seiner Vollendung und die definitive Abrechnung sammt der Anweisung auf die Schlusszahlung.

Die persönliche Ueberwachung der Arbeiter erfolgt durch zuverlässige, höheren technischen Beamten unterstehende Bauaufseher und erfordert die Führung eines Baujournals, in welches gewöhnlich

- a) die Zahl der täglich beschäftigten Arbeiter, Gesellen, Lehrlinge und Tagelöhner,
- b) die Zahl der täglich verwendeten Fuhrwerke,
- c) die Zahl und das Gewicht der Stücke, welche nach Gewicht geliefert werden,
- d) das Ausmaass aller, später nicht mehr zugänglichen und sichtbaren Arbeiten,
- e) die Aufnahme aller, innerhalb bestimmter Termine gefertigten Arbeiten,
- f) alle auf die Ausführung Bezug nehmenden Verfügungen und Mittheilungen eingetragen werden.

Diese Einträge bilden die Grundlage sowohl für die Ausstellung der Zahlungsanweisungen als auch für die Controle über das Verdienst oder die Einbusse des Bauunternehmers zur Beurtheilung etwaiger, nach Vollendung der Arbeiten von ihm aufgestellter Entschädigungsforderungen.

Die Schlussumahme der Arbeiten wird unter Beisein und Zustimmung des Bauunternehmers oder seines Stellvertreters vorgenommen und hierauf die definitive Abrechnung, meist in der Form des Kostenanschlages, aufgestellt, das Abgebot, etwaige Inserat- oder Stempelgebühren von der Bausumme in Abzug gebracht und die Richtigkeit dieses Restbetrages von dem Bauunternehmer durch Namensunterschrift anerkannt. Nach Vollendung und Gutheissung sämtlicher Arbeiten wird die Schlussanweisung, nach Abzug sämtlicher geleisteter Abschlagszahlungen, ausgestellt.

b. Die technische Ausführung.

Die technische Ausführung der hölzernen Brücken erstreckt sich zunächst auf die Herstellung ihrer Fundamente und Joche, sodann auf die Aufstellung ihres Ueberbaues und schliesslich auf die Anschüttung der anschliessenden Theile

des Dammes. Zu diesem Zwecke wird zuerst die Achse der Brücke genau abgesteckt und durch mindestens zwei kantig beschlagene, eichene Pflöcke, welche zugleich als Fixpunkte für das Einnivelliren der einzelnen Höhen dienen können, dauerhaft bezeichnet.

α. Ausführung der Fundamente und Stützen.

Vor oder mit Beginn der Ausführung der Fundamente ist — wo nicht bereits durch ähnliche, in genügender Nähe ausgeführte Bauten die Tragfähigkeit des Bodens mit hinreichender Sicherheit ermittelt ist — eine Untersuchung des Baugrundes erforderlich, welche sich je nach der Beschaffenheit desselben auf geringere oder grössere Tiefen zu erstrecken hat. Werden die Fundamente und Pfeiler aus Stein aufgeführt, so erfolgt deren Herstellung wie bei steinernen Brücken.¹⁾ Sollen dieselben aus Holz bestehen, so werden entweder Rundpfähle eingerammt oder, wenn der Boden dies nicht zulässt, Schwellroste gelegt. Die Pfähle sind mehr oder weniger tief zu schlagen, je nachdem sie einem Grundjoch angehören, oder ein Pfahljoch bilden sollen. Im ersteren Falle kann die Grundschwelle der Pfähle etwa 0,6 m unter dem niedrigsten Wasserstand, im letzteren Falle soll die Kopfschwelle der Pfähle etwa 0,25 m über dem höchsten Wasserstand angebracht werden.

Wird auf die Zusammenpressung des Holzes Rücksicht nicht genommen und bezeichnet

- Q das Gewicht } des angewandten Rammklotzes in { kg
h die Fallhöhe }
q das Gewicht des Pfahles in kg,
P die auf den Pfählen ruhende grösste Last,
n deren Anzahl,
e die Tiefe, um welche der Pfahl beim letzten Schlag noch eindringen darf,
m einen Sicherheitscoefficienten, der nach Eytelwein zu 4 angenommen werden kann,

so ist, nach Brix, die zulässige Belastung eines Pfahles

$$p = \frac{h Q^2 q}{m e (Q + q)^2}, \dots \dots (389)$$

mithin die erforderliche Zahl der Pfähle $n = \frac{P}{p}$ oder

$$n = \frac{P (Q + q)^2 m e}{h Q^2 q} \dots \dots (390)$$

Die Ramme wirkt am vorteilhaftesten, wenn $Q = q$ ist. Wird ein Aufsatz vom Gewichte q_1 angewandt, so ist, wenn e_1 die Tiefe des Eindringens bei einem Schlage in cm beträgt, die zulässige Belastung eines Pfahles

$$p = \frac{h Q^2 q q_1^2}{m e_1 (Q + q_1)^2 (q + q_1)^2}, \dots \dots (391)$$

woraus die erforderliche Zahl n der Pfähle, wie oben, zu bestimmen ist.

Wird die Zusammenpressung des Holzes berücksichtigt und bezeichnet f den Querschnitt des Pfahls in qcm, l dessen Länge in cm, E den Elasticitätsmodul des zum Pfahl angewandten Holzes in kg f. d. qcm, so ist, nach Redtenbacher, die Tragfähigkeit des Pfahles für den qcm

$$p = f \left[-\frac{e_1 E}{l} + \sqrt{\frac{2 E}{f l} \cdot \frac{Q^2 h}{Q + q} + \left(\frac{e_1 E}{l}\right)^2} \right] \dots (392)$$

Ein-, zwei-, drei- und viermännige Handrammen haben bei 1 m Hubhöhe bezw. 15, 30, 45 und 60 kg Gewicht.

Kunstrammen haben gusseiserne Rammklotze von 500 bis 800 kg Gewicht mit 3,8 bis 7,5 m Hubhöhe und erfordern zu deren Heben mit der Winde 4 Mann.

Zugrammen haben eichene, oben und unten mit eisernen Ringen armirte oder gusseiserne Rammklotze von 300 bis 1000 kg Gewicht mit 12 bis 15 m Hubhöhe, Tauscheiben aus Holz oder Gusseisen von 0,5 bis 0,6 m Durchmesser und Rammtaue mit 4 bis 5 Zugleinen von je 1 bis 1,3 cm Durchmesser. Auf je 50 kg Gewicht des Rammklotzes werden 3 Mann gerechnet.

Dampframmen (System Nasmyth) haben Rammhären von 1000 bis 2500 kg Gewicht mit Fallhöhen von 0,8 bis 1 m und machen 75 bis 100 Schläge in der Minute.

1) Das Nähere hierüber s. „Brücken der Gegenwart“, Abtheilung II. Heft 1. Steinernen Brücken. Zweite Auflage. Nr. IV.

Nach Sganzin trägt ein Pfahl, welcher unter Anwendung einer Kunstramme mit einem etwa 625 kg schweren Bären bei 3,5 m Fallhöhe, oder einer Zugramme mit demselben Bären bei 1,2 m Hubhöhe in einer Hitze von 30 Schlägen etwa 12 cm einsinkt, dauernd eine Last von 26000 kg.

Wird eine Zugramme mit 1,4 m Hubhöhe und einem Gewichte des Rammklotzes von 300 bis 350 kg bei Grundpfählen, von 600 kg bei Langpfählen angewendet, so nimmt Perronet den Pfahl als hinreichend tief eingerammt an, wenn er in mehreren auf einander folgenden Hitzten von je 25 bis 30 Schlägen höchstens 5 mm eindringt.

Bei Bestimmung der Zahl der, selbst mit der Kunstramme sorgfältig eingetriebenen, Pfähle ist anzunehmen, dass die auf den Pfahlquerschnitt treffende Pressung des qcm 30 kg nicht übersteigt: eine Zahl, welche für eine in Aussicht zu nehmende längere Dauer der Joche und eine zu gewärtigende grössere Stärke der Eisgänge und Hochwasser entsprechend zu vermehren ist.

Beim Aufpfropfen der Pfähle sind die sich berührenden Pfahlquerschnitte sorgfältig in einer der unter III. angegebenen Weise zu bearbeiten und beide Pfähle an ihrer Berührungsstelle durch einen entsprechend breiten und starken Ring zu verbinden, wobei der aufgesetzte Pfahl noch tief in den Boden einzutreiben ist.

Um die Grundschwelle zu befestigen, werden die Pfähle der Grundjochs 0,25 bis 0,5 m über Wasser mit einer Säge wagrecht abgeschnitten, hierauf in der Tiefe, wo die Schwelle liegen soll, unter Anwendung der Zapfenlehre mittelst einer horizontal geführten Grundsäge bis auf die Dicke der Zapfen von beiden Seiten wagrecht eingeschnitten, worauf die Zapfen ausgearbeitet, nach Einsenken der Grundschwelle von oben verkeilt und zuletzt über der Schwelle wagrecht abgeschnitten werden. Zum Abschneiden der Pfähle eignet sich am besten eine Grundsäge mit kreisförmigem Blatt, welche mittelst Krücken gedreht wird; zum Anschneiden der Zapfen eine solche mit geradem Blatt, welche mittelst zweier an Ringen befestigter Zugseile hin- und herbewegt wird. Die Herstellung der aufgesetzten Joche, deren Aufstellung und Befestigung auf den Grundjochen bietet, ebenso wie das Aufzapfen der Holme und Kapphölzer, die Befestigung der Zangen und Büge bei den durchgehenden Jochen keine Schwierigkeiten dar und erfordert besondere Gerüste nicht.

β. Ausführung und Aufstellung der Träger.

Die Träger der hölzernen Brücken werden nach einem, auf dem Reissboden des Werkplatzes in natürlicher Grösse hergestellten, Risse so zusammengesetzt oder abgebunden, wie sie beim Aufschlagen verwendet werden. Alle Theile werden nach dem Risse genau zugeschnitten, beschlagen, mit den nöthigen Zapfen, Versatzungen u. s. w. versehen und hiernach mit Hülfe der nöthigen Nägel, Platten, Bänder und Schraubenbolzen verbunden. Bei der Anlage des Werksatzes grösserer Strombrücken bedient man sich bisweilen, um die Transportweite der Träger zu vermindern, mit Vortheil einer schwimmenden oder Flussrüstung, während der Werksatz kleinerer Brücken meist auf Landrüstungen angelegt wird.

Die specielle Ausführung der Träger gestaltet sich verschieden, je nachdem dieselben einer Balken-, Fachwerk- oder Sprengwerkbrücke angehören. Unter den ersteren erfordern die Brücken mit verdübelten Balken, wenn sie die nöthige Tragfähigkeit entwickeln sollen, nicht nur ein sorgfältiges Beschlagen der Balken, eine genaue Bearbeitung der Futterbreiter, der Einschnitte für die Dübel und dieser selbst, sondern auch eine genaue Zusammensetzung, Verschraubung und Verkeilung der Balken unter sich. Um nach der Aufstellung und Belastung der Träger eine Durchbiegung derselben zu vermeiden, erhalten sie eine Sprengung von etwa $\frac{1}{100}$ ihrer Länge. In den meisten Fällen ist, zur Ersparung von verwickelten Gerüsten, ein Aufbringen der fertig gestellten Balken auf die Joche vorzuziehen.

Bei Herstellung der Fachwerkbrücken nach

Howe'schem System sind, behufs inniger Verbindung der einzelnen Theile, sämtliche Hölzer kantig zu beschlagen, sauber zu bearbeiten und dieselben so zusammensetzen, dass beim Anziehen der Zugstangenmutter die beabsichtigte Tragfähigkeit des Fachwerks erreicht wird. Insbesondere sind die Gegenstreben, da sie auf Zug nicht widerstehen können, in den vorübergehend belasteten Träger so einzusetzen, dass sie, nach dem Anziehen jener Schraubenmutter, eine künstliche Druckspannung annehmen, welche durch die eintretende grösste Verkehrsbelastung höchstens den Werth Null erreichen darf. Uebertrifft nämlich die erwähnte vorübergehende die grösste angenommene Belastung, so erreichen in den rautenförmigen Feldern der durchgebogenen Fachwerkträger die Diagonalen, welche der Lage der Gegenstreben entsprechen, ihre grösste Länge. Werden die Gegenstreben hiernach abgelängt und eingesetzt, so nehmen sie bei einer Entlastung und bei dem Anziehen der lothrechten Zuganker des Trägers, wodurch die rechteckige Form der Felder wieder hergestellt, bezw. die Länge jener Diagonalen vermindert wird, eine Druckspannung an, welche auch unter der thatsächlich eintretenden grössten Belastung nicht völlig verschwindet. In den meisten Fällen giebt man den Trägern, um ein Lockerwerden der Gegenstreben zu vermeiden, noch eine Ueberhöhung von $\frac{1}{500}$ bis $\frac{1}{350}$ ihrer Länge. Bei kleiner Spannweite und niedrigen Jochen erscheint ein Aufbringen der ganz oder zum Theil fertiggestellten Fachwerke auf die Joche, bei grösseren Spannweiten und niedrigen Jochen eine Zusammensetzung auf einfachen Gerüsten, bei hohen Jochen und mehreren Oeffnungen ein wagrechtes Ueberschieben der continuirlich gebauten Träger vorzuziehen.

Bei Herstellung der Sprengwerkbrücken mit steinernen Pfeilern sind die, je nach dem Druck 2,5 bis 5 cm starken, gusseisernen Stützplatten zur besseren Vertheilung des Druckes in eine etwa 1 cm starke Cementschicht zu betten oder mit einer etwa 0,3 cm starken Bleiplatte zu unterlegen und deren Steinbolzen mit Blei zu vergiessen. Nach Befestigung der Stützplatten werden die auf dem Reissboden ganz oder theilweise abgebundenen Tragrippen einzeln aufgewunden, genau lothrecht aufgestellt und dann durch die Querswellen und Windkreuze verbunden und ausgesteift. Wo die Streckbäume und Spannriegel der Tragrippen verdübelt werden, ist das für die Balkenbrücken angenommene System der Verdübelung anzuwenden und mit derselben Genauigkeit auszuführen. Mit Rücksicht auf die später eintretende Senkung der Tragrippen erhalten dieselben eine Ueberhöhung von etwa $\frac{1}{200}$ ihrer Spannweite.

γ. Herstellung der Brückenbahn.

Bei Ausführung der Bahn von Eisenbahnbrücken, die in den meisten Fällen nur aus Quer- und Langschwellen, welche die Fahrschienen aufnehmen, sowie aus Bohlenbelag besteht, ist das Befestigen der Querswellen auf den einfachen oder verdübelten Balken von Balken- und Sprengwerkbrücken sowie auf den Ober- und Untergurten von Fachwerkbrücken wahrzunehmen. Wo Langschwellen angewandt werden, sind dieselben in die Querswellen einzulassen und mit denselben durch Schrauben zu verbinden, deren Köpfe unter dem Fusse der Fahrschienen in die Langschwellen versenkt werden. Sollen die Querswellen auf den Untergurten und in nicht zu grossen Entfernungen von einander liegen, so werden die Längsbohlen oben abgekantet und mit offenen, etwa je 1 cm weiten Fugen auf die Querswellen genagelt. Bei oben liegender Fahrbahn hat dies meist nur zwischen den Langschwellen zu geschehen, dagegen werden die Fusssteige mit vorspringenden Querbohlen abgedeckt, die man auf je zwei schwache Langschwellen nagelt und hierbei des Wasserablaufs wegen mit einer geringen Neigung nach aussen versieht. Von letzteren wird die innere meist mit den Langschwellen der Fahrschiene, die äussere mit den an die Querswellen geschraubten Geländerpfosten verbolzt. Diese Pfosten hat man durch Zapfen mit den Holmen und durch Ueberblattung mit einfachen Brustriegeln zu verbinden. Zur Vermeidung von Feuersgefahr wird meist nur der zwischen den Fahrschienen

befindliche Theil der Brückenbahn mit Kies bedeckt, während man die übrigen Fahrbahntheile möglichst der Luft und dem Licht aussetzt, um deren Besichtigung zu erleichtern und um die Reparaturen thunlichst zu beschränken.

Wenn die Ableitung des Wassers in Verbindung mit einer Trockenhaltung der Träger durch einen einfachen oder doppelten Belag aus convex nach oben gekrümmten und beiderseits weit ausladenden Bohlen erreicht werden soll, s. Taf. I, Fig. 70, so sind zuerst geeignete Unterlagklötzchen zu befestigen, auf welche sodann die Quer- und Längsschwellen genagelt werden. Die Fahrschienen sind auf diesem Bohlenbelag zu befestigen und die Geländerpfosten, welche den Belag durchsetzen, mit den Querschwellen zu verbinden.

Die Ausführung der Bahn von Strassenbrücken gestaltet sich sehr einfach, wenn nur ein einfacher oder ein doppelter Belag von Bohlen angewandt wird, welchen man normal zu denselben auf die Längsbalken nagelt, diese letzteren aber mit den Querbalken verkämmt und verbolzt. Die Bohlen sind hierbei möglichst dicht und, der Wasserableitung wegen, mit einer durch entsprechende Unterlagklötzchen erzeugten convexen Krümmung zu verlegen. Bei Anwendung von Beschotterung, welche eine sehr starke Unterlage erfordert, kann man die letztere mit den Strassenträgern verschrauben. Die zum Abschlusse der Beschotterung auf beiden Seiten nöthigen Saumschwellen sind durch lothrechte und wagrechte Schrauben bezw. mit den Stirnbalken und Geländerpfosten zu verbinden, s. Taf. I, Fig. 9 und 10, und die letzteren mittelst einer zweiten, durch den Stirnbalken gezogenen Schraube gegen Drehung zu schützen. Die Brüstung hat man, wie bei den Eisenbahnbrücken, nur etwas kräftiger zu halten und — eines vollkommeneren seitlichen Abschlusses wegen — zwischen die Pfosten mindestens zwei Brustriegel einzuziehen.

