

1875
MAY 10 1875
LIBRARY OF THE
MUSEUM OF COMPARATIVE ZOOLOGY
AT HARVARD UNIVERSITY

OFFICIELLER
AUSSTELLUNGS-BERICHT

HERAUSGEGEBEN DURCH DIE
GENERAL-DIRECTION DER WELTAUSSTELLUNG

1 8 7 3.

EISENBAHN-
UNTER- UND OBERBAU.

(Gruppe XVIII, Section 2.)

DREI BÄNDE MIT 293 HOLZSCHNITTEN UND 19 LITHOGRAPHIRTEN TAFELN.

BERICHT

VON

FRANZ RŽIHA,

*Ober-Ingenieur, Ritter des Kaiserlich-österreichischen Franz Joseph-Ordens und des
Königlich-preussischen Kronen-Ordens.*

ZWEITER BAND.

WIEN.

DRUCK UND VERLAG DER K. K. HOF- UND STAATSDRUCKEREI.

1877.

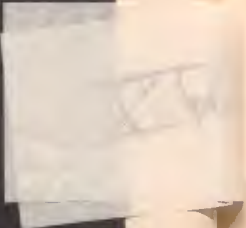


WA 87/10

10/24

X Kant

10



Inhalts-Verzeichniss des zweiten Bandes.

Brückenbau.

I. Abschnitt.

Fundirungen.

	Seite
I. Capitel. Einfache Fundirung	4
II. „ Rammung und Schraubung	9
§. 1. Rammung	9
§. 2. Schraubung	22
III. Capitel. Schutzwandungen	24
§. 1. Geschichtliche Notizen	24
§. 2. Ausstellungsobjecte	26
IV. Capitel. Schwimmkasten	29
V. „ Senkschächte	30
§. 1. Geschichte der Senkarbeit	30
§. 2. Arten der Schachtsenkung	36
§. 3. Ausstellungsobjecte	40
VI. Capitel. Pneumatische Fundirung	44
§. 1. Geschichte der pneumatischen Fundirung	44
§. 2. Erfahrungen bei der pneumatischen Fundirung	53
§. 3. Ausstellungsobjecte	62

II. Abschnitt.

Hölzerne Brücken.

I. Capitel. Ihre historische Durchbildung	125
II. „ Ihre Vertretung auf der Ausstellung	133

III. Abschnitt.

Steinerne Brücken.

I. Capitel. Geschichtliche Entwicklung des Baues gewölbter Brücken	141
§. 1. Die Entstehung der steinernen Brücken (bis 336 v. Chr.)	142

*

	Seite
§. 2. Die erste Entfaltung des Brückenbaues (336 v. Chr. bis 375 n. Chr.)	143
§. 3. Der Verfall des Brückenbaues (375 bis 1096)	147
§. 4. Wiederaufleben des Baues steinerner Brücken (1096 bis 1492)	149
§. 5. Fortschritt im Baue steinerner Brücken (1492—1648)	155
§. 6. Die Entfaltung der Wissenschaft des Baues gewölbter Brücken (1648—1825)	157
§. 7. Blüthezeit des Baues gewölbter Brücken (1825 bis Gegenwart)	167
II. Capitel. Vertretung der gewölbten Brücken auf der Ausstellung	180
§. 1. Antike gewölbte Brücken	180
§. 2. Moderne gewölbte Brücken	184

IV. Abschnitt.

Eiserne Brücken.

I. Abtheilung.

Steinerne Pfeiler der eisernen Brücken 211

II. Abtheilung.

Eiserne Pfeiler.

§. 1. Eintheilung der eisernen Pfeiler	215
§. 2. Eiserne Ständer	216
§. 3. Eiserne Joche	219
§. 4. Eiserne Röhrenpfeiler	224
§. 5. Eiserne Thurm Pfeiler	230

III. Abtheilung.

Eiserne Häng-, Spreng- und Bogenwerke.

§. 1. Historische Entwicklung dieser Eisenconstructions	245
§. 2. Ihre Vertretung auf der Ausstellung	248

IV. Abtheilung.

Eiserne Bogenbrücken.

§. 1. Die Entwicklung der Eisenproduction als Vorbedingung	251
§. 2. Die geschichtliche Entwicklung der eisernen Bogenbrücken	256
§. 3. Ausstellungsobjecte	267

V. Abtheilung.

Eiserne Balkenbrücken.

	Seite
I. Capitel. Einfache Barren	282
II. „ Armirte Barren	284
III. „ Blechträger	285
§. 1. Ihre Geschichte	285
§. 2. Ausstellungsobjecte	287
IV. Capitel. Kastenträger	293
§. 1. Ihre Geschichte	293
§. 2. Ausstellungsobjecte	295
V. Capitel. Tunnelbrücken	297
VI. „ Gitterträger und ihre Geschichte	304
I. Gruppe. Gitterträger mit parallelen Gurtungen	304
§. 1. Gitterwerksträger	304
§. 2. Fachwerksträger	311
§. 3. Continuirliche Gelenkträger	321
§. 4. Parallelförmige Gitterträger mit abgeschrägten Ecken	322
§. 5. Ausstellungsobjecte	322
II. Gruppe. Gitterträger mit gekrümmten Gurtungen	379
§. 1. Geschichte der acht Hauptssysteme	379
§. 2. Ausstellungsobjecte der Gitterträger mit gekrümmten Gurtungen	398
A. Linsenträger	398
B. Bowstrings	400
C. Schwedler'sche Träger	403
D. Halbparabel-Träger	408
E. Continuirliche Linsenträger	423
VII. Capitel. Amerikanische Sprengwerke	424
§. 1. Geschichtliche Notizen	424
§. 2. Ausstellungsobjecte	428
VIII. Capitel. Constructions-Hilfsmittel	430

VI. Abtheilung.

Hängebrücken.

§. 1. Vorbemerkungen	433
§. 2. Kettenbrücken	434
§. 3. Drahtbrücken	441
§. 4. Versteifung der Hängebrücken	448
§. 5. Ausstellungsobjecte	450

V. Abschnitt.

Bewegliche Brücken.

	Seite
I. Capitel. Zugbrücken	455
II. „ Hubbrücken	456
III. „ Klappenbrücken	457
IV. „ Krahnbrücken	461
V. „ Rollbrücken	463
VI. „ Drehbrücken	464
§. 1. Die Constructionsarten	464
§. 2. Geschichtliche Entwicklung der Hauptconstruktionen und die Vertretung der letzteren auf der Ausstellung	470
A. Rollkranzbrücken	470
B. Drehbrücken mit festem Zapfen und ohne Rollkranz	483
C. Drehbrücken mit beweglichem Zapfen	493
VII. Capitel. Schiffbrücken	500
VIII. „ Fliegende Brücken	501
IX. „ Trajeete	502
§. 1. Ihre Geschichte	502
§. 2. Ausstellungsobjecte	507

Berichtigung.

Seite 47, 8. Zeile von unten, lies: 1857 statt 1875

Brückenbau.

Wenn die Kunst, Brücken zu bauen, schon in alter Zeit mit Recht als der Kern und als die Ausgangsstelle bautechnischen Wissens galt, so ist dies unsomehr der Fall in unserer Zeit, in welcher seit der Einführung der Eisenbahnen als Verkehrsmittel gerade dem Brückenbaue jene ganz hervorragende Bedeutung beigelegt werden muss, die sich durch wahrhaft grossartige Werke in diesem Zweige der Baukunst kennzeichnet.

Thatsächlich hat auch kein anderes Specialfach des Ingenieurs derartige wissenschaftliche und praktische Erfolge und dadurch wieder derartige Einwirkungen auf andere technische Gebiete, namentlich auf das des Bergbaues und des Hüttenwesens aufzuweisen, wie das Fach des Brückenbaues, dessen Theorie und Praxis wuchs, als die Anforderungen der Schienenwege in tiefen Fundirungen, in grossen Spannweiten und in grosser Tragkraft der Brücke, ferner in der Verwendung des Eisens und in der Beschränkung der Wahl der Brückenbaustelle gipfelten.

Das Gesamtgebiet des Brückenbaues war in der That auch auf der Ausstellung unter allen Disciplinen der Ingenieurbauskunst am reichlichsten vertreten, und wir haben uns bemüht, den diesfalls sehr umfangreichen Stoff in jene Theile zu zerlegen, welche die Wissenschaft des Brückenbaues gegenwärtig als die Hauptgruppen anerkennt; wir werden desshalb (einbezüglich der Strassenbrücken und der Aquäducte) die Abtheilungen: 1. Fundirungen, 2. hölzerne Brücken, 3. gewölbte Brücken, 4. steinerne Pfeiler der eisernen Brücken, 5. eiserne Pfeiler, 6. eiserne Häng-, Spreng- und Bogenwerke, 7. eiserne Bogenbrücken, 8. eiserne Balkenbrücken, 9. Hängebrücken und 10. bewegliche Brücken unterscheiden, welche Ab-

theilungen alle eine markante Repräsentation auf der Ausstellung besaßen.

Wir werden ferner bemüht sein, in jeder dieser Abtheilungen die rastlose Förderung, welche die Wissenschaft erfahren hat, vermittelst der historischen Methode zu kennzeichnen, und bemerken schon im Voraus, dass die Wiener Weltausstellung in einem reichen Maasse Gelegenheit bot, diesen Entwicklungsgang und die Kennzeichnung des gegenwärtigen Standpunktes bei jeder der genannten Specialitäten des Brückenbaues erweisen zu können.

I. Abschnitt.

F u n d i r u n g e n .

Der eigentliche empirische Theil des Brückenbaues, die Fundirung, hat seit dem Auftreten der Eisenbahnen eine gänzliche Umgestaltung erlangt, eine Umgestaltung, die bedingt war durch das Gebot, unter Wasser in grosse Tiefen zu dringen und daselbst sehr grosse Grundflächen zu schaffen.

Von der einfachen Stein- (Insel-)Schüttung, dem Fangdamme und dem Pfahlroste ausgegangen, hat sich die Disciplin der Fundirung durch die Kraft materieller und geistiger Arbeit Stufe um Stufe emporgeschwungen bis zu einer Höhe, welche sich durch die Thatsachen kennzeichnet, dass man bei der East-River-Brücke in einer Tiefe von 15 Meter unter Wasser einen Pfeiler von 52.⁴⁶ Meter Länge und 31.¹¹ Meter Breite des Caissons hergestellt hat — und bei der St. Louis-Brücke über den Mississippi mit Caissondimensionen von 22.²⁵ Meter Breite und 22.²⁵ Meter Länge in eine Tiefe von 31.¹¹ Meter drang.

Die Stufenleiter dieser Errungenschaft lässt sich chronologisch nicht scharf markiren, weil das technische Sinnen und Trachten zu verschiedenen Zeiten und in verschiedenen Ländern ganz unterschiedliche Fundirungsarten hervorgerufen hat.

Um jedoch den ausgebreiteten Stoff zu sichten, respective seine Vertretung auf der Wiener Weltausstellung zu ordnen, sei hier die folgende Eintheilung gewählt:

1	Einfache Fundirung	a) Gewöhnliche Baugrube (Schächte). b) Schwellenrost. c) Betonirung.
2	Rammung und Schraubung	a) Pfahlrost. b) Schraubenpfähle. c) Schraubenpfeiler.
3	Schutzwandungen	a) Fangdämme (Damm- oder Doppelwandung). b) Fangmäntel (Einfache Wandung).
4	Schwimmkasten	—
5	Senkschächte	<p>Senkung vermittelt einfacher Abgrabung im Trocknen, oder vermittelt:</p> <p>A. Mauerschächte B. Eisenschächte</p> <p>a) Taucher, b) Handbaggerung, c) Maschinenbaggerung, d) Heber, e) Sandpumpe, f) Drehbohrung und g) Ansaugung bei Arbeit unter Wasser.</p>
6	Pneumatische Fundirung	a) Röhrenpfeiler und b) Caissons.

I. Capitel.

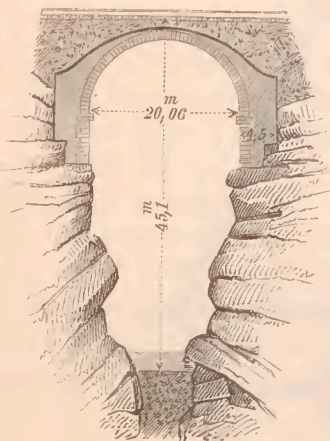
Einfache Fundirung.

Wie es in der Natur der Sache liegt, hatte die einfache Fundirung, wiewohl sie in der Neuzeit noch immer fortschrittliche Bedeutung hat — denn es erhielt z. B. bei dem Viaducte von Otzaurite (Nouv. annal. 1867) die gewöhnliche Baugrube die Form eines Schachtes von 19 Meter Tiefe — auf der Ausstellung eine sehr spärliche Vertretung, und können in diesen Rahmen nur die folgenden hervorragenden Objecte gestellt werden:

1. Brücke über den Tablate in der Strasse zwischen Granada und Motril.
(Ausgestellt im spanischen Pavillon.)

Diese Brücke (Figur 76) zeichnet sich vorzugsweise nur durch die Höhenlage der Fundamente über dem Wasserspiegel aus, die Spannweite beträgt 20.06 Meter bei einer Widerlagsstärke von 4.5 Meter; das Strassenniveau liegt 45.1 Meter über der Thalsohle.

Fig. 76.



2. Brücke bei Horadada über den Ebro in der Strasse zwischen Cereceda und Loreda. (Spanischer Pavillon.)

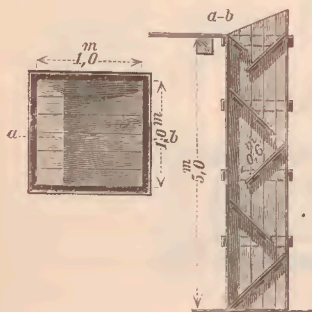
Die Brücke hat einen Segmentbogen von 23.5 Meter Spannweite und 5.85 Meter Pfeilhöhe; das Gewölbemisst im Scheitel 1.25 Meter; die Widerlagshöhe beträgt 5.2 Meter, und ist das 7.5 Meter starke Widerlager derartig stufenförmig in den Felsen gebaut, dass die letzte Stufe

schon in der Höhe des Kämpfers liegt.

Das Strassenniveau befindet sich in einer Höhe von 16.5 Meter über der Sohle des Flusses.

Die Breite der Brücke beträgt bei einer Fahrbahn von 4.3 Meter 5.1 Meter; die Fundirung der Brücke ist desshalb von Interesse, weil sie in die Spalten des Felsens erfolgte und das natürliche Felswiderlager ausgedehnt benützt wurde.

Fig. 77.



3. Betonirung der Pfeilerfundamente der Brücke über den Leck bei Kuilenburg.
(Holländische Abtheilung.)

Betreffend den Bau der Kuilenburger Brücke brachte die Ausstellung nicht uninteressante Daten über die Bereitung und Schüttung des Betons.

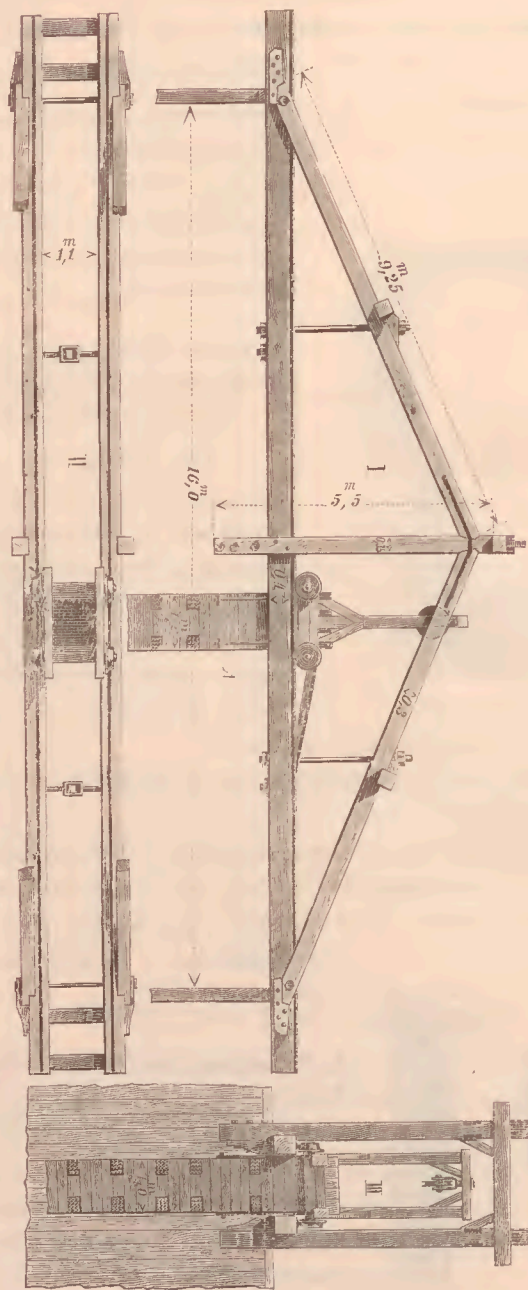


Fig. 78. Betonunggerüst beim Bauen der Knienburger Brücke.

a) Betonmengung.

Die Mengung des Betons geschah theilweise durch einen Kollergang, theilweise durch einen Mengkasten (Figur 77); letzterer bestand aus Traufbrettern. In der Zeichnung ist der Querschnitt im doppelten Maassstabe dargestellt.

b) Gerüste und Betonschacht.

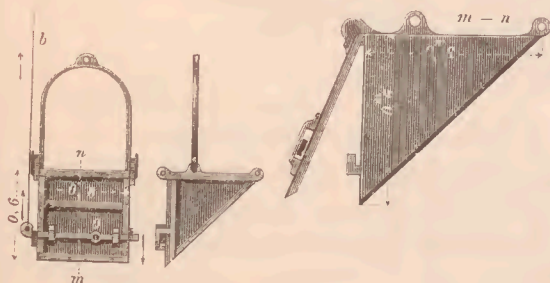
Entlang der Spundwände der Baugrube konnte ein Gerüst (Figur 78) und auf demselben ein hölzerner Schlauch (Betonschacht) hin und her geschoben, also mit diesem Mechanismus der Beton über jede Stelle innerhalb der Baugrube gebracht werden, wie dies durch die Figur genügend verdentlicht ist und bekanntlich schon von Hartwich beim Baue der Coblenzer Rheinbrücke (1862) in ausgedehntem Maasse angewendet wurde.

In der Zeichnung ist bemerkbar, dass das Gerüst entlang der Spundwände nur mit Hebeln fortschiebbar eingerichtet war; bei den späteren Constructionen wandte man, wie es bei der Schleusse zu Maastricht bereits der Fall war, Räderbewegung auf Schienengeleisen an.

c) Betonleger.

Der Betonleger ist durch Figur 79 genügend verdentlichtet; er

Fig. 79.



ist in Eisen construirt, und kann seine Thür durch die Anziehung des Seiles *b* geöffnet werden; sein Inhalt betrug 0.108 Kubikmeter.

d) Betonbereitung.

Ueber die Bereitung des Betons, über die erzeugte Menge und über die erzielte Fundamentmasse wurden besondere Journale geführt, aus denen der folgende Auszug insbesondere die geringe Verlustmenge kennzeichnet.

Arbeitszeit		Hergestelltes Fundament in Zoll fertiger Beton- lage	Mörtelmaterialien ge- messen in trockenem Zustande			Betonmenge			Producirter Beton	Betonmenge ge- messen im Funda- mente	Mehr gestürzt	Weniger gestürzt
von	bis		hydrauli- scher Kalk	Cement	Sand	Mörtel	Kies	Schotter				
		K u b i k m e t e r									Procent	
1 8 6 3												
23. September .	26. September .	48 ¹ / ₆	16.993	19.825	14.161	31.067	14.15	23.70	65.5	62.48	4.85	—
28. " .	6. October . .	148 ¹ / ₃	52.332	61.051	43.610	95.675	45.10	103.40	201.90	187.22	7.81	—
7. October . .	16. " .	315 ² / ₃	111.367	129.928	92.806	203.605	104.17	212.25	430.00	412.00	4.37	—
20. " . . .	31. " . . .	344	200.621	60.186	120.373	218.784	120.40	277.92	485.32	458.50	5.85	—
3. November .	14. November .	312 ⁵ / ₆	151.204	80.357	109.467	215.032	109.50	257.05	418.60	412.00	1.60	—
26. " . . .	9. December .	323	188.374	56.512	113.024	205.428	113.05	260.52	437.84	412.00	6.27	—
10. December .	24. " . . .	349 ¹ / ₂	203.828	61.148	122.297	222.282	122.33	282.163	474.04	458.50	3.31	—
1 8 6 4												
8. März . . .	22. März . . .	322	114.293	131.825	94.836	207.663	106.32	226.42	419.37	412.00	1.79	—
6. Mai	25. Mai	599	211.386	246.617	176.155	389.158	—	600.77	780.52	863.00	—	9.04
			1.250.398	847.453	886.728	1.788.995	735.32	2.254.18	3.713.11	3.677.70	—	—

II. Capitel.

Rammung und Schraubung.

§. 1. Rammung.

Bekanntlich hat insbesondere das letzte Jahrzehnt wesentliche Fortschritte auf dem Gebiete der Technik der Einrammung der Pfähle aufzuweisen, und sind es insbesondere sechs Momente, derer diesfalls zu gedenken ist, nämlich betreffend

- a) die Untersuchungen über das Eindringen und die Tragkraft hölzerner Pfähle,
- b) die Erfindung der Dampframme,
- c) die Erfindung der Pulverramme,
- d) die Treibung von Pfählen in Sand,
- e) die Verbesserungen im Mechanismus der Rammen, und
- f) die Verbesserungen in der Armirung der Pfähle.

a) Was das erste Moment betrifft, so muss auf die ausgezeichneten Untersuchungen von Weissbach, Saunders und Alpine hingewiesen werden, welch' Letzterer aus dem reichen Schatze seiner zu Brooklyn gesammelten Erfahrungen die Tragkraft eines eingerammten Pfahles: $P = 80 (W + 0.228 \sqrt{F} - 1)$ setzt, wenn W das Bärge wicht in Tonnen und F die Fallhöhe des Rammbärs in englischen Fuss bezeichnet und der Untergrund aus sogenanntem Tribsande besteht.

Die Beobachtungen von Alpine, welche in der „Hannoveranischen Zeitschrift“, 1870, pag. 420, wiedergegeben sind, enthalten auch Studien über das Eindringen der Pfähle, und stellt Alpine bekanntlich folgende Grundsätze auf:

1. Wächst die Fallhöhe des Rammbärs, so nimmt die Stützkraft des eingetriebenen Pfahles im Verhältnisse der Quadratwurzel der Fallhöhe zu.

2. Wächst der Bärge wicht, so nimmt die Stützkraft des Pfahles um circa 0.8 des vermehrten Gewichtes zu.

3. Die Stützkräfte der Pfähle, eingerammt mit gleichem Bärgeichte bei gleicher Fallhöhe, verhalten sich wie die Quadrate der Reibungsflächen der Pfähle.

4. Ein Pfahl, der mit einem Bär von 20 Centner Gewicht aus 30 Fuss Höhe in den letzten Schlägen eingetrieben wird, stützt so viel Tonnen (à 20 Centner), als die Anzahl der Quadratfuss der eingetriebenen Pfahloberfläche beträgt, abzüglich der durch die Spitze des Pfahles repräsentirten Querschnittsfläche desselben.

- b) Was die Dampfammung betrifft, so haben zahlreiche Versuche die grosse Kostenersparniss nachgewiesen, welche mit diesem Rammverfahren erzielt wird, sobald die geeignete Anzahl der einzurammenden Pfähle vorhanden ist.

Alpine hat aus seinen im Jahre 1846 angestellten Versuchen schon zu jener Zeit die folgenden Vergleichskosten bei verschiedenen Rammmethoden aufgefunden.

Es kostete das Einrammen pro laufenden Fuss Pfahllänge:

Bei Anwendung von Dampf, mit der Nasnythramme . . .	5 Cents
" " " " " " gewöhnlichen Ramme	9 "
" " " Pferdekraft mit der gewöhnlichen Ramme	12 "
" " " Menschenkraft am Tretrade mit der gewöhnlichen Ramme	15 "
" " " Menschenkraft an der Kurbel mit der gewöhnlichen Ramme	20 "

Die Kosten der Einrammung von Pfählen mit der Dampfamme nach dem Systeme W. Eassie & Comp. in Gloucester betragen pro Meter Pfahllänge $32\frac{1}{2}$ kr. und für den Kubikmeter gerammten Pfahles 3 fl. 75 kr. ö. W.; im Mittel beanspruchten $9\frac{1}{2}$ Meter Pfahllänge 128 Schläge, 1 Stunde 32 Minuten Arbeitszeit und einen Dampfdruck von 3.07 Kilogramm pro 1 Quadracentimeter. —

Bei dem Baue der Brücken über die Nive in der Eisenbahnlinie Bayonne-Irun wurden Dampfammen mit

einem Bärge wicht von 22 Zollcentner und Maschinen von 8 Pferde kraft angewendet. Bei einer Fallhöhe von 3 Metern arbeitete man mit 6 Schlägen pro Minute und trieb pro Tag 32.₃₆ bis 51.₄ laufende Meter Pfähle à 15 Meter Länge mit einem Kostenaufwande von 3.₄₁ bis 5.₁₇ Francs pro laufenden Meter ein. —

Beim Baue der hölzernen Wiener Donaubrücken der Kaiser Ferdinands Nordbahn stellte sich eine bedeutende Ersparung durch die Anwendung von Dampf rammen ein.

In der einen Reihe der Versuche betrug die Rammkosten bei Handarbeit 3.₃₅ fl. pro laufenden Fuss, bei Anwendung von Dampf nur 0.₉₀ fl. pro laufenden Fuss eingerammter Pfahl länge; bei einer zweiten Versuchsreihe betrug die Kosten bei Handbetrieb 2.₄₆ fl., bei Dampf betrieb 0.₈₇ fl. pro laufenden Fuss eingerammter Pfahl länge.

Im Mittel verhielten sich die Kosten wie 3.₃₈₉:1; bei der Handarbeit wurde ein Ramm bär von 12 Centner, bei der Dampf rammung ein Locomobile von 10 Pferde kraft angewendet.

Die etwas hohen Kosten der Rammung erklären sich dadurch, dass sehr viele Piloten schief und auch während des Bahnbetriebes (67 Züge pro 12 Stunden) eingerammt werden mussten. —

Bei den Regulirungsarbeiten der D ù n a (12000 Pfähle) wurde beobachtet, dass sich die Leistungen der Dampf ramme, zur Kunstramme, zur Handramme wie 28 : 3 : 1 verhalten und die Preise pro Pfahl 0.₆₈, respective 4.₅₁, respective 9.₄₀ Mark, inclusive Anlagekosten betragen. —

Sehr lehrreiche Beobachtungen bezüglich der Kosten der Dampf rammarbeit sind in Wilhelmshaven und Kiel gemacht und deren Schlussresultate in der „Deutschen Bauzeitung“, 1875, pag. 435, veröffentlicht worden. In Wilhelmshaven wurden in den Jahren 1869 bis 1873 die Kosten für das Einschlagen von 1885 Stück 10 Meter langen Rundpfählen speciell ermittelt; es waren zwei Nasnyth'sche Rammen im Gange, und lieferten dieselben die folgenden Resultate:

	Ramme I	Ramme II
Betriebszeit, Tage	60	56
Eingerammte Pfähle, Stück	811	974
„ „ pro Arbeitstag, Stück	14.5	17.4
Mannschaft (inclusive Maschinist)	12	12
Kosten des Betriebes.		
Arbeitslöhne, inclusive Zurichten der Pfähle, Mark	2604.4	2450.9
Kesselheizung, Mark	375.0	350.0
Schmiere, Putz- und Dichtungsmaterial, Nägel etc., Mark	195.0	240.0
Reparaturen, Kesselreinigung, Ausfahren der Ramme etc., Mark	377.0	593.0
Summe	3582	3634
Es betragen also die Kosten pro Pfahl, Mark oder pro laufenden Meter eingeschlagene Pfahllänge, Mark	4.38	3.73
also im Mittel, Mark	0.48	0.41
dazu 12 Procent Abnutzung und Amortisation, Mark	0.09	0.09
Summe	0.51	0.51

Bei den von Franzius („Baugewerkszeitung“, 1875 Nr. 29), veröffentlichten Beobachtungen der Rammarbeit in Kiel stellten sich folgende Werthe heraus:

	Kiel	Wilhelmshaven
Pro Tag wurden geschlagen, Stück Pfähle	13.5	16.2
Gesamtlänge der Pfähle, Meter	168.8	162.0
Eingerammte Pfahllänge, Meter	101.25	145.80

Die Rammkosten stellen sich in Wilhelmshaven um etwa 30% höher als in Kiel, was in den Bewegungen der Ramme in der Baugrube, in den höheren Bedienungskosten der Ramme pro Arbeitstag (Wilhelmshaven 43 Mark, Kiel nur 16.5 Mark). und in sonstigen localen Unterschieden beruht. Nach den

Erfahrungen in Wilhelmshaven rechnet man, Alles in Allem, und als einen auskömmlichen Mittelpreis die Rammkosten mittelst Nasmyth'scher Dampftramme zu 0.6 Mark pro laufenden Meter Pfahlänge. —

- c) Die interessanteste Neuerung auf dem Gebiete der Pfahlrammung ist bekanntlich die Pulvertramme von Shaw.

Die Ingenieure Prindle und Turpin haben ausgedehnte Versuche mittelst dieser Ramme angestellt und empfehlen sie in einer Weise, welche die Ansichten von Probasco in den Hintergrund stellt. Schon die Versuche zu League-Island am Delaware („Civilingenieur“, 1872) haben dargethan, dass bei einem Bärgeichte von 11.8 Zollicentner Pfähle von 0.25 Meter Durchmesser in Thon und Gerölle auf 5.87 Meter mittlerer Tiefe mit 5.2 Schlägen und mit einem Pulverquantum von 254 Gramm pro Pfahl eingetrieben wurden. Die höchste Leistung mit der Maschine war die Einrammung von 12 Pfählen in einer Stunde und von 50 Pfählen in einem Tage; Vergleichsversuche mit der gewöhnlichen Kunstramme ergaben, dass die Pulvertramme 4—8mal so viel leistete, als diese.

Nach den Mittheilungen von Prindle werden neuestens Bärgeichte von 19.7 Zollicentner angewendet und im Mittel pro Pfahl 0.3 bis 3.0 Kilogramm Pulver bei einer Pfahlänge von 5.9, respective 8.9 Meter und einer Schlagzahl von 5.2, respective 12.7 pro Pfahl verbraucht.

Veränderte Constructionen der Pulvertramme wurden von H. Hammond und von Riedinger in Augsburg aufgestellt; das System des Letzteren soll 8.8mal so viel als eine Dampftramme unter gleichen Umständen leisten, und werden die Erfahrungen in Wilhelmshaven nähere Aufschlüsse bringen, welche umso spannender zu erwarten sind, als Proben mit der Riedinger'schen Ramme in festgewachsenem Kiesboden ergeben haben, dass bei Pfahlängen von 6 Meter und Pfahlstärken von 0.25 Meter pro Kubikmeter eingerammten Pfahles 9300 Gramm Pulver verbraucht wurden, auf 10.5 laufende Meter Pfahlänge 54 Schüsse erforderlich waren, und das Rammen eines Pfahles nur 13.5 Minuten Arbeitszeit beanspruchte, von welcher Zeit

12 Minuten auf das Zurichten und 1.5 Minuten auf das Rammen des Pfahles entfielen.

Shaw gibt neuestens an, dass die Rammung eines Pfahles auf 7.6 Meter Tiefe vermittelst 8 Schlägen innerhalb einer Arbeitszeit von einer Minute und mit einem Kostenaufwande von nur 31.5 Kreuzer erfolgte, ein Preis, welcher allerdings leichten Rammboden voraussetzt.

Neuerlich wurden auch Versuche mit der Shaw'schen Pulverramme beim Baue der dritten Elbebrücke zu Dresden gemacht und von Kühne („Deutsche Bauzeitung“, 1875, pag. 433) veröffentlicht. Darnach betragen die Anschaffungskosten einer 160 Centner schweren Pulverramme 4800 Mark, und werden die Kosten bei 2.2 Meter Rammtiefe pro Spundpfahl mit 8.75 Mark (inclusive Amortisation) angegeben. Stolz berichtete im Württembergischen Verein für Baukunde über Vergleichsversuche in Wilhelmshaven zwischen Pulver- und Dampf ramme und rechnet per laufenden Meter Länge der Piloten bei ersterer Ramme 0.78. bei letzterer 1.6 Mark; dieser letztere Betrag wird aber nach dem obigen Werthe von 0.51 Mark richtig zu stellen sein.