Damit die durch den Schotter dringende Feuchtigkeit eine Fäulniss des Bohlenbelags wenigstens nicht allzu rasch herbeiführt, so schützt man denselben wohl durch eine aus Kies, Sand, Steinkohlenpech und Theer bestehende Lage von Theerconcret, welche man der besseren Dichtung wegen überdies mit einer Lage von zähem Asphalt überzieht.¹⁾ Der Kies oder Steinkleinschlag wird hierbei mit dem Sande vermengt, in geeigneten Pfannen erwärmt und mit der in einem anderen Gefässe geschmolzenen Mischung von Pech und Theer wie Beton vermischt und durchgearbeitet. Dieses Gemisch wird bei trockenem Wetter auf den mit etwa 1,5 cm weiten Fugen verlegten Bohlenbelag in einer Schichte so hoch aufgetragen, dass sie nach dem Abstampfen fest auf dem Belage haftet und die volle Höhe der Concretmasse von mindestens 12 bis 15 cm erreicht. Bei Brückenbahnen, welche mit Fusssteigen zu versehen sind, hat man die Stärke der Concretdecke der Höhe der Kantensteine anzupassen, kann sie aber unter der Oberfläche der Fusssteige bei Anwendung einer Zwischenlage von trockenem Bauschutt entsprechend ermässigen. Das den äusseren Abschluss der Fusssteige bildende Holzgesims ist mit Zink zu bekleiden und mit dem Stirnbalken am einfachsten mittelst eines durchgehenden, unten mit Gewinde versehenen eisernen Geländerstabes zu verschrauben. Sowohl die zwischen den Kantensteinen befindliche Fahrbahn als auch die zwischen jenen Gesimsen und den Kantensteinen befindlichen Fussbahnen werden schliesslich mit einer 3 bis 4 cm starken Asphaltdecke überzogen, welche man zu beiden Seiten der Fahrbahn in die zu diesem Zweck mit Nuthen versehenen Kantensteine etwas eingreifen lässt. Wo Fusssteige fehlen, wo also die Fahrbahn von den Gesimsen als Saumschwellen begrenzt wird, lässt man den Asphaltüberzug über die zu diesem Zweck mit Falz versehene Zinkbekleidung etwas übergreifen.

Sind die Balkenenden da, wo sie an die Strassenbahn anschliessen, mit Bohlen zu bekleiden, so hat man die-

¹⁾ Vgl. Röbbelen, Ueber Anwendung von Theerconcret zur Abdeckung von Brücken mit hölzernem Ueberbau. Ztschr. d. Arch.-u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1856, S. 152, vergl. auch Vortrag von Bokelberg. Dasselbst. 1867.

selben entweder unmittelbar an die Hirnenden oder besser an je zwei seitlich befestigte Laschen so anzunageln, dass sowohl neben als unter den Balkenenden noch ein 5 bis 6 cm weiter, der Luft zugänglicher Zwischenraum verbleibt. Der auf diese Weise zum Schutze der Balkenenden gegen Fäulniss hergestellte Luftkasten wird durchweg mit Schotter oder besser mit Theerconcret umgeben. In letzteren kann man noch einen die Asphaltdecke rechtwinkelig zur Strassenachse abschliessenden Kantenstein einlassen, an welchen sich die Pflasterung oder Chaussirung der angrenzenden Strassenstrecken unmittelbar anschliessen muss.

d. Herstellung der Köpfe anschliessender Dämme.

Da die Pfeiler der Joche, welche die Trägerenden unterstützen, eine nicht oder wenig veränderliche Höhenlage behalten, während die meist neu anzuschüttenden Dämme sich mehr oder minder setzen, so ist, insbesondere bei Eisenbahnbrücken, deren Auftrag möglichst sorgfältig zu stampfen und, bei grossem Vorrath an Steinmaterial oder Geschiebe, mindestens der Fuss des Dammes aus Stein herzustellen. Die Anschüttung ist, um die Auflagerschwellen und Kapphölzer der Joche der Luft und dem Licht auszusetzen, nur soweit fortzuführen, dass die Böschungsfäche des Dammkörpers mindestens 0,5 m unter der letzten Auflagerschwelle des Endjoches die Pfähle trifft, während der mindestens 2 m in die Dammkrone hinein greifende, der Fäulniss vorzugsweise ausgesetzte, Theil der Fahrbahn nicht nur stärker zu halten, sondern auch von allen Seiten mit recht wasserdurchlässigem Schottermaterial zu umgeben ist. Bei hohen Dämmen und wenn Steine fehlen erscheint es vortheilhaft, zuerst den Damm in gediegener Weise bis zur Höhe des Jochaufsatzes herzustellen und nachträglich ein Pfahlwerk aufzuführen.

e. Die Vollendungsarbeiten.

Zur Ausführung der hölzernen Brücken gehören noch diejenigen Arbeiten, welche theils zum Schutze, theils zur Verschönerung der Hauptconstructionstheile, insbesondere der Stützen und Träger dienen. Da eine Auswechslung der Pfähle lästig und kostspielig ist, so erscheint es, um der Zerstörung ihrer äusseren Theile durch Fäulniss Rechnung zu tragen, zweckmässig, dieselben in grösserer Menge und Stärke anzuwenden oder dieselben durch äussere Verkohlungen ihrer unteren Enden bis über Erde oder durch das Verkohlen ihres ganzen Umfanges gegen Fäulniss zu schützen. Wo für die Standfähigkeit der Pfähle gefährliche Auskolkungen des Baugrundes durch Hochwasser zu gewärtigen sind, muss der letztere durch Faschinenlagen oder Steinwürfe hinreichend befestigt und, wo ein An- oder Abscheeren der Pfähle durch abgehende Eismassen zu befürchten steht, müssen diese durch starke, in Zwischenräumen von der Hälfte ihrer Breite angenagelte Streichruthen, oder durch besondere Eisbrecher geschützt werden. Um den Kopf der Joche der Luft und dem Licht zugänglich zu erhalten und dadurch dauernd vor Fäulniss zu bewahren, muss derselbe immer vom Auftragsmaterial befreit erhalten bleiben und um die entsprechend verstärkten Enden der Träger möglichst lange zu erhalten, ist das dieselben umgebende Schottermaterial, bevor es verschlammte ist, durch frisches, wasserdurchlässiges zu ersetzen. Zum Schutze der dem Regen mehr oder minder ausgesetzten Brückenträger können dieselben nach gehörigem Austrocknen des Holzes mit einem gut zu unterhaltenden Oelfarben- oder Theeranstrich versehen werden, welcher bei nicht ganz trockenem Holze des Luftzutritts wegen wenigstens die untere Fläche frei lassen muss. Um die einzelnen Theile der Brücken vor Fäulniss zu schützen und denselben zugleich ein gefälliges Aussehen zu geben, sind dieselben mit geeigneten Profilierungen, Abschrägungen und Wassernasen und, wo dies nicht hinreicht, mit Schutzbrettern oder durch Verdachungen aus Bohlen zu bekleiden, welche mit geeigneten Abrundungen und Ausschnitten zu versehen sind, s. Taf. I, Fig. 17.

VII. Prüfung, Beobachtung und Unterhaltung.

1. Prüfung und Beobachtung.

Für den Bestand der hölzernen Brücken und die Sicherheit ihres Betriebes ist nicht allein eine einmalige Untersuchung ihrer Tragfähigkeit, sondern auch eine fortgesetzte Beobachtung ihres Verhaltens unerlässlich.

Bevor eine Brücke dem Verkehr übergeben wird, ist eine Prüfung derselben sowohl durch ruhende, als auch, wo beim Betriebe z. B. mit Eisenbahnzügen starke Erschütterungen veranlasst werden, durch bewegte Probelastungen erforderlich, um theils etwaige Fehler der Ausführung entdecken und verbessern, theils die Tragfähigkeit und vollkommene Elasticität des hölzernen Ueberbaues feststellen zu können.¹⁾

Diese Belastungen, welche entweder für jeden besonderen Fall oder allgemein²⁾ vorgeschrieben werden, müssen zur Prüfung der Balken- und Sprengwerkträger totale, zur Prüfung der Gurten und Stabsysteme der Fachwerkträger theils totale, theils unsymmetrische sein. Bei den hierbei zu beobachtenden Einsenkungen sind die bei eingetretener Entlastung wieder verschwundenen elastischen von den hiernach zurückgebliebenen dauernden zu unterscheiden. Zu deren gleichzeitiger Aufnahme empfehlen sich spitze, auf festen, von der Bewegung der Brücke unabhängigen Gestellen angebrachte Metallstifte, welche während der Belastungsversuche durch Federn gegen polirte, an dem Brückenträger befestigte Metallplatten drücken, worauf die in die letzteren eingeritzten Linien sämtliche, durch Belastungen und Erschütterungen eingetretenen Bewegungen der Brücke in natürlicher Grösse graphisch darstellen. Um jene festen Gestelle zu umgehen und gleichwohl eine directe Messung der Durchbiegung von Brückenträgern vornehmen zu können, kann man sich des von Fränkel construirten, dem Mechaniker Oscar Leuner in Dresden patentirten Durchbiegungszeichners³⁾, eines an die zu untersuchende Stelle des Brückenträgers zu schraubenden Apparates bedienen, bei welchem ein gusseisernes, etwa 5 kg schweres Gewicht durch einen in constanter Spannung erhaltenen Draht mit einem Stahlbändchen in Verbindung steht, welches sich bei einer Hebung oder Senkung des Brückenträgers um eine Scheibe wickelt und dadurch einen Schreibschlitten in Bewegung setzt, dessen Schreibstift auf einem Papierstreifen ein Durchbiegungsdiagramm mit der Uebersetzung von 1:2 beschreibt.

Bei Brücken, welche von unten her leicht zugänglich sind, lässt sich deren Durchbiegen übrigens schon durch zwei Maassstäbe bestimmen, welche dicht nebeneinander gehalten werden und wovon der eine auf einem festen Punkte des Bodens, z. B. einem Stein- oder Erdflock steht, während der andere die Unterkante des Trägers berührt.

1) Vgl. Teilkampf, Ueber Durchbiegungsproben bei hölzernen und eisernen Brücken der schleswig-holstein'schen Bahnen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1871, S. 427.

2) So sind nach einer unterm 15. Juni 1869 für Frankreich erlassenen Circularverfügung die Probelastungen eiserner Strassenbrücken die folgenden. Jede Oeffnung der Brücke ist zu prüfen:

a) durch Aufbringen einer gleichförmig vertheilten, ruhenden Last von 400 kg f. d. qm Brückenbahn einschliesslich der Trottoirs, welche mindestens 8 Stunden, jedenfalls bis zum Aufhören der Einsenkung, liegen bleiben soll;

b) durch bewegte, aus zwei- und vierrädrigen, vollbeladenen Wagen mit Bespannung bestehende Last, welche, soviele deren die Brücke fasst, diese im Schritt passiren und $\frac{1}{2}$ Stunde darauf halten müssen.

Bei Brücken mit mehreren Oeffnungen ist jede Oeffnung für sich und dann die ganze Brücke zu belasten. Vgl. Deutsche Bztg. Brln. 1874. Nr. 64. S. 533.

3) Vgl. Fränkel's Durchbiegungszeichner. Civ.-Ing. Bd. XXX, Heft 7.

Auch eine Schiebepatte, wie diejenige einer Nivellirlatte lässt sich zur Messung der Durchbiegung von Brückenträgern benutzen. Wo wegen Unzugänglichkeit der Brückensohle sämtliche angeführten Mittel zu dieser Messung nicht anwendbar sind, lässt sich die Durchbiegung der Brückenträger mittelst eines an dem Ufer aufgestellten Nivellirinstrumentes und einer in Millimeter getheilten Nivellirlatte, welche auf die Brückenbahn oder auf die Brückenträger gestellt wird, ermitteln.

Die unter einem schnell fahrenden Zuge beobachteten Durchbiegungen der Brückenträger sind wegen der hinzutretenden bedeutenderen Erschütterungen stets grösser als unter einer ruhenden Belastung, worauf die mehr oder minder elastische Bauart und gute Unterhaltung der Transportmittel von einem fast noch grösseren Einfluss zu sein scheint, als deren Gewicht. Da indess derjenige Zuwachs der Durchbiegungen, welcher von den Erschütterungen herührt, nur von geringer Dauer ist und da die Durchbiegung bei der Messung eher zu gross als zu klein ausfällt, so genügt es, wenn die unter schnell fahrenden schweren Locomotiven gemessenen Durchbiegungen noch unter demjenigen Maass verbleiben, welches innerhalb der Elasticitätsgrenze des Materials zulässig ist.

Bezeichnet bei der Bestimmung dieses Maasses l die Stützweite eines an beiden Enden frei aufliegenden Trägers, $e+v$ die grösste Gesamtbelastung seiner Längeneinheit, t das auf die neutrale Achse des Trägers bezogene Trägheitsmoment seines Querschnitts und E den Elasticitätsmodul des angewandten Materials, so ist nach der Theorie des elastischen Balkens bekanntlich die grösste Durchbiegung des Trägers in seiner Mitte

$$y = \frac{5}{384} \cdot \frac{e+v}{E} \cdot \frac{l^4}{t} \dots \dots (393)$$

Nennt man k die zulässige Anspruchnahme des Materials innerhalb der Elasticitätsgrenzen und h die Höhe des Trägers, so ist wegen $\frac{(e+v)l^2}{8} = 2k \frac{t}{h}$ das Trägheitsmoment $t = \frac{h(e+v)l^2}{16k}$ und, wenn dieser Werth in Gleichung (393) eingeführt wird, nach gehöriger Vereinfachung die grösste zulässige Durchbiegung

$$y = \frac{5}{24} \cdot \frac{k}{E} \cdot \frac{l^2}{h} \dots \dots (394)$$

Nimmt man die innerhalb der Elasticitätsgrenze verbleibende, zulässige Ausdehnung $\frac{k}{E}$ der Längeneinheit des Holzes zu $\frac{1}{600}$ an, so erhält man

$$y = \frac{1}{2880} \cdot \frac{l^2}{h} \dots \dots (395)$$

Setzt man hierin noch $h = \frac{l}{10}$, so ergibt sich das zulässige Pfeilverhältniss der Durchbiegung

$$\frac{y}{l} = \frac{1}{288} \dots \dots (396)$$

Unter den vorausgeschickten Voraussetzungen darf man also eine definitive hölzerne Brücke nach der Ausführung als hinreichend tragfähig betrachten, wenn sie bei der anfänglichen und bei jeder wiederholten Prüfung eine totale Durchbiegung von rund $\frac{1}{300}$ ihrer Stützweite nicht überschreitet, wovon etwa $\frac{1}{1500}$ der Stützweite auf eine bleibende Durchbiegung, also $\frac{1}{375}$ der Stützweite auf die elastische Durchbiegung der Träger zu rechnen sind.

Während bei hölzernen Balkenbrücken mit nicht zu grossen Spannweiten die Messung ihrer Durchbiegung in

der Mitte genügt, ist es bei solchen mit grösseren Spannweiten erforderlich, die Messung der Durchbiegung auch in dem ersten und dritten Viertel der Stützweite hinzuzufügen, um ein annäherndes Bild von dem Verlaufe der Durchbiegungcurve zu erhalten, wobei übrigens das Verfahren der Messung dasselbe bleibt.

2. Die Bewachung und Unterhaltung.

Die möglichst lange Erhaltung der Betriebsfähigkeit hölzerner Brücken erfordert nicht nur die unter 1. ange deutete periodische Untersuchung, sondern auch eine dauernde sorgfältige Bewachung und sofortige Wiederherstellung schadhafter Theile ihrer Träger und ihrer Fahrbahnen.

a. Periodische Prüfung.

Die zeitweise Prüfung hölzerner Brücken findet am besten innerhalb gewisser, vorher festgesetzter Zeitabschnitte statt und ist es zu empfehlen, diese letzteren bei älteren Brücken kürzer, als bei neueren zu bemessen. Als längste Prüfungsfrist dürfte im ersteren Falle ein halbes, im letzteren Falle ein ganzes Jahr zu empfehlen sein.

Die Prüfung selbst hat sich nicht nur auf die unter 1. besprochenen Durchbiegungs- und Aufbiegungs-Versuche, sondern auch auf die Beschaffenheit des Holzes zu erstrecken, insbesondere sind angefaulte und stockige Brückentheile durch Anschlagen, in zweifelhaften Fällen selbst durch Anschneiden und Anbohren zu ermitteln. Gesundes Holz erkennt man beim Anschlagen mit einem Holzhammer an einem helleren Klang, krankes Holz an einem dumpfen Geräusch.

b. Ständige Bewachung.

Die Feuersgefahr, welcher besonders die Eisenbahnbrücken durch die Funken des Aschenkastens der Locomotiven ausgesetzt sind, machen eine ununterbrochene Bewachung dieser Brücken, besonders eine genaue Besichtigung derselben nach jeder Befahrung derselben durch einen Zug oder durch einzelne Maschinen nöthig. Der Unterlassung dieser Vorsicht sind unter anderen die bezw. im Jahre 1869, 1874 und 1875 durch Brand zerstörten Brücken über den Msta in der Petersburg-Moskau-Bahn, über den Saco bei Biddeford im Staate Maine und über den Geneseefluss bei Portage in der Buffalo-New-York-City-Bahn zum Opfer gefallen.

Um die Entstehung und Fortpflanzung des Brandes einer hölzernen Brücke zu verhindern oder wenigstens möglichst einzuschränken, sind Feuerspritzen von hinreichender Tragweite und die zugehörigen Wasservorräthe in Bereitschaft zu halten. Um möglichst rasch und leicht an der Stelle der Gefahr sein zu können, empfehlen sich besondere, zum leichten Transport der Spritzen auf den Fahrschienen geeignete Untergestelle. Wo die Brücken in nicht zu grosser Höhe über Wasserläufe von mässiger Breite führen, empfiehlt sich die Aufbewahrung der Feuerspritzen an deren Ufern in der Nähe der Bahn- oder Brückenwärterhäuser und deren Bedienung zunächst durch die anwohnenden Bahn- und Brückenwärter.

c. Unterhaltungs- und Wiederherstellungsarbeiten.

Die nothwendigen Unterhaltungsarbeiten von hölzernen Brücken erstrecken sich sowohl auf die Anwendung von

Schuttmitteln gegen den Einfluss der Atmosphären als auch auf die Instandhaltung der Construction und auf die Beseitigung und den Ersatz durch Fäulniss schadhafte gewordener Theile. Zu den ersteren gehört vor allem die rechtzeitige Erneuerung der Anstriche durch Oelfarbe, Theer u. dgl. besonders an allen der Feuchtigkeit ausgesetzten Theilen. Risse, wie sie besonders an den dem Winde und dem Sonnenbrande ausgesetzten Theilen allmählich entstehen, sind vorher auszukitten oder besser auszukalfatern. Die durch die Verkehrserschütterungen allmählich lose gewordenen Schrauben sind, um sowohl die Form und den Zusammenhang der Construction zu erhalten, als auch das Eindringen des Regens in die Bolzenlöcher zu vermeiden, sofort wieder scharf anzuziehen, auch sind, um dies stets möglich zu machen, die Bolzen selbst durch regelmässigen Anstrich möglichst vor dem Rosten, besonders der Muttern, Spindeln und Unterlagscheiben zu schützen. Wo Rost sich bereits gebildet hat und ein Anziehen der Schrauben verhindert, ist der letztere entweder durch Oel zu erweichen, oder nöthigenfalls der Bolzen durch einen neuen zu ersetzen.

Unter die hauptsächlich in der Auswechslung fauler oder angefaulten Constructionstheile gegen solche aus gesundem Holze bestehenden Wiederherstellungsarbeiten gehören vorzugsweise diejenigen, welche an den Fahrbahntheilen der Strassenbrücken, an den Auflagern der Träger und an den Stützpunkten der Streben, sowie an den End- und Zwischenjochen vorzunehmen und je nach dem Orte und Grade der Fäulniss mehr oder minder schwierig und umfangreich sind.

Wo für die Standfähigkeit der Pfähle gefährliche Auskolkungen des Baugrundes durch Hochwasser entstanden sind, muss der letztere durch Faschinenlagen oder Steinwürfe hinreichend befestigt und, wo ein An- oder Abscheeren der Pfähle durch abgehende Eismassen zu befürchten steht, müssen diese durch starke, in Zwischenräumen von der Hälfte ihrer Breite angenagelte Streichruthen oder durch besondere, je 1 bis 3 m von ihnen entfernte Eisbrecher geschützt werden. Um den Kopf der Joche der Luft und dem Licht zugänglich zu erhalten, und dadurch dauernd vor Fäulniss zu schützen, muss derselbe immer vom Auftragsmaterial befreit bleiben; um die überdies verstärkten Enden der Träger möglichst lang zu erhalten, ist das dieselben umgebende Schottermaterial, bevor es verschlammmt ist, durch frisches, wasserdurchlässiges zu ersetzen. Zum Schutze der dem Regen mehr oder minder ausgesetzten Brückenträger sind dieselben, je nach der Oertlichkeit und der äusseren Ausstattung der Brückenbauten, mit einem gut unterhaltenen Oelfarben- oder Theeranstrich zu versehen, welcher bei nicht ganz trockenem Holze, des Luftzutritts wegen, wenigstens die untere Fläche frei lassen muss. Auch sind die zum Schutze gegen Schlagregen angebrachten Schuttbreter nach Bedürfniss zu erneuern und die Dächer dicht zu erhalten.

Eine ganz besondere Vorsicht erfordert die Unterhaltung einer beschotterten und unbedachten Strassenbrücke. Vor Allem darf die Schotterdecke, um die Träger nicht dauernd zu überlasten, nicht über die vorgesehene Dicke hinaus verstärkt, auch muss der Schotter, um den Regen durchsickern zu lassen, grobkörnig gewählt und, bevor eine Verschlammung eintritt, regelmässig erneuert werden.

LITERATUR.

(Nach der Zeitfolge geordnet).

a. Hölzerne Brücken.

- Nordamerikanische Brücken. Allg. Bztg. 1839.
 Gauss, Beschreibung der von Long erfundenen hölzernen Brücken. Hannover 1840.
 Description of Col. Long's bridges. Philadelphia 1841.
 Moller, Beiträge zur Lehre von den Constructionen. Darmstadt 1844.
 Ghega, Ueber nordamerikanischen Brückenbau. Wien 1845.
 C. Culmann, Der Bau der hölzernen Brücken in den Vereinigten Staaten von Nordamerika. Allg. Bztg. Wien 1851.
 C. v. Etzel, Organisation des Baudienstes der schweizerischen Centralbahn. Basel 1854.
 Göring, Dimensionen hölzerner Brücken der Hannoverschen Eisenbahnen. Ztschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover. 1861. S. 267.
 Harres, Die Schule des Zimmermanns. Zweiter Theil. Brückenbau. Lpzg. 1861.
 Bendel, Der Ueberbau der amerikanischen Brücken und Viaducte, nach Notizen von Henz. Ztschr. f. Bauw. 1862.
 Perdonnet et Polonçeau, Nouveau portefeuille de l'ingénieur des chemins de fer. Paris 1866.
 W. Pressel, Normalien für hölzerne Brücken der K. K. priv. Südbahngesellschaft. Wien 1867.
 Hellweg, Normalien der österreichischen Nordwestbahn, aufgestellt in den Jahren 1868—1872.
 v. Kaven, Ueber die Construction von Wegebrücken über die Bahn, Brückthoren unter der Bahn und Rampencanälen. Hannover 1869.
 Heinzerling, Historische Uebersicht über die technische Entwicklung der Brücken in Stein und Holz. Allg. Bztg. Wien 1871. Hölzerne Brücken der Norwegischen Schmalspurbahnen. Leipzig. 1871. Jan. S. 37.
 Döhlemann und Frauenholz, C. M. Bauerafeind's Vorlegeblätter zur Brückenbaukunde mit erläuterndem Text. Zweite Auflage. Stuttgart 1872.
 Schoen, Mittheilungen über Brückenbauten in Nordamerika. Ztschr. d. österr. Arch.- u. Ing.-Ver. 1873.
 M. Becker, Der Brückenbau in seinem ganzen Umfange. Stuttgart 1873.
 Malezieux, Travaux publics des Etats-unis d'Amérique en 1870. Paris 1873.

- Heinzerling, Grundzüge der constructiven Anordnung und statischen Berechnung der Brücken- und Hochbauconstructionen. Zweiter Theil. 1. und 2. Heft. Lpzg. 1873 u. 1874.
 Comolli, Les ponts de l'Amérique du Nord. Paris 1878.
 Steiner, Ueber Brückenbauten in den Vereinigten Staaten von Nordamerika. Wien 1878.
 Hill, A., Wooden bow truss bridge. Nostrand's Engineering Magazine 1879. Vol. 21. p. 281.
 Svenson, Ueber hölzerne Brückenfahrbahnen, hölzerne Pfeiler und Brückenträger. Norsk teknisk tidsskrift. 1883. p. 14.
 Steiner, Studie über den gegenwärtigen Stand des Brückenbaus. Ztschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1883. S. 7.
 Foster, Wooden trestle bridges. A. Railr. Gaz. 1890. vol. 22. S. 280, 412, 539, 584.

b. Lehrgerüste.

- C. M. Bauerafeind, Vorlegeblätter zur Brückenbaukunde. 1853. II. Aufl. Stuttgart 1872.
 E. Mathieu, Etude sur la construction des cintres des voûtes et ponts. Nouvelles annales de la construction. Paris 1862, p. 92.
 C. v. Etzel, Oesterreichische Eisenbahnen. Atlas Bd. VI, Brennerbahn. Wien 1864.
 Morandière, Cintres, échafaudages et pont de service de Mont-louis sur la Loire. Nouv. ann. de la constr. 1870, p. 97.
 W. Bukowsky, Ueber die Ausführung von Lehrgerüsten für Gewölbe steinerner Brücken. Ztschr. d. österr. Arch.- u. Ing.-Ver. 1870, S. 49.
 Dupuit, Traité de l'équilibre des voûtes. 1870, p. 266.
 O. Intze, Neue Ausrüstungsmethode für grössere Gewölbe. Deutsche Bztg. 1870.
 Mehrtens, Ueber Methoden zur Ausrüstung grösserer Brückengewölbe. Ztschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. Hannover 1873.
 Wittmann, Ueber den Druck der Gewölbe auf die Lehrgerüste. Ztschr. d. bair. Arch.- u. Ing.-Ver. München 1874, S. 95.
 Heinzerling, Theorie und Anordnung der Lehrgerüste gewölbter Brücken. Ztschr. f. Bauw. Brln. 1874, S. 321.
 Winkler, Vorträge über Brückenbau. Lehrgerüste steinerner Brücken. Wien 1875.
 Deutsches Bauhandbuch. 1877. Bd. III. S. 332.
 Wilke, Lehr- und Arbeitsgerüste. Ztschr. f. Bauhandw. 1879, S. 137.





I. Balkenbrücken. Fig. 1-41.

II. Hängwerkbrücken und Sprengwerkbrücken. Fig. 42-73.

Fig. 1, 2 Einfache Balkenbrücke d. österr. Südbahn.

Fig. 5-12 Verdubelte Balkenbrücke der österreichischen Südbahn. M. 1:200.

Fig. 42, 43 Einfache Hängwerkbrücke der Deutz-Gießen-Bahn. M. 1:150.

Fig. 44-46 Doppelte Hängwerkbrücke. M. 1:175.

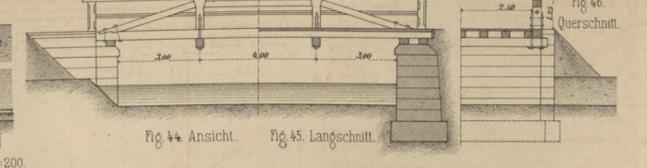
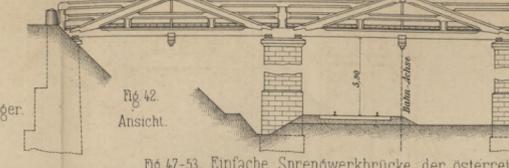
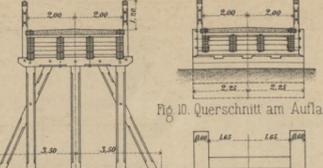
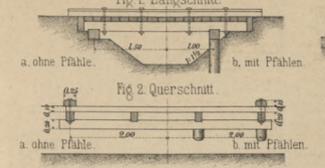


Fig. 3, 4 Einfache Balkenbrücke der österreichischen Südbahn.

Fig. 13-16 Verdubelte Balkenbrücke bei Varel in der Heppens-Oldenburg-Bahn. M. 1:160.

Fig. 9 Querschnitt in der Mitte.

Fig. 47-53 Einfache Sprengwerkbrücke der österreichischen Nordwestbahn. M. 1:200.

Fig. 54-57 Einfache Sprengwerkbrücke der Lehrte-Hildesheim-Bahn. M. 1:150.

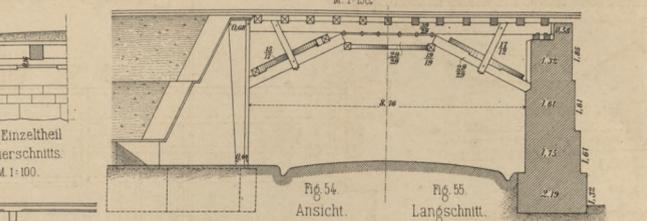
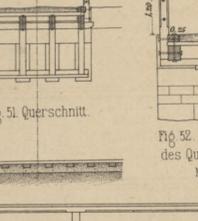
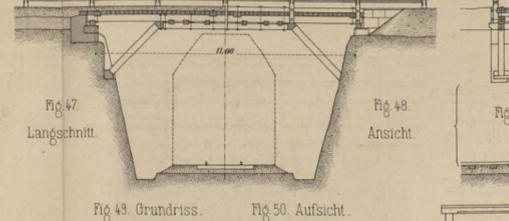
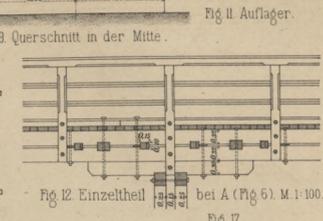
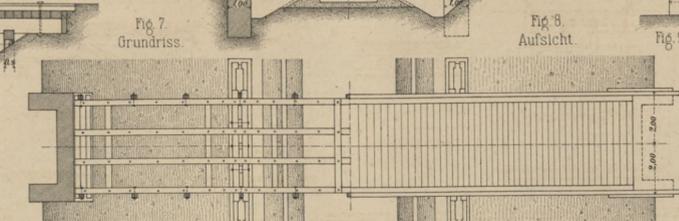
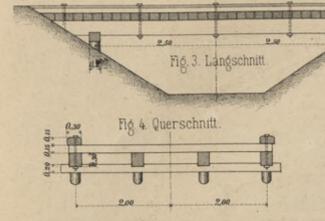


Fig. 13-16 Verdubelte Balkenbrücke bei Varel in der Heppens-Oldenburg-Bahn. M. 1:160.

Fig. 17 Hannover'sche Strafenbrücke. M. 1:100.

Fig. 49 Grundriss.

Fig. 50 Aufsicht.

Fig. 52 Einzeltheil des Querschnitts. M. 1:100.

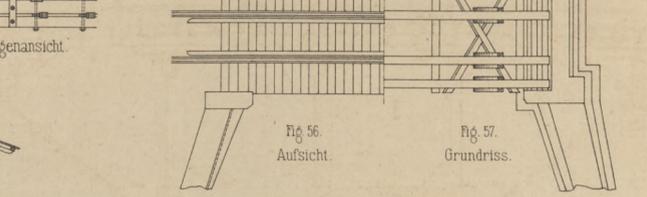
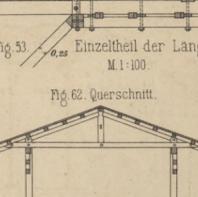
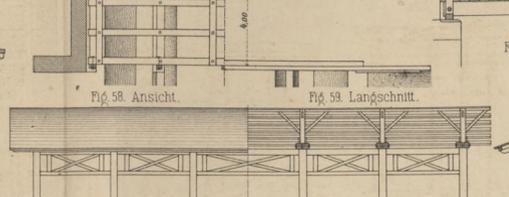
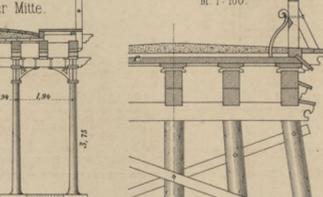
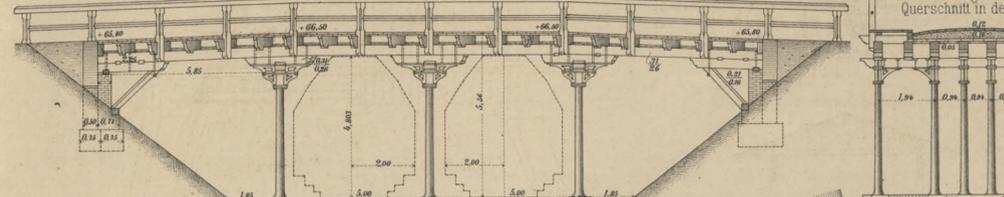


Fig. 14 Aufsicht.

Fig. 16 Querschnitt in der Mitte.

Fig. 58 Ansicht.

Fig. 59 Langschnitt.

Fig. 62 Querschnitt.