- d) Bezüglich der Treibung der Pfähle in nassem Sande hat die Praxis der Neuzeit eine ungemein wichtige Verbesserung zu verzeichnen. Bekanntlich wirkt comprimierter, nasser Sand wie ein Federpolster und verhindert dadurch die wünschenswerthe Tieferrammung unter Umständen gänzlich; man hat deshalb neuestens ein Verfahren angewendet, den comprimierten Sand durch einen in der Tiefe mit Ueberdruck ausströmenden Wasserstrahl unter dem Fusse des Pfahles aufzuwirbeln, und gelangte damit zu ausgezeichneten Rammresultaten. Angeregt wurde dieses Rammverfahren wohl zuerst von dem amerikanischen Ingenieur J. M. Glenn im Jahre 1862 bei Eintreibung von Pfählen in der Bai von Mobile; später hat Brunless („Engineering“, 1868) durch Gasröhren einen Wasserstrahl an den Fuss eines Senkeylinders geleitet und dadurch diesen zum Niedergange gebracht.

Das Verfahren hat also eine gewisse Aehnlichkeit mit demjenigen, welches neuerlich Lesli bei der Goraibrücke in Indien vermittelst seiner Heberfundirung anwendete und ist iden-

tisch mit dem Tiefbohrsysteme von Jenson und Schäffer, welches wir schon früher (Band I, pag. 342 u. 350) erwähnten.

In Deutschland hat Schäffer in Altona direct mit Unterspülung des Pfahlschuhes thatsächlich gerammt, indem er das Einspritzrohr in der Pfahlnuth oder entlang dem Pfahle befestigte, mit demselben tiefer senkte und es nach der Rammung wieder herauszog.

Diese in der Praxis des Rammens und Bohrens ungemein wichtige Neuerung Glenn's und Brunles's, hat eine Variation durch W. S. Smith erfahren, welcher durch Gasröhren comprimirt Luft auf den Untergrund bringt und durch die örtliche Ausströmung derselben den Sand aufwirbelt, um zunächst Caissons und Senkschächte leichter zum Sinken zu bringen, ein Verfahren, welches naturgemäss auch auf Rammung angewendet werden kann.

ad e) und f) Betreffend die Verbesserungen in dem Mechanismus der Rammen und der Armirung der Pfähle hat die Neuzeit so viele Einzelheiten gebracht, dass deren Aufzählung hier wohl unterbleiben muss, zumal Individualität und Anpassung an die Localität mehr in der Gesamtheit als in der Einzelheit des Fortschrittes gipfeln. —

Ueberblicken wir den hier skizzirten gesammten Fortschritt auf dem Gebiete der Technik des Rammens, und verfolgen wir seine Repräsentation auf dem Weltausstellungsplatze, so ist hervorzuheben, dass diese Repräsentation eine geringe war, denn es waren überhaupt bezüglich der Rammung der Pfähle nur die folgenden Ausstellungsobjecte von Belang.

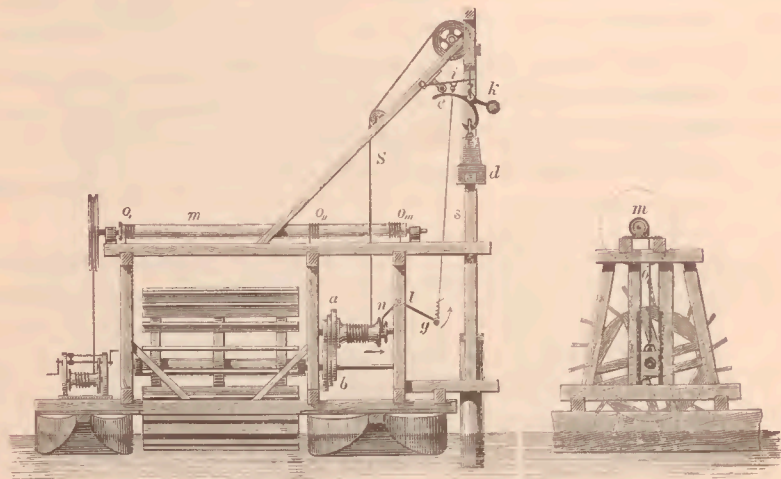
1. Hydraulisches Schlagwerk von J. M. Ramsauer in Gmunden.

(Oesterreichischer Hof, Gruppe XVIII.)

Der Erfinder brachte seine Rammmaschine durch ein Modell zur Anschauung, welches in der Figur 80 wiedergegeben ist.

Die Bewegung des Apparates erfolgt durch das strömende Wasser im offenen Flusse oder Bache, wie bei den sogenannten Schiffmühlen, also in einer Weise, welche schon beim Baue der

Fig. 80.



Brennerbahn nächst Sterzing zu Rammzwecken in Anwendung gelangte.

Der Ramsauer'sche Apparat ist jedoch in seiner Construction derartig durchgearbeitet, dass eine nähere Beschreibung desselben geboten erscheint.

Das Wasserrad bewegt die Transmission *b* und *a*, zieht das Seil *S* an und hebt den Rammklotz *d*, welcher durch das Niederdrücken des Hebels *e* ausgelöst und zum Niederfallen gebracht wird.

Die Spannung des Seiles *S* schnellt nach dem Auslösen des Rammbärs den Hebel *i* in die Höhe, durch welchen Umstand ein straffes Seil *s* aufwärts gezogen, der Hebel *g-l-n* in Bewegung gesetzt und dadurch die Welle des Seiles *S* ausgerückt wird.

Die Katze *k-e* fällt nun durch ihr eigenes Gewicht nieder, zieht das Seil *S* vermöge der lose gewordenen Seilwelle ab und kuppelt sich in Folge des Hebelgewichtes *k* wieder in den unten ruhenden Rammklotz ein.

Mittelst eines, in der Zeichnung nicht sichtbaren, bei *n* angebrachten Handhebels wird nun durch einen Arbeiter die Seilwelle wieder in die Transmission eingerückt und dadurch das Rammspiel erneuert.

Die Rammkraft und Rammgeschwindigkeit wird dadurch regulirt, dass das Wasserrad im Wasser gehoben und versenkt

werden kann, und dass die Transmission $b - a$ aus vorrätigen Rädern von verschiedenem Durchmesser gebildet werden kann; zu ersterem Zwecke dient die Hebevorrichtung mittelst des Krahnens v , der Welle m und der Seile $0' 0'' 0'''$; zu letzterem Zwecke die Festkeilung eines der drei vorhandenen Räder an die Welle b .

In wünschenswerthen Fällen kann das Wasserrad ganz aus dem Wasser gehoben werden, und ist noch zu bemerken, dass dies Rad, nachdem es mit den Seilen gehoben oder gesenkt wurde, durch eiserne Vorstecker festgehalten wird.

Dieser Apparat des Bauadjuten Ramsauer wurde bei den Bauten der k. k. Salinenverwaltung in Ischl verwendet, und haben genaue Versuche dargethan, dass mittelst desselben eine gleiche Leistung wie durch 8 Arbeitsleute erzielt wird.

2. Ramme (System Ploeg & Jacquet) vom Hafen bei Gravelines.

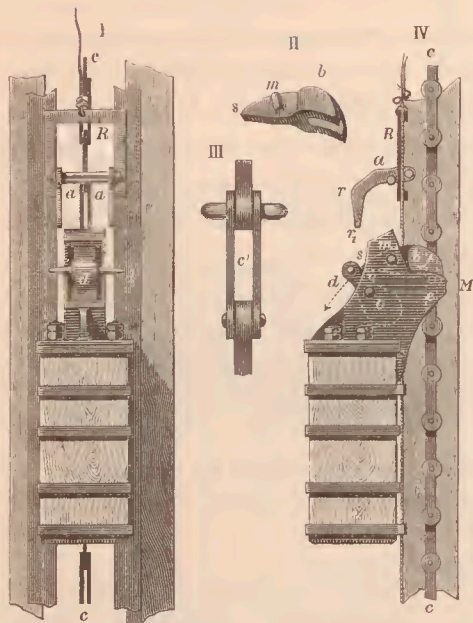
(Französische Abtheilung. Ausstellung des Ministeriums der öffentlichen Arbeiten zu Paris.)

Die genannten Ingenieure, welche auch eine Mörtelmaschine vom Hafen zu Dünnkirchen (6 Pferdekräfte, 8 Kubikmeter Mörtel pro Stunde, 0.781 Fr. Mengungskosten pro Kubikmeter) zur Anschauung gebracht hatten, haben sich um die Erbauung des Hafens von Gravelines und um die dortigen Rammarbeiten sehr verdient gemacht. Die Construction ihrer Rammen war durch ein sehr sauberes Modell zur Anschauung gebracht, welches theilweise durch die Figur 81 (*I—IV*) hier wiedergegeben ist.

Der Rammklotz wird durch eine Kette ohne Ende gehoben und bewegt sich auf einer Schienenführung (*I, IV*); nachdem die verticalen Ketten ohne Ende über Kettenräder gespannt sind, so können mit einer und derselben Transmissionswelle zwei und mehr Rammen durch eine und dieselbe Maschine in Bewegung gesetzt werden.

In entsprechenden Distanzen ist die Kette c (*III*) mit vorstehenden Bolzen n versehen, welche bestimmt sind, den Bär durch den Ausgang der Kette zu heben. Auf einer bestimmten Höhe angelangt, befindet sich eine Auslösevorrichtung a , welche, wie *I* zeigt, an einem Rahmen R hängt, der mit einer Seile auf und nieder be-

Fig. 81.



weg werden kann; die Hochstellung dieser Auslösevorrichtung *a* bestimmt also die Fallhöhe des Bärs.

Die Aufnahme des Letzteren durch die Kette und sein Auslösen geschieht durch einen sehr einfachen und sinnreichen Mechanismus, welcher sich in Kürze folgend beschreiben lässt:

Auf dem Bär befindet sich ein eiserner Aufsatz, welcher zwei Hebel enthält, die beide ausserhalb ihres Schwerpunktes unterstützt sind, also das Streben haben,

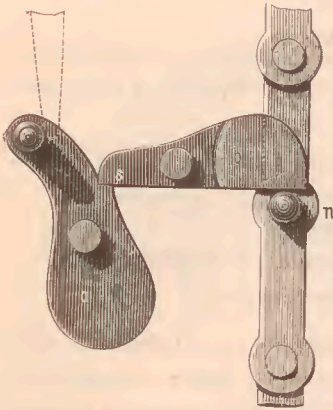
eine verticale Lage anzunehmen.

Der obere Hebel *b* (II) hat die Gestalt einer Gabel und kann sich in seiner Arbeitsfreiheit nicht vertical, sondern nur horizontal stellen, weil der Vorsprung *M* des Gehäuses ein tieferes Herabsinken des schwereren Hebelarmes nicht zulässt.

Wenn nun die Kette ohne Ende durch einen ihrer Bolzen *n* unter die Gabel *b* (II) greift, so stützt sich das Ende *s* der Gabel auf einen schmalen Vorsprung, welcher sich auf dem anderen genannten Hebel befindet, der zu dieser Zeit eine verticale Stellung besitzt.

Durch diese Versperrung der beiderseitigen Hebel unter einander ist diejenige Stabilität des Mechanismus gegeben, welche gestattet, dass die Zapfenlager der Hebel den Gang der Kette mitmachen, das heisst, dass das Gehäuse des Mechanismus, respective der Bär gehoben werden kann, wie dies die Figur 82 näher verdeutlicht.

Fig. 82.



Vermittelst dieser Versperrung wird nun der Bär beliebig hoch, respective bis zum Punkte seiner Fallhöhe gehoben. Hier angekommen, beginnt nun die Action der Auslösung.

Dieselbe geschieht dadurch, dass die Bolzen $d'-d'$ an schiefe Ebenen $r-r'$ der Auslösegabel a anstossen.

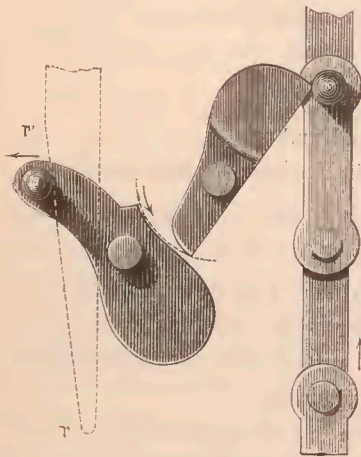
Vermöge der schiefen Ebene $r-r'$, wird nun das Hebelende d herübergedrängt und es verliert damit der früher genannte Hebel b zunächst seine horizontale Stellung, indem der Druck des Bärgewichtes das Gabelende b auf-

wärts, das Lagerende s abwärts drängt.

In dem Momente nun, wo die Projection der Stützfläche durch den entsprechenden Weg entlang der schiefen Ebene erreicht ist, schnappen die beiden Hebel von einander, der Bolzen n der Kette ohne Ende gleitet in Folge der möglich gewordenen verticalen Stellung der Gabel b vorbei und der Bär fällt aus der gewählten Fallhöhe nieder.

Nunmehr nimmt während des Fallens die Gabel b in Folge

Fig. 83.

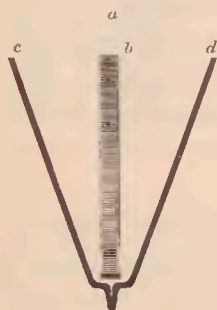
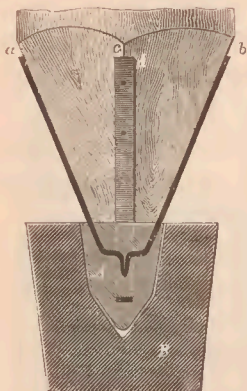


ihrer Unterstüzung ausserhalb des Schwerpunktes ihre horizontale Stellung, dagegen der andere Hebel o seine verticale Stellung ein, das heisst, der letztere Hebel schiebt für den ersteren die Stützfläche wieder vor, wodurch einem unten ankommenden Kettenbolzen Gelegenheit geboten wird, den Bär auf's Neue zu heben.

Die Figur 83 verdeutlicht die hier beschriebene Auslösung.

Schon das Modell arbeitete mit ausserordentlicher Sicherheit, welche

Fig. 84.



währen.

sich auch bei der Rammarbeit selbst herausgestellt hat.

Der Preis der Einrammung eines Pfahles betrug 4 Fres. 87 Cts. oder pro Kubikmeter Pfahl 15.¹⁴ Fres.

Das Bärge wicht betrug $462\frac{1}{2}$ Kilogramm und die Fallhöhe 2.⁷¹ Meter.

3. Pilotenschuh von Defontaine.

(Maschinenhalle.)

Die Pilotenschuhe von Defontaine werden, wie die Figur 84 es näher verdeutlicht, dadurch hergestellt, dass die vier Befestigungsschienen durch das Einstecken in eine Gussform mit Eisen übergossen werden.

Es stellt sich dadurch eine Hartgussspitze her, deren Vortheil in der leichten Herstellung, in dem guten Anpassen auf die Pilote, in der Vermeidung der Schweissnähte, in grosser Dauer, leichterem Schuhgewicht und grösserer Billigkeit besteht.

Die Schuhe nach dem Systeme Defontaine sollen ein Viertel billiger als die geschweissten Eisenschuhe und um 40% billiger als Bleeschuhe sein und sich sehr gut be-

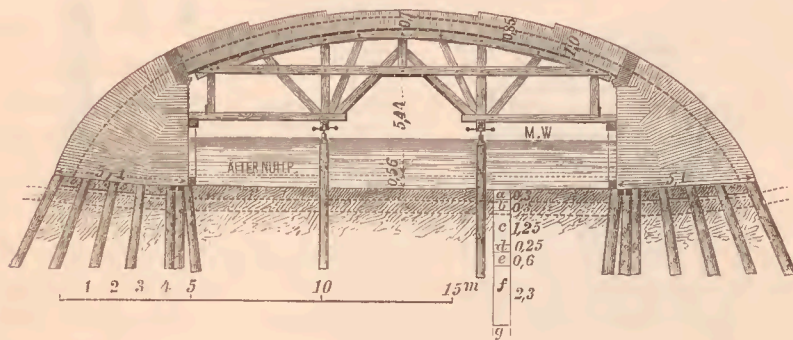
4. Kornhausbrücke in Hamburg.

(Collectivausstellung der Baudeputation in Hamburg. — Maschinenhalle.)

Diese Brücke, ausgeführt im Jahre 1872 vom Oberingenieur H. A. Mayer, welche wegen der Form der Widerlager nach der Mittellinie des Druckes und wegen der Unregelmässigkeit des Grundrisses (Trapezoid) bemerkenswerth ist, hat hinsichtlich ihrer Fundirung eine der Druckrichtung entsprechende Pfahlstellung, welche aus der Figur 85 näher ersichtlich ist.

Der Untergrund der Brücke bestand analog der Figur aus: Schlamm und Sand (a), steinigem Schlamm (b), Klei mit Moor (c),

Fig. 85.



Moor mit Thon (*d*), blauem Thon (*e*), sandigem Thon (*f*), reinem Sande (*g*); die Spannweite beträgt 16,1 Meter, das Gewölbe im Scheitel misst 0,7 Meter, das Widerlager an seiner Basis 5,1 Meter.

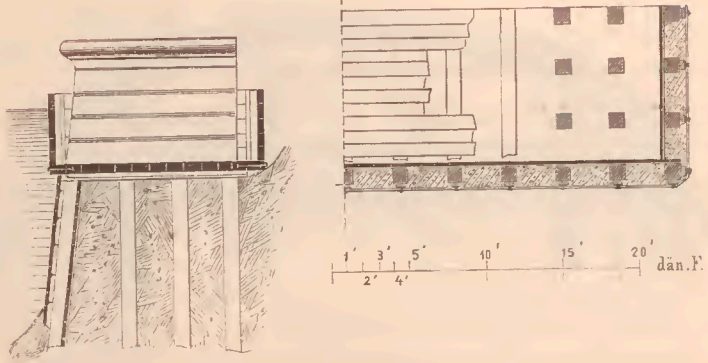
Eine ähnliche Anordnung der Fundirung hatte auch die von demselben Ingenieur in den Jahren 1869/70 erbaute Brooks-Brücke in Hamburg; dieselbe besitzt zwei Felder à 14,81 Meter Spannweite mit einem Pfeiler von 1,79 Meter Stärke, welcher auf Beton ruht.

5. Brücke über den Knippelbroo im Christianshafen zu Kopenhagen.

Ueber diese Brücke wird weiter unten in den Capiteln der eisernen Brücken und der pneumatischen Fundirung noch näher gesprochen werden. Hier sei nur der Fundirung der Landpfeiler gedacht, welche auf Piloten ruhen.

Diese Piloten sind in vier Reihen à 13 Stück angeordnet und bestehen aus vierkantigem 13/13 zölligen Holze; die Rosthölzer sind 9½/13 Zoll stark und mit 4/12 zölligem Holze gedielt. Zum Schutze gegen die Fluth wurden während der Mauerung Schutzkästen angewendet, welche in Figur 86 erkenntlich sind. Von besonderem Interesse ist hier nur die Anordnung eines Schutzes gegen die Pilotenwürmer. Dieser Schutz erfolgt durch Schalbretter an der In- und Aussenwand der äusseren Pilotenreihe, wobei die äusseren Bretter eine Führung in I-Eisen erhalten; die Räume zwischen diesen Schalbrettern und den verkleideten Piloten sind mit Beton verstampft.

Fig. 86.



§. 2. Schraubung.

Bekanntlich rührt die Idee der Einschraubung von Pfählen von dem englischen Ingenieur Mitchell her, welcher sie im Jahre 1834 für die Gründung von Leuchttürmen vorschlug.

Thatsächlich wurden auch die Leuchttürme zu Maplin (1838), Fletwood (1839), Belfast-Lough (1844), ferner der Hafendamm zu Courtown (1847) und jener zu Wexford (1847), der Leuchtturm zu Chapman-Sand (1850), der Leuchtturm zu Sand-Key in Florida (1850), ferner jener zu Gunfleet (1852); dann der Dock zu Hamburg (1852), der Wellenbrecher zu Portland (1854) und der Damm zu Glenelg (1855) auf eingeschraubte Pfähle gegründet, wie solche Pfähle unter Anderem auch beim Baue der neuen Börse in Berlin angewendet wurden. Die Schwierigkeiten der Einrammung von Pfählen im Schwimmsande, deren wir oben schon gedacht haben, sind es vorzugsweise gewesen, welche jene wesentliche vervollkommnung in der Fundirung, die in der Einschraubung von Pfählen besteht, hervorriefen.

Man lernte die Vortheile der Einschraubung von Pfählen bald auch derart schätzen, dass man starke Pfähle, welche zugleich direct als Pfeilerbestandtheile dienten, und schliesslich ganze Röhrenpfeiler in den Grund schob.

In diesen verschiedenen Gestalten fand die Einschraubung immer grössere Verbreitung und sind es namentlich die Ingenieure Brunnel beim Baue der Viaducte zu Nuneham und zu West-

Drayton, Bidder beim Baue verschiedener Brücken in Norwegen, Cubitt beim Baue des Viaductes von South-Drove-Drain, dann der Ingenieur Drane beim Baue des Bricklayers-Viaductes und der Ingenieur Stephenson beim Baue der Nilbrücke, des Chelsea-Aquäductes und der Kairabrücke in Ostindien gewesen, welche eingeschraubte Pfähle und Pfeiler im Gebiete des Brückenbaues zuerst und ausgedehnt angewendet haben.

Nach dem Beispiele dieser Ingenieure sind auch insbesondere die vom Ingenieur Kennedy erbauten Brücken der Linie Bombay-Baroda (1861), ferner die Landungsbrücke zu Macassar auf der Insel Celebes (1863), die Brücke über den Festungsgraben in Königsberg (1865), die Strassenbrücke über die Etsch bei Verona, die Brücke über den Avon bei Bath (1869), die Landungsbrücke bei Blakpool (1869), die Nesborbrücke auf der Linie Bukarest-Giurgiewo (1869), des Weiteren die Landungsbrücke bei Woolwich (1870), der Barmouthviaduct auf der Cambridgeline (1871), die Basseinbrücke bei Bombay (1871) und neuestens die Landungsbrücken auf Norderney (1872) und jene bei Lewes im Staate Delaware (1873) mittelst Einschraubung von Pfählen, respective von Pfeilern fundirt worden.

Die Wiener Weltausstellung brachte bezüglich dieser Gründungsmethode nur wenige Objecte, unter denen wir die folgenden nennen:

1. Ueberbrückung des Lümfjords-Broen.

(Ausgestellt vom k. Hafenbauingenieur W. Lüders. — Dänische Abtheilung.)

Unter den verschiedenen Projecten, welche von dem genannten Ingenieur für die Ueberbrückung des Lümfjord-Broen ausgestellt waren, war das Project *D* mit Einschraubung eiserner Pfähle bedacht.

Lüders nimmt zwei Arten von Schrauben an, die eine besitzt statt der glatten Spitze einen Vorbohrer und oberhalb desselben einen flachen Schraubengang von einmaliger Umwindung; die zweite Art der Schrauben hat keine Spitze, sondern zum Fusse nur einen Teller, welcher unterhalb flach gestellte Messer trägt, die eine gewisse Einschraubung des Tellers in den Boden zulassen.

Bezüglich der Constructionsart der Pfeiler erfolgen weiter unten noch nähere Angaben.

2. Landungsbrücke auf Norderney.

(Ausgestellt von der k. preussischen Staatsbauverwaltung. — Deutscher Pavillon, Gruppe XVIII.)

Diese vom k. Bauinspector Tolle zu Norden erbaute Landungsbrücke, auf welche wir weiter unten ebenfalls noch zu sprechen kommen werden, ist auf eisernen Schraubenpfählen fundirt, deren Anordnung aus Figur 87 ersichtlich ist und deren Construction die Figur 88 verdeutlichtet.

Fig. 87.

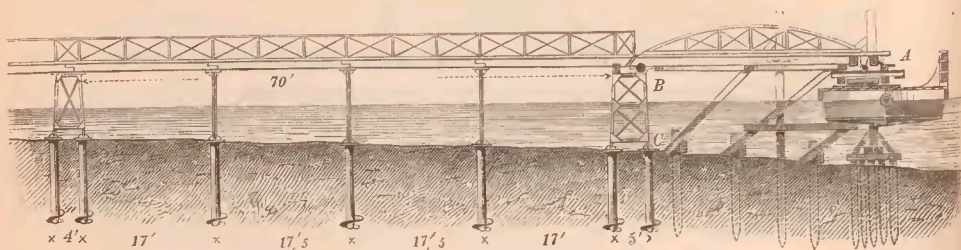
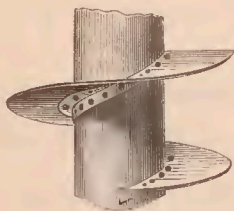


Fig. 88.



Die Pfähle sind aus Gusseisen hergestellt, 10 hann. Fuss lang, haben 1 Zoll Wandstärke, 12 Zoll äusseren Durchmesser und ein schmiedeeisernes Gewinde, bestehend aus einem Gange von 30 Zoll äusserem Durchmesser und $\frac{3}{8}$ Zoll Blechstärke.

III. Capitel.

Schutzwandungen.

§. I. Geschichtliche Notizen.

Wir theilen die Schutzwandungen in Fangdämme und in Fangmäntel, je nachdem ein Damm, respective eine Doppelwandung oder eine einfache Wandung (Mantel) entweder zum Schutze gegen

das Eindringen des Wassers, oder aber nur zum Schutze gegen die Strömung des Wassers angewendet wird.

Fangdamm sowohl, wie Fangmantel können also entweder eingerammt, oder aber undicht aufgesetzt (in der Literatur oftmals falsch als „schwimmend“ bezeichnet) werden, je nachdem eine „Sümpfung“ der Wässer oder eine Arbeit im Wasser beabsichtigt wird.

Die Wahl des Materiales, welches zu diesen Schutzwandungen genommen wird, übt selbstverständlich keinen Einfluss auf das System der Fundirung, wesshalb beispielsweise die Systeme von Moorsom und Pluyette füglich nicht getrennt werden können.

Ueberblicken wir die chronologische Entwicklung des Systemes der Fundirungen mittelst Schutzwandungen, so haben wir, von dem einfachen Thon- und Fangdamme ausgehend, als erste Neuerung die undicht aufgesetzte Schutzwandung des Capitäns Moorsom zu verzeichnen, welcher bereits 1837 zu Tewkesbury die Avonbrücke derart fundirte, dass er unter dem Schutze eines eingelassenen gusseisernen Kastens die Betonirung vollzog — ein Gründungsverfahren, welches von Pluyette 1856 bei der Marnebrücke nächst Nogent mittelst eines Blechmantels; welches ferner beim Baue der Brücke St. Michel in Paris 1857, der Brücke Louis Philipp 1860 und der Brücke de Berey 1863 vermittelt hölzerner Schutzmäntel; welches neuerlich durch den Wasserbaudirector Berg in Bremen im Jahre 1861 bei der Erbauung von Eisbrechern, weiters im Jahre 1866 bei der Erbauung der Bremer Brücke über die grosse Weser im Zuge der Oldenburger Eisenbahn wieder vermittelt Blechwandung, und zwar in Dimensionen (für den Drehpfeiler) von 72 Fuss Länge, 43 Fuss Breite und 15 Fuss Höhe angewendet wurde und welches endlich in noch grösseren Dimensionen von Eads anfänglich für den Bau der grossen St. Louis-Brücke über den Mississippi projectirt worden war.

Derlei undichte Schutzwandungen sind übrigens nicht nur in Form einfacher Mäntel, sondern auch in Form der sogenannten schwimmenden Fangdämme im Gebrauch, und erwähnen wir nur des schwimmenden Fangdammes bei der Fundirung der Coblenzer Brücke 1862, der Victoriabrücke zu Montreal 1866, sowie der neuerlichen diesfälligen Fundirung des zweiten Strompfeilers der Elbe-

brücke bei Magdeburg (1869) im Zuge der Berlin-Potsdam-Magdeburger Eisenbahn.

Was eine anderweitige Neuerung auf dem Gebiete der Herstellung dichter Schutzwandungen anbelangt, so besteht dieselbe in der Anwendung blecherner oder gusseiserner Spundpfähle, welche bereits im Jahre 1851 beim Baue der Batterseabrücke, dann 1852 beim Baue der Chelseabrücke und 1854 beim Baue der Westminsterbrücke, in beiden letzteren Fällen von dem bekannten Ingenieur Page gebraucht wurden.

Diese Art Herstellung einer Schutzwandung, vorzugsweise dienend für die Einbringung und Beschützung eines Betonfundamentes, respective Pfeilerstückes ist jedoch so kostspielig, dass die Verbreitung dieses Systemes nur ganz untergeordnet geblieben ist.

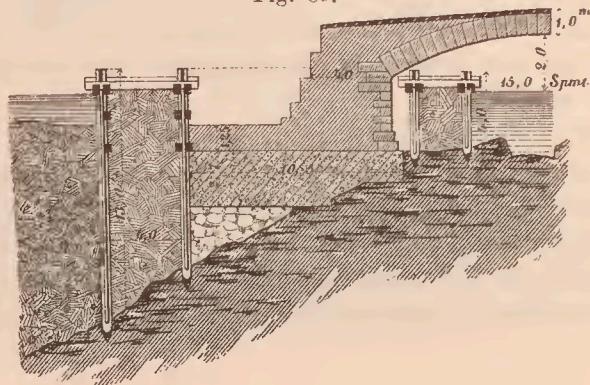
§. 2. Ausstellungsobjecte.

Was nun die Vertretung des Gebietes der „Schutzwandungen“ auf der Ausstellung betrifft, so sind ausser den vorgeführt gewesenen Fundirungen der Brücke de Gironella im Zuge der Strassenlinie S. Fructuoso-Berga und jener von San Salvador im Zuge der Strasse zwischen Muriedos und Bilbao in Spanien nur die folgenden Objecte zu nennen:

1. Brücke de Reme im Zuge der Strasse Carezal-Rivadeo in Spanien. (Spanischer Pavillon.)

Diese Brücke Figur 89 bietet ein Beispiel eines aussergewöhnlich hohen Fangdammes von 13,0 Meter Höhe und ist ausser-

Fig. 89.

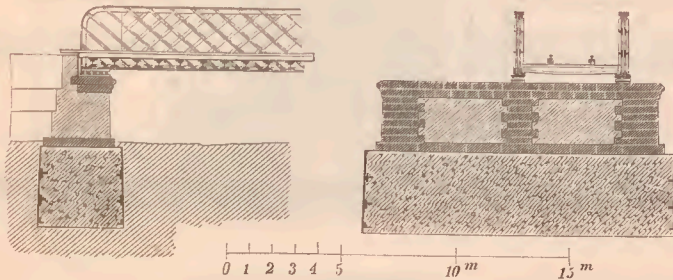


dem deshalb von grossem Interesse, weil auf eine Spannweite von 15 Meter nur eine Pfeilhöhe von 2^o Meter gewählt und wegen des abschüssigen Felsbodens dem Widerlager von 4³ Meter Stärke durch Abtreppung eine Basis von 10⁵ Meter gegen die Thalseite gegeben wurde.

2. Brücke über den Besos im Zuge der Eisenbahn Barcelona à Francia por Figueras,

welche durch die Figur 90 skizzirt ist, weist einen eisernen Schutz-

Fig. 90.



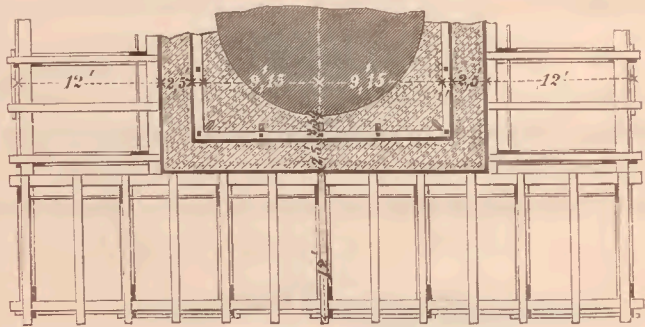
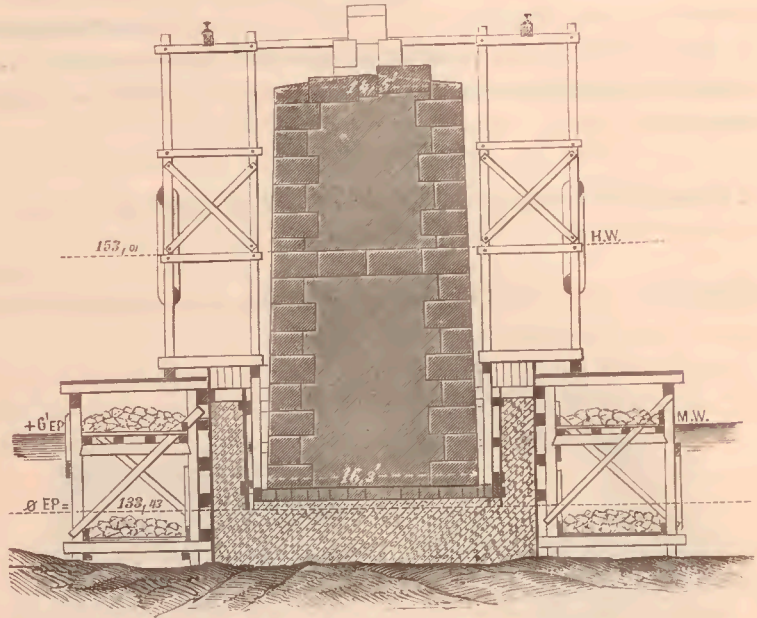
mantel von 3⁵ Meter Höhe, 13⁵ Meter oberer und 13⁷ Meter unterer Länge und 3⁵ Meter oberer und 3⁷ Meter unterer Breite, mit inneren Verstärkungsrippen auf; die ausgestellt gewesenen anderweitigen Zeichnungen stellten dar, wie vermittelst einer Locomobile der Versenkungsgang des Mantels durch Pumpwerk erzielt wurde.