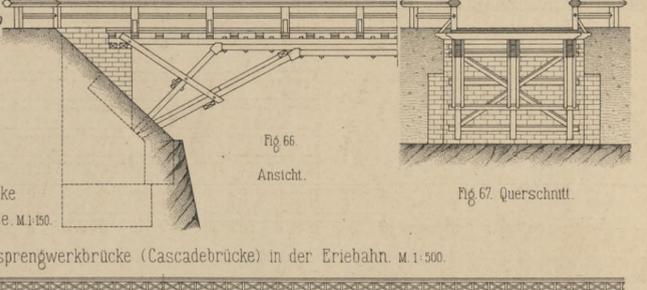
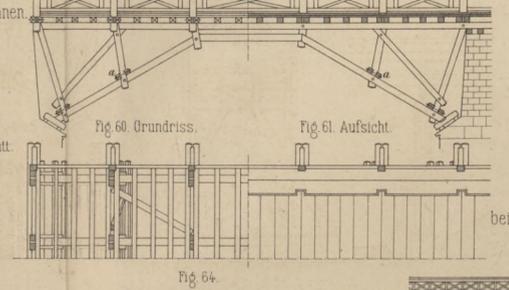
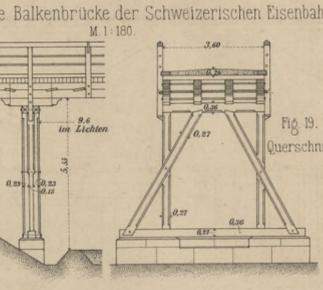
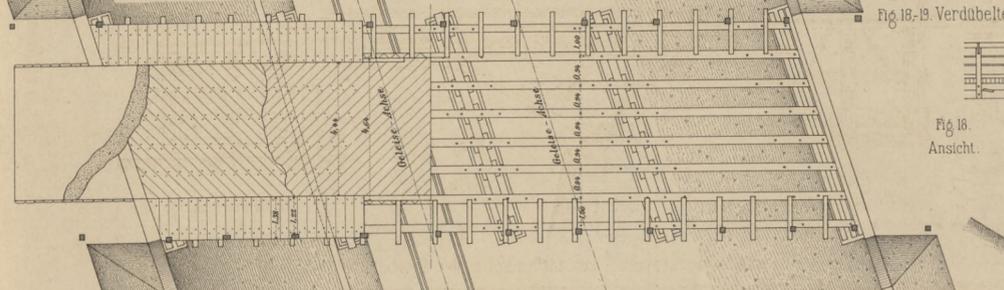


Fig. 20-22 Verdubelte Balkenbrücke der Schweizerischen Eisenbahnen. M. 1:167.

Fig. 23, 24 Howe'sche Fachwerkbrücke. M. 1:200.

Fig. 24 Querschnitt.

Fig. 63 Knoten a (Fig. 56).

Fig. 68 Ansicht.

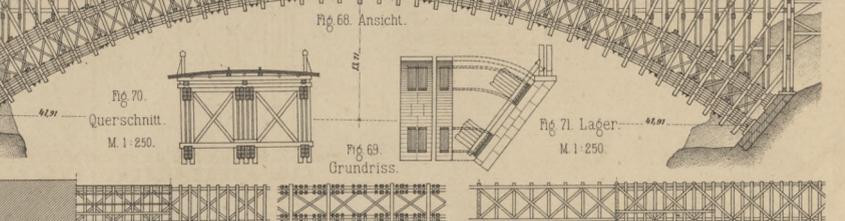
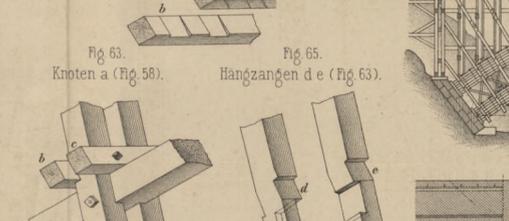
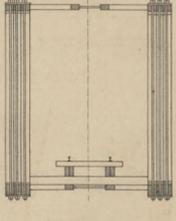
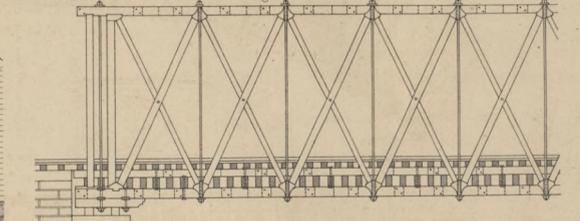
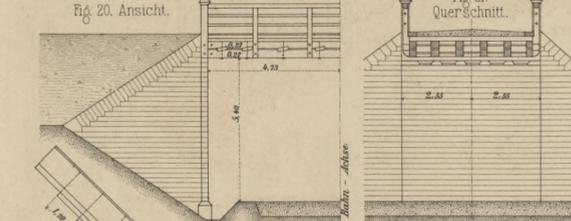


Fig. 22 Grundriss.

Fig. 27-29 Post'sche Fachwerkbrücke. M. 1:250.

Fig. 28 Querschnitte.

Fig. 65 Hangzangen d e (Fig. 63).

Fig. 70 Querschnitt. M. 1:250.

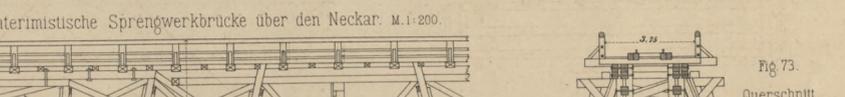
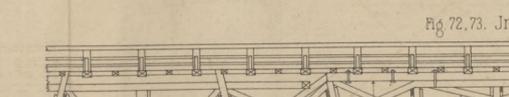


Fig. 25-28 Fachwerkbrücke der österreichischen Südbahn. M. 1:125.

Fig. 29 Grundriss.

Fig. 35 Langschnitt.

Fig. 72 Ansicht.

Fig. 73 Querschnitt.

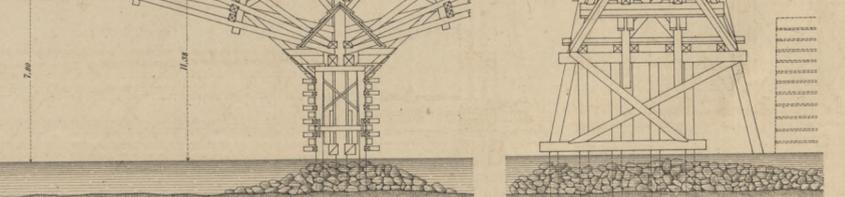
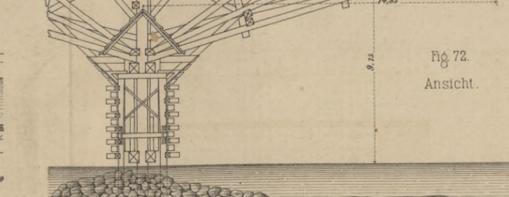
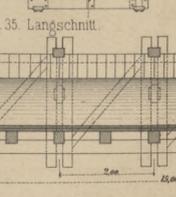
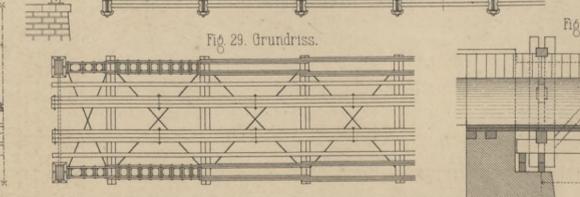
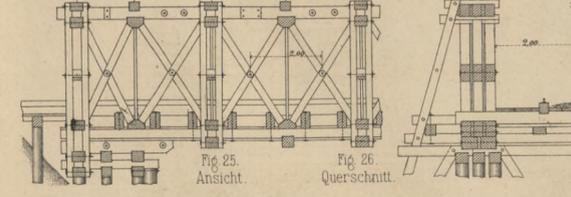


Fig. 30, 31 Howe'sche Fachwerkbrücke über die Donau bei Erbach. M. 1:125.

Fig. 32 Ansicht.

Fig. 36 Grundriss.

Fig. 37 Querschnitt.

Fig. 38, 39 Große Wasserleitungsbrücke bei Hafslund in Norwegen.

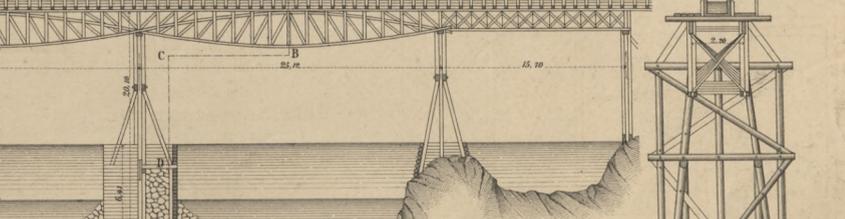
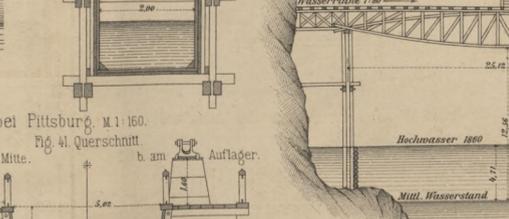
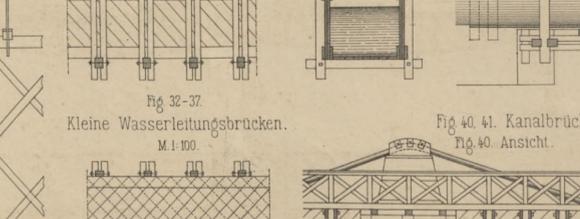
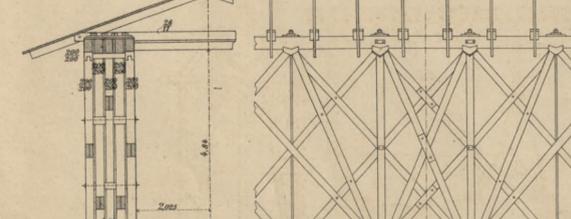


Fig. 30 Querschnitt.

Fig. 34 Langschnitt.

Fig. 40, 41 Kanalbrücke über den Alleghani bei Pittsburg. M. 1:160.

Fig. 41 Querschnitt.

Fig. 39 Querschnitt nach A, B, C, D. M. 1:200.

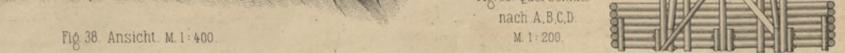
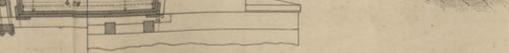
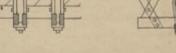
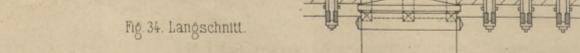
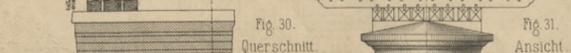




Fig. 1 Ansicht.

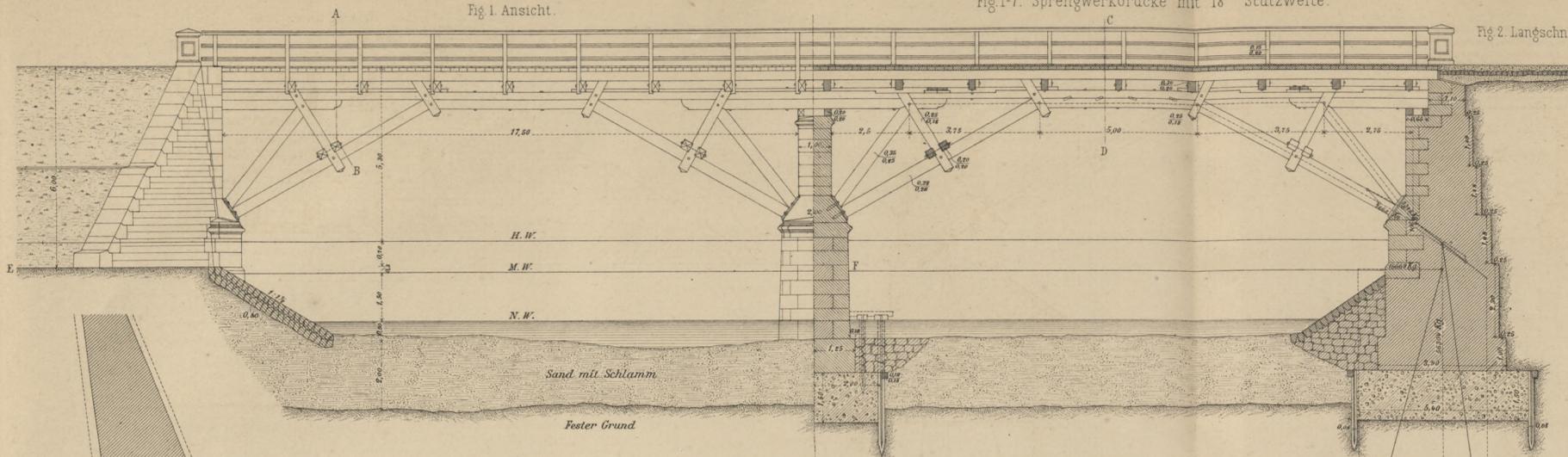


Fig. 2 Längsschnitt.

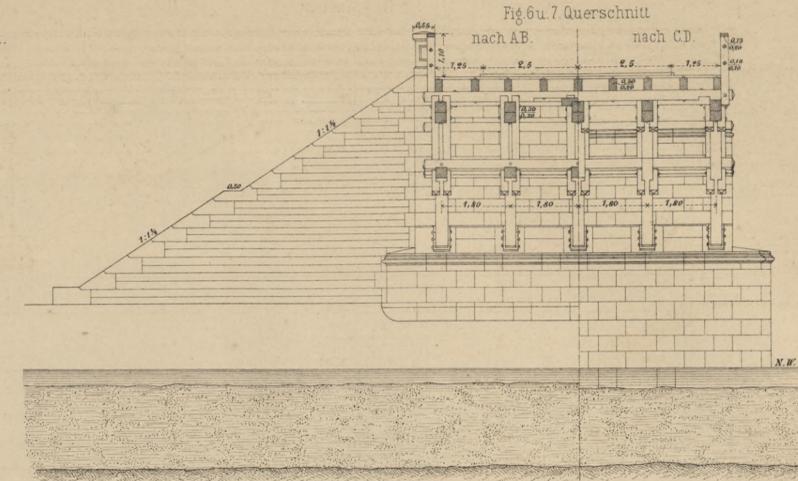


Fig. 6 u. 7 Querschnitt nach AB. nach CD.

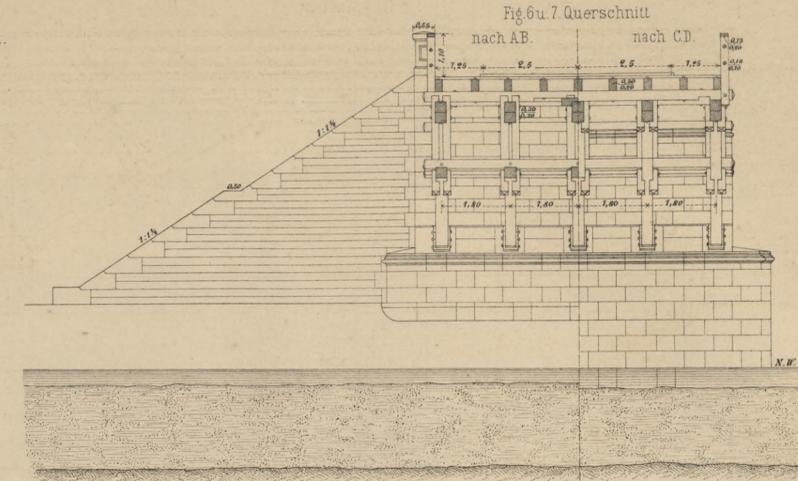


Fig. 3 Horizontalschnitt nach EF.

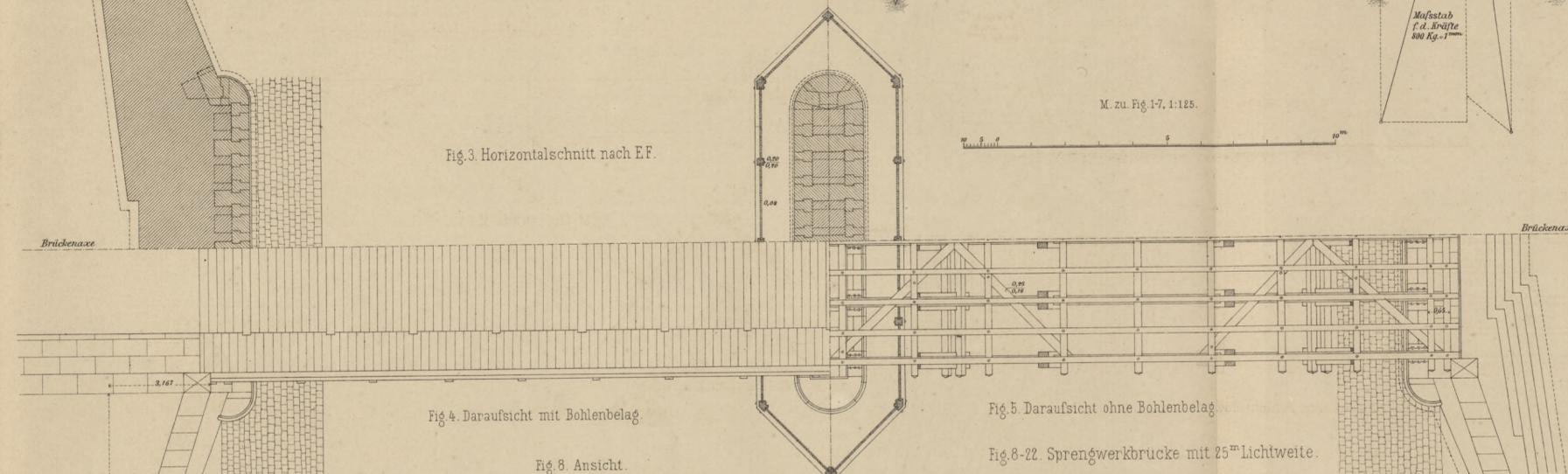


Fig. 4 Daraufricht mit Bohlenbelag.