3. Elbebrücke bei Magdeburg.

(Ausgestellt von der Direction der Berlin-Potsdam-Magdeburger Eisenbahn. — Deutscher Pavillon.)

Der zweite Stropfweiler dieser Brücke kam in die stärkste Strömung und auf Felsen zu liegen, so dass weder eine Rammung noch eine Inselschüttung, noch eine Brunnenfundirung gewählt werden konnte; es wurde deshalb ein sogenannter schwimmender Fangdamm und damit ein Fundirungssystem gewählt, welches durch die Figur 91 näher verdeutlicht ist.

Fig. 91.



v. Quassowski, der rühmlichst bekannte Cheffingenieur der Gesellschaft, ordnete die Fundirung dieses Pfeilers nach dem Vorbilde der von Hartwich beim Baue der Coblenzer Rheinbrücke gewählten Anordnung in folgender Weise an:

Das gesammte schwimmende Gerüst wurde aus 4 Einzelgerüsten construiert, deren jedes 50 Fuss Länge, 12 Fuss Breite und 14 Fuss Höhe besass und mittelst Prahmen an Ort und Stelle gebracht wurde. Jedes solche schwimmende Gerüst wurde nun zunächst auf

seinem unteren Boden derart beschwert, dass es dicht oberhalb des Flussgrundes schwamm; nunmehr wurde das Gerüst in seine ganz genaue Lage gebracht und der obere Boden durch Steinschüttung in solcher Weise belastet, dass es zum Aufsitzen gelangte und selbst beim höchsten Wasserstande nicht mehr gehoben werden konnte.

Man versenkte zuerst die beiden Seitengerüste, dann die oberhalb des Pfeilers liegende Quergerüstung, stiess um die entstandene Dreiviertelwandung Bohlen bis auf den Felsen und gewann derart für das vierte, unter dem Stromstriche zu situirende Gerüst stilles Wasser, wonach die Versenkung dieses letzten Theiles leicht zu bewerkstelligen war.

In dem auf diese Art hergestellten geschlossenen Raume wurde nunmehr der über dem Felsen lagernde, geringmächtige Sand entfernt und eine Betonsohle von 1²⁵/₂₅ Meter Stärke geschüttet, nach deren Erhärtung rings um den Pfeiler herum, unter Zuhilfenahme einer Spundwand, ein Fangdamm von 2¹/₂ Fuss Stärke aus Beton gebildet wurde, der das Auspumpen des Wassers und die Aufmauerung des Pfeilers im Trockenen gestattete.

4. Kettensteg in Frankfurt am Main und Mainbrücke daselbst.

(Beide ausgestellt von P. Schmick. — Deutscher Pavillon.)

Die Fundirung dieser Brücken geschah vermittelt Fangdämmen, innerhalb deren Bereiche noch besondere Spundwände bis zum Terrain eingeschlagen wurden, welche als Schutzwandung für das Betonfundament dienten.

IV. Capitel.

Schwimmkasten.

Vermittelt dieser Bezeichnung ist es beabsichtigt, diejenige höchst einfache und unter gewissen Umständen sehr empfehlenswerthe Methode zu kennzeichnen, nach welcher man den Pfeiler auf einem schwimmenden Flosse, oder aber auf einem Schiffe mit plattem Boden und von der Grundrissform des Pfeilers aufmauert und ihn durch das Gewicht der entstehenden Mauerung nach und nach bis auf den Grund des Wassers niedersenkt, welcher Grund zuvor

durch Baggerung, Betonirung oder Pilotirung zur Aufnahme des ankommenden Pfeilers sorgfältig hergerichtet wurde.

Dieses Fundirungssystem, welches von dem Ingenieur Eads unter dem Schutze eines eisernen Fangmantels à la Moorsom und Pluyette für die Erbauung der grossen St. Louis-Brücke über den Mississippi 1867 und zwar in Dimensionen von 50 Fuss Breite und 100 Fuss Länge anfänglich projectirt war und welches in Oesterreich beim Baue der Oesterreichischen Nordwestbahn (1871), wie auch neuestens in Deutschland beim Baue der Parnitzbrücke in Stettin (1875) und beim Baue der Brücke über den Connecticut bei Northampton (woselbst ein umgekipptes solches Schwimmpfeilerfundament wieder gehoben und richtig gestellt wurde), mit hervorragendem Erfolge angewendet wurde, war auf der Wiener Weltausstellung unseres Wissens nicht vertreten.

V. Capitel.

Senkschächte.

§. 1. Geschichte der Senkarbeit.

Unter der Fundirungsart vermittelt eines „Senkschachtes“ verstehen wir die Niederbringung einer steinernen oder eisernen Schachtwandung von runder oder eckiger Gestalt in einer Weise, wonach ohne Zuhilfenahme comprimirter Luft (zur Unterscheidung von der pneumatischen Fundirung) der Boden unter dem Fusse der Schachtwandung successive weggegraben und die Erreichung der Tiefe durch das eigene oder künstlich vermehrte Gewicht des Schachtes (Pfeilers) erzielt wird.

In wissenschaftlicher Hinsicht ein Kind des Bergbaues, hat die „Schachtsenkung“ nämlich schon so ausgezeichnete Resultate aufzuweisen, dass diese Erfahrungen der Bergingenieure unbedingt zu grossen Fortschritten auf dem Gebiete des Brückenbaues führen müssen

Ihrer Wesenheit nach zerfällt die Senkarbeit in zwei von einander gänzlich verschiedene Arten, nämlich: in die Senkarbeit im Trockenen und in die Senkarbeit unter Wasser; in dem ersteren Falle werden die Wasser aus dem Schachte stetig herausgepumpt, in dem zweiten Falle lässt man die Wasser aufgehen und

operirt vom Tage aus mittelst Transmissionen auf der Sohle; man unterscheidet desshalb auch Senkarbeit mit Sumpfung der Wasser und Senkarbeit ohne Sumpfung der Wasser.

Die erstere Senkarbeit ist selbstredend die weit einfachere, aber die ungemein gefahrvollere, wenn die Schachtsohle tief unter dem Niveau der Grundwasser liegt, demnach die Gefahr der Durchbrüche der Sohle in eminenter Weise vorhanden ist. Man kann desshalb die Senkarbeit mit Sumpfung der Wasser nur dann vornehmen, wenn das Gebirge eine gewisse Consistenz hat, wenn die Gebirgswassergering sind und wenn die Schachttiefe nicht gross ist. Sind diese drei Arbeitsbedingungen nicht vorhanden, so muss man, wenn man sich der Wasserverdrängung mittelst comprimierter Luft nicht bedienen will, oder bei sehr grossen Tiefen nicht bedienen kann, die Wasser „aufgehen“ lassen und ohne Sumpfung senken; und es geht schon aus diesen Andeutungen hervor, dass die Senkung mit Sumpfung in der Regel ein einfaches technisches Unternehmen ist, während die Senkung ohne Sumpfung ein technisches Gebiet berührt, dessen Entwicklung zu einer Specialität geworden ist, die heute schon als eine Zierde technischen Wissens und Könnens dasteht.

Im Brückenbaue hat man bisher vorzugsweise nur die Senkarbeit mit Sumpfung der Wasser beachtet; im Bergbaue dagegen, weil man in Tiefen dringen musste, denen die anwendbare Kraft der comprimierten Luft nicht gewachsen ist, insbesondere die Senkarbeit unter Wasser wesentlich cultivirt, und besteht, wie schon bemerkt, der zu erwartende dieställige Fortschritt im Brückenbaue in der Ausnützung dieser im Bergbaue gewonnenen Erfahrungen.

Wenden wir uns nun in Kürze der Geschichte der Senkarbeit zu, so haben wir unter der Hinweisung darauf, dass die Herstellung von Senkbrunnen in kleineren Dimensionen schon seit langer Zeit bekannt ist („Theatrum Machinarum“ von Leupold, Leipzig 1774; Senkung des 232 Fuss tiefen Brunnens zu Amsterdam), vor allem der ausgezeichneten Leistung zu gedenken, welche Sir Isambert Brunnel am 16. Februar 1825 mit der Niedersenkung eines 50 Fuss im Durchmesser haltenden Schachtes bis in $58\frac{1}{2}$ Fuss Teufe zu Zwecken des Themsetunnelbaues begann.

Diese Arbeit rief zahlreiche Nachahmung auf dem Gebiete des Bergbaues hervor, gewann hier aber erst Bedeutung, als die Anforderung, unter Wasser zu senken, auftrat, und wiederum waren es die Fortschritte der Bohrtechnik, inauguriert 1831 durch die Erfindung der Oeyenhausen'schen Rutschschere und 1844 durch die Ingangsetzung der Kind'schen Freifallschere, welche — weil das 1839 entdeckte Verfahren von Triger, die Wasser mit gepresster Luft zu stümpfen, nicht ausreichte — Anlass gaben zu dem Gedankenblitze, den Combes 1844 erfuhr und von dem wir schon früher (Band I, pag. 342) sprachen.

Der Wunsch dieses berühmten Bergingenieurs, statt eines einfachen Bohrloches wie schon vor 1774 beim gebohrten Senkbrunnen zu Amsterdam gleich einen ganzen Schacht, und zwar unter Wasser abzubohren, ward bekanntlich schon 1849 in Stiringen durch Kind, und zwar auf de Wendels specielle Veranlassung erfüllt und durch diesen Techniker und durch Chaudron derartig cultivirt, dass auf der Zeche Rheinpreussen bei Homberg — nachdem die Leistungen zu Schönecken, zu Stiringen, Perrones und Eskarpel, dann jene auf der Grube Agnes Ludowike bei Hornhausen, auf Anna und Marie im Worm-Revier, dann auf der Zeche König Leopold im Essen-Werden'schen Revier und jene auf dem königlichen Steinsalzbergwerke zu Erfurt verangegangen waren — im Jahre 1857 die maschinelle Abbohrung eines $24\frac{2}{3}$ Fuss im Lichten messenden Senkmauerschachtes in Angriff genommen werden und diese Bohrung, allerdings mit verkleinertem Durchmesser, bis in 400 Fuss Teufe (1875) durchgeführt werden konnte.

Neuestens wird diese sogenannte „Schachtbohrung“ (über welche in den verschiedenen Jahrgängen der „Zeitschrift für das Berg-, Hütten- und Salinenwesen in dem preussischen Staate“ höchst interessante Angaben veröffentlicht wurden und welche neuestens in der „Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure“, 1876, durch H. Lueg sehr übersichtlich besprochen ist) auch von der Firma Maugett-Lippmann (vergleiche Band I, pag. 349) cultivirt und werden zu den hervorragendsten bergbaulichen Schachtbohrarbeiten die folgenden gezählt:

1. Schacht der Zeche Dahlbusch bei Gelsenkirchen (1852).
2. Schacht bei Saint-Vaast in Frankreich (1854).

3. Schacht Sainte-Marie in Belgien (1860).
4. Schacht Sainte-Barbe zu Bessair in Belgien.
5. Neuere Schächte zu Dahlbusch bei Gelsenkirchen (1876).
6. Schächte zu Saint-Aiold et l'Hospital in Frankreich (1875).
7. Schacht Rhein-Elbe bei Gelsenkirchen (1875).
8. Schacht Königsborn bei Unna (1876).
9. Schacht der Zeche Rheinpreussen bei Homberg.

Die Wichtigkeit der neuen Erfindung der Schachtbohrung (öfter auch Drehbohrung genannt) in Verbindung mit der Cuvelage, welche Kind-Chaudron erst nach langen Mühen zu der heutigen Vollendung brachte, mag am besten aus der Notiz geschlossen werden, welche Herr Lueg macht; denn dieser Autor beziffert allein in dem Kohlenreviere Stiringen die vor dem Auftreten der Kind-Chaudron'schen Teufmethode vergeblich aufgewendeten Beträge für Teufungen nach alter Art mit Wasserstümpfung auf über 21 Millionen Francs. —

Während dieses Aufbaues eines unendlich wichtigen, empirischen Theiles der Bergbaukunst muss auch im Rahmen des Brückenbaues neben den Errungenschaften der pneumatischen Fundirungsmethode, von denen wir weiter unten sprechen werden, das Streben verzeichnet werden, Pfeiler unter Wasser mittelst Senkarbeit niederzubringen.

Wenn auch im Gebiete des Hafen-, Wege- und Eisenbahnbaues nicht ungekannt — denn ausser der Senkung der Themsetunnel-schächte wurde 1846 das Gebäude des Hamburger Bahnhofes in Berlin, dann 1849 die Themsebrücke bei Windsor mit versenkten Pfeilern (eiserne Senkschächte), ferner die Nilbrücke bei Benha (1852), die Sarthebrücke bei Neuville, die Ijssel-Brücke bei Westervoort (1855), die Dockbauten zu Rochefort (1855), die Quaigründung zu Gravesund (1856), die Dockbauten von Lorient und Nazaire, (beide 1857), weiter die Gründung der Locomotivschuppen zu Potsdam (1859), dann die Gründung der Werder'schen Mühlen in Berlin und auch die Teufung des Brauereibrunnens zu Burton mittelst Senkarbeit beschafft, — erfuhr die Fundirung mittelst Senkschächten doch erst bei den indischen Eisenbahnen eine grössere Ausdehnung.

Es gelangten bekanntlich von dort durch den Chefindingenieur Bruce der Madrasbahnen die ersten Nachrichten über das indische

Fundirungsverfahren nach Europa, und war es insbesondere die im Jahre 1861 durch den Ingenieur J. E. Strong ausgeführte Fundirung der Allahabadbrücke über die Jumna in Ostindien, welche dieses Gründungsverfahren einer weiteren Verbreitung entgegenführte.

Angeregt durch diese Mittheilungen (Institution of Mechanical Engineers, Jänner 1863; „Civilengineer“, December 1863) waren es Schwabe und Buresch („Zeitschrift für Bauwesen“, 1864; Vortrag in der XIV. Versammlung der deutschen Architekten und Ingenieure zu Wien, 1864), welche ausser einer Veröffentlichung in der „Hannover'schen Zeitschrift des Architekten- und Ingenieurvereines“ (1864) in Deutschland auf dieses Gründungsverfahren besonders aufmerksam machten, und gebührt dem Geheimen Regierungsrath Stein das Verdienst, dieses indische Verfahren der Niedersenkung gemauert er Schächte in Deutschland auf dem Gebiete des Brückenbaues eingeführt zu haben, indem er im Jahre 1864 die Flathbrücke im Oderthale vermittelst dieses Systemes fundirte.

Bezüglich der Einführung eiserner Senkschächte zu Zwecken des Brückenbaues muss Holland als dasjenige Land bezeichnet werden, welches mit dieser Neuerung begann.

Im Jahre 1855 wurde nämlich die bekannte Ijsselbrücke in der Eisenbahn zwischen Utrecht und Cöln, dann 1863 durch den Ingenieur van Preeh eine Canalbrücke in der Eisenbahn zwischen Alkmaar und Nieuwe-Diep vermittelst eiserner Senkschächte niedergebracht.

In Deutschland muss Wollheim als derjenige Ingenieur genannt werden, welcher der erste war, der sich dieses Verfahrens bediente, denn er senkte im Jahre 1864 auf der ostholsteinischen Eisenbahn eiserne Schächte als Pfeiler beim Baue der Poreetzbrücke nächst Preetz nieder.

In Deutschland wurde jedoch die Fundirung vermittelst eiserner Senkschächte schon wegen der Frostwirkung auf solche Pfeiler weniger beachtet, dagegen besonders die Fundirung vermittelst gemauert er Senkschächte in Betracht gezogen, und wurde diese letztere Fundirungsart besonders von Stein, Buresch, v. Quasowski und Funk wesentlich gepflegt und ausgedehnt angewendet.

Stein wandte sie neben der schon genannten Gründung beim Baue der Oderbrücke auch 1864 beim Baue einer Futtermauer auf

dem Stettiner Centralgüterbahnhofe an und senkte dort schon in Abständen von 8 Fuss quadratische und isolirte Brunnen von 16 Fuss Seite; Buresch fundirte beim Baue der oldenburgischen Eisenbahnbrücken bereits im Jahre 1865: 18 Pfeiler vermittelt 53 Brunnen; v. Quassowski und Funk wandten dasselbe Fundirungsverfahren ausgedehnt in neuester Zeit an.

Von dem Jahre 1865 an verbreitete sich die Fundirung vermittelt gemauerter und eiserner Senkschächte überhaupt sehr rasch, und wurden mittelst desselben unter Anderem die Caudanbrücke bei Lorient (1866) von Bourdelles, die Glasgower Brücke (1867) der Union Railway, die Albertbrücke über die Clyd (1867), die Jumna-Brücke bei Sirsawa im Zuge der Calcutta-Delhilinie (1867), die Blackfriars-Themsebrücke (1868), der Quaibau in Hamburg (1868), der Genthiner Locomotivschuppen (1869), die Omahabrücke (1869), der Viaduct über den Berliner Schiffahrtscanal (1869), die neue Eisenbahn-Elbebrücke bei Magdeburg (1869), die Roszbrücke über den Barrow in Irland (1870), die Ehlebrücke bei Biederitz (1870), die Ehlebrücke bei Gommern (1870), die Vorlandspfeiler der Weserstrombrücke, die Brücken in der linksseitigen und in der rechtsseitigen Wesermarsch, sämmtlich im Zuge der Venlo-Hamburger Eisenbahn (1870), die Gorayabrücke in der Zweiglinie der Eastern-Bengal-Eisenbahn (1872), die Serethbrücke bei Barbose in Rumänien (1872), die Brücke über die Ouse zu Lyn (1873), die Brücke über die Usk bei Newport (1873), fundirt, und wird neuestens diese Fundirungsart in höchst sinnreicher Weise durch gekuppelte Beton-Senkschächte beim Baue der Stobcrossdocks in Glasgow gebraucht.

Auch für kleinere Brücken und Durchlässe hat sich die Fundirungsart mittelst gemauerter Senkschächte sehr bewährt, und hat v. Quassowski kleinere Bauwerke an der Wannenseebahn mittelst gemauerter Senkschächte ausgeführt, wie überhaupt dieser Ingenieur in jüngster Zeit diese Fundirungsart beim Baue der Havelbrücke nächst Brandenburg und bei der Fundirung der Giesserei- und der Magazinsgebäude für die Locomotivwerkstätten in Potsdam sehr nützlich gebraucht hat.

Als ein besonderer Fortschritt in der Fundirungsart mittelst der „Senkschächte“ ist auch noch die Thatsache anzuführen,

dass man ausser runden und quadratischen Senkschächten auch solche von rechteckiger und halbrunder und von zellenförmiger Form anwendet und (wie es bei den Bauten auf der neuen Potsdamer Linie, dann bei jenen auf der Venlo-Hamburger Eisenbahn, sowie bei dem Baue der Stobcrossdocks in Glasgow und jenem der Ijsselbrücke bei Westerwoort der Fall war) und mit diesen Formen dem Fundamente gleich die gewünschte, endgiltige Grundform gibt.

§. 2. Arten der Schachtsenkung.

Betrachtet man nun in Kürze die verschiedenen Arten der Senkarbeit und sieht man von der Arbeit im Trockenen ab, so kann man erkennen, wie dieselbe durch Taucher, durch Handbaggerung, Maschinenbaggerung, Heber, Sandpumpe, Drehbohrung oder durch directe Ansaugung der ganzen Sohle vermittelst verdünnter Luft bewerkstelligt wird.

a) Taucher.

Die Ausgrabung vermittelst Taucherarbeit ist in der Regel nur eine sporadische, und wurde sie unter Anderem angewendet bei der Fundirung der Jumna-Brücke bei Sirsawa und der Brücke über den Usk bei Newport, woselbst aber grösstentheils gesümpft wurde.

b) Handbaggerung.

Die ganz gewöhnliche Handbaggerung kann selbstredend nur in geringen Tiefen ausgeführt werden und wird hier als eine solche gedacht, wo der Arbeiter die Baggerschaufel direct handhabt.

c) Maschinenbaggerung.

Unter derselben ist jene Ausgrabungsmanier gedacht, welche durch ein Eingreifen von Schaufeln (wirken diese nun vereinzelt oder continuirlich) stattfindet, das durch einen Mechanismus (Hebelwerk, Räderwerk etc.) erzielt wird. Es gehört beispielsweise hierher die indische Schaufel, die Hebung der Bagger durch Krähne (Ijsselbrücke bei Westerwoort), der Gebrauch von Paternosterwerken, wie sie insbesondere van Prehn als Supportbagger 1863 beim Baue

der Amsterdamer Canalbrücke angewendet hat; ferner der Millroy'sche Excavateur (Brücke bei Glasgow), der bei den Stoberossdocks in Glasgow angewendete Excavateur und endlich auch der im Bergbaue vielfach gebrauchte Excavateur von Busch.

d) Heber.

Ein höchst sinnreiches Verfahren, welches sich hier allerdings nur auf die Ausförderung des Materiales bezieht, ist die Heberfundirung nach dem Systeme „Leslie“, wie sie mit so ausgezeichnetem Erfolge bei dem Baue der Gorayabrücke und durch Kubale 1870 bei dem Baue der Serethbrücke bei Barbose angewendet wurde.

Es stützt sich bekanntlich diese Materialförderung darauf, dass der die Untermuerung besorgende „Drehbohrer“ an einer eisernen Röhre befestiget ist, welche vom Grunde des Schachtes bis zu Tage herausreicht; in diese Röhre wird ein Heberrohr dicht schliessend, eingesteckt, dessen Ausflussende tiefer liegt, als der künstlich erhöhte Wasserspiegel im Schachte, respective im Transmissionsrohre.

Bohrt man nun den Sachtboden auf, so bringt der grössere Wasserdruck die aufgewirbelten Erd- und Sandtheilchen zum Ausflusse.

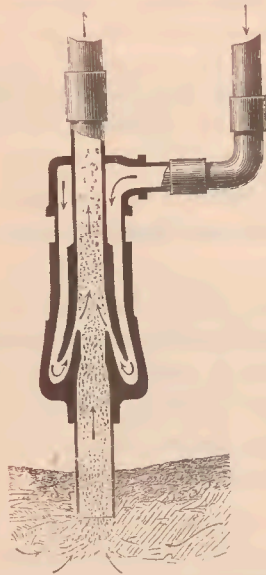
Diese Förderungsart (welche bezüglich der Serethbrücke bei Barbose in der „Deutschen Bauzeitung“, 1873, pag. 84, beschrieben und abgebildet ist) ist also eine wesentliche Vervollkommnung des Laue'schen Schmandbohrers und eine Parallele zu dem Spül- und Aufwirbelsysteme von Glenn, Brunles und Jenson, welche das Wirbelwasser einpressen; ein Verfahren, welches bekanntlich die verticale Diamantröhrenbohrung (vergleiche Band I, pag. 345) ermöglicht, die örtliche Unterspülung des Senkschachtes, also sein besseres Sinken gestattet, und welchem in der Senkarbeit (der Fundirung) noch eine grosse Zukunft bevorzustehen scheint.

e) Sandpumpe.

Unter den Sandpumpen denken wir uns Apparate, mittelst deren Sand, Schlamm, Kies und zerkleinerte Erdmassen in Begleitung von Wasser durch den Schacht ausgefördert werden.

Derlei Pumpen traten bekanntlich in der Gestalt der gewöhnlichen Kolbenpumpe, jedoch mit einem Reservoir für die Ablagerung

Fig. 92.



des aufgesogenen Sandes versehen, bei dem Baue der Jumna-Brücke nächst Sirsawa (1867), wie man annimmt, zuerst auf; sie wurde 1870 bei einer Brunnenanlage der Berliner Wasserwerke von dem Ingenieur Gill, ferner beim Baue der Roszbrücke über den Barrow und jener über den Missouri bei St. Joseph sehr vortheilhaft angewendet, werden jedoch neuestens durch Strahlpumpen ersetzt, welche, auf dem Principe der Injectoren beruhend, von Nagel in Hamburg und Robertson in Glasgow construirt sind und unter Anderem bei den Stobercrossdocks in Glasgow, namentlich aber mit hervorragendem Erfolge bei Baue der St. Louis-Brücke über den Mississippi (vergleiche Figur 92) angewendet wurden.

f) Drehbohrung.

Die Senkung von gemauerten oder eisernen Schächten vermittelst der Drehbohrung, welche, wie wir oben angedeutet haben, auf dem Gebiete des Bergbaues so bedeutende Errungenschaften aufzuweisen hat, muss als dasjenige Gründungsverfahren bezeichnet werden, dem im Brückenbaue deshalb die grösste Zukunft bevorsteht, weil man mit ihm jene Tiefengrenze überschreiten kann, welche der pneumatischen Fundirungsmethode von der Natur gesetzt ist.

Dieser Ausspruch lässt sich vollkommen erweisen, wenn man die Leistungen von Kind-Chaudron und von Mauget und Lippmann, die vielfachen Erfahrungen in den Bergrevieren von Frankreich, von Belgien und Deutschland, insbesondere aber das ingenieure Senkverfahren von Guibal betrachtet, welcher 1857 auf der Zeche „Gute Hoffnung“ zu St. Vaast in Hennegau vermittelst seines Sohlenschildes und der hydrostatischen Drucksäule

ohne Wasserhebung dennoch 70,8 Meter tief trockenen Fusses in das schwimmende Gebirge drang (vergleiche Rziha, Lehrbuch der Tunnelbaukunst), und wenn man auf die Resultate hinweist, welche die Drehbohrung auf der Haniel'schen Zeche Rheinpreussen bei Ruhrort damit erzielte, dass sie bis in 380 Fuss Teufe unter den Spiegel des Rheines gelangte, nachdem das arg schwimmende Gebirge die pneumatische Senkung refüsirte.

Es ist nach diesen staunenswerthen Leistungen der Senkung mittelst Drehbohrung geradezu zu verwundern, dass die Brückenbauingenieure diese Fundirungsart bei sehr tiefen Gründungen noch so wenig angewendet haben, denn sie wurde bis jetzt auf grössere Tiefen nur in vereinzeltten Fällen, zum Beispiel bei der Gorayabrücke und bei der Serethbrücke gebraucht.

g) Ansaugung.

Eiserne Röhren von geringem Durchmesser anstatt durch Rammung mittelst der Ansaugung des Bodens durch Verdünnung der Luft niederzusenken, ist bekanntlich ein Verdienst von Dr. Potts, dessen Verfahren im Gebiete des Brückenbaues zuerst bei einem Viaducte auf der Insel Anglesea 1847 angewendet wurde. Dieses höchst ingenieuse Verfahren war bestimmt, die Einschraubung nach dem Mitchell'schen Systeme, welche, wie wir gesehen haben, 1838 ihren Anfang genommen hatte, zu ersetzen.

So weit unsere Quellen reichen, hat Dr. Potts' Einsenkungsverfahren bei folgenden Bauwerken Verwendung gefunden:

1845	Ankerblock	Trinity-Cohar.
1846	Leuchtturm	Gesdler-Sand.
1846	"	Shingler-Sand.
1846	"	Beacy-Sand.
1847	"	Margate-Sand.
1847	Viaductpfeiler	Maldreath bei Anglesey.
1847	Leuchtturm	Blythe-Sand.
1847	"	Calliper-Goodwins.

Die Erfahrungen, welche jedoch mit diesem Systeme bei den Brücken nächst Rochester, Medway, Peterboro und 1855 beim Baue der Brücke über den Great-Pee-Dee gemacht wurden, haben

dargethan, dass insbesondere weite Röhren auf diese Art nicht vortheilhaft versenkt werden können, ein Umstand, welcher vollkommen erklärlich ist, wenn man die vergrößerte Reibungsfläche einem Drucke gegenüberstellt, welcher nicht einmal einer Atmosphäre entspricht.

Bekanntlich ist desshalb auch das Potts'sche Verfahren nicht weiter aufgekommen.

§. 3. Ausstellungsobjecte.

Ueberblicken wir nach dieser Skizzirung der Fundirung vermittlest Senkschächten die Vertretung dieser Fundirungsart auf der Wiener Weltausstellung, so haben wir nur dreier Objecte näher zu gedenken, wenn wir der zahlreich ausgestellt gewesenen Taucherapparate, die auch hierher geordnet werden können und unter denen die Apparate von Heinke & Davis, und Siebe & Gormann (Beide in London) besonders hervorragten, ausser Acht lassen.

1. Fundirung der Elbebrücke bei Magdeburg

(Deutscher Pavillon.)

Die Berlin-Potsdam-Magdeburger Eisenbahndirection brachte durch Zeichnungen die angewendete Fundirung mittelst gemauerter Senkschächte zur Anschauung.

Bemerkenswerth ist, dass diese Fundirungsart nicht nur bei den Landpfeilern, sondern, mit Ausnahme der schon früher beschriebenen Fundirung eines Strompfeilers, auch im offenen Wasser ausgeführt wurde, nachdem man sich gegen die Strömung des Wassers durch eine Inselfüttung geschützt hatte.

Die geringe Wassertiefe erleichterte die Arbeit wesentlich, und wurde dieselbe öfters durch Taucher unterstützt.

Das Schachtmauerwerk wurde durchgehends in Cementmörtel von dem Mischungsverhältnisse $1:2\frac{1}{2}$ ausgeführt. Die Brunnen waren nach aussen geböschet und erhielten theils eine viereckige Gestalt, theils nach der Grundform der Pfeiler auch eine halbrunde Gestalt, entsprechend den Pfeilerverköpfen, da die Strompfeiler aus drei ziemlich dicht nebeneinander gesenkten Brunnen bestanden,

nämlich aus einem mittleren, viereckigen Brunnen von $17' 5''/18'$ und aus zwei halbrunden Vorköpfen von $(6' + 9'')/18'$.

Die Betonirung, welche in den gesenkten Schacht eingelassen wurde und dem Pfeiler zur Basis diente, war im Verhältnisse von Cement zu Sand, zu Steinschlag wie 1 : 3 : 6 gemengt.

In dem einen Falle einer starken Neigung des Felsens wurde derselbe abgetrepppt und der betreffende Brunnen seitlich untermauert.

Der Chefingenieur v. Quassowski berechnet in dem einen Falle der Elbebrückenfundirung die Ersparung gegen Fundirung mit Spundwänden auf circa 50% , die Baggerungskosten zwischen 6 Silbergroschen und 23 Silbergroschen pro Kubikmeter und die Brunnenfundirung bei gewöhnlicher Fundirung im Trockenen zwischen 21 bis 25 Silbergroschen pro Kubikfuss hergestellten Brunnens.

2. Brücken im Zuge der Venlo-Hamburger Bahn.

Die Erfahrungen, welche beim Baue dieser Linie bezüglich der Fundirung mittelst gemauert er Senkschächte gemacht wurden und welche in den Seitens der Cöln-Mindener Eisenbahngesellschaft durch ihren Chefingenieur Funk veröffentlichten Mittheilungen näher enthalten sind, sind durchwegs ausserordentlich günstig; auch hier wurden Brunnen von verschiedener Grundform anstandslos gesenkt und insbesondere bei der grossen Weserstrombrücke eine Kostenersparniss nachgewiesen, indem sich die Pfeilerkosten der Fluthbrücke, wie folgt, vergleichend berechnen liessen:

a) Massiver Pfeiler mit Spundwand	= 1.300 Thaler.
b) Schmiedeiserne Doppeljoche auf Schraubepfählen	= 1.140 "
c) Einfache schmiedeiserne Joche auf Schraubepfählen	= 900 "
d) Einfache schmiedeiserne Joche auf eingeramnten eisernen Spitzpfählen	= 1.060 "
e) Gusseiserne, eingeschraubte, gekuppelte, ausbetonirte Röhren	= 1.200 "
f) Massiver Pfeiler mit Senkbrunnenfundirung	= 1.100 "

Diese Pfeiler ruhen auf zwei Brunnen von $6' / 10\frac{1}{2}'$, die in einem Abstände von 4 Fuss nebeneinander versenkt und durch ein Gewölbe verbrückt sind. Die gerade Länge der Pfeiler beträgt 19 Fuss; inclusive der zwei halbrunden Vorköpfe beträgt die Pfeilerlänge 23 Fuss; die Stärke der Pfeiler beträgt nur 4 Fuss.

Die Brunnenunterkante liegt circa 17 Fuss unter dem Terrain.

Die Pfeiler auf dem Vorlande der Weser-Strombrücke kosteten ebenfalls pro Stück etwa 300 Thaler weniger, als der Anschlag für die Spundwandfundirung ergeben hatte.