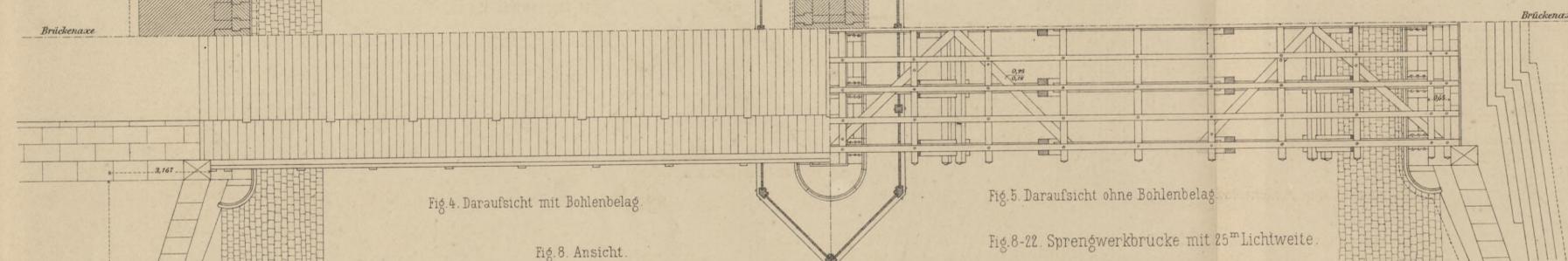


Fig. 5 Daraufricht ohne Bohlenbelag.

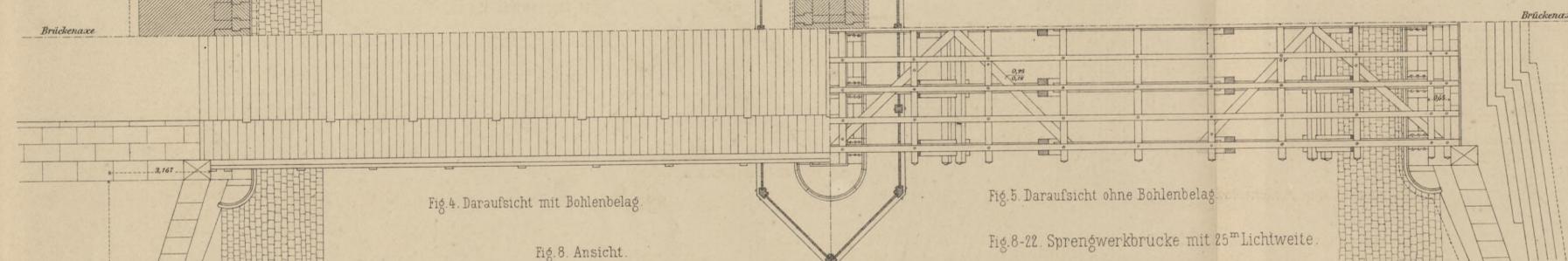


Fig. 8 Ansicht.

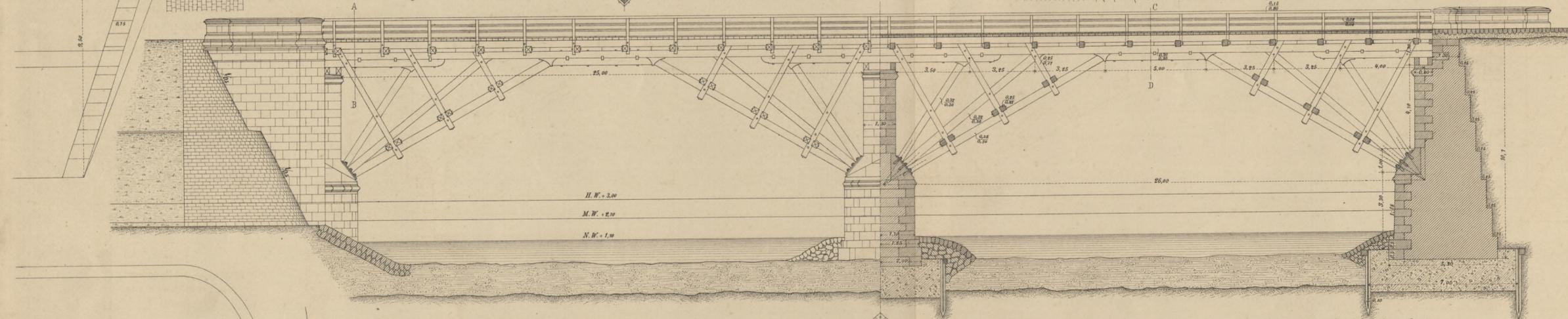


Fig. 8-22 Sprengwerkbrücke mit 25m Lichtweite.

Fig. 9 Längsschnitt.

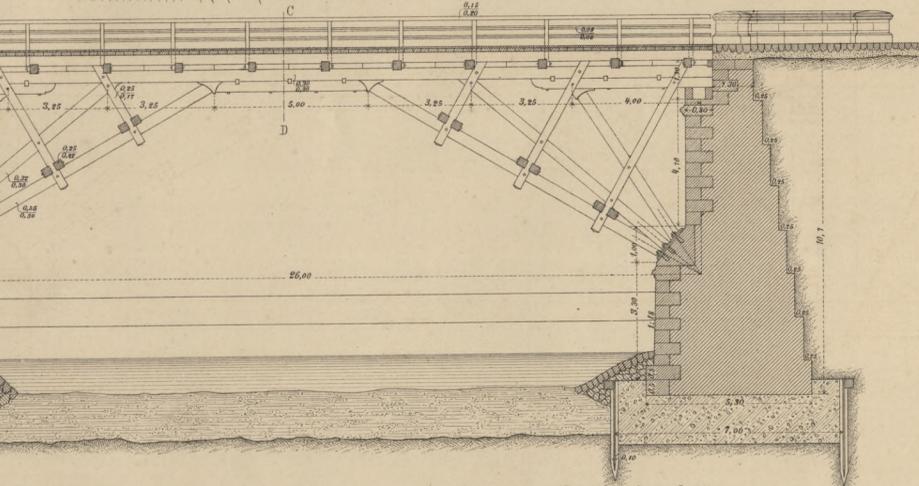


Fig. 10 u. 11 Daraufricht.

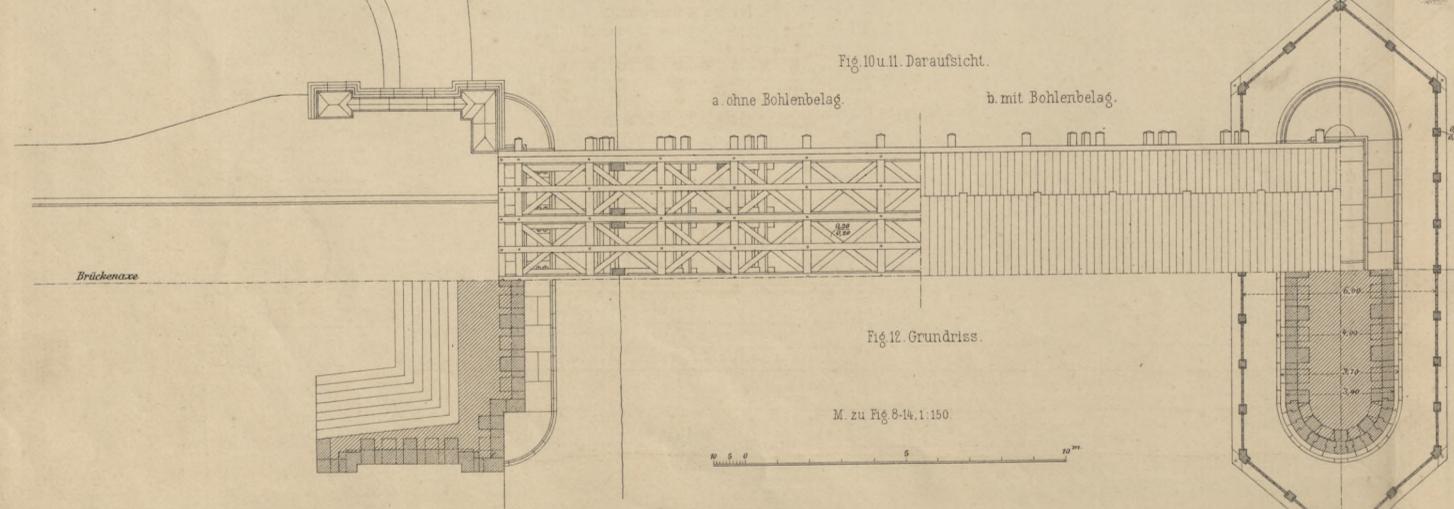
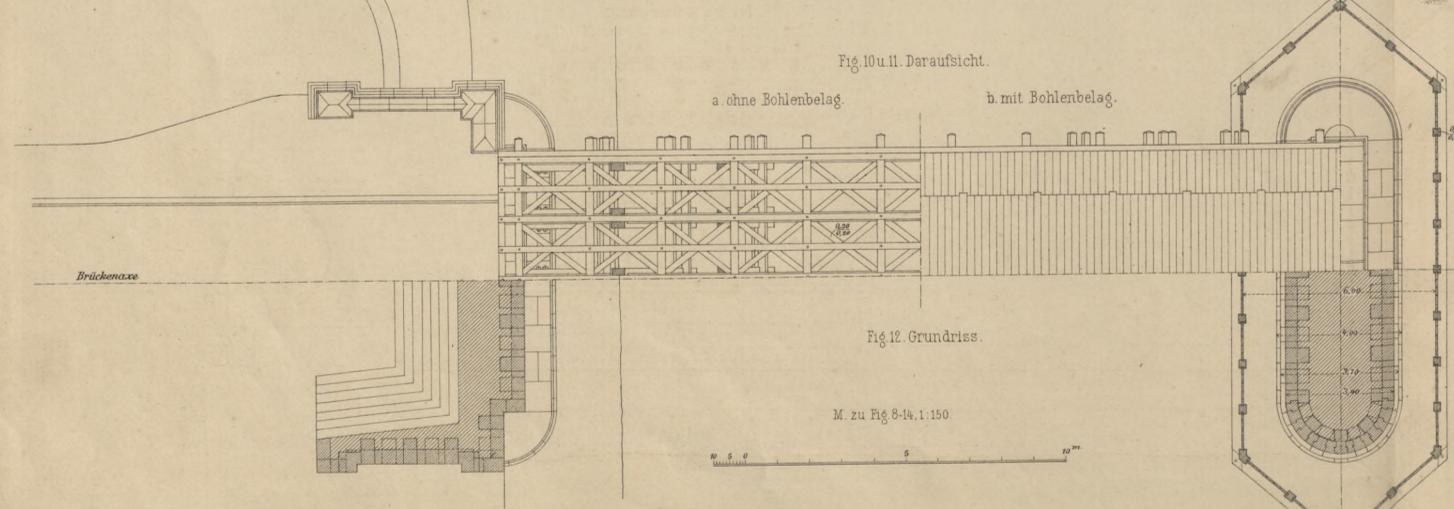


Fig. 12 Grundriss.



M. zu Fig. 8-14. 1:150

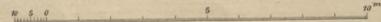


Fig. 15-17 Strebenköpfe M. 1:25

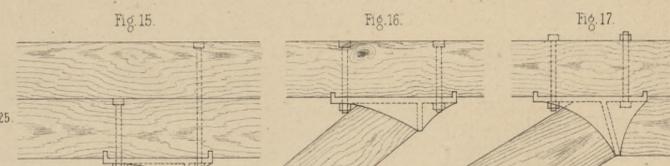


Fig. 19

Fig. 19, 20 Lagerplatte M. 1:25

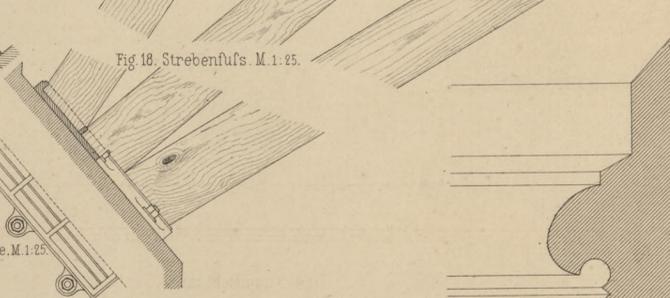


Fig. 18 Strebenfuß M. 1:25

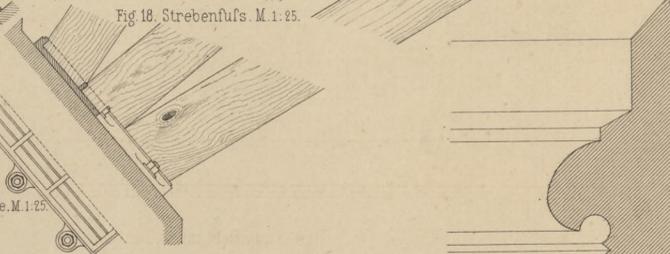


Fig. 21 Kämpfergesims an den Pfeilern M. 1:10

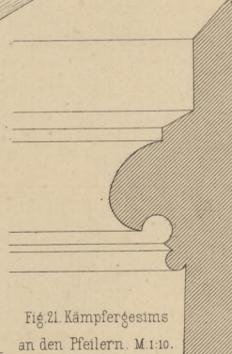


Fig. 22 Brüstungs- und Hauptgesims am Landpfeiler M. 1:10

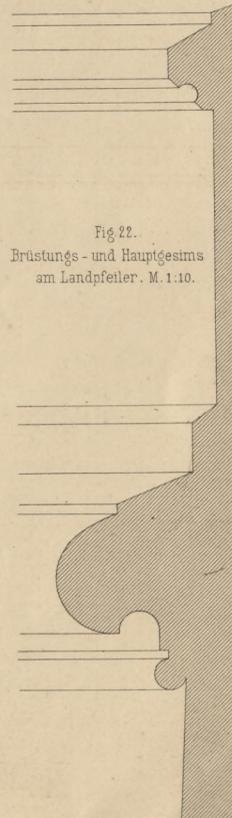
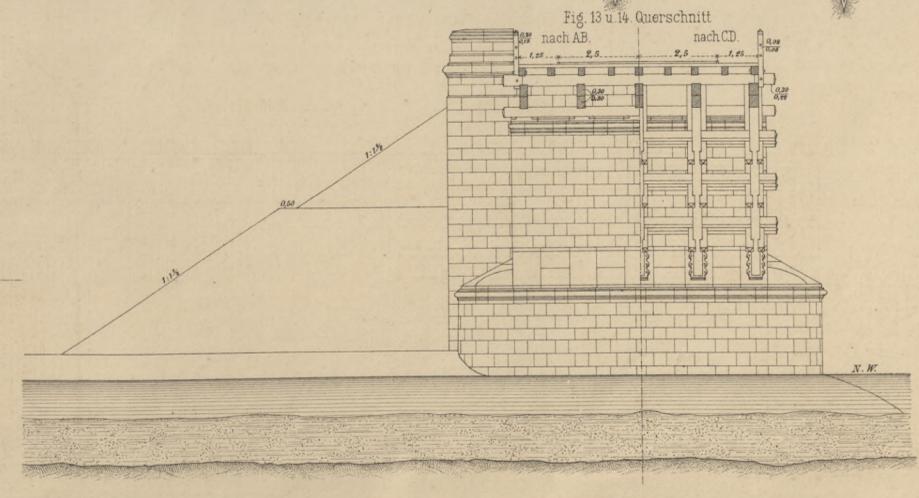
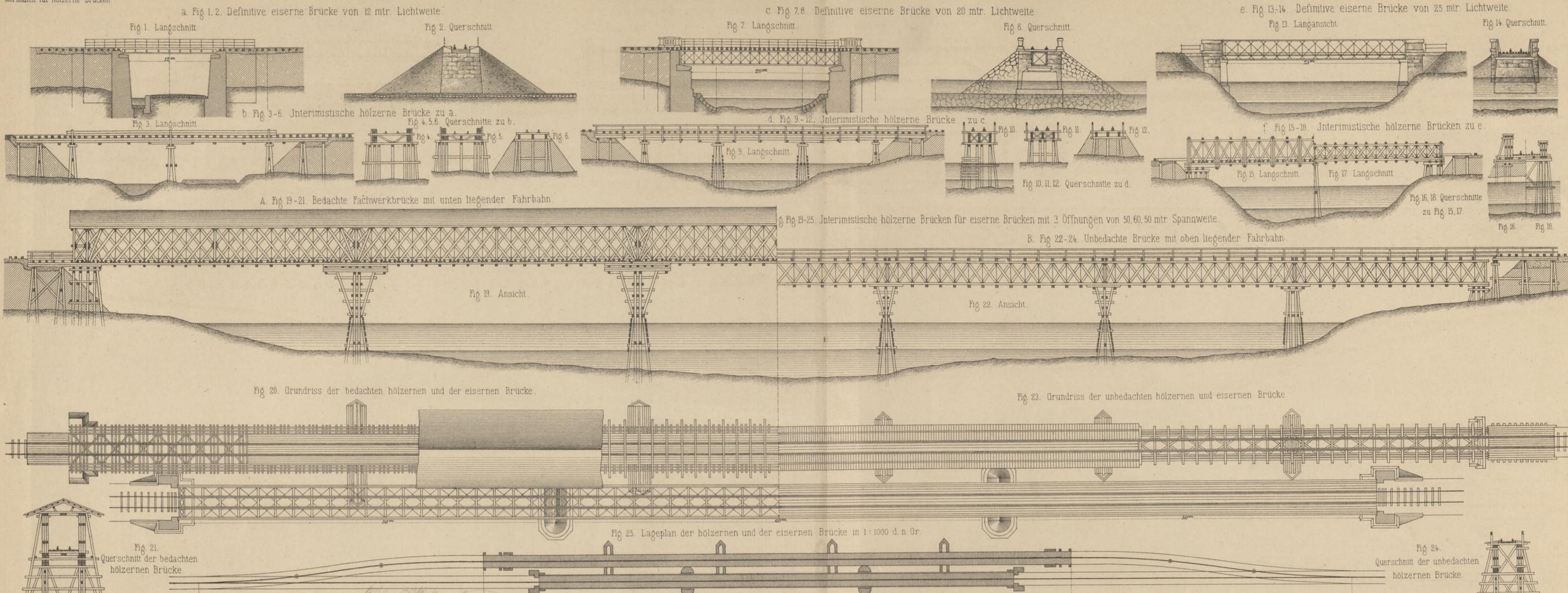


Fig. 13 u. 14 Querschnitt nach AB. nach CD.