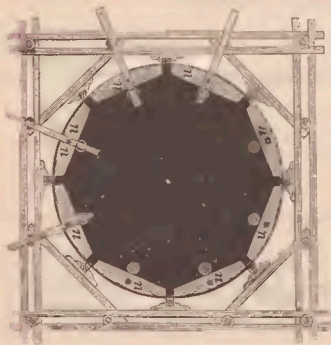
Es wurden pro Pfeiler immer zwei Brunnen gewählt, welche in einem Abstände von 7 Fuss untereinander ganz regelmässig bis zu einer Tiefe zwischen 20 bis 22 Fuss unter dem Terrain und bei den Widerlagern in rechtwinkliger Brunnenform von 13, 20 Fuss versenkt wurden.

Die Dossirung der äusseren Brunnenfläche betrug 1 : 24; fünf Arbeiter, und zwar zwei an der indischen Schaufel, zwei an der Winde, einer an der Beseitigung des gebaggerten Materiales, hoben pro Tag 6 Kubikmeter aus; die tägliche Senkung wechselte zwischen 3 Zoll und 4 Fuss $4\frac{1}{2}$ Zoll; die Masse des ausgebagerten Materiales betrug das $1\frac{1}{2}$ - bis 3fache des äusseren Rauminhaltes des Brunnens.

3. Brücke über den Ijssel bei Westerwoort im Zuge der Niederländischen Rheineisenbahn-Gesellschaft. (Holländische Abtheilung.)

Die Fundirung dieser Brücke besteht darin, dass eiserne Cylinder theils mit, theils ohne Stümpfung versenkt, die gestümpften Cylinder ringförmig ausgemauert und alsdann im letzten Hohltheile betonirt, der ungestümpfte, 8.51 Meter im Durchmesser haltende Drehpfeilercylinder aber nur ausbetonirt wurde.

Fig. 93.



Dieser letztere Cylinder erhielt ein Führungsgertüst, welches aus den Figuren 93 und 94 ersichtlich ist.

Fig. 94.

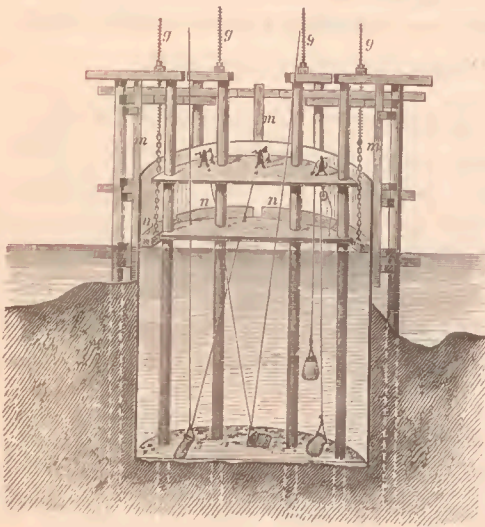


Fig. 95.

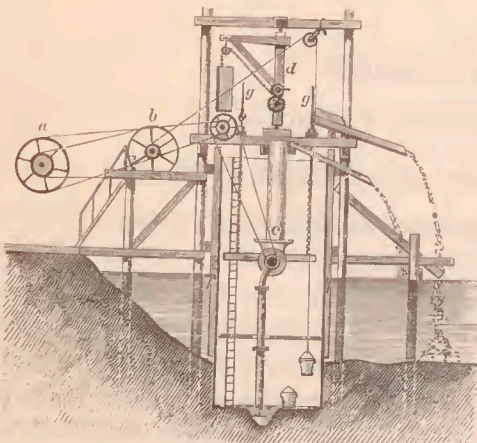
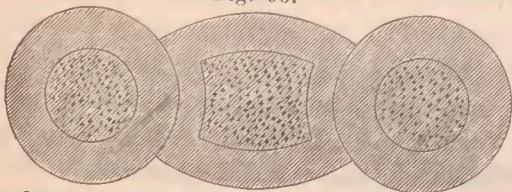


Fig. 96.



schächte erzielt, deren Anwendung aus Figur 96 ersichtlich ist.

Der Cylinder wurde mittelst Schrauben und Ketten niedergelassen und der Boden mittelst Beuteltaggern und Winden zutage befördert; sein Ein-senkungsmaass betrug 5.51 Meter.

Die Landpfeiler wurden mit gestümpften Cylindern in einer Weise versenkt, welche durch die Figur 95 ersichtlich gemacht ist. In dieser Figur bedeutet *a* das Trieb-rad einer Locomobile, *b* eine Riemenscheibe und Welle zum Aufzuge des Materiales; das dritte gezeichnete Rad dient zum Betriebe der Pumpe, deren Tieferlage-rung durch Senkschrauben *g, g* ermöglicht ist. Der Krahn *d* dient zur Niederlassung und Richtigstellung der jeweilig aufzubauenden Cylindersegmente.

Die Vorrichtungen für den Wasserablauf und für den Abfluss des Bagger-materiales sind in der Figur ebenfalls ersichtlich gemacht.

Die Grundform der Landpfeiler wurde durch drei gekuppelte Senk-

4. Fundirung bei den Erweiterungsbauten der Berlin-Stettiner Eisenbahn, ausgeführt 1864 bis 1869 vom Geheimen Regierungsrath T. Stein.

(Ausgestellt im deutschen Pavillon, Gruppe XVIII.)

Die in der bekannten Monographie von Stein näher beschriebenen Fundirungen mittelst gemauerter Senkschächte bei der Fluthbrücke im Oderthale (1864), dann der rechtsseitige Landpfeiler der Oderbrücke (1867), sowie die Fundirung der Futtermauer am Parnitzufer (1864) waren durch Zeichnungen näher zur Anschauung gebracht, und ist in der genannten Monographie die indische Schaufel in ihrer Construction und Handhabung besonders deutlich dargestellt. (Vergleiche auch „Zeitschrift für Bauwesen“, 1864, Bau der Allahabadbrücke.)

Die Fundirung der genannten Brunnen erfolgte theils mit, theils ohne Stümpfung, theils mit rundem, theils mit quadratischem Querschnitte und drang anstandslos 21 Fuss unter das Terrain und respective 29 Fuss unter das Wasser.

VI. Capitel.

Pneumatische Fundirung.

§. 1. Geschichte der pneumatischen Fundirung.

Unzweifelhaft angeregt durch die submarinen Arbeiten mittelst der Taucherglocke, welche bei Brückenbauten zuerst von dem englischen Ingenieur Smeaton, und zwar im Juli 1778, bei der später verunglückten Brücke von Hexham in Northumberland angewendet und welche ebenfalls im Jahre 1778 von Coulomb zu Felsensprengungen unter Wasser vorgeschlagen wurde, hat Lord Cochrane in England schon 1831 zuerst den Gedanken ausgesprochen, mittelst künstlicher Verdichtung der Luft in tiefen Schächten die Wasser zurückzuhalten und hat bekanntlich der Ingenieur Triger bereits 1839 in einem Schachte bei Chalones im Maine et Loire-Departement die Wasser und den Schwimmsand mittelst comprimierter Luft verdrängt. Zu Dauchy im Departement du Nord (1845), dann zu Streppy-Braguegnies in Hennegau, ferner zu Seraing wurde dieses Verfahren bei Bergbauschächten wiederholt und dasselbe zu-

erst in Deutschland (1836) auf der Grube Maria im Wormreviere von Honigmann angewendet.

Zu Zwecken der Fundirung unter Wasser erfolgte die erste grössere Arbeit von Gournerie 1846 im Hafen von Croisie, und zwar in einer Wassertiefe von 4.0 Meter.

Im Gebiete des Brückenbaues erfolgte die erste Fundirung mittelst comprimierter Luft im Jahre 1849 durch die Ingenieure Cubitt und Hughes beim Baue der Medwaybrücke nächst Rochester, nachdem dort das Ansaugverfahren des Dr. Potts nicht Stich gehalten hatte.

Aus dem gleichen Grunde wendeten im Jahre 1850 die Ingenieure Gwynne und Flemming beim Baue der Pee-Dee-Brücke comprimirt Luft zu Zwecken der Versenkung der Pfeiler an, und wurde dieses Verfahren 1851 bei der Chepstower Brücke und 1853 bei der Maconbrücke gebraucht.

Im Jahre 1857 wurde die Theissbrücke bei Szegedin, im 1858 wurden die beiden Allierbrücken nächst St. Germain des Fossés und die Cherbrücke bei Moulins pneumatisch fundirt welchen Bauten 1859 die von Sir J. Hawkshaw unternommene pneumatische Fundirung der Londonderrybrücke in Irland und ebenfalls 1859 die Ausführung der Brücke zu Bordeaux und der Rheinbrücke bei Kehl folgten.

Mit dieser letzten Ausführung, welche nebst den bis dahin bekannten praktischen Erfahrungen durch die Projectsverfassungen von Pfannmüller über die Erbauung einer Rheinbrücke bei Mainz und von Weiler betreffs einer solchen bei Mannheim wesentlich gefördert worden war, und welche dadurch brillirte, dass die pneumatische Fundirung bis in 65 badische Fuss Tiefe unter Wasser drang, war das Signal zu einer weiteren Verbreitung dieser wichtigen Fundirungsart gegeben worden, welche insbesondere in England 1860 bei der Charing-Crossbrücke und 1862 bei der Cannon-Street-Brücke und von nun auch in Deutschland und Oesterreich durch die Anforderung cultivirt wurde, über die grossen Flüsse dieser Länder Eisenbahnbrücken zu schlagen.

Unter den zahlreichen Bauausführungen mittelst pneumatischer Fundirung heben wir nur die folgenden hervor:

Medwaybrücke (1849), Pec-Dee-Brücke (1850), Chepstowbrücke (1851), Maconbrücke (1853), Tamarbrücke bei Saltash, (1854) Santeebrücke (1855), Szegediner Theissbrücke (1857), Allierbrücke (1858), Cherbrücke (1858), Bordeauxbrücke (1859), Londonderrybrücke (1859), Kehler Rheinbrücke (1859), Niemenbrücke bei Kovno (1859), Charing-Crossbrücke (1860), Voulbrücke (1860), Seinebrücke bei Argenteuil (1862), Scorffbrücke (1862), Canon-Street-Brücke in London (1862), Nantesbrücke (1863), Pregelbrücke bei Königsberg (1864), Parnitzbrücke bei Stettin (1866), Hafengebauten von Bone in Algier (1866), Rhônebrücke bei Arles (1867), Harlemer Brücke bei New-York (1867), Hafen von Brest (1867), Rheinbrücke bei Hamm (1868), Diepbrücke bei Moerdijk (1868), Knippelbroobrücke (1868), Sokolskibrücke bei Woronesch (1868), Elbebrücke bei Hämerten (1868), Donaubrücke bei Stadlau (1869), Donaubrücke bei Mauthhausen (1869), Donaubrücke bei Steyeregg (1869), St. Louis-Brücke über den Mississippi (1869), Omahabrücke über den Missouri (1869), Innbrücke bei Simbach (1870), Nussdorfer Donaubrücke bei Wien (1870), East-River-Brücke bei New-York (1870), Rheinbrücke bei Buchs (1871), Rheinbrücke bei Margarethen (1871), Missouri-Brücke bei St. Joseph (1871), Allierbrücke zu Vichy (1872), Nordbahnbrücke über die Donau bei Wien (1872), Reichsstrassenbrücke über die Donau bei Wien (1872), Elbebrücke bei Aussig (1873), Elbebrücke bei Tetschen (1873) Brücken zu Salzburg, Prag und Hohnnsdorf (1876); — ausserdem wurden unter Anderem noch mittelst pneumatischer Fundirung ausgeführt: Brücken bei Lyon, Culoz und Bordeaux, Maasbrücke bei Rotterdam, Elbebrücke bei Dömitz, Luzerner Brücke, Missouri-Brücke bei Lavenworth, Taybrücke bei Newport, Rhônebrücke bei St. Maurice, Pobrücke bei Borgoforte, Margarethenbrücke bei Pest, III. Avenue-Brücke zu New-York, Lechbrücke bei Kaufring, Lechbrücke bei Rain, Donaubrücke bei Gross-Prüfening, Theissbrücke bei Algye (1869) etc.

Um die ausgestellt gewesenen Objecte pneumatischer Fundirung richtig rangiren zu können, sei bezüglich der technischen Ausbildung dieser Fundirungsart in Kürze das Folgende hervorgehoben:

Während es sich im Beginne der Anwendung comprimirter Luft zu Fundirungszwecken bei der Medway- und Pee-Dee-Brücke darum handelte, verhältnissmässig enge Röhrenpfeiler durch Unterminirung ihrer Sohle zu senken, trat gar bald die Anforderung heran, Senkschächte grösseren Durchmessers niederzubringen, und stellte sich hierdurch das Bedürfniss heraus, an der Masse der zu comprimirenden Luft zu sparen.

Der jüngere Brunnel ist der erste Ingenieur, welcher diesem Gedanken Werkthätigkeit verlieh; erordnete die diesfälligen Einrichtungen beim Baue der Royal-Albert-Brücke und der Saltashbrücke bekanntlich dahin an, dass er auf der Sohle des Schachtes nur einen ringförmigen Raum (Jacke) mit verdichteter Luft versah, mittelst derselben bis in den festen, wasserdichten Baugrund drang und, dort angekommen, eine ringförmige Mauer (Kranz) auführte, welche zunächst die Wasser von der Sohle absperrte.

Durch dieses Verfahren war es möglich geworden, den eisernen Senkschacht wasserdicht einzubauen, ihn auszupumpen und sodann für die Zwecke eines Pfeilers auszumauern.

Diese Einrichtung Brunnels, so geistreich sie auch war, griff indess nicht durch, weil sie an das Vorhandensein einer wasserdichten Grundschiechte gebunden war, und man senkte deshalb die zu jener Zeit für die Teufung mit comprimierter Luft modernen eisernen Schächte (Röhrenpfeiler statt gemauerter Pfeiler) nur mittelst der alten Methode, indem man das obere Schachtende mit der Luftschleusse versah und dem unteren Schachtende nur eine konische Ausweitung gab, damit nicht nur die Basis des Pfeilers sich in etwas vergrössere, sondern der Senkprocess wegen der dadurch verminderten Reibung sich leichter gestalte.

Selbst der Bau der Szegediner Brücke über die Theiss, welcher, von Gouin unternommen und durch Cesanne im Jahre 1875 geleitet, grosses Aufsehen erregte und bei uns in Oesterreich der erste pneumatische Gründungsbau war, basirte immer noch auf die Versenkung eines Eisencylinders, an dessen Kopfe die Schleusse lag. Derlei Cylinder wurden nun entweder durch das eigene Gewicht oder aber durch Zuhilfenahme einer Aequilibrirung mittelst hydraulischer Pressen, wie es beim Baue der Bordeauxbrücke (1859) der Fall war, oder aber endlich durch eine künstliche Belastung nieder-

gesenkt, welch' letzterer Umstand jedoch Schwierigkeiten bezüglich der Einhaltung der lothrechten Linie z. B. bei der durch Hawkshaw unternommenen Fundirung der Londonderrybrücke im Versenkungsprocesse ergab, wie sehr man auch auf die ringförmige, respective überhaupt auf eine gleichmässige Vertheilung der künstlichen Belastung bedacht war.

Die Anforderung, weite eiserne Senkschächte anstandslos in grössere Tiefen niederzubringen, hielt den Gedankenkreis der Ingenieure wach, und richtete sich die Speculation vorzugsweise darauf, die bisherigen Uebelstände der pneumatischen Teufungsmethode zu beseitigen, denn es handelte sich nunmehr darum, ein Verfahren ausfindig zu machen, durch welches an der Menge der zu comprimirenden Luft gespart und eine vollständige gleichmässige Belastung für den Senkprocess erzielt werde; bei der Ersparung an der Menge der zu comprimirenden Luft durfte aber nicht ausser Acht gelassen werden, dass die verdichtete Luft auf die ganze Schachtsohle wirke.

Wenn nun auch zu der Erfüllung dieser Aufgabe Lord Cochrane schon 1831, Triger durch seine pneumatische Teufung zu Chalones 1839, ferner William Busch schon 1841, dann die Bergbauteufungen im Departement du Nord, des Weiteren der Heidelberger Ingenieur Weiler anlässlich des Projectes der Mannheimer Rheinbrücke die Steine zu diesem Erfindungsbaue zusammengetragen hatten, so gebührt doch dem deutschen Ingenieur Gustav Pfannmüller die Priorität der Lösung dieses Problems durch die Erfindung der Caissonfundirung; denn dieser Ingenieur war der Erste, welcher anlässlich des Projectes einer Rheinbrücke bei Mainz im Jahre 1850 die Anwendung von Luftkasten (Caissons) öffentlich vorschlug und seine Erfindung durch Zeichnungen belegte, die wir heute mit Stolz als einen Ausfluss deutscher Speculation betrachten.

Zum erstenmale ins Werk gesetzt wurde jedoch die Caissonfundirung erst durch Fleur-St. Denis und darauf durch Cesanne, indem die im Jahre 1859 fast zu gleicher Zeit geschehenen Fundirungen der Kehler und der Kovnoer Brücke nach diesem Systeme erfolgten, welches eine neue Aera in der Kunst der pneumatischen Fundirung hervorrief, und welches auch 1860

beim Baue der Voultebrücke über die Rhône angewendet wurde. Bei diesen Brücken wurde nämlich auf der Sohle des Schachtes ein absperrbarer Raum hergestellt, welcher gestattete, dass die verdichtete Luft über die ganze Sohle wirke und nur durch enge Röhren zuströmte, welche Röhren mit ihren Querschnitten nur einen Theil der Fläche des Schachtes ausfüllten; was die gleichförmige Belastung aber anbelangte, so wurde dieselbe bei diesen Brücken ganz verschiedenartig erzielt. Der eiserne Senkschacht bei Kovno wurde durch Wasser künstlich belastet, welches die Zuleitungsröhren umspülte und auf der Blechdecke jenes Raumes ruhte, der die, die ganze Schachtsohle bedeckende comprimirte Luft enthielt; bei der Kehler Brücke und der Voultebrücke dagegen wurde auf diesen Luftkasten sofort das Pfeilermauerwerk gebaut, und es ist der Kehler Brückenbau derjenige, bei welchem (errichtet unter der Oberleitung des Chefingenieurs Fleur-St. Denis) die erste Anwendung eines Caissons im heutigen Sinne als Luftkasten am Fusse des Pfeilermauerwerkes erfolgte.

Auf diese ungemein wichtigen Errungenschaften in der Kunst, pneumatisch zu fundiren, folgten nunmehr verschiedene Neuerungen, die bis zum heutigen Tage noch keineswegs abgeschlossen erscheinen. —

Die auf der Wiener Weltausstellung vorhanden gewesenen Objecte werden uns Gelegenheit geben, mehrere dieser Neuerungen vorzuführen; indess sei hier zum Zwecke der Uebersicht der weiteren Entwicklung der Kunst, pneumatisch zu fundiren, schon auf Folgendes hingewiesen.

An das Frühere anknüpfend ist nun als nächster Fortschritt zu verzeichnen, dass man auch bei den eisernen Senkschächten die Bildung eines Caissons, welcher das Mauerwerk trägt und deshalb mit Rippen verstärkt ist, zu dem Zwecke anstrebte, um sofort einen gemauerten Röhrenzylinder aufbauen zu können, welcher das künstliche Senkungsgewicht ergibt.

Diese Neuerung wurde bekanntlich bei der Brücke von Argentineuil zuerst eingeführt und damit ein Uebergang geschaffen, gemauerte Senkschächte mittelst comprimirter Luft zu teufen, wie Solches beim Baue der Parnitzbrücke geschah; denn der Argenteuiler Pfeiler hatte den Mantel-Blechzylinder zur Aufnahme der

comprimirten Luft noch nöthig, während er bei der Parnitzbrücke schon entfallen konnte, weil bei dieser die comprimirte Luft in den Caissonraum (der durch die Aufmauerung eines Conus erzielt wurde) durch gesonderte Zuleitungsröhren niedergeführt wurde.

War nun dieser Gestalt die fachliche Richtung gegeben, einzelne runde Pfeiler mit oder ohne Blechwandung pneumatisch niederzubringen, und muss für diese Richtung die Brücke zu Argenteuil als Ausgangspunkt betrachtet werden, so bot anderseits der Kehler Brückenbau die Ausgangsstelle für die Kunst des eigentlichen Caissonbaues, eine Kunst, die heute darin gipfelt, dass man jede beliebige Grundform des Pfeilers sofort beim Beginne des Baues innehält.

Die Anforderungen bezüglich der Grösse dieser Grundflächen führten nun, wie wir wissen, wieder dahin, den Caissonraum in Zellen zu theilen, jede Zelle für sich zu bedienen (Kehler, East-River- und St. Louis-Brücke) oder aber selbst grosse Grundflächen nur aus einem einzelnen Caissonraume zu bestreichen (Rhônebrücke bei Arles, Hafenmauer zu Brest, Pregelbrücke bei Königsberg, Moerdijkbrücke, Pobrücke bei Borgoforte etc.).

Wir sehen also, dass das System pneumatischer Fundirung fortan sich dahin theilt, entweder einzelne runde Senkschächte niederzubringen, dienen dieselben nun sofort als Pfeiler oder Pfeilerbestandtheile oder aber zum Pfeilerunterbau, oder aber ganze Pfeilergrundformen mit einemale auszuteufen.

Bei beiden Gattungen der pneumatischen Fundirung konnte, nachdem ihre Trennung einmal gegeben war, nunmehr der weitere Ausbau des Fortschrittes wesentlich nur darin bestehen, darüber zu wachen, dass die Verluste der comprimirten Luft, sowohl bezüglich des Flächenmasses der Röhrenwandungen, als auch bezüglich der Durchschleussungen auf ein Minimum gebracht werden.

Das Erstere wurde erzielt durch die Anwendung weniger und in ihrem Durchmesser möglichst geringer Zuleitungsschächte, das Letztere durch die Ausbildung der Förderung.

Was die geringe Weite und die geringe Anzahl der Steigschächte anbelangt, so bieten die neuerlichen Apparate von Castor wie die von Schmoll und Gaertner für das erstere Moment und die Dömitzer Brücke für das letztere wesentliche Illustrationen, indem Castor schon bei der Etschbrücke Einsteig- und Förderschächte von

nur 1.¹⁰ Meter Durchmesser, Schmoll und Gaertner aber ovale Luftschächte von nur 1.⁰ Meter kurzer und nur 1.⁶⁰ Meter langer Achse anwenden, und bei der Dömitzer Brücke für einen Caisson von 16.⁰ Meter Länge, 5.⁶⁵ Meter Breite nur ein einziger Luftschacht angeordnet wurde.

Hinsichtlich der „Schleussung“ ist es bekanntlich insbesondere die „Förderung des Materials“, welche wesentliche Fortschritte aufzuweisen hat.

Schon Fleur-St. Denis, welcher sich auf dem Gebiete der pneumatischen Fundirung einen rühmlichen Namen geschaffen hat, und dem „v. Schmoll“ zur Seite stand, widmete gleich bei seinem Erstlingswerke diesem Gegenstande grosse Aufmerksamkeit; er förderte nämlich bei der Kehler Brücke mittelst eines Paternosterwerkes das Material durch gesonderte Förderschächte, die unter dem natürlichen Wasserdrucke standen, und gab damit auch das Beispiel für die Fördereinrichtung bei der Voultibrücke und später bei der Pregelbrücke nächst Königsberg.

So bedeutsam indess der Gedanke nach Einrichtung dieser continuirlichen Förderung durch Wasserschächte und ohne jegliche Schleussung auch war, so konnte er sich doch für die Zukunft nicht allgemein erhalten, weil die Nachtheile dieser Fördermethode (grosse Anschaffungskosten, theuere und zahlreiche Reparaturen, Zeitstörung bei Reparaturen, Widerstand der Wassersäule, schwere Nachhilfe bei Stockungen im Bagger etc.) sehr drückend sind, auch die Anordnung von Wasserschächten nur bei grossen Pfeilergrundflächen thunlich ist.

Wenn nun auch in der Neuzeit und namentlich bei der grossartigsten Leistung, die bis jetzt auf dem Gebiete der pneumatischen Fundirung ausgeführt wurde, nämlich beim Baue der East-River-Brücke, die Baggerförderung durch Wasserschächte (System Morris und Cummings) angewendet wurde, so pflegt man gegenwärtig doch diese Förderungsart zu umgehen und hebt man das Material in anderer Weise, und zwar entweder im Gebiete der comprimirtten Luft durch Eimer, oder continuirlich durch Paternosterwerke nach dem Systeme von Schmoll und Gaertner oder aber durch Sandpumpen (beschränkt durch die Materialgattung) oder ausserhalb des Gebietes der comprimirtten Luft, durch Sandaus-

bläser oder endlich auch hier durch Sandpumpen, welche letztere continuirliche Fördereinrichtungen aber immer gefährlich sind und in der Summe ihrer Ausflussöffnungen regulirt werden müssen.

Die Urtheile der amerikanischen Ingenieure lauten, wiewohl die Sandausbläser und Sandpumpen beim Baue der Harlemer Brücke der East-River- und der St. Louis-Brücke unter anderen angewendet wurden, für diese directen Ausförderungsarten thatsächlich auch abwehrend, wie dies namentlich der sehr erfahrene Ingenieur Alpine für jene Teufungen thut, wo die Luftzuführungsmaschinen geringmächtig sind.

Wendet man sich nunmehr den Förderungsarten im Gebiete der comprimirten Luft zu, so gelangt man zu den Fragen der zweckmässigsten Lösung des Problemes des geringsten Luftverlustes beim Ausschleusen des Materiales.

Dieses Problem wird sehr verschiedenartig gelöst, wiewohl diese Lösung immer auf dem Grundgedanken beruht, Reserveräume für das aufgeholte Material zu schaffen.

Ausgehend von der primitivsten Anordnung des Materialschleussenraumes, wie sie beim Baue der Brücken zu Szegedin und Kovno angewendet wurde, haben hervorragende Lösungen auf dem Gebiete der Materialausschleussung geliefert: Castor beim Baue der Argenteuiler Brücke (zwei halbringförmige Kammern) und beim Baue der Etschbrücke nächst Rovigo (zwei Kammeranbaue); ferner Schmoll und Gaertner bei ihren diversen pneumatischen Fundirungen (zwei Kammeranbaue mit von aussen aufziehbarem Boden); des Weiteren der französische Ingenieur E. Gouin beim Baue der Nantesbrücke und nach ihm die niederländischen Ingenieure beim Baue der Rotterdamer Brücke (absperrbare Materialrutsche); die dänischen Ingenieure beim Baue der Knippelbrooer Brücke (zwei kreisabschnittförmige Kammern mit Auswurföffnungen nach oben); die deutschen Ingenieure beim Baue der Hämertner und der Dömitzer Brücke (einfacher, ringförmiger Barrièrenraum mit Klappenöffnung); die französischen Ingenieure bei der Vichybrücke (Eimerförderung mit luftdichter Schieberkastenschleussung); und K. Favre zu Kovrow mit seinem Projecte einer drehbaren Tabernakelausschleussung der Eimer.

§. 2. Erfahrungen bei der pneumatischen Fundirung.

Diese kurze Skizzirung der Entwicklung und des heutigen Standes der Kunst, pneumatisch zu fundiren, lässt schon erkennen, dass die mächtigen Kämpfe, welche hier dem Menschen wider die Gewalt der Natur auferlegt wurden, zu einem bedeutsamen Specialwissen geführt haben, und es möchte daher zum Abschlusse des hier versuchten Bildes eine Uebersicht der in Rede stehenden Disciplin am Platze sein, in Kürze noch auf einige specielle Erfahrungen und Leistungen hinzuweisen.

a) Obenann stehen hier die Angaben, welche der amerikanische Ingenieur W.S. Smith über seine vierzehnjährigen Erfahrungen bei pneumatischen Fundirungen dahin geäußert hat, dass

1. die verticale Schachtstellung am besten beibehalten wird, wenn man den Luftdruck im Momente der Senkung nicht kleiner werden lässt;

2. dass man Schlamm und Sand am billigsten mittelst Luftdruck hebt;

3. dass man das Springen der Eisencylinder bei grosser Kälte am besten durch die Ausfüllung mit Asphaltbeton bis unter die Frostlinie verhütet;

4. dass die Versenkung eines ganzen zusammenhängenden Caissons weit billiger ist, als die Niedersenkung zweier und mehrerer einzelner Röhren;

5. dass für grosse Caissons das Holzmaterial (St. Louis-Brücke über den Mississippi und East-River-Brücke bei New-York) vorzuziehen ist;

6. dass man der besseren Erhärtung des Betons in der comprimirtten Luft durch besondere Wasserzuführung entgegenkommen muss; und

7. dass es ein zweckmässiges Verfahren sein würde, pneumatisch in Teufen über 18 Meter (?) derart zu fundiren, dass man den unteren Caissontheil durch eine Platte absperret, unten die Luft mehr und oben dieselbe weniger comprimirt, die Arbeiter auf der Platte also in geringerer Verdichtung hantiren lässt und den Senkprocess mittelst Sandausbläsern bewerkstelliget, welche letztere gelenk- und

- tubusartig aus dem Raume oberhalb der Platte durch dieselbe in den stärker comprimierten unteren Raum hineinragen.
- b) Eine weitere Specialerfahrung von ausserordentlichem Interesse hat der amerikanische Ingenieur Alpine beim Baue der Harlemer Brücke dahin gemacht, dass er durch plötzliches Entweichen der Luft gewünschte rapide Senkungen von 10 bis 12 Fuss Tiefe erzielte, und dass er das Fundament der Röhrenpfeiler durch rasche ringförmige Unterminirung mit Hilfe einer bergmännischen Eintreibung von Pfählen Stück um Stück verbreiterte und den gewonnenen Raum sofort mit Beton füllte.
 - c) Eine andere nicht unwichtige Erfahrung, angebahnt durch den Kehler Brückenbau, ist dahin gemacht worden, dass man bei den gemauerten Pfeilern die eiserne Umschliessungswand oberhalb des Caissons in ihrer Höhe immer mehr verminderte und schliesslich ganz wegliess, wie es unter Anderem beim Baue der Dömitzer- und der Parnitzer Brücke der Fall war.
 - d) Bezüglich der Anordnung der Schleuse in ihrer Höhenlage neigt sich die Erfahrung neuestens dahin, dass man bei tiefen Gründungen und bei grosser Pfeilergrundfläche die Schleuse unten am Caisson anbringt und eiserne Zuleitungsschächte vermeidet, wie Solches beim Baue der St. Louis-Brücke über den Mississippi der Fall war und auch von dem Ingenieur K. Favre in Kowrow besonders befürwortet wird. Diese untere Lage der Schleuse erspart an Blechmaterial, an comprimierter Luft und an Arbeitslohn, erleichtert auch die Förderung des Materiales, ist jedoch unrichtig situirt bei etwaigen Wasserdurchbrüchen in die im Pfeiler ausgesparten Schächte und hat den Nachtheil, dass die Beleuchtung der Schleuse durch Tageslicht fast ausgeschlossen ist.
 - e) Besonders interessante Leistungen bestehen erstens in der bei grossen Wassertiefen und bei Felsengrund empfehlenswerthen Anordnung der Wiedergewinnung eines vermittelst comprimierter Luft niedergebrachten eisernen Senkschachtes (Taucherglocke), unter dessen Schutze ein

gemauerter Pfeiler aufgeführt wird, wie dies beim Baue der Brücke über Knippelbroo der Fall war; und zweitens in der Anwendung hölzerner Caissons (Amerika).

f) Erfahrungen über den Einfluss der comprimirtten Luft auf die Arbeiter.

Während man wahrgenommen hat, dass Taucher bei 60—70 Fuss Wassertiefe 12 Stunden lang arbeiten können, wenn sie zu ihrer Erholung wenigstens einmal 10 Minuten lang auf die Oberfläche kommen; — dass bei 90 Fuss Wassertiefe die Arbeit schon sehr erschwert ist, und dass bei 150 Fuss Wassertiefe (wiewohl ein englischer Taucher 167 Fuss und der amerikanische Taucher Green sogar 170 Fuss auf kurze, nur nach Minuten zu bemessende Zeit, unter Wasser gegangen sind) die Taucherarbeit schon lebensgefährlich ist: hat man bei der Arbeit in comprimirtter Luft constatirt, dass $3\frac{1}{2}$ Atmosphären Ueberdruck wohl das Maximum sind, welche einem Arbeiter noch auferlegt werden können, und ist insbesondere auf die Abhandlung des Dr. Magnus hinzuweisen, welcher beim Baue der Königsberger Brücke sehr interessante ärztliche Beobachtungen über die Arbeit in comprimirtter Luft gesammelt hat.

Die ärgsten Comprimirungen zwischen $2\frac{3}{4}$ und $3\frac{1}{2}$ Atmosphären sind neuestens bei der Abteufung des Schachtes auf der Zeche Rheinpreussen und bei der Caissonversenkung der Mississippi-Brücke bei St. Louis durchgeführt worden.

Auf der Zeche Rheinpreussen wurden in Kürze folgende diesfällige Erfahrungen gesammelt:

Der Uebergang aus der freien in die comprimirtte Luft verursachte grosse Ohrenschmerzen und Beklemmungen; man konnte sich diese Widerwärtigkeiten in etwas vermindern, wenn man Nase und Mund schloss und die Luft gewaltsam aus der Lunge blies.