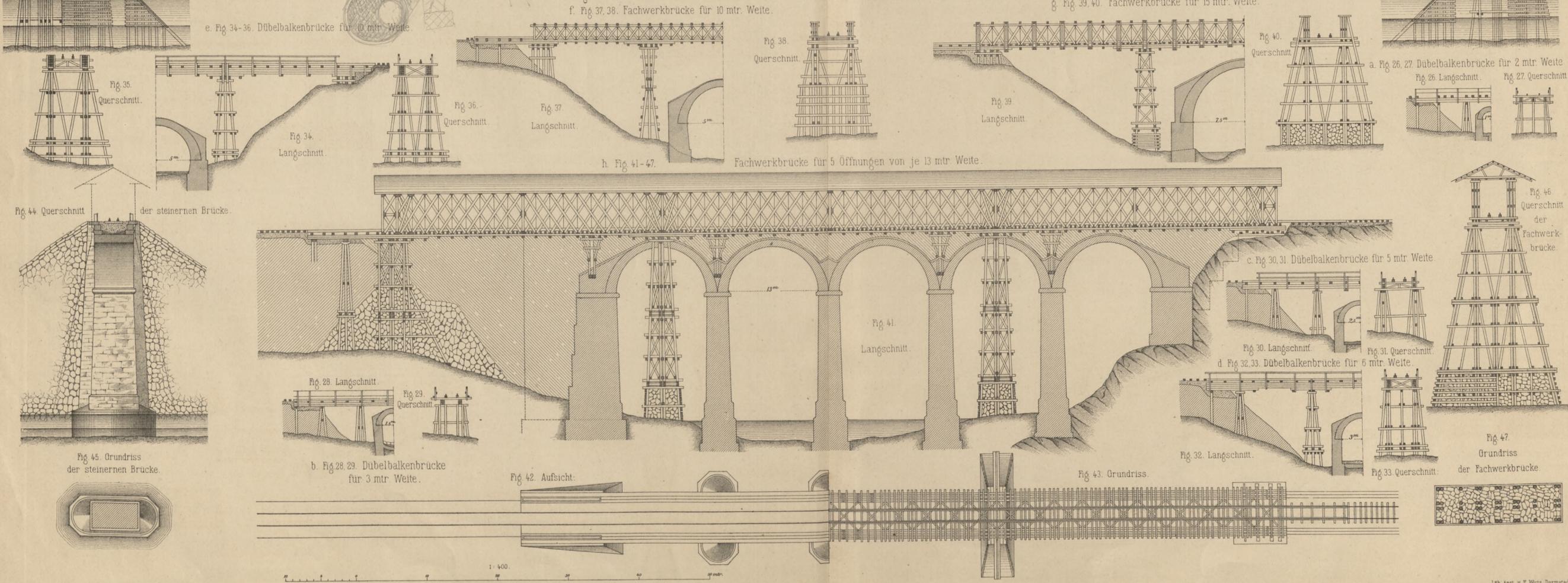




I. Fig. 1-25. Interimistische, durch eiserne zu ersetzende Balkenbrücken in 1:400 d.n.Gr.



II. Fig. 26-47. Interimistische, durch steinerne zu ersetzende Balkenbrücken in 1:400 d.n.Gr.





A. Fig. 1-16. Holzene Balkenbrücken mit verdübelten Trägern.

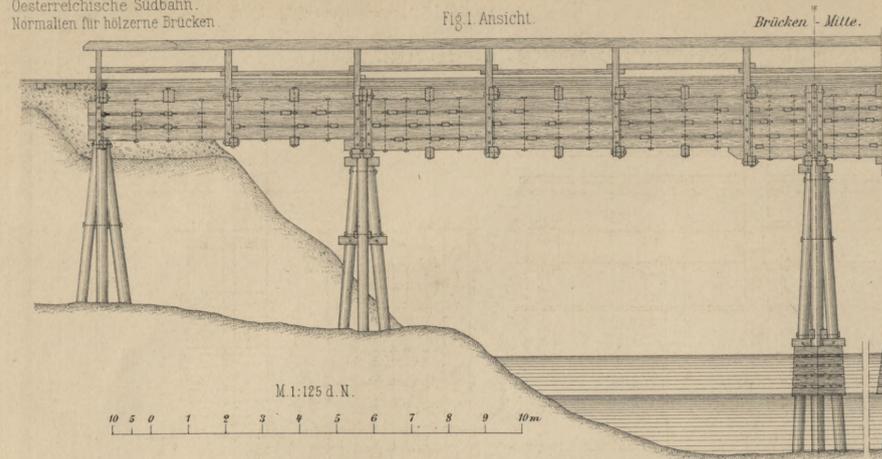


Fig. 1 Ansicht.

Brücken - Mitte.

M. 1:125 d. N.

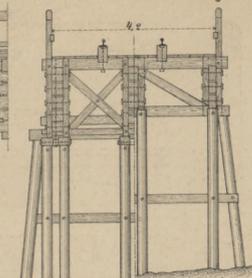


Fig. 5 Querschnitt an einem Landjoch.

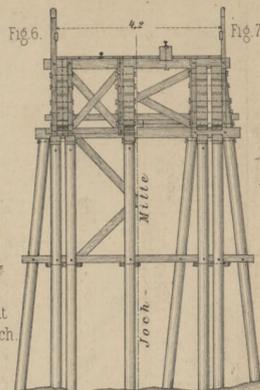


Fig. 6.

Fig. 7.

Fig. 8.

Fig. 9.

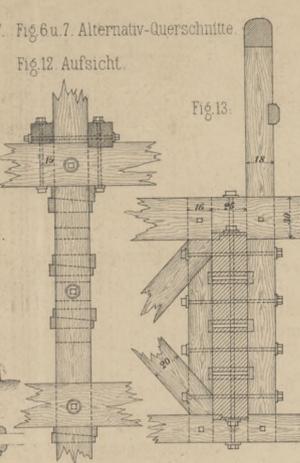


Fig. 12 Aufsicht.

Fig. 13.

Fig. 14.

Fig. 15.

Fig. 16.

Fig. 17.

Fig. 18.

Fig. 19.

Fig. 20.

Fig. 21.

Fig. 22.

Fig. 23.

Fig. 24.

Fig. 25.

Fig. 26.

Fig. 27.

Fig. 28.

Fig. 29.

Fig. 30.

Fig. 31.

Fig. 32.

Fig. 33.

Fig. 34.

Fig. 35.

Fig. 36.

Fig. 37.

Fig. 38.

Fig. 39.

Fig. 40.

Fig. 41.

Fig. 42.

Fig. 43.

Fig. 44.

Fig. 45.

Fig. 46.

Fig. 47.

Fig. 48.

Fig. 49.

Fig. 50.

Fig. 51.

Fig. 52.

Fig. 53.

Fig. 54.

Fig. 55.

Fig. 56.

Fig. 57.

Fig. 58.

Fig. 3 Querschnitt an einem Stromjoch.

Fig. 4 Horizontalschnitt eines Stromjoches.

Fig. 5^a Horizontalschnitt eines Landjoches.

Fig. 8 u. 9 Grundrisse zu Fig. 6 u. 7.

Fig. 10 u. 11 Aufsichten zu Fig. 6 u. 7.

Fig. 21 u. 22 Querschnitte der Träger mit Land- und Stromjoch.

Fig. 23 Grundriss zu Fig. 21.

Fig. 24 Querschnitt durch den Dammkopf.

Fig. 33 u. 34 Querschnitt der Träger am Land- u. Stromjoch.

Fig. 35 Querschnitt durch den Dammkopf.

Fig. 36 Grundriss zu Fig. 34.

Fig. 37 Querschnitt.

Fig. 38 Ansicht.

Fig. 39 Langschnitt.

Fig. 40 Querschnitt.

Fig. 41 Ansicht.

Fig. 42 Langschnitt.

Fig. 43 Querschnitt.

Fig. 44 Ansicht.

Fig. 45 Langschnitt.

Fig. 46 Querschnitt.

Fig. 47 Ansicht.

Fig. 48 Langschnitt.

Fig. 49 Querschnitt.

Fig. 50 Ansicht.

Fig. 51 Langschnitt.

Fig. 52 Querschnitt.

Fig. 53 Ansicht.

Fig. 54 Langschnitt.

Fig. 55 Querschnitt.

Fig. 56 Ansicht.

Fig. 57 Langschnitt.

Fig. 58 Querschnitt.

Fig. 59 Ansicht.

Fig. 60 Langschnitt.

Fig. 61 Querschnitt.

Fig. 62 Ansicht.

Fig. 63 Langschnitt.

Fig. 64 Querschnitt.

Fig. 65 Ansicht.

Fig. 66 Langschnitt.

Fig. 67 Querschnitt.

Fig. 68 Ansicht.

Fig. 69 Langschnitt.

Fig. 70 Querschnitt.

Fig. 71 Ansicht.

Fig. 72 Langschnitt.

Fig. 73 Querschnitt.

Fig. 74 Ansicht.

Fig. 75 Langschnitt.

Fig. 76 Querschnitt.

Fig. 77 Ansicht.

Fig. 78 Langschnitt.

Fig. 79 Querschnitt.

Fig. 80 Ansicht.

Fig. 81 Langschnitt.

Fig. 82 Querschnitt.

Fig. 83 Ansicht.

Fig. 84 Langschnitt.

Fig. 85 Querschnitt.

Fig. 86 Ansicht.

Fig. 87 Langschnitt.

Fig. 88 Querschnitt.

Fig. 89 Ansicht.

Fig. 90 Langschnitt.

Fig. 91 Querschnitt.

Fig. 92 Ansicht.

Fig. 93 Langschnitt.

Fig. 94 Querschnitt.

Fig. 95 Ansicht.

Fig. 96 Langschnitt.

Fig. 97 Querschnitt.

Fig. 98 Ansicht.

Fig. 99 Langschnitt.

Fig. 100 Querschnitt.

Fig. 101 Ansicht.

Fig. 102 Langschnitt.

Fig. 103 Querschnitt.

Fig. 104 Ansicht.

Fig. 105 Langschnitt.

Fig. 106 Querschnitt.

Fig. 107 Ansicht.

Fig. 108 Langschnitt.

Fig. 109 Querschnitt.

Fig. 110 Ansicht.

Fig. 111 Langschnitt.

Fig. 112 Querschnitt.

Fig. 113 Ansicht.

Fig. 114 Langschnitt.

Fig. 115 Querschnitt.

Fig. 116 Ansicht.

Fig. 117 Langschnitt.

Fig. 118 Querschnitt.

Fig. 119 Ansicht.

Fig. 120 Langschnitt.

Fig. 121 Querschnitt.

Fig. 122 Ansicht.

Fig. 123 Langschnitt.

Fig. 124 Querschnitt.

Fig. 125 Ansicht.

Fig. 126 Langschnitt.

Fig. 127 Querschnitt.

Fig. 128 Ansicht.

Fig. 129 Langschnitt.

Fig. 130 Querschnitt.

Fig. 131 Ansicht.

Fig. 132 Langschnitt.

Fig. 133 Querschnitt.

Fig. 134 Ansicht.

Fig. 135 Langschnitt.

Fig. 136 Querschnitt.

Fig. 137 Ansicht.

Fig. 138 Langschnitt.

Fig. 139 Querschnitt.

Fig. 140 Ansicht.

Fig. 141 Langschnitt.

Fig. 142 Querschnitt.

Fig. 143 Ansicht.

Fig. 144 Langschnitt.

Fig. 145 Querschnitt.

Fig. 146 Ansicht.

Fig. 147 Langschnitt.

Fig. 148 Querschnitt.

Fig. 149 Ansicht.

Fig. 150 Langschnitt.

Fig. 151 Querschnitt.

Fig. 152 Ansicht.

Fig. 153 Langschnitt.

Fig. 154 Querschnitt.

Fig. 155 Ansicht.

Fig. 156 Langschnitt.

Fig. 157 Querschnitt.

Fig. 158 Ansicht.

Fig. 159 Langschnitt.

Fig. 160 Querschnitt.

Fig. 161 Ansicht.

Fig. 162 Langschnitt.

Fig. 163 Querschnitt.

Fig. 164 Ansicht.

Fig. 165 Langschnitt.

Fig. 166 Querschnitt.

Fig. 167 Ansicht.

Fig. 168 Langschnitt.

Fig. 169 Querschnitt.

Fig. 170 Ansicht.

Fig. 171 Langschnitt.

Fig. 172 Querschnitt.

Fig. 173 Ansicht.

Fig. 174 Langschnitt.

Fig. 175 Querschnitt.

Fig. 176 Ansicht.

Fig. 177 Langschnitt.

Fig. 178 Querschnitt.

Fig. 179 Ansicht.

Fig. 180 Langschnitt.

Fig. 181 Querschnitt.

Fig. 182 Ansicht.

Fig. 183 Langschnitt.

Fig. 184 Querschnitt.

Fig. 185 Ansicht.

Fig. 186 Langschnitt.

Fig. 187 Querschnitt.

Fig. 188 Ansicht.

Fig. 189 Langschnitt.

Fig. 190 Querschnitt.

Fig. 191 Ansicht.

Fig. 192 Langschnitt.

Fig. 193 Querschnitt.

Fig. 194 Ansicht.

Fig. 195 Langschnitt.

Fig. 196 Querschnitt.

Fig. 197 Ansicht.

Fig. 198 Langschnitt.

Fig. 199 Querschnitt.

Fig. 200 Ansicht.

Fig. 201 Langschnitt.

Fig. 202 Querschnitt.

Fig. 203 Ansicht.

Fig. 204 Langschnitt.

Fig. 205 Querschnitt.

Fig. 206 Ansicht.

Fig. 207 Langschnitt.

Fig. 208 Querschnitt.

Fig. 209 Ansicht.

Fig. 210 Langschnitt.

Fig. 211 Querschnitt.

Fig. 212 Ansicht.

Fig. 213 Langschnitt.

Fig. 214 Querschnitt.

Fig. 215 Ansicht.

Fig. 216 Langschnitt.

Fig. 217 Querschnitt.

Fig. 218 Ansicht.

Fig. 219 Langschnitt.

Fig. 220 Querschnitt.

Fig. 221 Ansicht.

Fig. 222 Langschnitt.

Fig. 223 Querschnitt.

Fig. 224 Ansicht.

Fig. 225 Langschnitt.

Fig. 226 Querschnitt.

Fig. 227 Ansicht.

Fig. 228 Langschnitt.

Fig. 229 Querschnitt.

Fig. 230 Ansicht.

Fig. 231 Langschnitt.

Fig. 232 Querschnitt.

Fig. 233 Ansicht.

Fig. 234 Langschnitt.

Fig. 235 Querschnitt.

Fig. 236 Ansicht.

Fig. 237 Langschnitt.

Fig. 238 Querschnitt.

Fig. 239 Ansicht.

Fig. 240 Langschnitt.

Fig. 241 Querschnitt.

Fig. 242 Ansicht.

Fig. 243 Langschnitt.

Fig. 244 Querschnitt.

Fig. 245 Ansicht.

Fig. 246 Langschnitt.

Fig. 247 Querschnitt.

Fig. 248 Ansicht.