Erbrechen und Ausfluss des Blutes aus Mund und Nase, Anschwellen des Gesichtes waren schon bei $2\frac{1}{2}$ Atmosphären Ueberdruck häufige Erscheinungen.

Das Sprechen ging langsamer und schwerer vor sich, und hörte man in der comprimierten Luft nur sehr schwer; Schwerhörige dagegen hörten besser.

Hustenanfälle verursachten grosse Anstrengung und Schmerzen, und wurden hustende Arbeiter nicht zugelassen. Bei 31 Pfund Druck konnten selbst die stärksten Leute mit einem 10 Pfund schweren Hammer kaum 6 Schläge führen.

Gegen das Schichtende (6 Stunden) fühlten die Arbeiter Schmerz in allen Gelenken und Muskeln und stiegen nur beschwerlich auf Treppen; selbst eine halbe Stunde nach der Ausfahrt fühlten die Leute Stechen in der Haut (Entweichen der comprimierten Luft).

Die bei den Arbeiten in comprimierter Luft verwendeten Leute assen, tranken und schliefen weit mehr als sonst.

Neben den auf der Zeche Rheinpreussen in comprimierter Luft verfahrenen 2035 Arbeiterschichten wurden 65 solcher Schichten krank gefeiert, wovon 45 auf Quetschungen und Geschwüre und nur 20 auf Brustschmerzen und Darmkatarrh fielen, also etwa dem Einflusse der comprimierten Luft zugeschrieben werden konnten.

Nach den Gesammterfahrungen auf der Zeche Rheinpreussen wird angenommen, dass man, gute Kühlapparate vorausgesetzt, noch ohne Folgen auf die Gesundheit und noch mit Vortheil arbeiten lassen kann, wenn der Ueberdruck drei Atmosphären nicht übersteigt. —

Was die Erfahrungen bei der St. Louis-Brücke, deren Fundirung im Jahre 1869 begann und bis in 31.11 Meter Teufe unter Wasserspiegel drang, betrifft, so ist zu bemerken, dass dort die Arbeiter unter $3\frac{1}{2}$ Atmosphären Ueberdruck, aber schon mit offenkundiger Gefahr beschäftigt wurden.

Wiewohl die Arbeitszeit nur eine Stunde betrug, wurden vom 352 im Caisson beschäftigten Arbeitern 30 ernstlich krank und starben 12 Mann; Ohrenscherz, Lähmung der Beine, der Arme und des Unterleibes waren

fast durchgängige Erscheinungen und war die stetige Anwesenheit eines Arztes geboten.

- g) Bei grossen Tiefen empfiehlt sich die Beleuchtung mittelst Gas oder elektrischen Lichtes.
- h) In Fällen, wo der Caisson in thonigen Boden geräth, die Luftausströmung unter dem Caissonschuhe also stockt, empfehlen sich Ventilationsröhren.
- i) Stiegenförmige Zugänge zum Caisson empfehlen sich nur bei grossen Grundflächen der Pfeiler; daselbst haben sie aber den grossen Werth eines directen Zuganges in die Tiefe.
- k) Tiefen, welche mit comprimirter Luft erzielt wurden.

Bei Brückenbauten sind die hervorragendsten grössten Tiefen die folgenden: Pregelbrücke bei Königsberg = 15.⁶⁹ Meter, Rheinbrücke bei Kehl = 19.⁵¹ Meter, Mississippibrücke bei St. Louis = 31.¹¹ Meter.

Im Bergbaue wurden bekanntlich weit grössere Tiefen pneumatisch bearbeitet, und zwar: In Belgien eine Teufe von 240 preussischen Fuss = 75.⁴ Meter und auf der Zeche Rheinpreussen eine solche von circa 255 Fuss = 80.⁰ Meter unter dem Terrain; auf letzterer Zeche circa 231 Fuss = 72.⁵ Meter unter dem Wasserspiegel des Rheines. Die Comprimirung der Luft war jedoch auf einen diesen Höhen entsprechenden Ueberdruck lange nicht nöthig, sondern stieg nur auf die Grenze von etwa $3\frac{1}{2}$ Atmosphären, weil ein gewisses Reibungsmaass der Wasser dem zu Hilfe kam, — eine Erfahrung, die vielfach im Bergbaue, besonders auch auf Grube Maria bei Aachen gemacht wurde, und die bekanntlich zu dem höchst interessanten Projecte von Bles einerseits und Althans anderseits geführt hat, Schächte in sehr grossen Tiefen vermittelt comprimirter Luft, welche durch Tubusröhren in das Innere der Sandwandung ausströmt, niederzubringen.

- l) Finanzielle Erfahrungen.

Ueber die Kosten der pneumatischen Fundirung liegen umfangreiche Erfahrungen vor; es sind dieselben

aber deshalb verschiedenartig, weil die Wassertiefe, die Beschaffenheit des Grundes, die Eigenschaften der Baustelle, die Geübtheit der Arbeiter, die Preise der Materialien und der Löhne und die Quadratfläche der Fundirung Factoren sind, welche erhebliche Variationen der Fundirungskosten herbeiführen müssen. In vielen Fällen sind auch die Kosten des unter Wasser hergestellten Pfeilertheiles nicht von denjenigen getrennt, welche durch den Pfeileraufbau oberhalb des Wassers entstanden sind. Die nachfolgenden Erfahrungssätze können jedoch sehr wohl als generelle Anhaltspunkte der Preisbeurtheilung dienen.

Kosten der pneumatischen Fundirung pro Kubikmeter Mauerwerk.

Positionsnummer	Namen der Brücken	Maximaltiefe Meter	Maximallfläche Quadratmeter	Gulden österr. Währ.
1	Nantesbrücke	18.8	51.3	39.1
2	Rhônebrücke bei St. Maurice	—	—	44.6
3	Arlesbrücke	18.0	53.8	46.0
4	Vichybrücke über die Allier	7.0	37.0	51.2
5	Hafenmauer in Bone (Algier)	18.0	10.5	52.1
6	Wiener Reichsstrassenbrücke	16.4	223.6	53.5
7	Lorientbrücke über den Scorff (Röhren)	21.0	39.7	60.5
8	Voultebrücke über die Rhône	10.0	54.6	61.7
9	Pregelbrücke bei Königsberg	15.7	—	63.0
10	Etschbrücke bei Padua	—	—	66.0
11	Donaubrücke bei Nussdorf	15.5	85.3	68.7
12	Elbebrücke bei Tetschen	12.7	130.2	70.4
13	Rheinbrücke bei Buchs	12.7	33.0	75.5
14	Elbebrücke bei Aussig	9.1	45.1	75.7
15	Donaubrücke bei Steyeregg	14.1	74.8	76.6
16	Rheinbrücke bei St. Margarethen	13.0	33.0	76.7
17	Donaubrücke der Nordbahn	16.6	80.6	78.5
18	Rheinbrücke bei Kehl (Mittelpfeiler)	20.0	130.5	80.6
19	Donaubrücke bei Mauthausen	13.3	74.8	92.1
20	Argenteuiler-Brücke (Röhren)	17.4	20.4	96.2
21	Rheinbrücke bei Kehl (Widerlager)	20.4	165.0	98.7
22	Bordeauxbrücke (Röhren)	21.0	20.4	112.8

Bemerkung: Die Positionen 2, 3, 9 enthalten die Preise für den ganzen Pfeiler; der unter Wasser liegende Pfeilertheil muss also weit kostspieliger sein.

Bezüglich der relativen Kosten pneumatischer Gründung gehen die Erfahrungen der Ingenieure weit auseinander.

1. Der Ingenieur Croizette-Desnoyers hat seine Erfahrungen beim Baue der Eisenbahn zwischen Nantes-Lorien und Brest, — Erfahrungen, welche allerdings schon 1864 veröffentlicht wurden — summarisch, wie folgt, zusammengestellt, und sind dieselben desshalb von grossem Interesse, weil sie die verschiedenartigen gewöhnlichen Fundirungen mit der pneumatischen in Vergleich stellen.

Laufende Nummer	Art der Gründung	Tiefe der Gründung, Meter	Preis pro Kubikmeter Fundirung, allein, Gulden österr. Währ.
1	Pfahlrost in vorher comprimirtem Boden	6—10	8.3—12.5
	" " " " "	10—15	12.5—20.8
2	Gemauerte Senksehächte (Brunnen) . . .	10—15	20.8—25.0
3	Auf festen Fels mit Schutzwandungen .	0—6	8.3—12.5
	Auf festen Fels mit starker Schlamm- schicht	6—10	12.5—20.0
	Auf festen Fels mit schwacher Schlamm- schicht, leicht zu baggern	8—10	30.0—37.5
	Auf festen Fels mit schwacher Schlamm- schicht, unmöglich zu baggern	8—10	41.7—50.0
4	Auf versenkten Beton bei schwacher Schlammsschicht	6—10	12.5—20.8
	Auf versenkten Beton bei starker Schlammsschicht	8—10	25.0—30.0
5	Mit comprimirter Luft:		
	<i>a</i>) unter günstigen Verhältnissen .	10—20	37.5—41.7
	<i>b</i>) unter ungünstigen Verhältnissen	10—20	62.5—71.0

2. Eine weitere höchst werthvolle Zusammenstellung specieller Erfahrungen gibt Morandiere; dieselben sind in der nachfolgenden Tabelle enthalten und wieder desshalb von grossem Interesse, weil die Kosten der pneumatischen Fundirung in Vergleich mit anderen Fundirungsarten gestellt sind.

Positionsnummer	F u n d i r u n g s a r t	Tiefe, Meter	Grundfläche, Quadratmeter	Kubikinhalt, Kubikmeter	Fundierungskosten pro Kubikmeter Gulden österr. W.
I. Betonirung unter Wasser.					
1	Montlouisbrücke über die Loire . . .	5.00	84.00	420	31.9
2	Plessis-les-Tours-Brücke über die Loire	5.00	76.00	380	34.4
3	Château-du-Loire-Brücke über die Loire	3.65	70.00	255	34.4
4	Mansbrücke über die Huisne	4.85	70.00	340	31.1
5	Châtelleraultbrücke über die Vienne .	3.66	84.00	307	13.9
II. Fundirung mit Wasserschöpfen.					
<i>a) Im fließenden Wasser.</i>					
6	la Creusse-Brücke erster Pfeiler . . .	4.00	180.00	720	23.5
7	" " " zweiter " . . .	4.00	170.00	680	26.5
<i>b) Im Meerwasser.</i>					
8	Quimperléviaduct	5.50	83.00	457	17.2
9	Aurayviaduct	8.86	84.00	744	17.6
10	Redoubtbrücke über die Vilaine, linkes Widerlager	14.20	91.00	1290	28.6
11	Scorffbrücke, Widerlager	8.25	153.00	1262	29.3
12	Hennebontviaduct, Strompfeiler . . .	8.90	94.00	837	30.2
13	" Trennungspfeiler	9.60	78.00	749	56.3
14	Port-Launay-Viaduct, Strompfeiler . .	7.60	102.00	775	42.0
III. Fundirung auf Piloten.					
15	Brivetbrücke, beide Widerlager . . .	7.00	171.00	1.197	8.4
16	St. Nikolausbrücke, Widerlager . . .	11.50	114.00	1.311	13.0
17	Isacbrücke, beide Widerlager	11.00	124.00	1.364	16.4
18	Oustbrücke, Widerlager und zwei Pfeiler	11.50	300.00	3.450	25.2

Positionsnummer	Fundirungsart	Tiefe, Meter	Grundfläche, Quadratmeter	Kubikinhalt, Kubikmeter	Fundierungskosten pro Kubikmeter Gulden österr. W.
IV. Fundirung mittelst comprimierter Luft.					
19	Argenteuilbrücke, zwei Röhren à 3.6 Meter Dicke	17.36	20.40	354	96.2
20	Bordeauxbrücke, zwei Röhren à 3.6 Meter Dicke	21.00	20.40	428	113.8
21	Kehlbrücke, Caissons, Widerlager . .	20.00	165.00	3.300	98.7
22	" " Strompfeiler . .	20.00	130.50	2.610	80.6
23	Voultebrücke über die Rhône, Caissons ($\frac{5.0}{12.0}$ Meter)	10.00	54.60	546	61.7
24	Scorffbrücke	21.00	39.70	834	60.5
25	Nantesbrücke, Mittelpfeiler, Caissons ($\frac{4.4}{12.6}$ Meter)	18.80	51.30	964	39.1
26	Vichybrücke über die Allier	7.00	37.00	259	51.2

3. Der Ingenieur Picquenot hat anlässlich des Brückenbaues zu Vernon die Erfahrung gemacht, dass, gleiche Verhältnisse vorausgesetzt, der Preis der Fundirung pro 1 Quadratmeter Grundfläche (in Gulden österreichischer Währung) kostet:

1	Bei Gründung auf Pfählen	200
2	Bei Gründung auf Beton	113
3	Bei pneumatischer Gründung	240

4. v. Quassowski hat bei seinen vielfachen Erfahrungen in der Senkschacht- (Brunnen-) Fundirung bei geringen Teufen die folgenden Durchschnittsresultate gewonnen, deren Gegenüberstellung zu Kosten pneumatischer Fundirung von grossem Interesse ist.

		Gulden österr. Währ. pro Ku- bikmeter Funda- ment
1	Kleinere Bauwerke	31.5—37.5
2	Elbebrücke bei Gommern pro Kubikmeter:	
	<i>a)</i> Arbeitslohn und Gerüstung 14 fl.	
	<i>b)</i> Mauerwerk 21 „	
	Summe .	35.0
3	Berliner Schiffahrts-Canalbrücke und Quaimauer, 1 Kubikmeter Arbeitslohn und Gerüstung, exclu- sive Mauerung	3.5

§. 3. Ausstellungsobjecte.

Das Gebiet der pneumatischen Fundirung war auf der Ausstellung durch folgende Objecte vertreten:

1. Fundirung der Kehler Rheinbrücke.

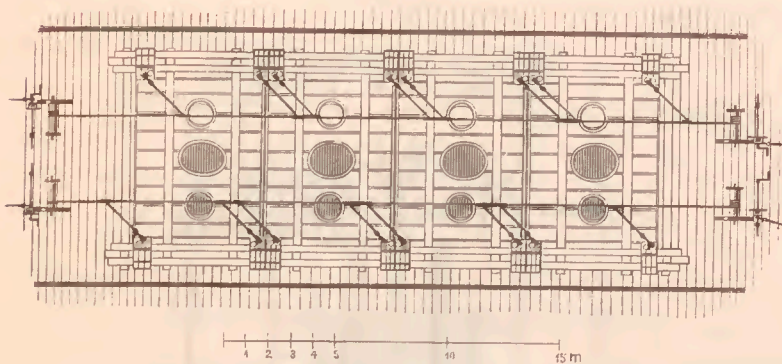
Zeichnungen. (Ausgestellt durch A. Castor. Maschinenhalle.)

Die Fundirung der vier Brückenpfeiler zu Kehl wurde im Februar 1859 begonnen und noch im selben Jahre beendet. Die Caissons der zwei äusseren Pfeiler bestanden aus 4 einzelnen Theilen von 5[·]₈ Meter Länge, also 23[·]₂₀ Meter Gesamtlänge, 7[·]₀ Meter Breite und 3[·]₄ Meter Höhe; die zwei Mittelpfeiler hatten dagegen nur eine Caissonlänge von 17[·]₄₀ Meter. Jede Zelle hatte zwei Luftzuführungsschächte von 1 Meter Durchmesser und einen elliptischen Bagger-schacht von 2[·]₂₈₈ Meter langer und 1[·]₄₈ Meter kleiner Achse. Die Anordnung der Zellen, der Schächte und der Apparate für die gleichmässige Senkung ist aus Figur 97 zu ersehen.

Die Versenkungsschrauben wurden 0[·]₁₈ Meter stark, 2[·]₅ Meter lang und mit einem Schraubengange von 9 Millimeter gewählt.

Das Gewicht eines ganzen Caissons betrug 145.000 Kilogramm und hing auf 32 Schrauben, von denen je 16 Stück gleichzeitig thätig waren; da die Schraubenstangen 80 Millimeter, nach Abzug der Gewinde aber nur 62 Millimeter massen, also 3017

Fig. 97.



Quadratmillimeter Fläche hielten, so entfällt eine Belastung von circa 3 Kilogramm pro Quadratmillimeter.

Im Gange der Versenkung kamen jedoch vornehmlich wegen der Belastung durch das Mauerwerk weit grössere Inanspruchnahmen vor, und zwar bis zu 7 Kilogramm pro Quadratmillimeter.

Die Anordnung der Gerüstung, der Baggerung, der Luftzuleitung, der Versenkung, und der Erhöhung der Schächte und des Mauerwerkes sind aus der Figur 98 ersichtlich gemacht.

Die Baggerwelle und die Baggerführung ist durch den Querschnitt Figur 99 verdeutlicht, und ist aus dieser Figur 99 noch zu ersehen, wie die Baggerbalken durch birnförmige Rollen und Federn von der Schachtwandung entfernt gehalten werden.

Bei den zwei grossen Pfeilern wurde die Baggerung durch je zwei Dampfmaschinen à 12 Pferdekräfte besorgt, bei den kleineren genügte je eine Maschine.

Die Baggerreimer hatten einen Inhalt von 50 Liter und arbeiteten in Abständen von 2.5 Meter; die Maschine arbeitete mit 60 Touren, die Welle mit 6 Touren pro Minute, wobei die Kette eine Geschwindigkeit von 8.4 Meter pro Minute erhielt; es betrug demnach die Leistung eines Baggers pro Minute:

$$\frac{8.40 \times 50}{2^{\frac{1}{5}}} = 168 \text{ Liter, also } 40.32 \text{ Kubikmeter bei 4 Baggern pro Stunde.}$$

Fig. 98.

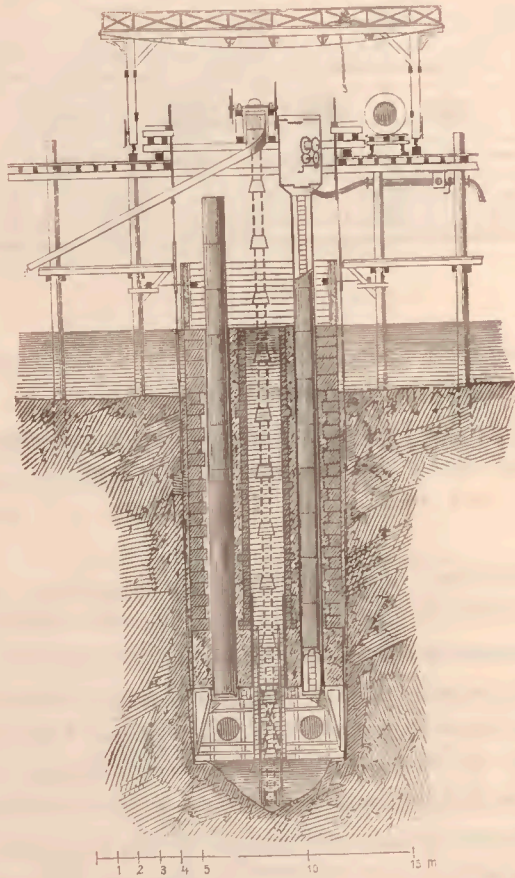
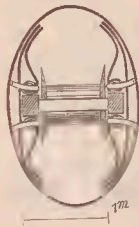


Fig. 99.



Die wirkliche Leistung gestaltete sich bei den vier Pfeilern folgend:

erster äusserer Pfeiler	= 4870 Kbm. in 850 St. = 5.72 Kbm. pro St.
zweiter äusserer Pfeiler	= 4500 " " 340 " 13.23 " " "
erster Mittelpfeiler	= 3836 " " 264 " 14.53 " " "
zweiter Mittelpfeiler	= 3850 " " 220 " 17.50 " " "

Das Eindringen der Pfeiler betrug im Mittel $7\frac{1}{2}$ Centimeter pro Stunde. Die Tiefe der Pfeiler betrug zwischen 17.5 Meter und 20.6 Meter, und wurde

der erste Pfeiler in . . .	85	Tagen	à	10	Stunden
der zweite Pfeiler in . . .	34	"	"	"	"
der dritte Pfeiler in . . .	26	"	"	"	"
der vierte Pfeiler in . . .	22	"	"	"	"

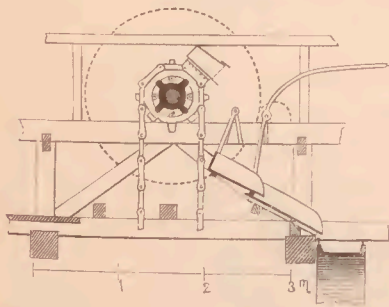
niedergebracht.

Die Luftcompressionsmaschine (System Cavé) hatte eine Stärke von 25 Pferdekräften, 2 Cylinder à 0.27 Meter Durchmesser, 551 Quadratcentimeter Kolbenfläche, 1.0 Meter Hub, 35 Touren und arbeitete mit 5 Atmosphären Spannung; sie hatte 3572.8 Kubikmeter Luft zu comprimiren.

Der Compressor erzeugte theoretisch 473.62 Kubikmeter und bei 75% Nutzeffect 355.21 Kubikmeter Luft pro Stunde.

Aus den vorstehenden Angaben über die Versenkung, welche bei der Kehler Brücke zum erstenmale in einer so bedeutenden Tiefe stattfand, erhellt, wie anstandslos die ganze Arbeit vor sich ging, und sei hier bemerkt, dass hierzu wesentlich die zweckmässige Anordnung der Beseitigung des gehobenen Materiales beigetragen hat, welches durch Rutschen erfolgte, die mittelst eines Hebels, wie Figur 100 zeigt, jedesmal unter den Baggerkorb

Fig. 100.



geschoben wurden; zum leichteren Abfliessen des Materiales diente ein permanenter Wasserüberguss.

2. Gründung der Brücke bei Argenteuil (Paris — Dieppe).

(Zeichnungen; ausgestellt von A. Castor.)

Diese Brücke besteht aus vier Pfeilern, und jeder derselben aus zwei eisernen Röhren von 3.6 Meter unterem Durchmesser; die Versenkungstiefe mass zwischen 16 und 20 Meter.

Zur Zeit des Baues dieser Brücke wurde von dieser Anordnung gerühmt, dass sie eine leichte Dirigirung bei der Senkung und eine leichte Betonirung zulasse.

Fig. 101. Pneumatisches Gründungsverfahren bei der Brücke zu Argentueil.

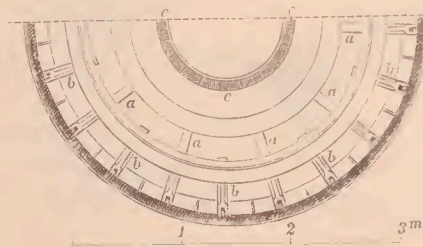
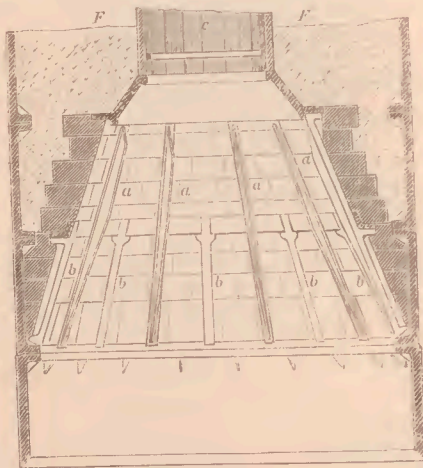
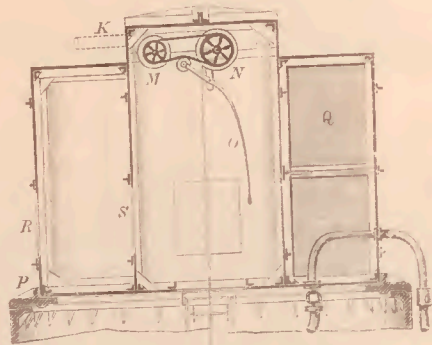
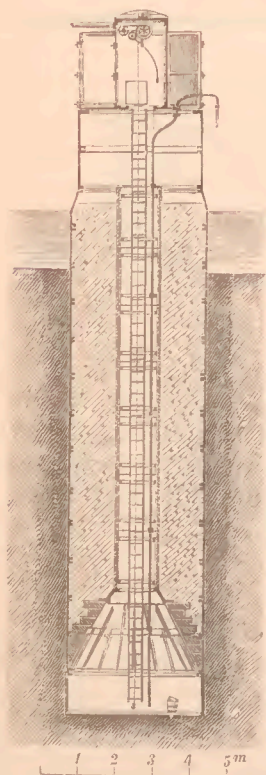


Fig. 102.



Der Arbeitsraum für die Zwecke der Untermirung wurde durch die Aufmauerung eines konisch geformten Steinmantels hergestellt, der, durch eiserne Rippen, *a* und *b* in Figur 101, verstärkt, einen Holzschacht *e* und die Betonirung *FF* zu tragen hatte.

Die Anordnung der Luftschleusse ist ebenfalls aus der genannten Figur zu ersehen, welche auch die von aussen getriebene Welle darstellt, die zur Aufziehung der Eimer dient. Der Senkeylinder hing in Ketten, welche auf einem eingerammten Gerüste in der bekannten Einrichtung des Senkzeuges befestigt waren.

Die ganze Anordnung eines Senkschachtes ist aus Figur 102 zu ersehen.

Bezüglich der Schleussenanordnung sei noch erwähnt, dass um die eigentliche Luftschleusse die Räume für die Materialschleussung ringförmig herungelagert waren. Getheilt war dieser Ringraum durch zwei Scheidewände *Q* (welche mit der Luftschleusse und nach aussen durch Thüren

R und *S* communicirten) in zwei Materialvorrathsräume à 4.5 Kubikmeter Materialfassung. Die schmiedeiserne Schleusse wurde auf den gusseisernen Senkeylinder durch die Vermittelung der Ringplatte *P* befestiget.

Bezüglich der Arbeitsleistungen bei der Gründung der Brücke bei Argenteuil wird bemerkt, dass fünf Arbeiter, welche nach vier Stunden Arbeitszeit acht Stunden ruhten, häufig 6 Kubikmeter Material förderten das Maass der Senkung betrug öfters 2 Meter pro 24 Stunden.

Die folgende Tabelle gibt den Nachweis über verschiedene Details des Versenkungsprocesses:

Extract aus dem über die Versenkung zweier

Bergseitiges Rohr								
Datum	Arbeitsstunden	Beschaffenheit des Grundes	Geför- derte Masse	Tiefe		Total- gewicht des Schach- tes	Luftdruck, Atmo- sphären	Last
				pro Tag	unter Nie- der- wasser			
			Kubik- meter	M e t e r		Kilo- gramm		
1861								
Nov.					2.077	134.000		
3.	12	Schwimmsand . .	7.56					
4.	24	"	14.74	1.34	3.417		0.4	93.600
5.	24	bläulicher Thon .	17.64	1.49	4.907		0.6	73.400
6.	24	Kies	18.15	1.41	6.317		0.7	63.100
7.	24	Thon und Steine .	12.06	0.50	6.817		0.9	42.800
8.	24	" " "	7.30	0.58	7.397			
9.	24	" " "	3.56	0.42	7.827		1.0	32.600
Dec.								
1.	24	blauer Thon mit	4.45	0.21	8.037	248.200	1.1	136.300
2.	24	Kalk gemischt	9.15	0.83	8.867			
3.	24	sehr harter blauer Thon	17.60	1.13	9.997		1.2	126.150
4.	20	sehr harter bl. Th.	19.00	1.56	10.557			
5.	8	" " " "	2.90	0.94	11.497	291.650	1.3	159.500
6.	14	" " " "	7.00		11.497			
7.	24	" " " "	9.40	0.96	12.457			
8.	24	sehr harter blauer Thon gemischt mit Steinfindlingen .	10.10	0.15	12.607			
9.	4	Thon, Stein und Mergel	1.40					
10.	16	Thon, Stein und Mergel	3.10	0.31	12.917		1.5	139.100
11.	24	Mergel, Kalk . .	8.50	0.45	13.367			
12.	24	" "	6.10	0.35	13.717			
13.	4	" "	1.10	0.03	13.747			
1862								
Febr.								
13.	18	" "	0.30	0.053	13.80			
	408		181.11					

Röhren am Pfeiler Nr III geführten Journale.

Thalseitiges Rohr								
Datum	Arbeitsstunden	Beschaffenheit des Grundes	Geför- derte Masse	Tiefe		Total- gewicht des Schach- tes	Luftdruck, Atmo- sphären	Last
				pro Tag	unter Nieder- wasser			
			Kubik- meter	Meter		Kilo- gramm	Kilo- gramm	
1861								
Nov.								
11.	16	Schwimmsand . .	17.50	1.70	3.81	114.650	0.4	104.400
12.	24	Schwimmsand mit Thon	25.90	1.75	5.56	114.650	0.6	83.600
13.	24	bläulicher Thon und Kies	27.50	1.42	6.98	114.650	0.8	63.300
14.	24	bläulicher Thon .	29.70	2.07	8.05	114.650	0.9	53.150
1862								
Febr.								
19.	20	" " .	13.50	0.27	8.32	298.870	0.9	207.340
20.	24	harter Kalk . . .	10.10	0.38	8.70	298.870	1.0	197.100
21.	24	bläulicher Thon .	12.40	1.40	10.10	298.870	1.2	176.900
22.	24	" " .	19.40	0.53	10.63	298.870	1.4	156.400
23.	24	" " .	18.40	1.37	12.00	298.870	1.5	146.200
24.	12	" " .	6.10	0.92	12.92	298.870	1.5	146.200
25.	24	" " mit Steinen	9.80	0.40	13.32	298.870	1.6	126.600
26.	24	Kalk und Mergel .	12.80	1.01	14.33	298.870	1.6	126.600
27.	20	" " " .	4.80	0.86	15.19	298.870	1.6	126.600
März								
1.	24	" " " .	15.80	1.08	16.27	309.600	1.8	126.540
2.	16	reiner Mergel . .	3.40	0.27	16.54	309.600	1.9	116.300
3.	16	" "	3.40	1.25	17.79	309.600	2.0	116.300
4.	24	Mergel und krystall. Gyps	13.30	0.73	18.52	309.600	2.2	85.860
5.	24	Mergel mit Kalk .	8.00	0.73	18.52	309.600	2.2	85.860
6.	16	" " " .	2.75	0.73	18.52	309.600	2.2	85.860
	388		251.15					

Bezüglich der Kosten der Fundirung gibt Castor das Nachstehende an:

Gestehungskosten pro Meter Fundirung.

	Francs
Gerüste 155 Kubikmeter à 50 Fres.	6.750.0
Rammen und Ausziehen der Piloten 24 à 60 Fres.	1.440.0
Pachtbetrag für einen Laufkrah 2 Monate à 50 Fres.	100.0
Transport und Aufstellung der Senkschächte	538.5
Siebenmalige Veränderung der Luftscheusse	498.0
Miethe für die Luftcompressionsmaschine auf 44 Tage à 40 Fres.	1.760.0
Brennstoff, Sel miere und Erhaltung der Maschine	2.966.7
Abnützung der Luftscheusse, Unterhaltung derselben und der auf einen Pfeiler à 2 Senkschächte entfallende Amortisationsbetrag	1.000.0
Montirung der Ketten, Verlängerung der Pfähle zum Aufhängen und Versenken der Röhren	1.090.0
Arbeitslohn für Materialförderung	3.907.3
	19.870.5
Generalkosten, Beleuchtung, Aufsicht und diverse Auslagen 15%	2.980.57
Gesamtkosten für 32 Meter Gründung	22.851.07
Somit für einen laufenden Meter	713

Die Betonversenkung hat gekostet:

- a) im Gebiete der Arbeitskammer 33.1 Francs pro Kubikmeter;
- b) in der comprimierten Luft im Gebiete des Schachtes 15.0 Francs pro Kubikmeter;
- c) innerhalb des Schachtes, solange keine Luft comprimirt wurde, 3.5 Francs pro Kubikmeter.

3. Fundirung und Wiederabtragung der Sperrmauer beim Trockendock zu Brest.

Ausgestellt von A. Castor [Maschinenhalle] und vom Ministerium der öffentlichen Arbeiten in Frankreich [französische Abtheilung].)

Diese höchst interessante und in ihrer Art einzige Arbeit, welche unter Zubilfenahme comprimierter Luft durchgeführt wurde,

gehört allerdings nicht in das Gebiet des Brückenbaues, bietet jedoch für diesen so viel Interesse, dass die Vorführung dieser Arbeit hier gestattet erscheint.

Es handelte sich beim Trockendock zu Brest darum, denselben auszutiefen, zu diesem Zwecke seinen Eingang zu versperren und diesen Sperrdamm später wieder abzutragen.

Der Eingang besteht aus einem engen Felsenthore, in dessen Sohle alte Holzbauten lagen.

Man wählte zur Erreichung des Zweckes die Erbauung der Fangmauer auf einem Caisson, der mittelst comprimierter Luft versenkt wurde und eine Arbeitskammer von 27.2 Meter Länge, 8.5 Meter Breite und 2.3 Meter Höhe bildete. Ober diesem Arbeitsraume *A* in Figur 103, welcher durch drei Luftschächte zugänglich war, wurde eine zweite Kammer *B* von 21 Meter Länge, 8.5 Meter Breite und 2 Meter Höhe gebildet, und trug erst deren Decke die vorerwähnte Abspermmauer.