A. Fachwerkbrücke mit unten liegender Fahrbahn und Bedachung.

C. Hölzerne Pfeiler für Thalübergänge.

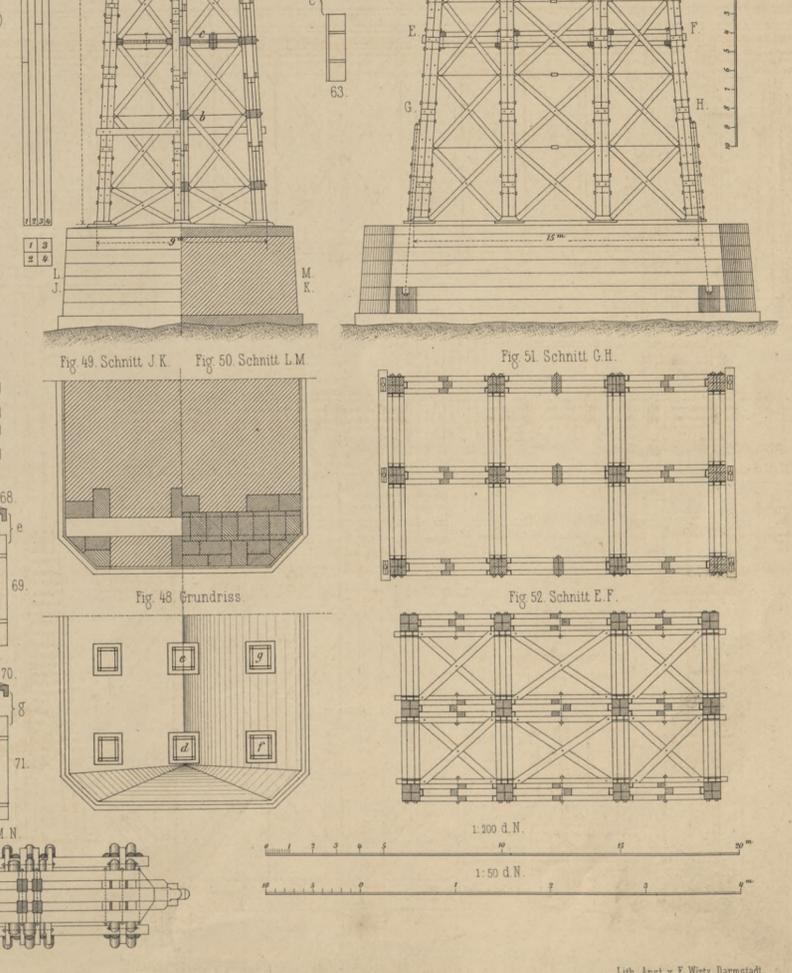
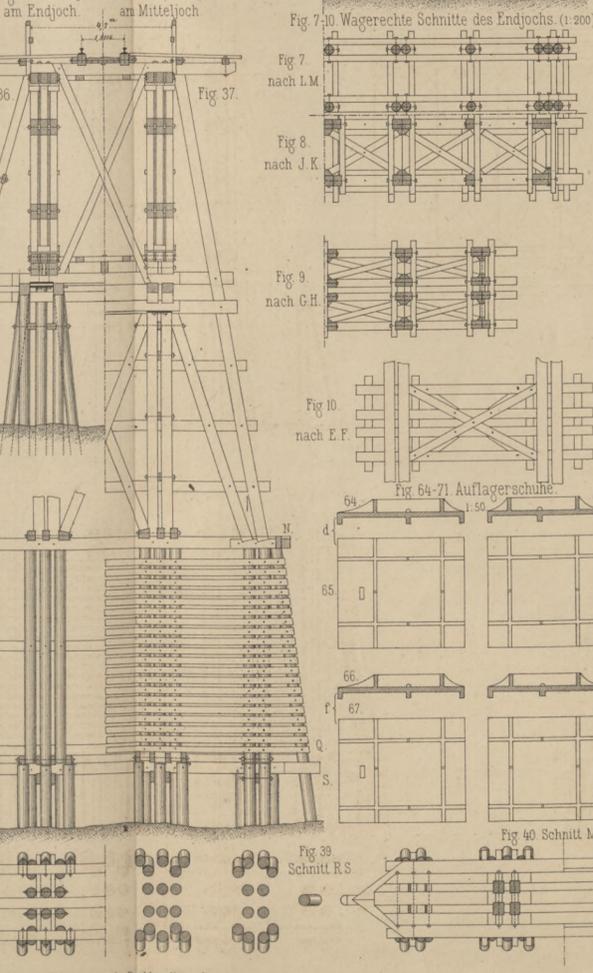
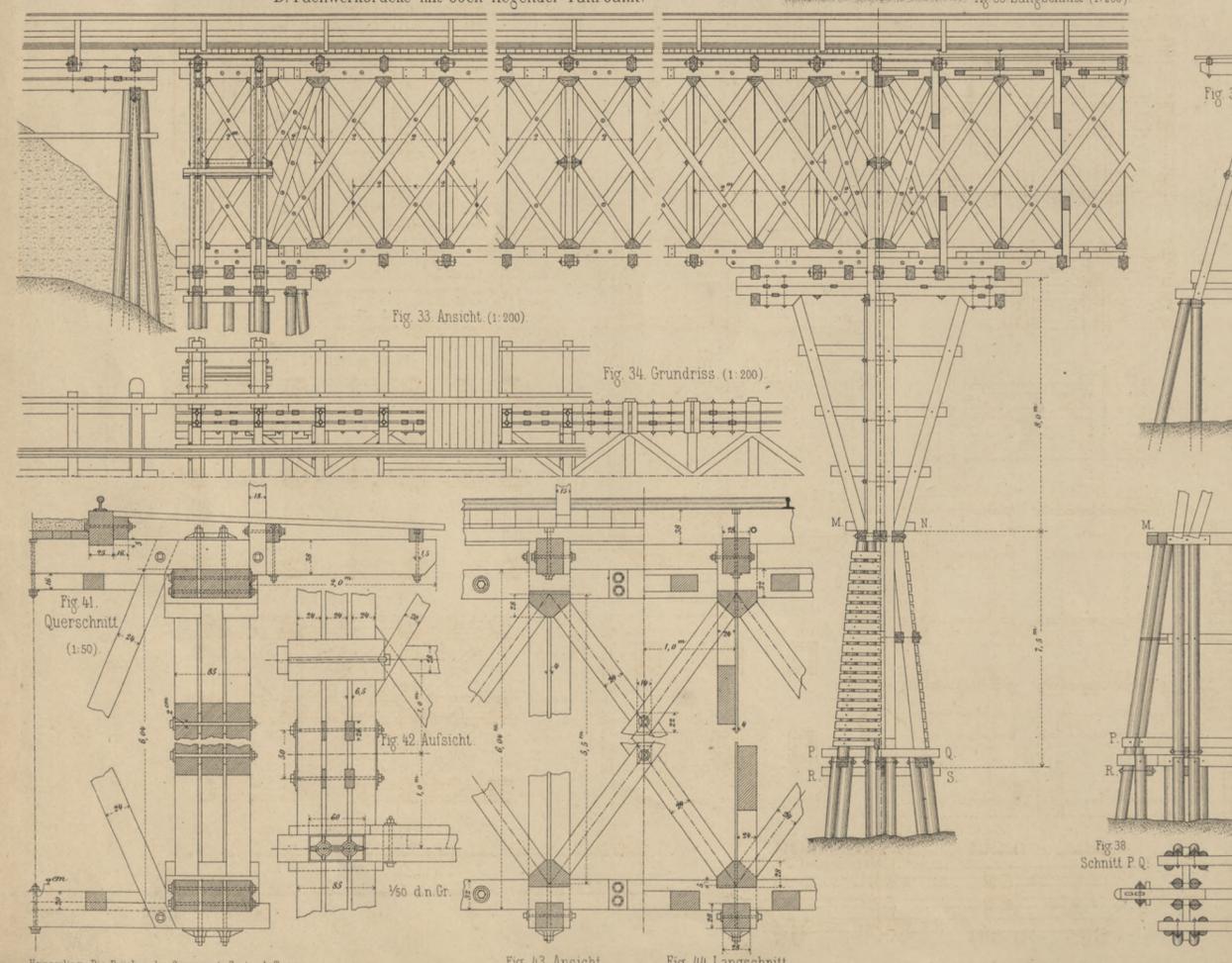
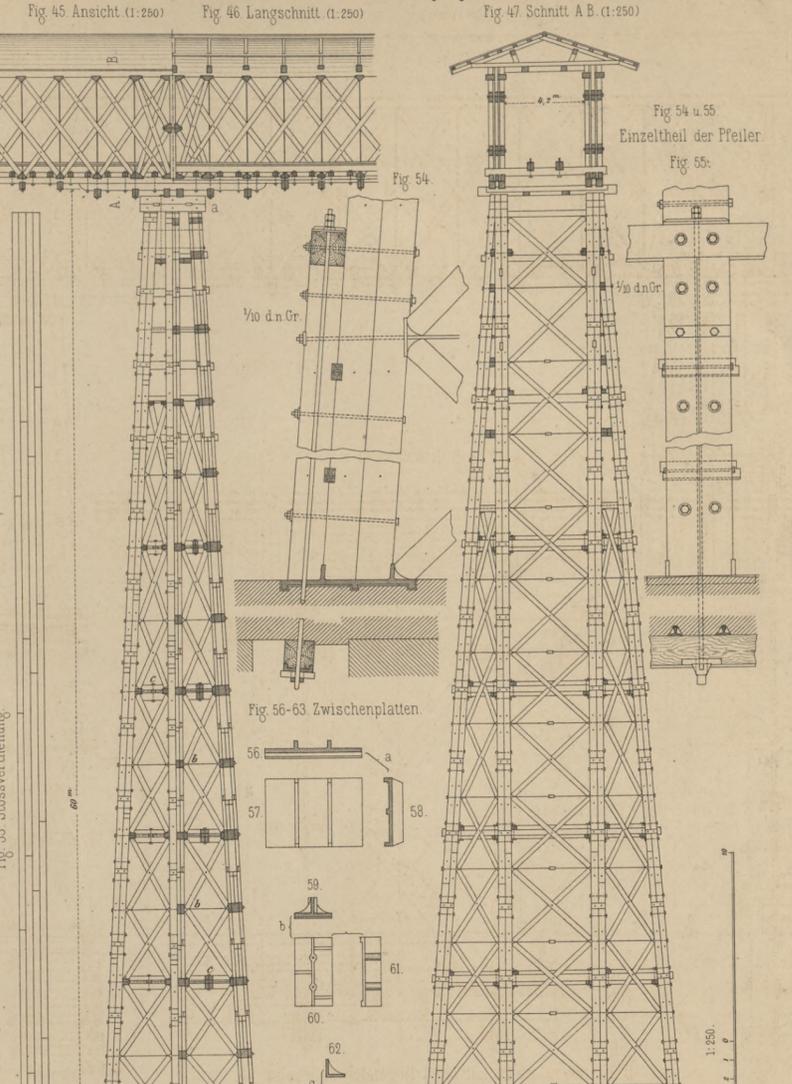
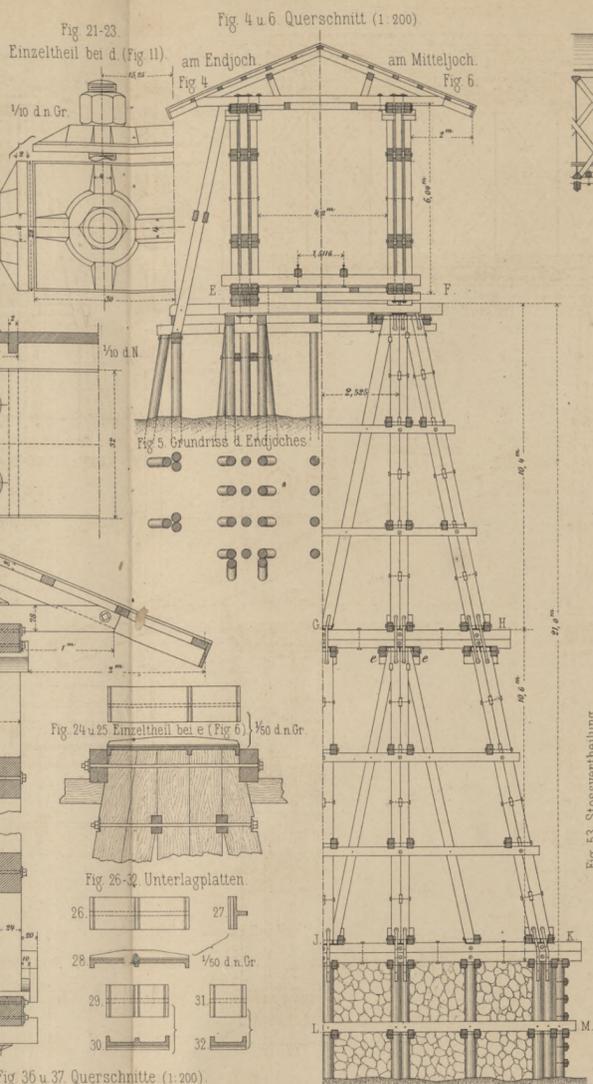
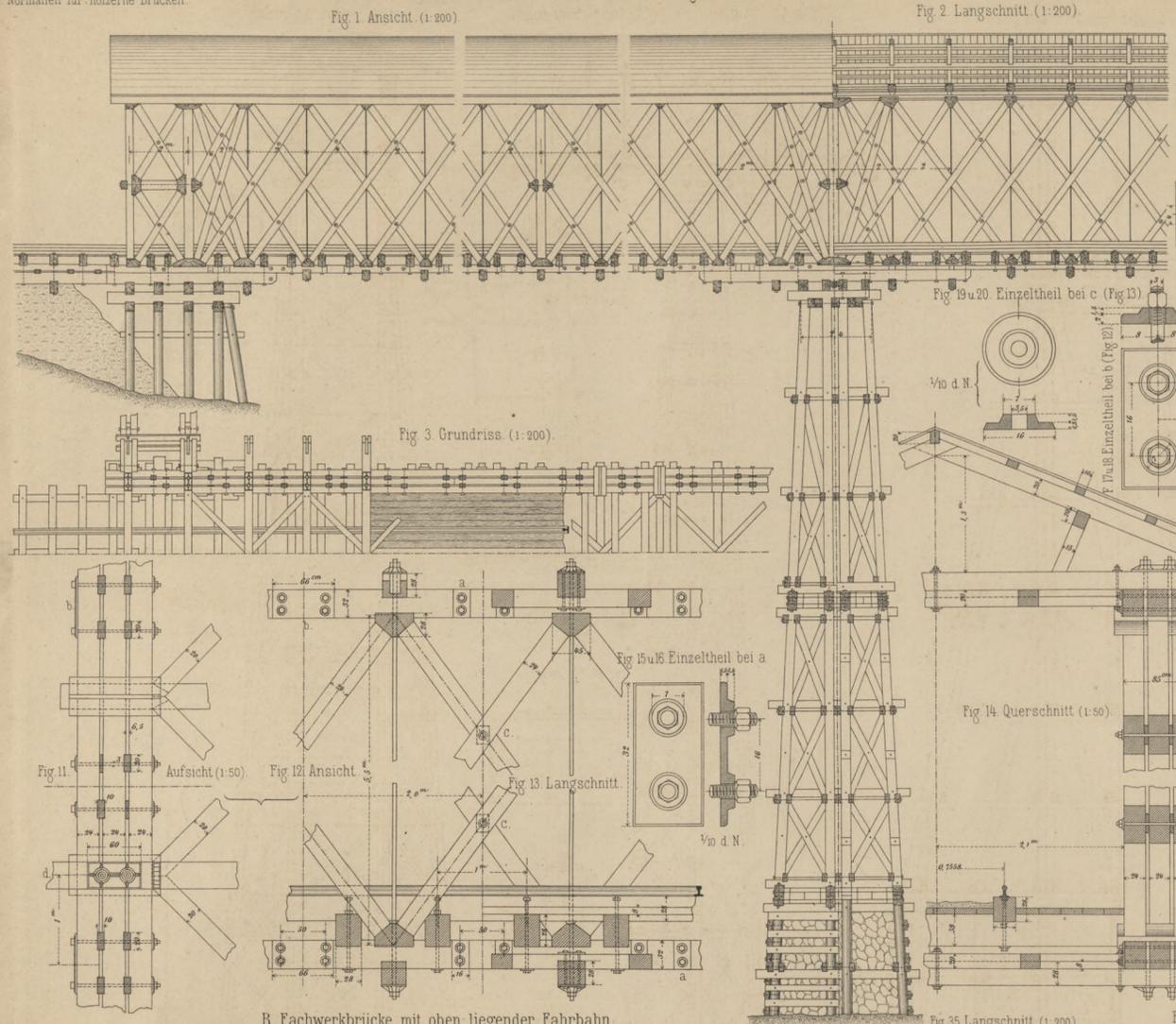




Fig. 12. Ueberführung des Lebach-Mälstader Weges über die Saarbrücker Eisenbahn. M. 1:100.

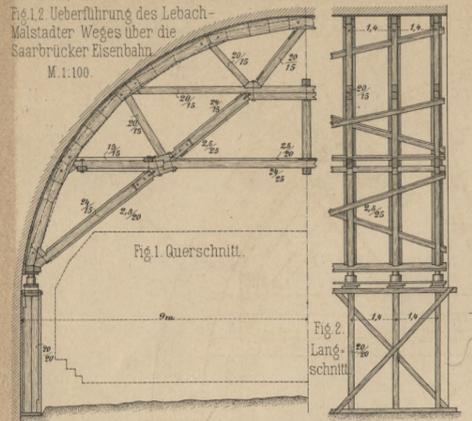


Fig. 3. Brücke mit 15,16m Spannweite. M. 1:100.

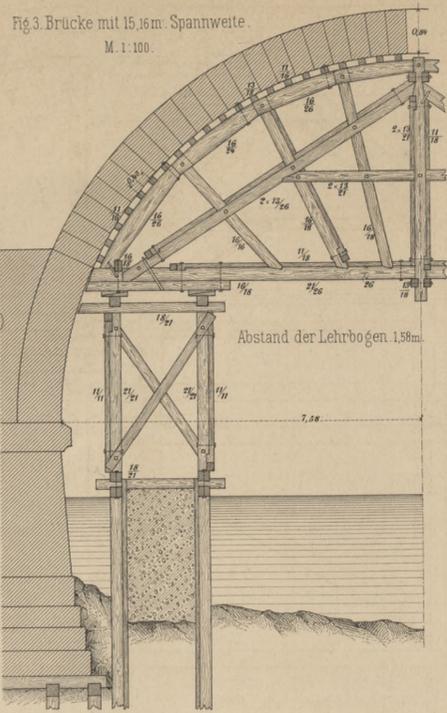


Fig. 4. Brücke mit 15,16m Spannweite. M. 1:100.