Während der Senkung diente der Raum *B* zum Einlassen von Wasser, also zur gleichmässigen und beliebigen Vermehrung des Gewichtes, weleh' Letzteres man desshalb nöthig hatte, um rapide Caissonsenkungen in jenen Fällen zu vermeiden, wo die Beseitigung einzelner Hindernisse (Pfähle und so weiter) solche herbeigeführt haben würde.

Den dichten Anschluss der äusseren Senkschachtwandung erzielte man dadurch, dass, wie in der Figur 103 der Grundriss Solches zeigt, Zahnlücken gebildet wurden, die man sorgsam ausbetonirte.

Der Caisson wurde nun so tief niedergesenkt, dass der Deckenraum der Arbeitskammer *A* die gewünschte Meerestiefe erreichte.

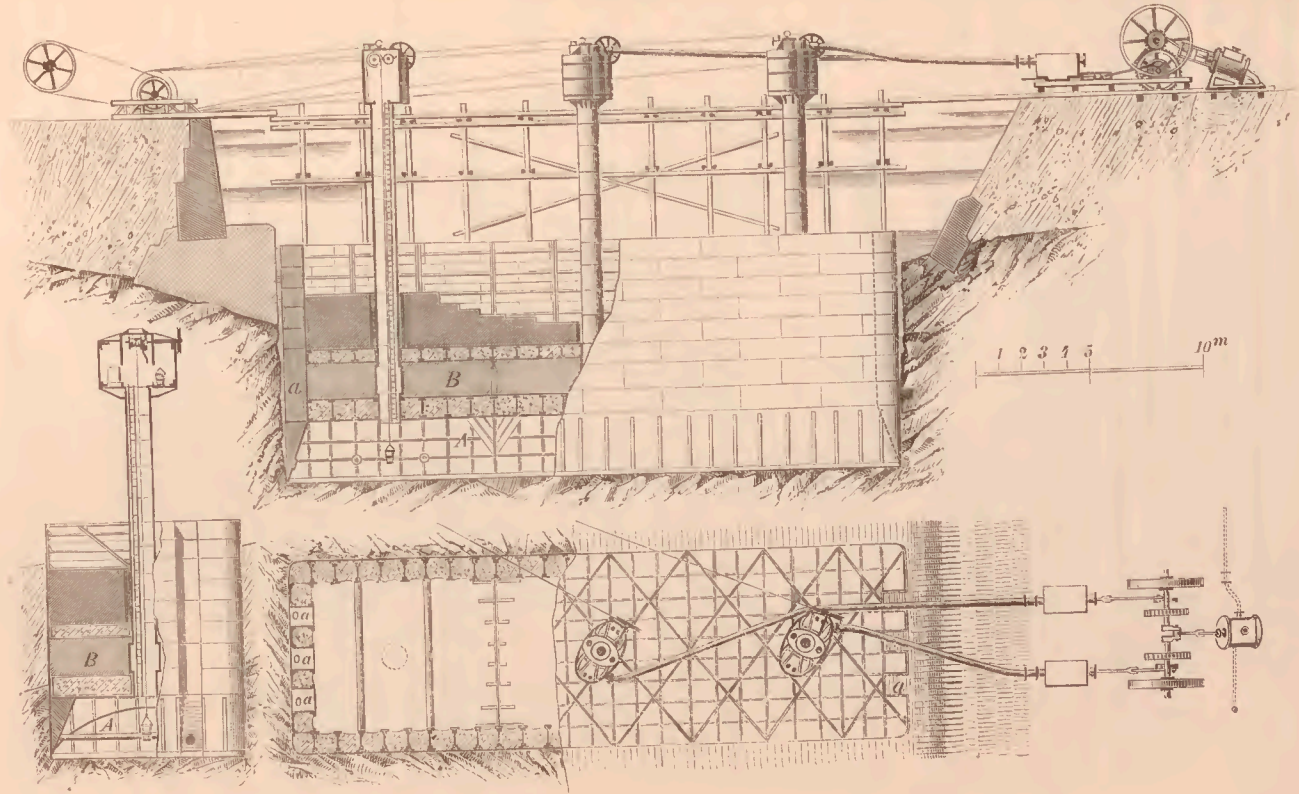
Nachdem auf diese Art der Caisson und die auf ihm ruhende, über ihm nach rechts und links herausragende, bis an die Felsenböschungen des Dockseinganges anschliessende und bis zur Fluthhöhe erbaute Abspermmauer (in der Figur 103 nicht gezeichnet) ausgeführt und die Vertiefung des Dockes bewerkstelligt war, handelte es sich wieder um die Fortnahme der Mauer.

Man trug dieselbe zu Zeiten des Niederwassers bis auf dessen Niveau ab und beseitigte nunmehr den unter dem Wasser liegenden

Fig. 103.

Brückenbau.

72



Theil, sowie den Senkschacht in der Weise, dass man in den Kammerraum *B* comprimirt Luft trieb, seine eiserne Decke durch Lüftung der Schrauben von der Decke des Arbeitsraumes *A* ablöste und dadurch jenen Senkschachttheil zum Schwimmen brachte, dessen Sohle nunmehr aus der früheren Decke des Raumes *B* bestand. Der eigentliche Caisson *A* mit seiner Decke verblieb als Schwelle des Dockeinganges.

Zu bemerken ist noch, dass man die Absperrmauer nicht in der ganzen Caissonbreite aufführte, sondern nur in dem Maasse geböschet herstellte, als es der Wasserdruck gebot.

Die Arbeit wurde in den Jahren 1867 und 1868 ausgeführt, die Fläche des angegriffenen Felsens maass 285 Quadratmeter, und wurden im Gebiete der comprimirt Luft herausgefördert:

Schlamm und Kies, Kubikmeter	1.220
Gesprengrter Felsen, Kubikmeter	790
Eisentheile, Kilogramm	1.750
Diverses Holzwerk, Kubikmeter	103

Bezüglich des Maasses der Senkung dient folgende Tabelle:

Z e i t	Tiefe unter Terrain	Tiefe unter Nullwasser
	M e t e r	
1. October 1867	1.75	0.20
1. November 1867	4.15	2.60
1. December 1867	4.75	3.20
1. Jänner 1868	7.15	5.60
1. Februar 1868	8.75	7.20
5. Februar 1868 (Vollendung der Fundirung)	9.05	7.50
27. März 1868 (Vollendung der Quermauer) .	—	—

Ausgeführt wurde die Arbeit durch die verdienstvolle Unternehmung Castor und Hersent, dirigirt wurde sie vom Chefingenieur Dehargue und von den Ingenieuren Rosseau und Blanchard.

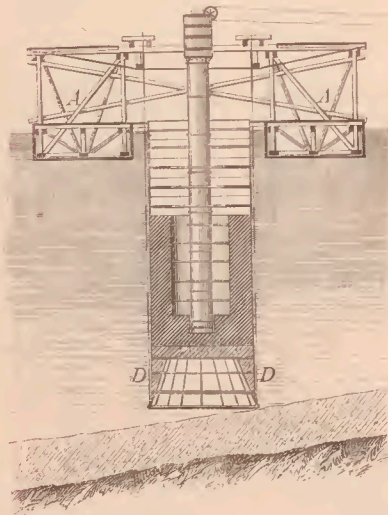
4. Fundirung der Strassenbrücke bei Arles. (Zeichnungen; ausgestellt von A. Castor.)

Die in den Jahren 1865 und 1866 von Castor ausgeführte Fundirung im Rhônestrome erfolgte bei einer Wassergeschwindigkeit von 1.5 bis 3.0 Meter pro Secunde und bei einer Wassertiefe von 16 Meter bei Niederwasser. Die mittelst comprimierter Luft versenkten Strompfeiler stehen mit ihrer Sohle 17.⁸² Meter und 18.0 Meter unter Niederwasser.

Der Grundriss des Pfeilers besteht aus einem Rechtecke von 8.4 Meter Länge und aus zwei halbkreisförmigen Vorköpfen, welche der Pfeilerbreite von 6.4 Meter entsprechen.

Die Fundirung geschah nach dem in der Ausstellung durch Zeichnungen ebenfalls vorgeführt gewesenen Systeme der Etschbrücke, indem drei Brunnenräume ausgespart waren, von denen die zwei äusseren zur Aufnahme der Luftschläuche dienten, wie

Fig. 104.



dies der Grundriss in Figur 104 zeigt. Aus dieser Figur ist auch ersichtlich, wie der Senkschacht von zwei Schiffen (à 200 Tonnen Gehalt) getragen wurde.

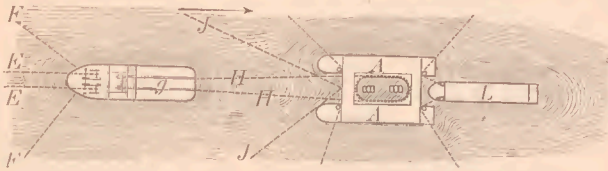
Zur Niedersenkung dienten Schrauben von 0.⁰⁸ Meter Durchmesser.

Die grosse Wasserströmung und die Umstände der grossen Wassertiefe und des raschen Anwachsens des Wassers erforderten eine besondere Verankerung der tiefen, schwimmenden Pfeiler.

Zu diesem Zwecke befand sich oberhalb der Pfeiler in 80 Meter Entfernung ein Ponton, welcher wieder 500 Meter aufwärts durch Ketten *EE* von

0.035 Meter Stärke und durch Uferketten *FF*, wie dies Figur 105 zeigt, verankert war.

Fig. 105.



Dieser Ponton trug einen Widder *g*, der die Ketten *H* hielt, welche um den Senkschacht geschlungen waren; die lothrechte Stellung des Senkschachtes und seine weitere Befestigung wurde durch diverse Ketten bewerkstelligt, die an verschiedenen Stellen um den Cylinder geschlungen waren.

Das Schiff *L* diente zur Steuerung und zur Aufnahme der Compressoren.

Bezüglich der Arbeitsfortschritte gibt die folgende Tabelle nähere Auskunft.

Positionsnummer	Art der Arbeit	Erster Pfeiler	Zweiter Pfeiler
		1867	1867
1	Versenkung des Caissons	31. Juli	28. September
2	Schwimmendes Gerüst und Caisson auf den fixen Platz gebracht . . .	6. August	30. October
3	Beginn mit dem Mauerwerk auf der Decke des Caissons	7. "	1. November
4	Befestigung der Schleuse beim Aufsitzen des Caissons	26. "	20. "
5	Definitive Feststellung am richtigen Platze	27. "	21. "
6	Bruchsteinversenkung zur Ausgleichung der Sohle	29. u. 30. Aug.	22. u. 23. Nov.
7	Anfang der Gründung in der Sohle .	31. August	24. November
8	Ende der Gründung in der Sohle .	23. September	17. December
9	Ende der Ausfüllung der Arbeitskammer mit Beton	27. "	20. "
			1868
10	Gänzliche Beendigung des Pfeilers inclusive des Brückenaufagers .	7. October	24. Jänner

Bezüglich der Kosten der Pfeilerherstellung ist zu bemerken, dass dieselben 138.350 Francs pro Pfeiler von 17 Meter Höhe unter Wasser betragen; da das Volumen eines solchen Pfeilers 1250 Kubikmeter beträgt, so kostete 1 Kubikmeter Pfeiler inclusive Fundirung 110 Francs.

5. Etschbrücke in der Linie Padua-Rovigo. (Zeichnungen: ausgestellt von A. Castor. — Maschinenhalle.)

Diese in dem grossen Castor'schen Atlas zur Ausstellung gebrachte Brückenfundirung ist nach derselben Weise angeordnet gewesen, wie jene der Strassenbrücke bei Arles.

Der Herstellungspreis der Fundirung hat jedoch wegen der Localverhältnisse 160 Francs pro Kubikmeter unter Wasser betragen, während Castor für ähnliche Verhältnisse in Frankreich wegen der daselbst billigeren Kohlen, günstigeren Eisenpreise und besseren Transportverhältnisse nur Gestehungskosten von 80 bis 120 Francs pro Kubikmeter unter Wasser veranschlagt.

6. Fundirung der Quaimauer im Algier'schen Hafen von Bone.

(Zeichnungen; ausgestellt von A. Castor.)

Diese Quaimauer wurde ebenfalls von Castor pneumatisch gegründet, und zwar der Art, dass einzelne Pfeiler versenkt und zwischen dieselben steinerne Bogen gespannt wurden; ein Verfahren, welches bei unserem Hafenbaue in Triest sehr nützlich gewesen sein würde.

Die Pfeiler hatten $\frac{3.0}{3.5}$ Meter Querschnitt und standen 13.00 Meter von Mitte zu Mitte auseinander. Die Pfeilerhöhe der überwölbenden Segmente beträgt 2.3 Meter, die Spannweite 9.1 Meter, die Gewölbstärke 0.7 Meter. Die nahezu in ihren Grundflächen quadratischen Caissons hatten 2.596 Meter Höhe und in ihrer Mitte runde Luftschächte von 1.05 Durchmesser.

Gegründet wurden bei dieser im Jahre 1866 ausgeführten Arbeit in der Regel pro Monat drei Pfeiler von 13 bis 18 Meter Tiefe.

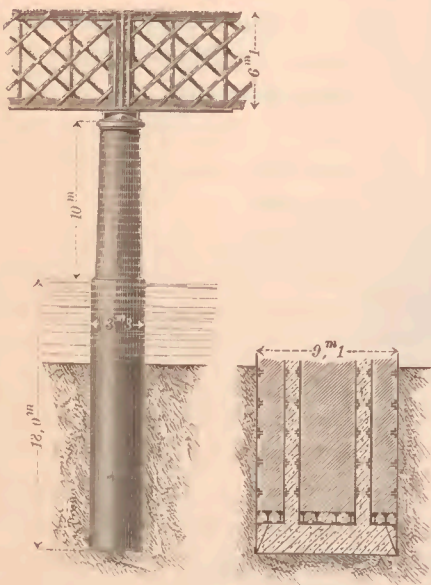
Der Accordpreis der Pfeilerherstellung unter Wasser hat betragen:

bei Tiefen von	3 bis 10 Meter	=	125 Francs pro Kubikmeter		
" " "	10 " 15 "	=	85 " " "		
" " "	15 " 20 "	=	104 " " "		

7. Fundirung der Brücke über den Po bei Borgoforte im Zuge der Eisenbahn zwischen Mantua und Modena.

(Ausgestellt von der oberitalienischen Eisenbahngesellschaft.)

Fig. 106.



Ein in der Rotunde ausgestellt gewesenes Modell, welches einen Brückenpfeiler in der Ansicht und im Durchschnitte und ein Feld dieser Brücke darstellte, ist bezüglich der Fundirung und des Pfeilerbaues durch die nachstehende Figur 106 wiedergegeben, aus welcher ersichtlich ist, dass die 9,1 Meter langen und 3,3 Meter breiten Pfeiler bis in 18,0 Meter Tiefe unter Wasser pneumatisch fundirt wurden; — der Pfeiler ist im Gebiete seines bis zum Niederwasser reichenden

Blechmantels mit Ziegeln ausgemauert; der Caissonraum und die beiden Luftschächte sind betonirt.

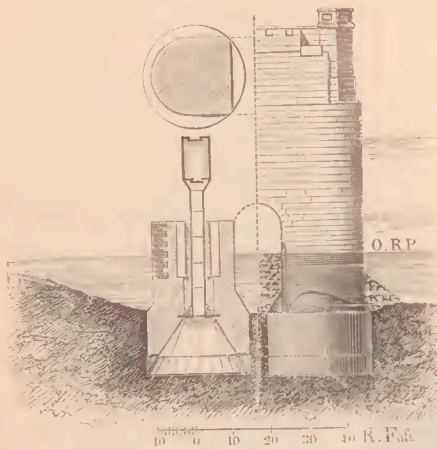
8. Fundirung der König Wilhems-Brücke über den Rhein bei Hamm.

(Ausgestellt von der Direction der Bergisch-Märkischen Eisenbahngesellschaft. — Deutscher Pavillon Gruppe XVIII.)

Diese im Jahre 1868 begonnene und im Jahre 1870 vollendete Brücke, erbaut von dem Chefingenieur Pichler, wurde in zweien ihrer Stropfpfeiler pneumatisch bis auf 32, respective 38 $\frac{1}{2}$ Fuss unter Null derart fundirt, dass man von dem ursprünglichen Projecte, eines die ganze Grundfläche $\frac{20}{49}$ Fuss bedeckenden Cais-

sons, gestützt auf die Erfahrungen bei den Brückenbauten zu Stettin (vide pag. 113) zwei Senkeylinder anordnete, welche je 26 Fuss Glockendurchmesser besitzen und $30\frac{1}{2}$ Fuss von Mittel zu Mittel entfernt liegen; auf diese überbrückten Cylinder wurde der Pfeiler in der Anordnung nach Figur 107 erbaut.

Fig. 107.



Die im Mai 1858 begonnenen Gerüste waren am 20. Juni fertig gestellt; am 22. Juni wurden die von Jacobi, Hamel und Huissen gelieferten Senkglocken an Ort und Stelle montirt und schon im September die erforderliche Tiefe erreicht.

Die comprimirt Luft wurde durch zwei Luftpumpen von 16 Zoll Durchmesser und 18 Zoll Kolbengeschwindigkeit pro Secunde mittelst zweier 16pferdigen Locomo-

bilen erzeugt und zunächst in einen Kühlraum von 72 Quadratfuss Fläche geleitet.

Ueber die Aeusserung dieses Kühlraumes hat Pichier in der „Zeitschrift für Bauwesen“, XXII. pag. 243, sehr interessante Daten veröffentlicht.

Bei eine Atmosphäre Ueberdruck und 9 Grad äusserer Lufttemperatur maass die Luft im Ventilkasten 45 Grad, nach dem Durchgange durch den Kühler aber nur 15 Grad, wobei die Temperatur des Kühlwassers von 8 Grad auf 11 Grad gestiegen war.

Bei zwei Atmosphären Ueberdruck und 6 Grad äusserer Lufttemperatur erwärmte sich die Luft im Ventilkasten bis auf 80 Grad, hinter dem Kühler maass die Temperatur nur noch 12 Grad, und wenn der frische Wasserzfluss in den Kühler eingestellt wurde, stieg diese Temperatur wieder bis auf 40 Grad; das Wasser hatte sich von 4 Grad beim Einflusse auf 6 Grad beim Abflusse erwärmt.

Die Bodenförderung erfolgte vermittelst Kübeln von 1.2 Kubikfuss Inhalt, welche im Gebiete der comprimierten Luft durch Menschenhände, die an einer Winde arbeiteten, aufgeholt wurden.

In jeder Arbeitsschicht von vier Stunden Dauer wurden in jeder Glocke 80 bis 100 Kübel aufgeholt, deren Material eine sechs- bis siebenmalige Ausschleussung beanspruchte; die Anordnung der ganz einfachen Luftschleuse ist in der Figur 107 angedeutet, und wurde der Mangel von Reservekammern während der Fundirungsarbeiten thatsächlich auch empfunden.

In Fällen, wo die Senkung stockte, liess man die Luft plötzlich ab und erzielte damit eine allerdings ruckweise und an Getöse reiche Senkung.

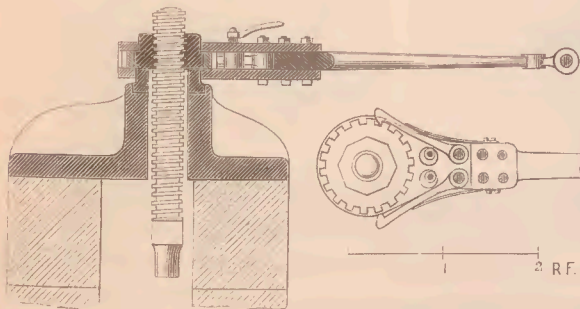
Ein dauernder nachtheiliger Einfluss auf die Gesundheit der Arbeiter machte sich nicht bemerkbar, zumal Menschen, denen der Aufenthalt in der comprimierten Luft nicht bekam, von der Arbeit ausgeschlossen wurden; die Arbeiter erhielten wollene Jacken, und wurde ihnen sofort nach dem Ausschleussen heisser Kaffee verabreicht.

Fig. 108.



Die Anordnung der gleichmässigen Versenkung erfolgt durch gekuppelte Knarrenhebel und vermittelst zweier Winden (wie dies die Figur 108 andeutet) derart, dass während der eine Krahm die Schrauben in den Muttern nach abwärts bewegte, der andere dazu diente, die Hebellage wieder in die nutzbare Stellung zu bringen. Die Construction der Knarrenhebel ist aus der Figur

Fig. 109.

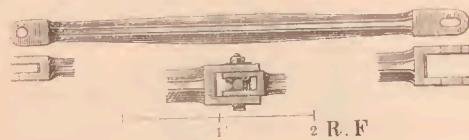


109 ersichtlich gemacht und zeichnet sich von der Castor'schen Knarre, wie solche bei der Kehler Rheinbrücke gebraucht wurde, durch eine, wie es scheint, vortheil-

haftere Construction aus.

Es besteht die Letztere darin, dass die 4 Fuss $9\frac{1}{2}$ Zoll langen Hebel mit gefederten Klinken versehen waren, deren wechselseitige Abrückung durch excentrische Walzen bewerkstelligt wurde. Die Kuppelung der Knarrenhebel entlang dem Umfange des Senkcylinders wurde durch Zugstangen bewerkstelligt, welche in der Figur 110 verdentlichtet sind.

Fig. 110.

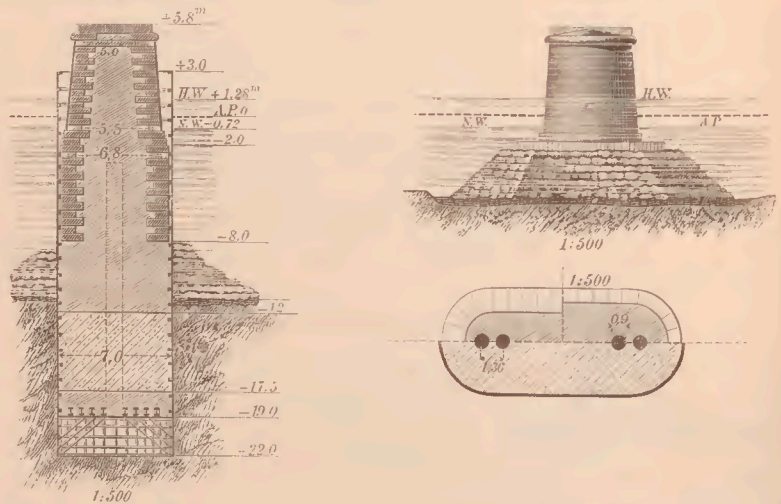


Bezüglich der Kosten der pneumatischen Fundirung kann nur angegeben werden, dass die vier Glocken einschliesslich aller Senkvorrichtungen zu dem Preise von 29.000 Thaler geliefert wurden.

9. Brücke über das holländische Diep bei Moerdijk. (Niederländische Abtheilung.)

Die über diese Fundirung ausgestellt gewesenen Zeichnungen sind ihrem wesentlichen Inhalte nach durch Figur 111 wieder-

Fig. 111.



gegeben, aus der die Anordnung der Zugangsschächte zum Caisson und der schützende Steinwurf zu ersehen ist, welcher auf Faschinen ruht.

Die Caissons hatten Maximaldimensionen von 16 Meter Länge und 7 Meter Breite, die Luftschächte hatten nur 0,9 Meter Weite und waren in 9 Meter Achsenabstand paarweise, und zwar in Entfernungen von 1,35 Meter von Mittel zu Mittel angebracht.

Die Strombrücke ruht auf 13 Pfeilern, von denen jedoch nur drei pneumatisch, und zwar bis zu einer Tiefe von 18 bis 22 unter Amsterdamer Null im Jahre 1868/69 fundirt wurden.

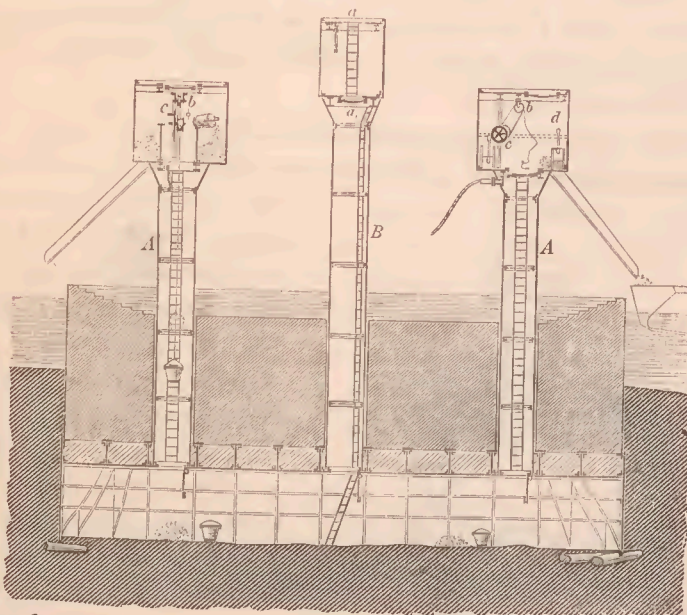
10. Fundirung der Elbebrücke bei Hämerten.

(Ausgestellt von der Berlin-Lehrter Eisenbahngesellschaft.)

Die genannte Gesellschaft, welche verschiedene Brückenbauwerke in Zeichnungen und Photographien zur Anschauung brachte, hat die Fundirungsarbeiten der Hämertener Brücke in sehr instructiver Weise ausgestellt.

Die Figur 112 stellt diese Fundirungsart in schematischer

Fig. 112.



Weise dar und ist zu ersehen, dass drei Luftschächte angeordnet wurden, von denen der mittlere zur Fahrung, die beiden äusseren zur Eimerförderung dienen; von wesentlichem Interesse ist die ring-

förmige Anordnung des Materialraumes, deren wir schon früher gedacht haben.

Das Mauerwerk erhielt keinen Blechmantel, sondern nur einen schützenden Cementanwurf.

Die Senkung wurde sehr häufig durch vorgefundene Holzklötze im Boden gestört.

Die Einrichtungen der Materialhebung und der Schleussung sind aus der Figur zur Genüge zu ersehen.

11. Fundirung der Brücke über die neue Maas bei Rotterdam.

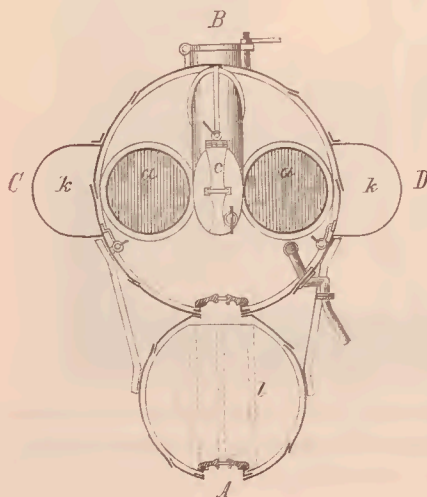
(Niederländische Abtheilung.)

Bei dieser Brücke mussten zwei Pfeiler auf eine Tiefe von 20.⁴⁷ respective 19.⁶⁰ Meter unter Amsterdamer Null und im Maximum 21.⁵ unter Wasser pneumatisch fundirt werden.

Der Caissonraum maass 24 Meter Länge, 9 Meter Breite, 4.⁷ Meter Höhe, bot also eine innere Grundfläche von circa 200 Quadratmeter; jeder Pfeilercaisson war aus 12 bis 13 Millimeter starken Blechen hergestellt, welche die entsprechenden Versteifungen und Verstärkungen erhielten.

Wie bei der früher beschriebenen Moerdijker Brücke waren für jeden Caisson zwei Luftschleussen angeordnet, von denen je

Fig. 113.



zwei Luftschächte niedergingen, so dass in jedem Caisson vier Luftschächte von à 0.⁹ Meter Durchmesser standen.

Der im Grundrisse cylindrische Arbeitsschleussenraum maass 2.² Meter Weite bei einer Höhe von 3 Meter.

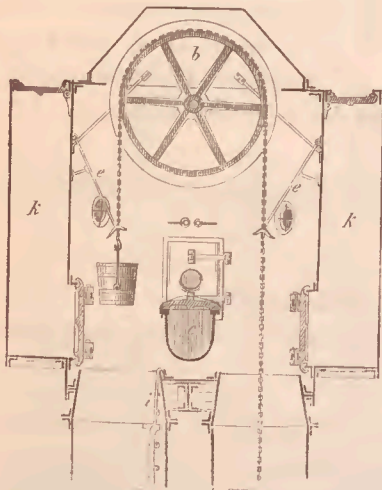
Der Grundriss Figur 113 stellt die Anordnung der Schleusse dar: *aa* sind die beiden Förder- und Einsteigschächte, *l* ist die Vorkammer, welche als Einsteigraum dient, *kk* sind besonders absperrbare

Betonschleussen, und *c* ist ein schräger Schlauch, in welchem das heraufgeführte Material angesammelt und unabhängig vom Aus- und Einsteigraume ausgeschleusst werden kann.

Das Eigenthümliche, welches die pneumatische Fundirung der Maastrichter bot, und welches von E. Gouin ersonnen und von diesem Ingenieur schon 1863 beim Baue der Nantesbrücke in den hauptsächlichsten Grundzügen angewendet wurde, besteht in der mechanischen Hebung des Fördermaterials, in der Art seiner Ausschleussung und in der Disposition gesonderter Betonschleussen.

Die Hebung des Materiales war sehr sinnreich, wie bei der Nantesbrücke, in maschineller Art durchgeführt und erforderte inclusive der Manipulationen für die Durchschleussung im Gebiete der comprimirtten Luft nur einen Mann zur Bedienung. Der in Beziehung zum vorigen Grundrisse skizzirte Schnitt *CD* (Figur 114) zeigt, wie die

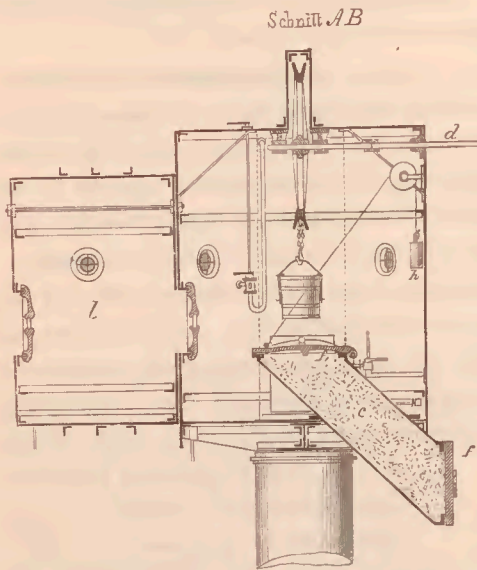
Fig. 114.



auf und nieder gehenden Eimer auf einem Kettenrade hängen, dessen Durchmesser so gross ist, als die Entfernung der Mittelpunkte der beiden Luftschächte. Unterhalb des Rades befindet sich, wie dies namentlich der Schnitt *AB* Figur 115 zeigt, die aus einem schrägen Schlauche bestehende Materialschleusse *c*. Figur 114 zeigt, wie der aufwärts gelangte volle Kübel schliesslich an einen Hebel *e* stösst und bei dem weiteren Aufwärtsgange durch diesen über die geöffnete Materialschleusse herüber-

geschoben und dort durch automatisches Umkippen entleert wird. Die wechselseitige Auf- und Abwärtsbewegung der Kübel, respective die gewechselte Hin- und Herdrehung des Kettenrades wird durch einen hydraulischen Apparat bewerkstelligt, welcher sich, wie bei der Nantesbrücke, aussen an der Schleusse befindet und im Wesentlichen darin besteht, dass ein Accumulator ein Zahnstangenpaar auf und nieder schiebt, welches fixirte Räder dreht, die wiederum durch

Fig. 115.



geeignete Umsetzung das Kettenrad zur Rotirung bringen, dessen Achse durch eine Stopfbüchse *d* in Figur 115 läuft.

Vermittelst dieser Aufzugsvorrichtung hat man binnen 24 Stunden 100 bis 150 Kubikmeter Sand gehoben; man hätte 200 Kubikmeter fördern können, wenn die Mauerung rasch genug nachgefolgt wäre.

Der 20.⁴⁷ Meter tief fundirte Pfeiler wurde im September, October und November 1870, der 19.⁶⁰ Meter tiefe Pfeiler wurde im

Juli und August 1871 gesenkt und hat der ganze Mechanismus sich vorzüglich bewährt.

Erbaut wurde die Brücke über die Neue Maas durch den Chefingenieur Michaelis.

12 Fundirung der Elbebrücke bei Dömitz.

(Ausgestellt von der Berlin-Hamburger Eisenbahngesellschaft. [Deutscher Pavillon Gruppe XVIII]).

Die Dömitzer Brücke zwischen Wittenberge und Lüneburg wurde in sechs Stropfpfeilern bis circa 12 Meter unter Nullwasser pneumatisch fundirt, während die 17 Fluthpfeiler in Tiefen von 8.₃ bis 10.₅ Meter unter Terrain, respective 6.₈ bis 7.₂ Meter unter Nullwasser mittelst gemauerter Senkschächte gegründet wurden.

Die pneumatische Fundirung, welche unter der Oberleitung des Herrn Geheimen Regierungsrathes Neuhaus und Herrn Stuerz speciell von dem Herrn Ingenieur Brennicke ausgeführt wurde, war durch ein sehr sauber gearbeitetes Modell und verschiedene speciale Zeichnungen zur Anschauung gebracht.

Fig. 116.

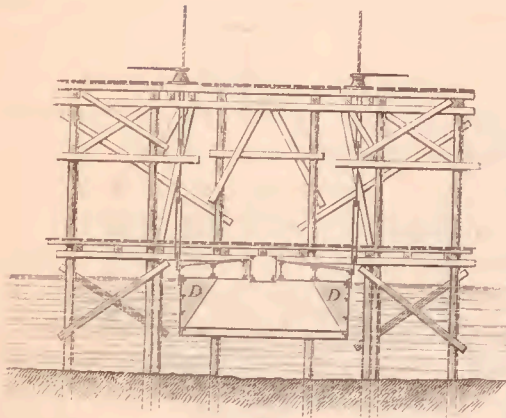
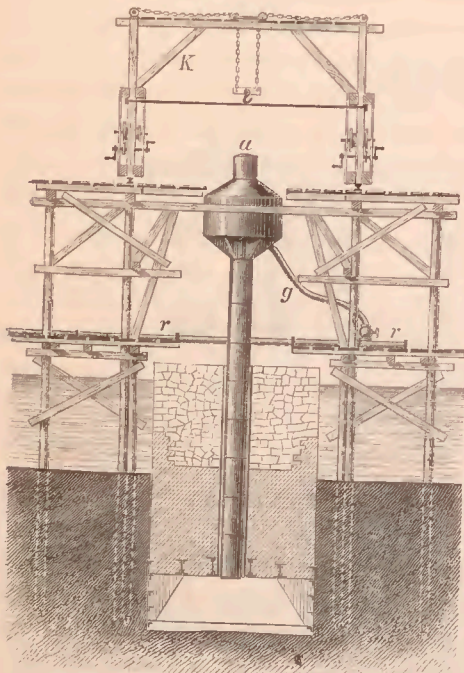


Fig. 117.



Die Caissons waren 16 Meter lang, 5.⁶⁵ Meter breit, 1.⁸⁸ Meter hoch, aus 5 Millimeter starken Blechen konstruirt, wogen 20.⁸⁵ Tonnen pro Stück und bildeten je einen einzelnen Arbeitsraum, in welchen nur ein Förder- und Einsteigschacht führte, wonach ein möglichst grosser Materiallagerraum in der Schleuse bedingt war; der Caisson des Drehpfeilers war 8.⁷⁹ Meter breit.

Die Figur 116 zeigt die anfängliche Gerüstung und den Beginn der Niederlassung des Caissons; Figur 117 stellt den Caisson in weiterer Teufe und das Laufgerüst, sowie die generelle Anordnung der Schleuse dar.

Die specielle Anordnung der Schleuse ist ähnlich derjenigen, wie sie beim Baue der Brücke zu Hämerten gewählt wurde; die zwei verticalen Schnitte *AB* und *CD* in Figur 118, dann die beiden horizonta-

len Schnitte in Figur 119 verdeutlichen zur Genüge diese Anordnung. Der durch einen Barrierenabschluss gebildete Materialraum gewährt die Unterbringung von $4\frac{1}{2}$ Kubikmeter Material und damit

Fig. 118.

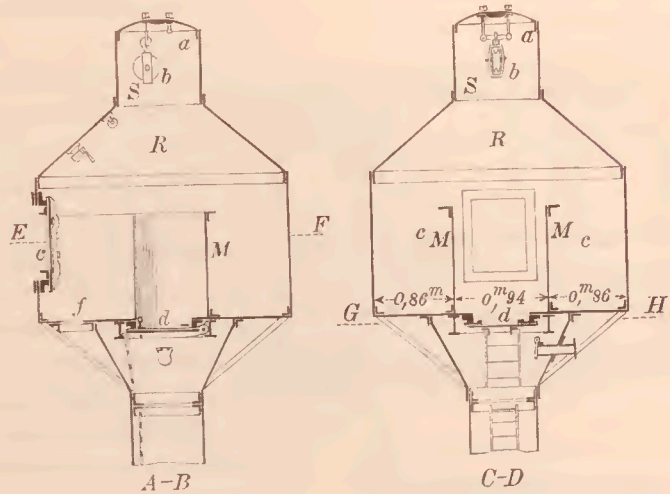
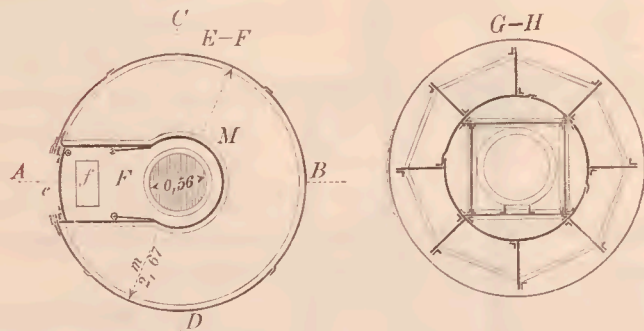


Fig. 119.



den Vortheil der Anordnung nur eines Arbeitsschachtes bei grossen Caissons.

Die Materialhebung geschah mittelst eines Klobenrades und Handaufzuges, und es bietet demnach die ganze Anordnung wohl das Einfachste, was man bezüglich der Aufholung, Deponirung und Ausschleussung des Materiales bei pneumatischen Fundirungen überhaupt anwenden kann.

Das Verfahren bei den Brücken zu Dömitz und Hämmerthen ist also ganz entgegengesetzt dem automatischen Verfahren, welches

besonders cultivirt durch die Ingenieure v. Schmoll und Gaertner, auch hervorragend ausgebildet wurde beim Baue der Rotterdamer Maasbrücke.

Wie bei der Brücke zu Hämerten wurde auch bei der Dömitzer Fundirung der Umhüllungsmantel weggelassen und das Mauerwerk in seinem Umfange lediglich durch einen starken Cementverputz geschlossen und geglättet.

Bezüglich einiger Details verdanke ich dem Herrn Geheimen Regierungsrath Neuhaus folgende Mittheilungen:

Der Senkungsfortschritt betrug bei Anwendung nur eines in der Mitte des Caissons angebrachten Fördereschachtes durchschnittlich in 24 Stunden 0.5 Meter. Man würde mit der einen Schleusse auch täglich circa 0.7 Meter haben senken können, wenn man im Stande gewesen wäre, ohne Verschwendung von Arbeitskräften mit der Aufmauerung des Pfeilers gleichen Schritt zu halten.

Das Fördern des Bodens aus dem Caisson, sowie das Heraus-schaffen aus der Luftschleusse war den Arbeitern in Accord übertragen. Dieselben erhielten für die genannten Arbeiten exclusive des Vorhaltens der Geräthe und der Beleuchtung, ohne Rücksicht auf die Tiefe pro rheinische Schachtruthe 4 Reichsthaler, also pro Kubikmeter etwa 1 Gulden 35 Kreuzer österr. Währung. Der Boden wurde den Leuten in der Luftschleusse, also in losem Zustande aufgemessen.

Bei der Fundirung traf man mehrfach auf Baumstämme von beträchtlicher Stärke, die bei einer anderen Fundirungsmethode die grössten Schwierigkeiten verursacht haben würden, hier aber, bei der pneumatischen Methode, da der untere Rand der Caissons von innen bequem zugänglich war, leicht abgehauen werden konnten.

Sicherheitsventile sowie Vorrichtungen für das Abführen der verbrauchten Luft waren nicht erforderlich, da der Boden durchwegs aus Sand bestand, durch welchen die überflüssige Luft unter dem Rande der Caissons hindurch entweichen konnte.

Der Gesundheitszustand der in der comprimirten Luft beschäftigten Arbeiter war stets ein guter. Eine Gefahr für die Gesundheit der Arbeiter lag auch weniger in dem Luftdrucke, welcher $1\frac{1}{2}$ Atmosphären niemals überstieg, sondern eher in der Temperaturenniedrigung, welche bei schnellem Ausschleussen eintrat und

Erkältungen hätte verursachen können. Da die Senkungsarbeiten jedoch im Monat Mai begannen und ziemlich zeitig im Herbst beendet waren, so sind auch Erkrankungen in Folge von Erkältung kaum vorgekommen.

Bei tieferem Stande des Caissons war die Reibung des Bodens am Mauerwerke, trotzdem dasselbe mit fettem Cementmörtel geputzt und glatt gerieben war, so bedeutend, dass eine Senkung des Pfeilers nicht mehr stattfand, selbst wenn der ganze untere Rand des Caissons freigelegt war. Um den Pfeiler zum Sinken zu bringen, wurde die Luft im Caisson verdünnt, und zeigte es sich hierbei, dass eine Verminderung des Auftriebes um circa 2000 Centner erforderlich war, um die Reibung zwischen den Pfeilerwänden und dem Boden zu überwinden. Der untere Rand des Caissons stand bei dieser Beobachtung etwa 7 Meter unter Flusssohle.

Die Speisung mehrerer Caissons in verschiedener Wassertiefe, welche vom Ingenieur Brennecke, von dem auch Luftschleuse und Caissons construirt sind, in Dömitz zuerst versucht wurde, hat sich vollständig bewährt. Es sind beim Bau der Elbebrücke stets zwei, zeitweise sogar 3 Caissons in den verschiedensten Tiefen gleichzeitig von einem Compressor mit Luft versehen, und ist es diesem Arrangement hauptsächlich zu verdanken, dass man mit nur zwei Arbeitsschleussen in einem Sommer sämmtliche 6 Pfeiler, durchschnittlich 10 Meter unter der Flusssohle, fundiren konnte.

13. Fundirungssystem der Firma „Gebrüder Klein, Schmoll und Gaertner“.

(Ausgestellt in der österreichischen Abtheilung, Gruppe XVIII.)

Das pneumatische Gründungssystem dieser angesehenen Firma war durch ein höchst sorgfältig gearbeitetes, in grossem Maassstabe ausgeführtes und die sämmtlichen Arbeitsvorgänge sehr klar darstellendes Modell zur Anschauung gebracht.

Bekanntlich hat die genannte Firma, welche sich auf dem Gebiete der pneumatischen Fundirungen grosse, technische Verdienste gesammelt hat, diese Gründungsart zu ihrer Specialität gemacht und insbesondere in Oesterreich zahlreiche derartige Bauten durchgeführt.

Das System „Klein, Schmoll und Gaertner“ verwirft sowohl die Baggerung in Wasserschächten, als auch den einfachen Hand- und

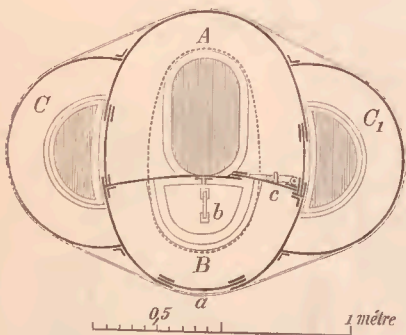
Windeaufzug, verfolgt auch das Princip der Anwendung gesonderter Deponirungsräume für das Material, also die Möglichkeit einer gewechselten Ausschleussung desselben; des Weiteren beobachtet das genannte System die Anordnung der Schleusse am oberen Ende des Luftschachtes und die materielle Trennung des Förderraumes von dem Einsteigschachte.

Insbesondere aber legen die Ingenieure v. Schmoll und Gaertner das Hauptgewicht auf die continuirliche Förderung.

Das System selbst hat bekanntlich die folgende Anordnung:

Ein Horizontalschnitt durch die Luftschleusse zeigt deren in der Figur 120 angegebene Grundform, welche allerdings an die von Castor gewählte anklingt.

Fig. 120.



In dieser Figur 120 ist *A* der Förderraum, *B* der Einsteigraum, welcher durch die Thüre *a* mit der freien Luft, durch die Thüre *b* mit der Schachttiefe und durch die Thüre *c* mit dem Förder-schachte communicirt; die Räume *C* und *C*₁, welche durch verschiebbare Verschlüsse mit dem Förder-raume *A* in Verbindung

stehen, dienen zur Deponirung des aufgeholten Materiales.

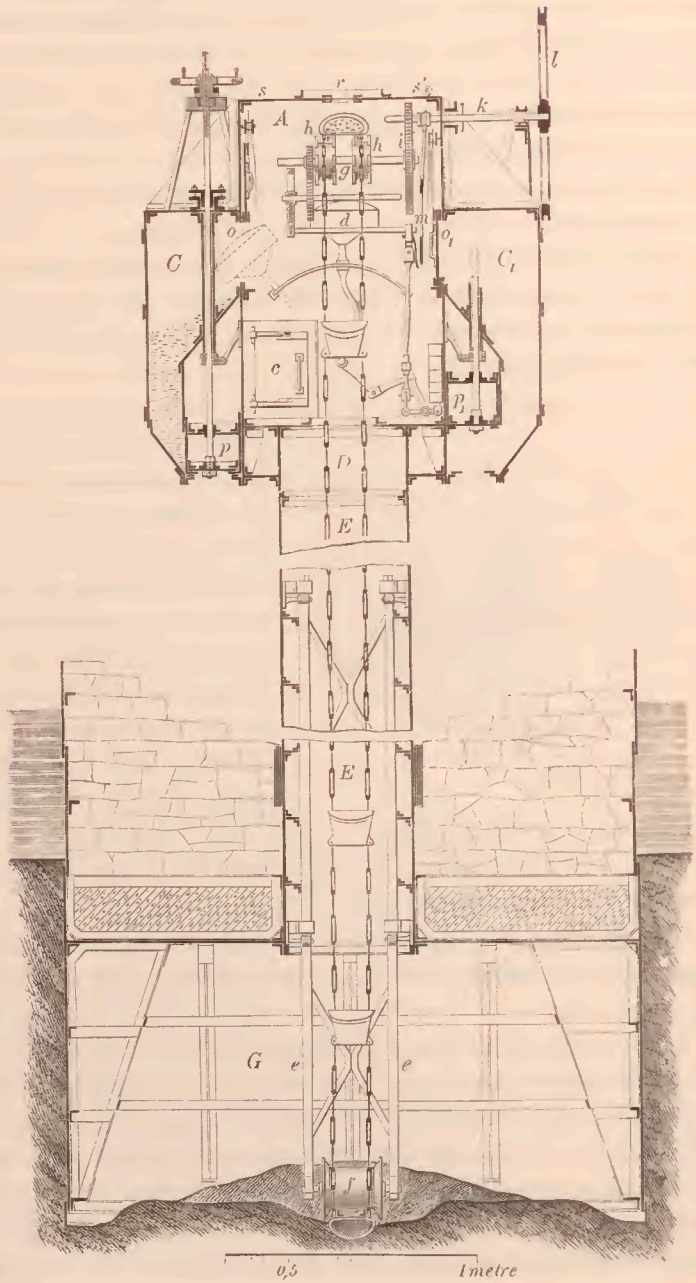
Man sieht also, dass der Förderraum von dem Steigraume durch eine Blechwand getrennt ist.

Die Hebung des Materiales geschieht durch ein verticales Baggerwerk, wie solches durch die Figur 121 des Näheren ersichtlich gemacht ist.

Das continuirliche Heben des Haufwerkes, welches die Baggerkörbe theils direct aufnehmen, oder welches vermittelst der Hand den Körben zugesehaufelt wird, verlangt eine Einrichtung der zweckmässigen Aufnahme des Materiales zu jenen sich stetig wiederholenden Zeiten, in denen die einzelnen Kübel sich entleeren.

Die verticale Stellung des Baggers bedingt, dass diese Einrichtung eine solche sei, dass sich in dem Maasse des Umkippens

Fig. 121.



des Kübels ein Gefäß unterschiebe, welches das herausfließende Haufwerk aufnimmt und sich dann wieder in die alte Stellung zurückzieht, um dem eben entleerten Kübel den weiteren Niedergang zu gestatten; der Zurückgang des Gefäßes in die alte Stellung bewerkstelligt zugleich die Entleerung desselben.

Während nun Castor, wie wir es bei der Beschreibung der Kehler Fundirung (vergleiche Figur 100) gesehen haben, unter jeden sich entleerenden Kübel eine Rutsche unterschiebt und dieselbe wieder entfernt, besorgen „Schmoll und Gaertner“ diesen nöthigen Vorgang bei der Materialentfernung vollständig automatisch.

In der Figur 121 ist *d* die automatische Schaufel, welche sich durch eine bogenförmige Führung

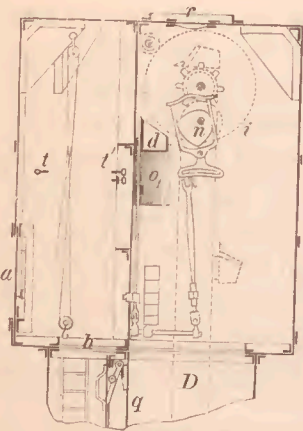


Fig. 122.

einmal unter den Kübel stellt, um das aus diesem herausfallende Material aufzunehmen und sich, nachdem dies geschehen, nach dem Materialraume *C* bewegt (wie dies die punktirte Stellung *o* andeutet), um das empfangene Material daselbst anzuschütten.

Ist der eine Raum *C* gefüllt, so wird die Schaufelbewegung umgesteuert, damit sie nunmehr lediglich in den Gegenraum *C*₁ schüttert.

Die handartige Bewegung für das Untergreifen und Ausschütten der Schaufel erfolgt durch einen Hebelmechanismus, welcher durch die Figuren 121 und 122 skizzirt ist und vorzugsweise auf der Rotirung eines Excenter beruht.

In der Figur 122 ist *n* dieser Excenter, *d* die Schaufel und *o*₁ die Thüröffnung für die Entleerung in den Raum *C*.

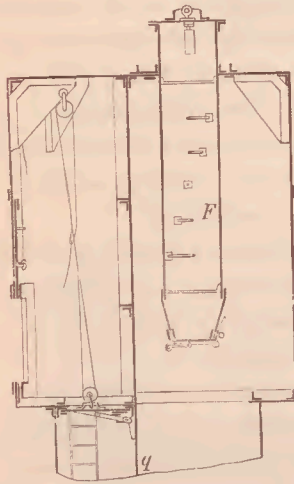
Die erwähnte Umsteuerung erfolgt durch die Umstellung eines Hebels durch den im Baggerraum *A* stetig aufgestellten Arbeiter.

Die Bewegung der Baggerkette erfolgt durch eine Transmission *k*, welche im Innern der Schleuse durch den Hebel *m* angertickt werden kann.

Ist der eine Materialraum C oder C_1 gefüllt, so kann er dadurch entleert werden, dass man den Schieber p mittelst einer Schraubenstange, welche sich aussen an der Schleusse befindet, emporhebt; also den selbstthätigen Herausfall des Materiales ermöglicht.

In der Figur 121 ist die Materialkammer C durch den Verschluss p versperrt dargestellt, während in der Materialkammer C_1 der Verschluss p_1 aufgezogen erscheint. Hat man den Caisson in die nöthige Tiefe versenkt, so wird der ganze Baggermechanismus durch die geöffnete Klappe r (Figur 121) herausgezogen, an dessen Stelle die in Figur Nr. 123 gezeichnete Betoniëre F eingestellt, die Luft auf's Neue eingetrieben und der Beton niedergelassen.

Fig. 123.



Die ganze Luftschleuse, jedoch exclusive der Baggerkette und der Baggerkörbe, wiegt circa 7000 Kilogramm, das Gewicht eines Schachtrohres von 2 Meter Höhe beträgt circa 1000 Kilogramm. Schmoll und Gaertner geben die Leistung ihres continüirlichen Förderzeuges pro 24 Stunden: in Sand und Schotter auf 30 bis 40 Kubikmeter, in Sand und grobem Gesechiebe auf 20 bis 30 Kubikmeter, und in festem Gestein auf 15 bis 20 Kubikmeter, gemessen im Abtrage, an.

Es ist nicht ohne Interesse, hier zu bemerken, dass die Herren Gebrüder Klein, Schmoll und Gaertner bisher die grössten Caissons angewendet haben, welche bei Brückenbauten in Europa zur Ausnützung gelangten, es sind dies die Caissons der Portalpfeiler der im Jahre 1872 begonnenen Fundirung der Kronprinz-Rudolph-Brücke (Reichsstrassenbrücke) in Wien. Diese Caissons haben eine Länge von 27,17 Meter und eine Breite von 8,85 Meter = 240,5 Quadratmeter.

Der Castor'sche Caisson bei der Sperrmauer zu Brest, welcher also nicht im Brückenbaue angewendet wurde, hat 27,2 Meter Länge

und 8.₃ Meter Breite, also circa 231.₂ Quadratmeter Grundfläche. Der Caisson der St. Louis-Brücke über den Mississippi misst 22.₂₅ Meter im Quadrat = 495.₁ Quadratmeter; jener der Est-River-Brücke aber 51.₂ Meter Länge und 31.₁ Meter Breite, also circa 1592.₃ Quadratmeter; alle Flächen ohne Berücksichtigung der Eckabrundungen gerechnet.

Bezüglich der Brückenfundirungen, welche die Firma Gebrüder Klein, Schmoll und Gaertner bisher (1875) ausgeführt hat, und welche auf der Ausstellung ausser dem erwähnten Modelle des allgemeinen Systems auch noch durch Photographien vertreten waren, sind wir durch die besondere Freundlichkeit der genannten Firma in der Lage, die nachfolgenden speciellen Daten geben zu können:

a) Brücke bei Mauthhausen über die Donau.

Die Brücke besteht aus 5 Stromöffnungen und aus 3 Inundationsöffnungen am rechtsseitigen Ufer; von diesem ab gezählt, beträgt die Entfernung der Pfeiler von Mitte zu Mitte: 31.₂₇₅ — 30.₉₂₅ — 31.₈₂₅ — 80.₀ — 80.₀ — 80.₀ — 80.₀ — 80.₀ Meter. Die Schienenhöhe liegt 11.₇ Meter über Nullwasser, der grösste Wasserstand während des Baues betrug 3.₃ Meter über Null, der niedrigste 0.₆ Meter unter Null. Die Geschwindigkeit des Wassers betrug bei 2.₀ Meter über Null 3.₁ Centimeter pro Secunde.

Das Fundament bestand aus grobem Schotter, gemengt mit grossen Steinen, aus compactem und losem Schlick mit Felstrümmern und schliesslich aus festem Granit.

Die Pfeiler haben eine Breite für zwei Geleise; mit Ausnahme des Pfeilers IX wurden alle pneumatisch fundirt. Der Bau wurde am 6. December 1869 übernommen, und waren die sämtlichen Pfeilerbauten am 7. November 1871 vollendet.

Bezüglich der Leistungen und Kosten der pneumatischen Fundirung bei dieser Brücke gibt die folgende Tabelle Aufschluss:

Pfeilerbauten der Donaubrücke bei Mauthhausen.
(Kaiserin Elisabeth-Westbahn, Linie St. Valentin-Budweis.)

Brückenbau.

Pfeilernummer	Bezeichnung des Pfeilers	Fundirungsart	Fundamentbasis, Quadratmeter	Fundirtiefe unter Null, Meter	Kubatur der Fundirung, Kubikmeter	Kosten der Fundirung	Kosten der Fundirung pro 1 Kubikmeter	Kosten der Aufmauerung im Trockenem	Kosten des ganzen Pfeilers
I	Rechtsseitiger Landpfeiler	1 Caisson = $\frac{14.5}{3.4}$ Meter	66.62	8.44	526.65	48.171.59	91.47	29.160.1	77.331.69
		2 Caissons à $\frac{3.0}{3.0}$ "							
II	Inundationspfeiler	1 Caisson = $\frac{14.26}{3.40}$ "	47.22	7.30	398.54	34.532.48	86.65	23.475.9	58.008.38
III	"	" "	47.22	7.142	344.71	31.740.71	91.50	23.475.9	55.216.61
IV	Strompfeiler	1 Caisson = $\frac{15.5}{5.0}$ "	74.80	13.34	584.22	56.486.98	105.74	31.031.70	87.518.68
V	"	" "	74.80	8.13	997.83	75.164.38	75.32	31.031.70	106.196.08
VI	"	" "	74.80	6.50	608.12	58.753.23	96.61	31.031.70	89.784.93
VII	"	" "	74.80	6.915	486.20	55.014.83	113.15	31.031.70	86.046.53
VIII	"	" "	74.80	9.00	517.24	55.967.02	108.20	31.031.70	86.998.72
IX	Linker Landpfeiler	gewöhnliches Beton-Fundament	159.56	3.65 Beton auf 9.00 Piloten	582.40	58.039.47	99.65	36.338.40	94.377.87
						473.870.69	—	267.608.8	741.479.49

Die pneumatische Fundirung allein hat im Durchschnitte pro Kubikmeter 92.¹⁵ fl. österr. Währ. gekostet.

b) Brücke bei Steyeregg über die Donau.

Diese Brücke hat einen linksseitigen Landpfeiler, 5 Strompfeiler, einen rechtsseitigen Inundationspfeiler und einen rechten Landpfeiler.

Vom rechten Ufer ab gezählt stehen diese Pfeiler und Widerlagen in folgenden Distanzen:

26.²⁵ — 26.²⁵ — 80.⁰ — 80.⁰ — 80.⁰ — 80.⁰ — 80.⁰ Meter.

Die Nivellette über dem Nullwasser = 10.⁴³ Meter. Der höchste Wasserstand während des Baues betrug + 3.³⁰, der niedrigste — 0.⁶⁰ Meter. Die Fundirung und der Aufbau der Pfeiler entspricht nur der Anlage einer eingeleisigen Bahn.

Der Fundamentgrund bestand aus feinem Schotter, Schotter mit Geschiebe und festem Schlier, bis in welchen die pneumatische Fundirung drang.

Sämmtliche Pfeiler mit Ausnahme des rechten Landpfeilers wurden pneumatisch fundirt.

Der Pfeileraufbau wurde am 6. December 1869 contrahirt, und war am 21. November 1871 vollendet. Nähere Daten der Ausführung sind in der folgenden Tabelle enthalten.

Pfeilerbauten der Donaubrücke bei Steyeregg.
(Kaiserin Elisabeth-Westbahn, Linie Linz-Budweis.)

Brückenbau.

Pfeilernummer	Bezeichnung des Pfeilers	Fundirungsart	Fundamentbasis, Quadratmeter	Fundirtiefe unter Null, Meter	Kubatur der Fundirung, Kubikmeter	Kosten der Fundirung	Kosten der Fundirung pro 1 Kubikmeter	Kosten der Aufmauerung im Trockenbau	Kosten des ganzen Pfeilers
I	Rechter Landpfeiler	gewöhnliches Betonfundament	98.00	2.55 = Beton 9.50 = Piloten	219.43	37.949.72	172.95	20.168.40	58.118.12
II	Inundationspfeiler	1 Caisson = $\frac{8.4}{3.4}$ Meter	27.3	9.75	266.175	23.483.44	88.22	11.789.40	35.272.84
III	Strompfeiler	1 Caisson = $\frac{11.5}{5}$ "	54.85	10.00	548.50	46.390.35	84.58	17.679.20	64.069.55
IV	"	"	54.85	13.04	715.24	54.573.66	76.30	17.679.20	77.252.86
V	"	"	54.85	10.927	599.35	48.028.16	80.07	17.679.20	65.707.36
VI	"	"	54.85	12.023	659.46	51.439.48	78.00	17.679.20	69.118.68
VII	"	"	54.85	13.813	757.64	57.181.42	75.47	17.679.20	74.860.62
VIII	Linker Landpfeiler	3 Cassions:							
		$a = \frac{11.5}{4.5}$ Meter	. . .	14.121	1.018.43	69.670.52	68.40	29.507.80	99.178.32
		$b = \frac{3.5}{3.5}$ "	. . .	12.431					
		$c = \frac{3.5}{3.5}$ "		74.82					
$c = \frac{3.5}{3.5}$ "		74.82	12.688						
						388.716.75	—	149.861.60	538.578.35

Die pneumatischen Fundamente allein haben per 1 Kubikmeter 76.⁶² fl. österr. Währ. gekostet.

e) Brücke bei Nussdorf über die Donau.

Die Strombrücke besteht aus 4 Oeffnungen à 79.⁸⁹ Meter Spannweite, die Fluthbrücke aus 14 Oeffnungen à 29.⁷¹ Meter Spannweite.

Die Gesammtlichtweite der Strombrücke misst 330 Meter, jene der Fluthbrücke 442 Meter; die gesammte Brückenlänge misst inclusive der Stärke der Landpfeiler 782.⁵ Meter.

Die Nivellette liegt 10.⁶⁴¹ Meter über Null; der höchste Wasserstand während des Baues betrug +4.⁷⁰ Meter, der niedrigste —0.⁸¹ Meter.

Die Fundirung der sämtlichen Pfeiler dieser, der Oesterreichischen Nord-West-Bahn dienenden Brücke geschah auf pneumatischem Wege und entspricht der Anlage einer zweigeleisigen Bahn; der Pfeileraufbau ist vorläufig nur für eingleisige Bahn ausgeführt.

Terrain: Feiner Schotter, feiner Schotter mit grobem Geschiebe, fester blauer Tegel, in welchen die Basis steht.

Der Bau wurde contractlich am 1. April 1870 übernommen und waren diesämtlichen Pfeilerbauten am 30. December 1871 vollendet.

Bezüglich der Specialleistungen und Kosten dienen die beiden folgenden Tabellen:

Tägliche Fortschritte der Fundirung mit comprimierter Luft.

Pfeiler-Nr.	Tiefe des Fundamentes im gewachsenen Boden	Aushub des gewachsenen Bodens, Kubikmeter	Arbeits-tage	Aushub pro Tag, Kubikmeter	Versenkung pro Tag, Centimeter	Zahl der Schleussen
I	12. ³⁰	901	63	14. ³	19. ⁵	1
II	12. ³⁰	1.066	43	24. ⁸	29. ¹	2
III	11. ⁷⁵	951	49	19. ⁴	22. ⁸	2
IV	12. ⁰⁵	1.028	33	31. ²	36. ⁵	2
V	12. ⁸⁰	1.092	30	36. ⁴	42. ⁶	2
VI	11. ⁰⁰	411	48	8. ⁸	22. ⁹	1
VII	10. ⁵⁵	395	39	10. ¹	27. ¹	1
VIII	9. ⁶⁰	337	38	8. ⁹	23. ⁷	1
IX	6. ⁴⁰	203	14	14. ⁵	45. ⁷	1
X	6. ⁹⁰	219	11	19. ⁹	62. ⁷	1
XI	6. ⁷⁵	211	13	16. ²	51. ²	1
XII	7. ³⁰	235	16	14. ⁷	46. ²	1
XIII	7. ⁰⁰	222	20	11. ¹	35. ⁰	1
XIV	6. ⁵⁰	206	12	17. ²	54. ¹	1
XV	7. ⁰⁰	222	13	17. ¹	53. ⁸	1
XVI	6. ⁴⁰	203	12	16. ⁹	53. ⁸	1
XVII	7. ³⁰	232	16	14. ⁵	45. ⁶	1
XVIII	7. ¹⁰	225	20	11. ³	35. ⁵	1
XIX	7. ⁵⁰	364	22	16. ⁵	35. ⁰	1

Pfeilerbauten der Donaubrücke bei Nussdorf.

(Oesterreichische Nordwestbahn, Linie Wien-Jedlesece.)