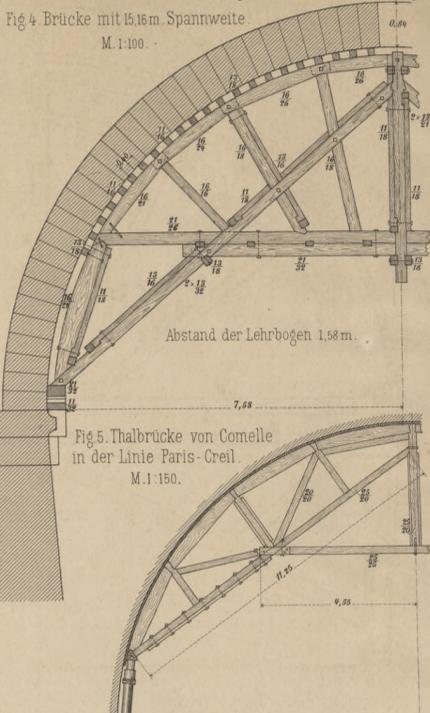


Fig. 6.7. Brücke mit 10,12m Spannweite. M. 1:70.

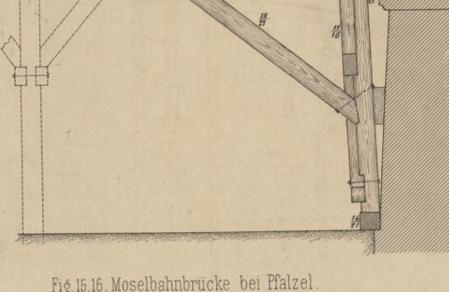
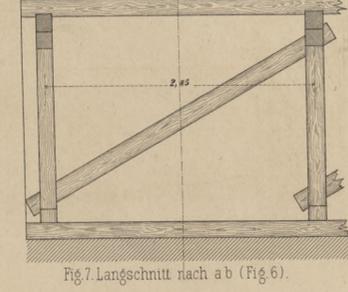
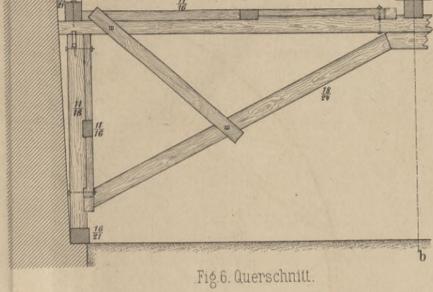
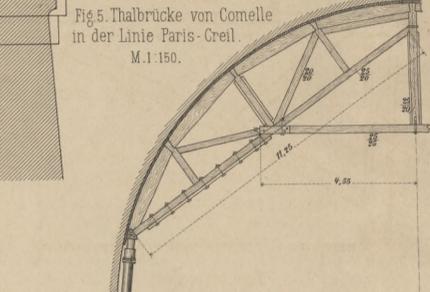
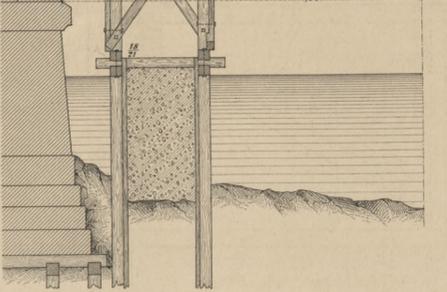
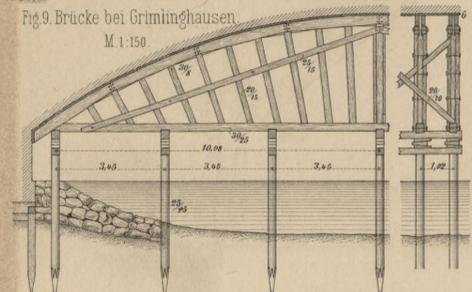
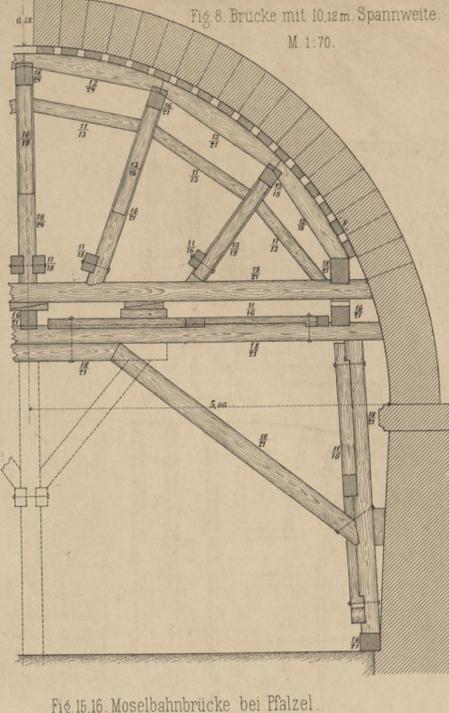
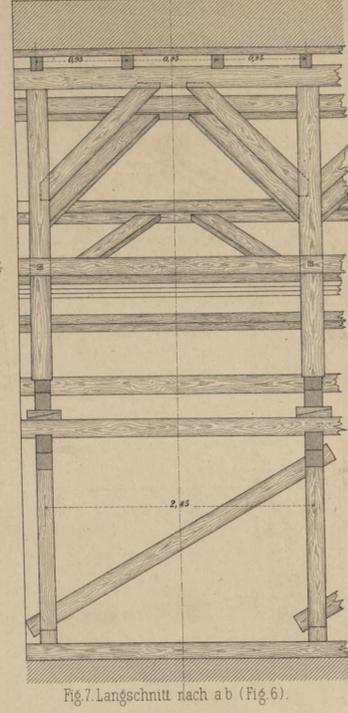
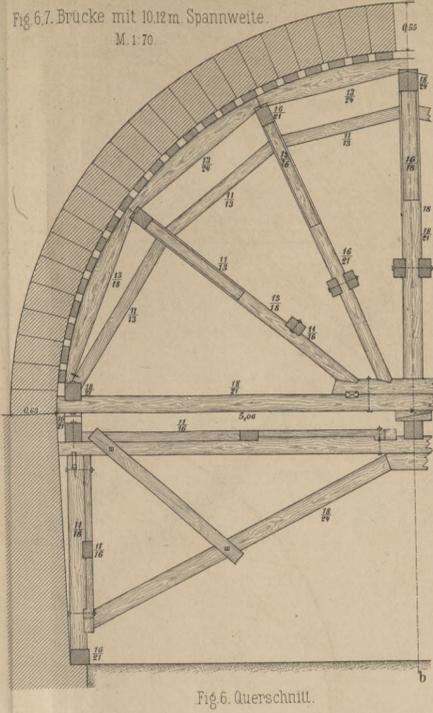


Fig. 10,11 Brücke von 18,96m Spannweite. M. 1:100.

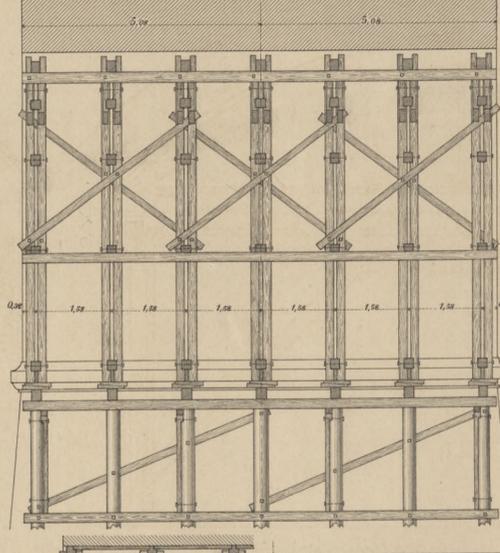
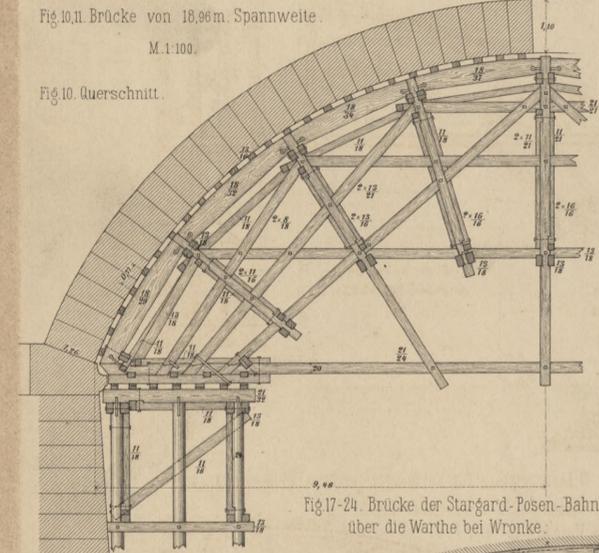


Fig. 12. Brücke von 7,58m Spannweite. M. 1:50.

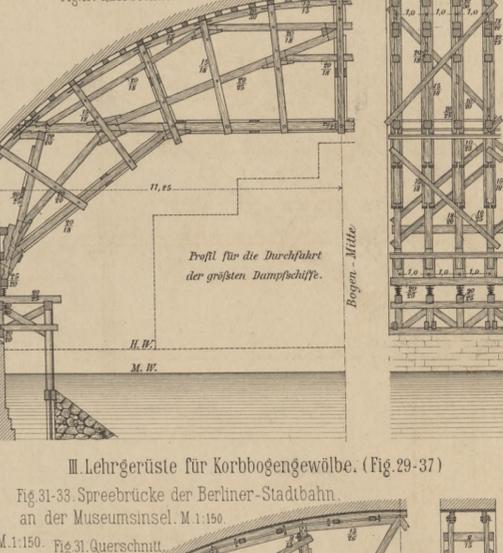
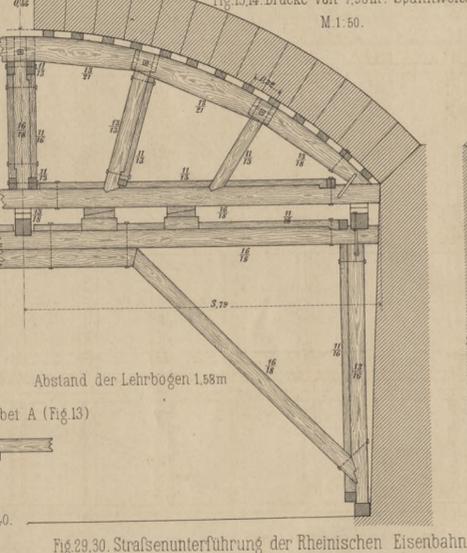
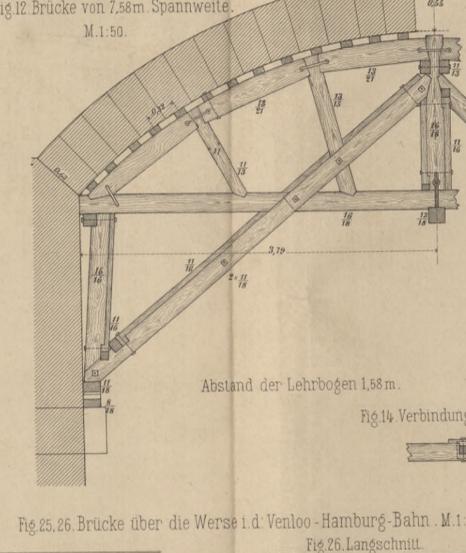
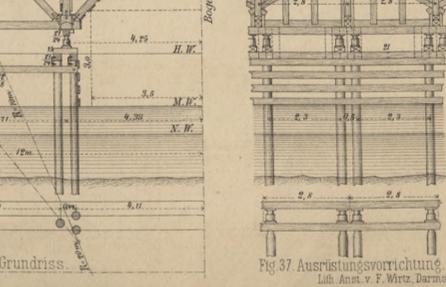
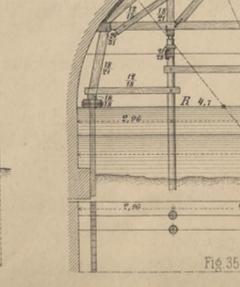
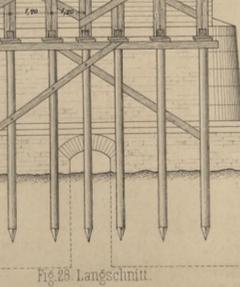
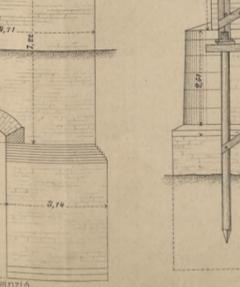
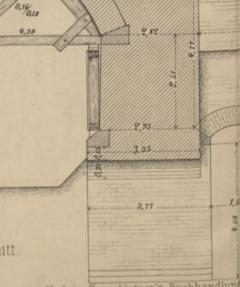
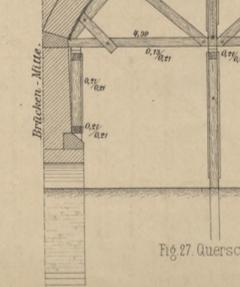
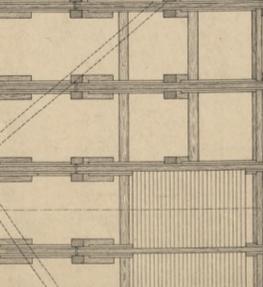
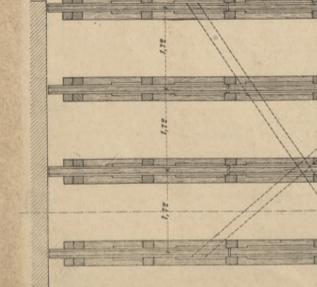
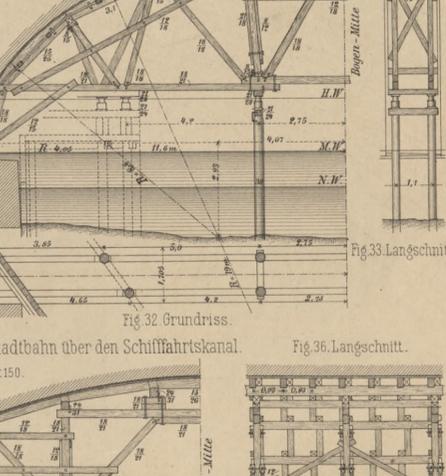
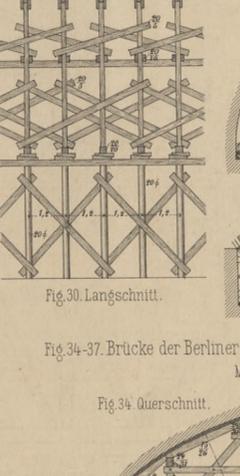
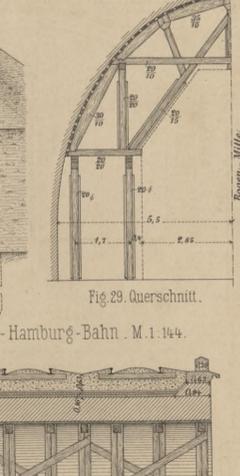
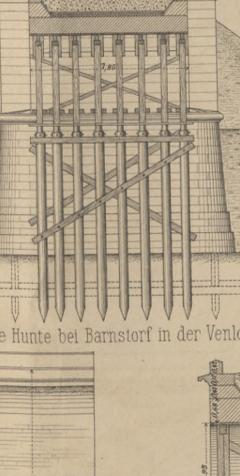
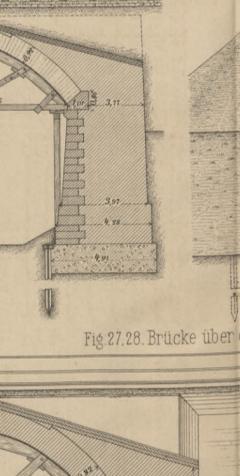
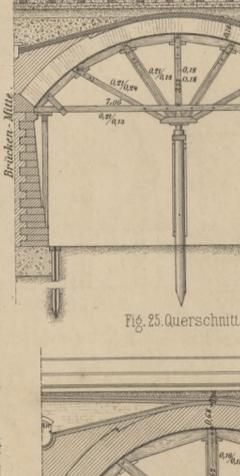
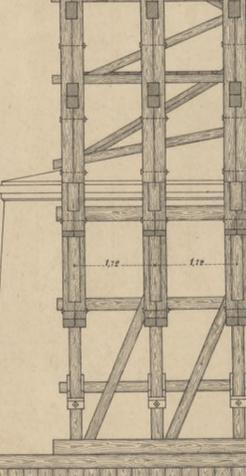
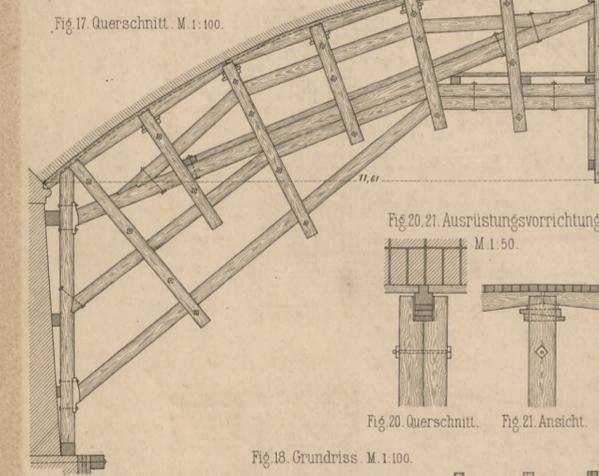


Fig. 17. Querschnitt. M. 1:100.





S. 61

POLITECHNIKA KRAK

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



IV-29947

Kdn. Zam. 480/55 20.000

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000248498