Pfeilernummer	Bezeichnung des Pfeilers	Fundierungsart	Fundamentbasis, Quadratmeter	Fundierungssteife unter Null, Meter	Kubatur der Fundierung, Kubikmeter	Kosten der Fundierung	Kosten der Fundierung pro 1 Kubikmeter		Kosten des ganzen Pfeilers
							Kosten der Fundierung	Kosten der Aufmauerung	
Gulden österr. Währ.									
I	Rechter Landpfeiler	1 Caisson = $\frac{15,2}{5}$ Meter	73,32	14,75	1,081,47	67,260,00	62,19	29,392,00	96,652,00
II	Strompfeiler	1 Caisson = $\frac{17,6}{5,0}$ "	85,318	15,49	1,321,58	81,310,60	60,52	35,332,00	116,642,60
III	"	"	85,318	13,69	1,165,00	74,266,00	63,75	35,332,00	109,598,00
IV	"	"	85,318	13,71	1,169,71	74,305,80	63,51	35,332,00	109,637,80
V	Trennungspfeiler	"	85,318	13,08	1,115,96	71,718,80	64,37	34,041,00	105,759,80
VI	Inundationspfeiler	1 Caisson = $\frac{12,4}{3,1}$ "	37,41	11,45	428,34	28,541,82	66,63	8,722,67	37,264,49
VII	"	"	37,41	10,88	410,76	27,743,48	67,54	9,211,41	36,954,89

VIII	Inundationspfeiler	1 Caisson = $\frac{12,4}{3,1}$ Meter	37,41	9,65	361,01	25,584,34	70,60	9,214,13	34,698,47	
IX	"	1 Caisson = $\frac{10,6}{3,1}$ "	31,83	7,04	224,08	18,915,72	84,41	8,632,00	27,547,72	
X	"	"	31,83	7,28	231,72	19,034,04	82,14	8,632,00	27,666,04	
XI	"	"	31,83	7,10	225,99	18,945,30	83,83	8,632,00	27,577,30	
XII	"	"	31,83	7,75	246,68	19,265,75	78,10	8,632,00	27,897,75	
XIII	"	"	31,83	7,43	236,50	19,107,99	80,79	8,632,00	27,739,99	
XIV	"	"	31,83	7,05	224,40	18,920,65	84,31	8,632,00	27,562,65	
XV	"	"	31,83	6,50	206,90	18,649,50	90,14	8,632,00	27,281,50	
XVI	"	"	31,83	6,90	219,73	18,846,70	85,77	8,632,00	27,478,70	
XVII	"	"	31,83	7,30	232,36	18,994,60	81,57	8,632,00	27,626,60	
XVIII	"	"	31,83	7,57	240,95	19,167,15	79,55	8,632,00	27,799,15	
XIX	Linker Landpfeiler	1 Caisson = $\frac{9,7}{5,0}$ Meter	48,50	7,87	381,70	26,959,95	70,63	12,409,00	39,368,95	
							667,433,19	—	295,305,91	962,739,10

Die Durchschnittspreise für die pneumatisch hergestellten Fundamente betragen:

a) bei den Pfeilern der Strombrücke (I bis V) pro Kubikmeter	63.01 fl. ö. W.
b) bei den Pfeilern der Inundationsbrücke (VI bis IX) pro Kubikmeter	77.45 fl. ö. W.
c) im Durchschnitte aller Pfeiler	68.74 fl. ö. W.

d) Brücke über den Rhein bei Buchs.
(K. k. priv. Vorarlberger Bahn.)

Die Brücke besteht, vom rechten Ufer aus gezählt, aus dem Widerlagspfeiler I, dem Trennungspfeiler II, dem Strompfeiler III, dem linksseitigen Trennungspfeiler IV und dem Widerlager am Schweizer Ufer V.

Die Spannweiten zwischen II und III, dann III und IV betragen je 66.725 Meter. Zwischen den Trennungs- und Landpfeilern aber 28.764 Meter.

Die Fundirung und der Aufbau der Pfeiler ist nur für eingleisige Bahn ausgeführt.

Das rechtsseitige Widerlager I auf dem Liechtensteinischen Ufer wurde auf Beton gegründet und durch die Bahn-Gesellschaft direct erbaut; die Pfeiler II bis V wurden durchwegs pneumatisch gegründet und von der Firma Gebrüder Klein, Schmoll und Gaertner, am 30. März 1871 contrahirt und am 27. März 1872 vollständig vollendet.

Die Caissons waren mit je zwei Schleussen versehen.

Die nachstehende Tabelle macht die Kosten dieser vier Pfeilerbauten ersichtlich.

Rheinbrücke bei Buchs.

(K. k. priv. Vorarlberger Bahn.)

Pfeilernummer	Bezeichnung des Pfeilers	Fundierungsart	Fundamentbasis, Quadratmeter	Fundierungstiefe unter Null, Meter	Kubatur der Fundierung, Kubikmeter	Kosten der Fundierung	Gulden österr. Währ.		
							Kosten der Fundierung pro 1 Kubikmeter	Kosten der Aufmauerung	Kosten des ganzen Pfeilers
II	Trennungspfeiler	1 Caisson = $\frac{9,5}{3,8}$ Meter	33,00	8,94	271,92	20.540,19	75,54	5.636,35	26.176,54
III	Strompfeiler	"	33,00	12,66	417,78	33.040,00	79,08	6.415,62	39.455,62
IV	Trennungspfeiler	"	33,00	8,26	272,58	19.940,00	73,15	5.166,25	25.106,25
V	Rechtsseitiger Landpfeiler	"	33,00	8,44	278,32	20.110,00	72,20	5.907,83	26.017,83
						93.630,19	—	23.126,05	116.756,24

Der Durchschnittspreis der pneumatischen Fundirung stellte sich pro Kubikmeter auf 75.⁴⁶ fl. österr. Währ.

Das Terrain bestand aus grobem Schotter vermischt mit so grossen Steinen, dass dieselben theilweise gesprengt werden mussten. Die Nivellettenhöhe beträgt + 5.¹² Meter; der höchste Wasserstand während des Baues maass + 3.¹⁹ Meter.

e) Rheinbrücke bei St. Margarethen.
(K. k. priv. Vorarlberger Bahn.)

Diese Brücke besteht aus den zwei Landpfeilern auf Schweizer und Vorarlberger Ufer I und V, aus den zwei Trennungspfeilern II und IV und aus dem im strömenden Wasser erbauten Mittelpfeiler III.

Die Stromöffnungen haben je 66.⁷²⁵ Meter Spannweite; die Fluthöffnungen je 28.⁷⁶⁵ Meter Spannweite.

Die Fundirung und der Pfeileraufbau besteht nur für Ein Geleise.

Die sämtlichen fünf Pfeiler wurden auf Caissons pneumatisch fundirt, am 6. December 1871 durch die Firma Gebrüder Klein, Schmoll und Gaertner zum Baue übernommen und schon am 8. August 1872 vollendet.

Das Terrain bestand aus Schotter und Sand, grobem Geschiebe, sandigem Letten, und reinem, compacten Letten.

Die Nivellettenhöhe misst 5.⁰⁵⁸ Meter über Null; das grösste Hochwasser während des Baues maass 3.⁴⁴ Meter über Null. Quantitäten und Kosten sind aus der folgenden Tabelle ersichtlich.

Der Durchschnittspreis der pneumatisch hergestellten Fundamente beträgt pro 1 Kubikmeter = 76.⁷³ fl. österr. Währ.

Rheinbrücke bei St. Margarethen.

(K. k. priv. Vorarlberger Bahn.)

Pfeilnummer	Bezeichnung des Pfeilers	Fundirungsart	Fundamentbasis, Quadratmeter	Fundierungstiefe unter Null, Meter	Kubatur der Fun- dirung, Kubikmeter	Kosten der Fundirung	Kosten der Fun- dirung pro 1 Kubikmeter	Kosten der Auf- mauerung	Kosten des ganzen Pfeilers
						Gulden österr. Währ.			
I	Linker Landpfeiler	Caisson = $\frac{9.5}{3.8}$ Meter	33.0	7.22	238.26	19.760.00	82.93	4.300.00	24.060.00
II	Trennungspfeiler	"	33.0	7.95	262.35	20.200.00	76.99	5.105.16	25.305.16
III	Strompfeiler	"	33.0	12.98	428.34	33.680.00	78.63	5.423.57	39.103.57
IV	Trennungspfeiler	"	33.0	8.22	271.26	20.040.00	73.84	4.849.14	24.889.14
V	Rechter Landpfeiler	"	33.0	8.09	266.97	18.900.00	70.80	4.410.75	23.310.75
						112.580.00	—	24.088.62	136.668.62

I. Fundirungen.

f) Donaubrücke bei Wien.

(K. k. a. p. Kaiser Ferdinand-Nordbahn.)

Diese Brücke besteht, vom rechten Ufer ab gezählt, aus dem Widerlagspfeiler (I), 3 in dem Strom stehenden Pfeilern (II bis IV), einem Trennungspfeiler (V), 6 Inundationspfeilern (VI bis XI) und dem linksseitigen Landpfeiler (XII). An den Pfeilern I und V sind Treppen angebaut, welche in den Strom führen.

Die vier Oeffnungen der Strombrücke messen von Pfeilermitte zu Pfeilermitte je 265 Fuss; die Oeffnungen der Inundationsbrücke messen: 194.⁵⁸ — 193.³⁸ — 193.³⁸ — 193.⁵²³ — 193.⁵⁶⁸ — 192.⁵⁴⁷ — 189.⁷⁴ Fuss in ihren senkrechten Achsenständen von einander; die letzten drei Oeffnungen liegen in einem Bogen von 430 Klafter Radius.

Die Pfeiler II bis V haben 12 Fuss Stärke, die übrigen Pfeiler, ausgenommen die beiden Landpfeiler, 9 Fuss Stärke.

Die Nivellette liegt 31 Fuss $10\frac{2}{3}$ Linien über Nullwasser; die Brücke wurde über das zu jener Zeit noch im Ausgraben begriffene neue Donaubett erbaut. Sämmtliche Pfeiler sind für zwei Geleise fundirt und aufgebaut.

Die Pfeiler I bis V wurden pneumatisch, die von VI bis XII auf Beton fundirt.

Das Terrain bestand aus: Schotter mit Sand, grobem Geschiebe und aus festem Tegel, in welchem die Fundamente sitzen.

Uebernommen wurde der Bau von der Firma Gebrüder Klein, Schmoll und Gaertner am 30. August 1871, und vollendet waren die sämmtlichen Pfeilerbauten am 1. Jänner 1873.

Ueber die Details des Baues gibt die folgende Tabelle Auskunft.

Der Durchschnittspreis pro 1 Kubikmeter beträgt:

- | | |
|---|-----------------------------|
| a) der pneumatisch hergestellten Fundamente | 78. ⁵³ fl. ö. W. |
| b) der mittelst Beton und Grundmauerwerk hergestellten Fundamente | 60. ¹² fl. ö. W. |

Donaubrücke der Kaiser Ferdinands-Nordbahn bei Wien.

Pfeilnummer	Bezeichnung des Pfeilers	Vollendungs- termin		Fundirungsart	Fundamentbasis, Quadratmeter	Fundirungstiefe unter Null, Meter	Kubatur der Fun- dirung, Kubikmeter	Kosten der Fundirung	Kosten der Fun- dirung pro 1 Kubikmeter	Kosten der Auf- mauerung	Kosten des ganzen Pfeilers
		Vertrag	Effectiv								
Gulden österr. Währ.											
I	Rechter Landpfeiler	$\frac{1}{X}^{72}$	$\frac{15}{IX}^{72}$	Caisson = $\frac{16.75}{5.06}$ Meter	84.76	14.16	1.191.73	98.413.02	82.58	33.014.63	131.427.65
II	Strompfeiler	$\frac{1}{IX}^{72}$	$\frac{11}{VIII}^{72}$	" = $\frac{18.02}{4.74}$ "	80.6	14.59	1.175.95	94.531.34	80.39	50.511.96	145.043.30
III	"	$\frac{11}{XII}^{72}$	$\frac{1}{XI}^{72}$	"	80.6	16.64	1.341.8	105.190.23	78.43	50.659.67	155.849.90
IV	"	$\frac{1}{V}^{73}$	$\frac{1}{I}^{73}$	"	80.6	16.27	1.311.36	100.703.42	76.79	50.567.53	151.360.95
V	Trennungs- pfeiler	$\frac{1}{VI}^{73}$	$\frac{20}{XII}^{72}$	"	80.6	16.33	1.316.20	98.775.21	75.04	47.772.32	146.547.53
VI	Inundations- pfeiler	$\frac{1}{VIII}^{72}$	$\frac{24}{VII}^{72}$	Beton = $\frac{16.27}{4.26}$ "	69.31	3.79	236.05	16.762.54	71.01	23.261.44	40.023.98
VII	"	$\frac{1}{XII}^{72}$	$\frac{28}{XI}^{72}$	"	69.31	3.00	183.50	15.375.74	83.79	22.941.63	38.317.37
								529.750.50	. . .	278.729.18	808.570.68

I. Fundirungen.

Pfeilnummer	Bezeichnung des Pfeilers	Vollendungstermin		Fundierungsart	Fundamentbasis, Quadratmeter	Fundierungstiefe unter Null, Meter	Kubatur der Fundierung, Kubikmeter	Kosten			
		Vertrag	Effectiv					der Fundierung	Kosten der Fundierung pro 1 Kubikmeter	der Aufmauerung	des ganzen Pfeilers
								Gulden österr. Währ.			
								529.750.50	. . .	278.729.18	808.570.68
VIII	Inundationspfeiler	$\frac{15}{X} 72$	$\frac{30}{IX} 72$	Beton = $\frac{16.27}{4.26}$ Meter	69.31	3.79	236.05	15.315.34	64.88	22.622.86	37.938.20
IX	"	$\frac{1}{IX} 72$	$\frac{14}{VIII} 72$	Beton = $\frac{16.67}{4.42}$ "	73.68	3.79	284.20	17.927.46	63.08	21.673.78	39.601.24
X	"	$\frac{1}{IV} 73$	$\frac{14}{IX} 72$	Beton = $\frac{17.62}{4.74}$ "	83.32	4.27	322.30	19.382.88	60.13	23.452.65	42.835.53
XI	"	$\frac{1}{V} 73$	$\frac{26}{X} 72$	Beton = $\frac{18.01}{4.90}$ "	88.25	3.10	265.88	80.044.72	67.86	24.191.50	42.236.22
XII	Linker Landpfeiler	$\frac{1}{VI} 73$	$\frac{1}{XII} 72$	unregelmässig	109.19	4.71	457.16	21.125.49	46.21	25.315.62	46.441.61
	a) Treppe am rechten Landpflr.			"	47.29	4.41	160.79	5.981.99	37.22	10.764.14	16.749.13
	b) " " Trennungspfeiler			"	62.00	3.79	148.65	8.041.61	54.09	15.894.88	23.936.49
								635.571.49	—	372.737.61	1,058.309.10

g) Elbebrücke bei Aussig.

(Oesterreichische Nordwestbahn.)

Diese Brücke besteht aus zwei Strompfeilern (V und VI), 2 Rampenpfeilern (IV und VII), 2 linksseitigen Zwischenpfeilern (II und III) und dem rechten und linken Landpfeiler (I und VIII).

Die beiden Strompfeiler stehen 74.²⁰ Meter von Mitte zu Mitte, die beiden angrenzenden Stromöffnungen messen 73.⁹ Meter von Pfeilermitte zu Pfeilermitte; alle übrigen Oeffnungen messen 20.⁷² Meter von Pfeilermitte zu Pfeilermitte, respective bis zu den Stirnen der Widerlager, so dass die gesammte Stützweite zwischen I und VIII 310.⁶³⁷⁵ Meter beträgt.

Die Brücke ist für eine eingleisige Bahn angelegt und dient zu gleicher Zeit dem Strassenverkehre; die Strasse liegt unten, das Schienengeleise oben.

Aus dieser Anordnung resultiren die Rampenpfeiler IV und VII und die Durchfahrt im Pfeiler III.

Die Figur auf Blatt Nr. 6 gibt die Anordnung dieser Brücke an.

Die Nivellettenhöhe der Strassenbahn = + 11.²⁸⁵ Meter.

Die Nivellettenhöhe der Bahnschwellen = + 18.¹⁵⁰ Meter.

Die im Strome stehenden Pfeiler V und VI wurden pneumatisch, alle übrigen Pfeiler auf Beton, respective Bruchsteinmauerwerk gegründet.

Die Terrainbeschaffenheit charakterisirt sich durch festes Geschiebe; bei Pfeiler V grosses Basaltgeschiebe und fester Basaltfels; bei Pfeiler VI Sand und grobes Gerölle.

Die Firma Gebrüder Klein, Schmoll und Gaertner hat die Pfeilerbauten am 9. November 1872 übernommen und am 1. October 1873 vollendet.

Kubaturen und Kosten sind in folgender Tabelle ersichtlich gemacht.

Der Durchschnittspreis der pneumatisch hergestellten Fundamente beträgt 75.⁷² fl. österr. Währ. pro 1 Kubikmeter.

Elbebrücke bei Aussig.

(K. k. priv. österreichische Nordwestbahn.)

Brückenbau.

108

Pfeilnummer	Bezeichnung des Pfeilers	Fundirungsart	Fundamentbasis, Quadratmeter	Fundierungstiefe unter Null, Meter	Kubatur der Fun- dierung, Kubikmeter	Kosten der Fundirung	Kosten der Fun- dierung pro 1 Kubikmeter	Kosten der Auf- mauerung	Kosten des ganzen Pfeilers
						Gulden österr. Währ.			
I	Linkes Widerlager	453.45	3.003.30	3.456.75
II	Zwischenpfeiler	665.44	4.157.83	4.823.73
III	Rampenpfeiler	}	10.249.07	47.249.71	57.498.78
IV	Trennungspfeiler								
V	Strompfeiler	Caisson = $\frac{11.0}{4.5}$ Meter	45.15	5.572	251.58	23.938.64	91.97	12.019.70	35.158.34
VI	"	"	45.15	9.09	410.41	24.408.15	59.47	12.188.26	36.596.41
VII	Rampenpfeiler	2.643.07	51.978.35	54.621.42
VIII	Rechtes Widerlager	1.484.92	8.640.20	10.125.12
						63.042.74	—	139.237.35	202.280.09

h) Elbebrücke bei Tetschen.

(K. k. priv. Oesterreichische Nord-West-Bahn.)

Mittelst dieser Brücke übersetzt die Nordwestbahn an der Grenze zwischen Böhmen und Sachsen die Elbe in einem Winkel von 45 Graden 6 Minuten. Die Brücke ist in der geraden Linie, enthält einen Stropfweiler (III), zwei Uferweiler (II und IV) und das rechte und linke Widerlager (I und V).

In der Bahnachse gemessen betragen die einzelnen Entfernungen von I nach V, und zwar von Pfeilermitte zu Pfeilermitte: 25.¹⁶¹ — 101.¹¹ — 101.¹¹ — 25.⁷⁴¹ Meter.

Die Nivellette liegt bei Pfeiler III = + 13.³⁷⁴ Meter über Null.

Die Pfeiler II, III und IV sind pneumatisch gegründet und durchwegs für zwei Geleise, die Widerlager I und V aber nur in den Fundamenten zweigeleisig und in der Aufmauerung eingleisig aufgeführt.

Das Terrain bestand aus grobem Schotter mit Sand gemengt, aus Basaltgeschiebe und aus festen Sandsteinfelsen.

Der Pfeilerbau wurde durch die Firma Gebrüder Klein, Schmoll und Gaertner am 22. Februar 1873 übernommen und am 10. August 1874 vollendet.

Ueber die Kubaturen und die Kosten dieser Fundirung gibt die umstehende Tabelle Auskunft.

Der Durchschnittspreis der pneumatisch hergestellten Fundamente beträgt pro 1 Kubikmeter = 70.⁴³ fl. österr. Währ.

Elbebrücke bei Tetschen.

(K. k. priv. österreichische Nordwestbahn.)

Brückenbau.

110

Pfeilernummer	Bezeichnung des Pfeilers	Fundirungsart	Fundamentbasis, Quadratmeter	Fundierungstiefe unter Null, Meter	Kubatur der Fundirung, Kubikmeter	Kosten der Fundirung	Kosten der Fundirung pro 1 Kubikmeter	Kosten der Aufmauerung	Kosten des ganzen Pfeilers
I	Rechtes Widerlager	unregelmässig	148.90	3.15	467.73	10.542.66	22.54	13.029.72	23.571.06
II	Uferpfeiler	Caisson = $\frac{25.70}{5.30}$ Meter	130.18	7.36	958.12	72.850.50	76.03	48.129.67	120.980.17
III	Strompfeiler	"	130.18	12.74	1.658.49	105.495.30	63.61	48.214.44	153.709.74
IV	Uferpfeiler	"	130.18	7.29	949.00	72.715.75	76.62	44.322.95	117.038.70
V	Linkes Widerlager	unregelmässig	148.60	3.30	490.53	11.856.05	24.17	9.347.86	21.203.91
						273.460.26	—	164.205.62	437.665.88

i) Kronprinz Rudolph-Brücke über die Donau bei Wien.

(K. k. Oesterreichisches Ministerium des Innern.)

Diese (Reichsstrassen-) Brücke besteht aus 3 Strompfeilern (VI, VII und VIII), 2 Uferpfeilern (V und IX), 3 rechtsseitigen Inundationspfeilern (II, III, IV), 15 linksseitigen Inundationspfeilern (X bis XXIV) und aus dem rechts- und linksseitigen Widerlager (I und XXV). Die drei Strompfeiler haben je 12 Fuss Stärke, die zwei Ufer- oder Trennungspfeiler je 24 Fuss Stärke; die linksseitigen Inundationspfeiler messen 10 Fuss Stärke, die rechtsseitigen je 7 Fuss Stärke. Die rechtsseitige Auffahrtsrampe ist durch Parallelmauern von 79.5 Klaftern Länge eingefasst. Die vier Stromöffnungen messen je 253 Fuss Spannweite, die Oeffnungen der linksseitigen Inundationsbrücke messen je 74 Fuss Spannweite und die der rechtsseitigen Inundationsbrücke je 60 Fuss Spannweite. Die Strassenbrücke hat eine lichte Fahrbahnbreite von 36 Fuss, wovon die Trottoirs je 6 Fuss erhalten; die Nivellettenhöhe beträgt 38 Fuss über Null.

Diese Donaubrücke wurde durch das k. k. Ministerium des Innern und unter der Leitung der Herren: Hofrath R. v. Wanieck-Domyslow, Baurath Weiss und der Ober-Ingenieure Fischer und J. Peter erbaut.

Die Strombrücke ist durch vier starke Gitterwerke von Schneider und Compagnie in Creuzot überspannt; die zwanzig Bogen der Fluthbrücken sind in Segmenten von 60 Grad überwölbt.

Von den 25 genannten Pfeilern wurden nur die drei Strompfeiler und die zwei Uferpfeiler pneumatisch mittelst Caissons gegründet; die übrigen Pfeiler wurden auf Beton in pilotirten Baugruben fundirt.

Der Bau der Pfeiler, der Rampen und der Brückengewölbe wurde von der Firma Gebrüder Klein, Schmoll und Gaertner am 27. Jänner 1872 übernommen und ein Vollendungstermin für den 27. Jänner 1877 vereinbart; der Vollendungstermin erfolgte jedoch bereits am 21. August 1876. Der gesammte hier skizzirte Steinbau ist zu 2,869.257 fl. 12 kr. präliminirt; die Strombrücke (welche wir noch weiter unten erwähnen werden) ist bereits zur Gänze fertig, und gibt die folgende Tabelle eine Uebersicht der Fundirungskosten.

Zu bemerken ist, dass, wie schon pag. 92 erwähnt, die Caissons der Uferpfeiler V und IX die grössten sind, welche bisher in Europa bei Brückenbauten ausgeführt wurden.

Pneumatische Fundirung der Kronprinz Rudolph-Brücke in Wien.

Brückenbau.

Pfeilnummer	Bezeichnung des Pfeilers	Vollendung des Fundamentes am	Dauer der Fundirung in Monaten und Tagen	Dimensionen der Caissons in Metern	Tiefe der Fundirung, Meter	Fläche der Fundirung, Quadratmeter	Kubatur der Fundirung, Kubikmeter	Kosten pro 1 Kubikmeter Fundament	
								Gulden	österr. W.
V	Rechter Uferpfeiler	$\frac{24}{VII} 73$	4 Monate, —	$\frac{27.17}{8.85}$ Meter	9.90	223.6	2.213.64	51.11	113.145.93
VI	Strompfeiler	$\frac{21}{V} 73$	4 Monate, 7 Tage	$\frac{20.86}{5.69}$ "	14.32	111.7	1.599.94	53.75	85.981.37
VII	"	$\frac{29}{III} 73$	5 Monate, —	"	14.22	111.7	1.588.37	53.36	84.755.89
VIII	"	$\frac{10}{I} 73$	4 Monate, 20 Tage	"	16.43	111.7	1.835.23	54.42	99.878.78
IX	Linker Uferpfeiler	$\frac{26}{X} 72$	4 Monate, 15 Tage	$\frac{27.17}{8.85}$ "	8.99	223.6	2.010.16	54.94	110.450.61

Der Durchschnittspreis der pneumatischen Fundirung mittelst Caissons beträgt hier pro 1 Kubikmeter: 53.₄₅ fl. österr. Währ.

14. Fundirung der Brücken über die Parnitz und die Oder bei Stettin.
(Ausgestellt von der Berlin-Stettiner Eisenbahn. — Deutscher Pavillon, Gruppe XVIII.)

Unter den im Jahre 1864 bis 1869 ausgeführten Erweiterungsbauten der in den Jahren 1840 bis 1843 hergestellten Eisenbahn von Berlin nach Stettin haben insbesondere die pneumatischen Fundirungen der Brücken über die Parnitz und über die Oder mit Recht seinerzeit grosses Aufsehen erregt.

Sowohl diese Fundirungsarbeiten, wie auch die sämtlichen Erweiterungsbauten der genannten Eisenbahngesellschaft waren durch eine grosse Anzahl Zeichnungen auf der Wiener Ausstellung repräsentirt, und muss von diesen Zeichnungen gesagt werden, dass sie durch ihre Darstellungsweise brillirten.

Die Fundirung der Parnitzbrücke wurde im Jahre 1866 begonnen und drang bis in 39 Fuss Tiefe unter Mittelwasser; die Fundirung der Oderbrücke wurde im Jahre 1867 begonnen und drang bis in 42 Fuss Tiefe unter Mittelwasser.

Beide Brücken sind einander sehr ähnlich und haben je einen Drehpfeiler.

Der untere Durchmesser des Drehpfeilers der Parnitzbrücke misst 26 Fuss, jener der Oderbrücke 30 Fuss; beide diese Pfeiler wurden mittelst eines Caissons geteufft, in welchen zwei mit separirten Schleussen befindliche Luftschächte führten.

Die Auflagerpfeiler, welche bei der Parnitzbrücke oben 12 Fuss Breite und 37 Fuss 9 Zoll Länge, bei der Oderbrücke dagegen oben 18 Fuss Breite und 48 Fuss Länge haben, wurden je auf zwei gesondert und pneumatisch gesenkte Brunnen fundirt, die im unteren Durchmesser bei der Parnitzbrücke 18 Fuss, bei der Oderbrücke dagegen 24 Fuss maassen; in die Caissons dieser einzelnen Brunnen führte nur je ein Luftschacht. Diese Brunnen wurden für jeden Pfeiler zu gleicher Zeit gesenkt und jedesmal beide Brunnen durch eine Maschine bedient.

Die Einrichtung der pneumatischen Fundirung bei diesen Brücken ist deswegen besonders merkwürdig, weil zum

erstenmale der Caisson völlig aus Mauerwerk dargestellt wurde, wie Solches der durch den Drehpfeiler der Oderbrücke gezeichnete Schnitt Figur 124 näher verdeutlicht. Diese Anordnung des durch konische Aufmauerung gebildeten Caissons, der nur in seinem Fusse mit einem eisernen Schuh armirt war, hat Veranlassung gegeben, den Parnitzer Brückenbau fälschlich als einen Uebergang zwischen pneumatischer Fundirung und gemauerter Senkschachtundirung (Senkbrunnen) geschichtlich hinzustellen.

In seiner Wesenheit brillirt die Parnitzer Brückenfundirung jedoch nur in der unter Umständen nachahmenswerthen Ersparung eines eisernen Caissons.

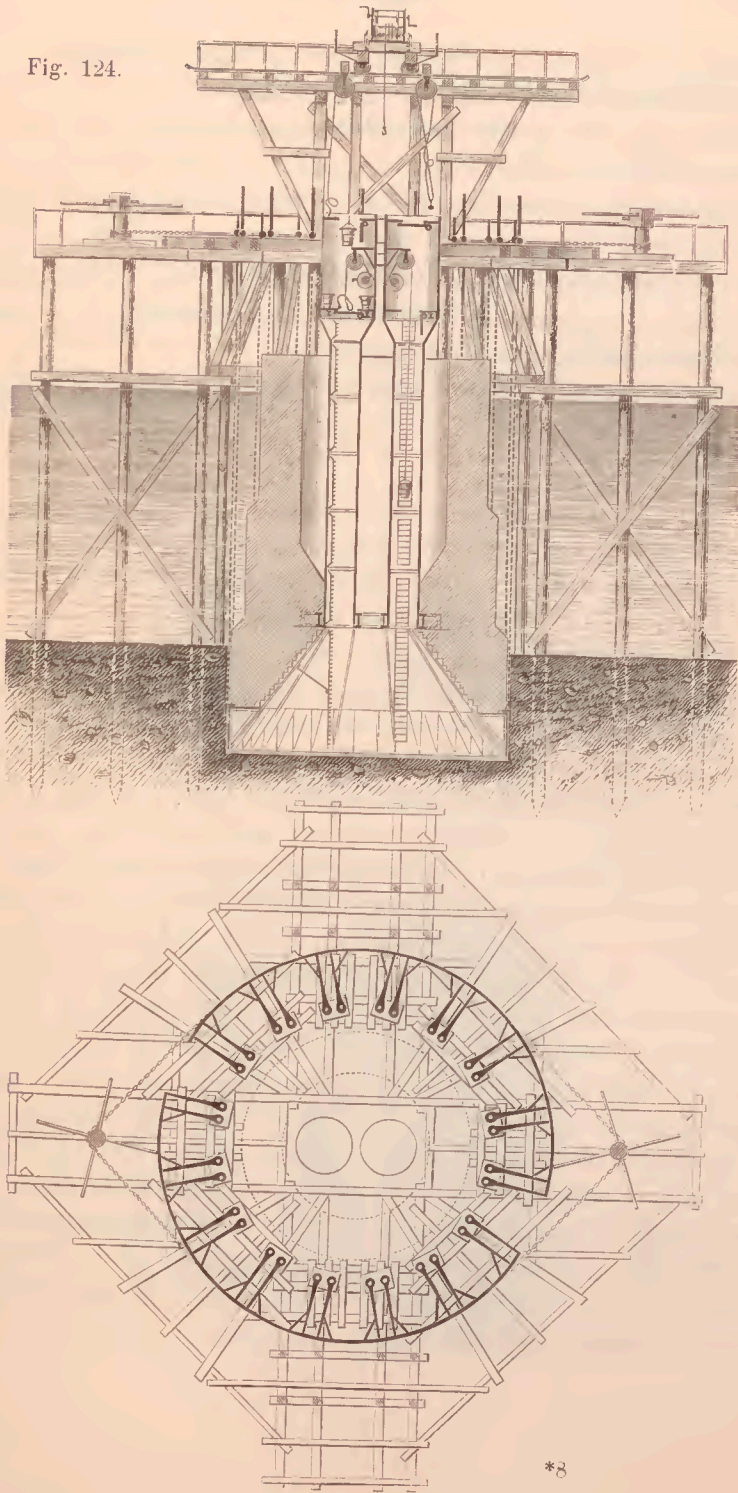
Wenn auch die Caissonherstellung zu Stettin (Parnitz und Oder) unbedingt an das Vorbild der gemauerten Caissonherstellung der Argenteuiler Brücke [Crinoline] (vergleiche Figur 101, pag. 66) mahnt: so haben die Stettiner Schächte dennoch einen wesentlichen Fortschritt in der pneumatischen Gründung veranlasst, weil bei ihnen durch das Fehlen eines eisernen Umhüllungscylinders das blanke Mauerwerk zum Luftgehäuse wurde, während die Argenteuiler Schächte noch den eisernen Cylinder als Luftgehäuse besaßen und bei ihnen die Uebermauerung des Arbeitsraumes (der Caissonrippen oder Crinoline) vorab nur zur Aufnahme des Betons gedient hat, welcher Beton wiederum während der Teufung nur zu Senkungszwecken (als Ballast) disponirt wurde.

Bezüglich der Förderung und Schleussung des Materiales kehrte man in Stettin zur einfachen Kübelförderung, die mittelst Klobenrad und Seil bewerkstelliget wurde und zur einfachen Durchschleussung zurück, indem der grössere Durchmesser der Schleusse dazu benützt wurde, um auf den dadurch entstandenen ringförmigen Platz zehn Stück aufgezogene Förderkübel hinzustellen, welche dann immer in einer Tour vermittelst Flaschenzügen ausgeschleusst wurden.

Der Inhalt dieser zehn Kübel maass zusammen 15 Kubikfuss losen Bodens.

Die Lösung und Förderung des Bodens erfolgte durch vier Mann, welche immer vier Stunden arbeiteten und acht Stunden ruhten; sie erhielten pro preussische Schachtruthe gewachsenen

Fig. 124.



Bodens 9 Thaler und verdienten bei zweimaliger Einfahrung, also achtstündiger Schichtdauer, 2 Thaler pro Schicht.

Bei 42 Fuss Teufe unter Mittelwasser betrug die Luftcompression bis $19\frac{1}{4}$ Pfund.

Schädliche Einflüsse auf die Arbeiter wurden bei diesem Drucke nicht wahrgenommen.

Die pneumatisch gesenkten Schächte wurden unter Wasser aus hart gebrannten Steinen mit Stettiner Portlandement vermauert und Aussen mit diesem Mörtel geputzt.

Die Beleuchtung wurde mittelst Stearinkerzen bewerkstelliget, welche jedoch bei dem hohen Drucke ebenfalls sehr belästigend qualmten.

Die 42 Fuss tiefe Senkung dauerte beim Drehpfeiler der Oderbrücke 36 Tage, bei dem linksseitigen Auflagspfeiler daselbst 35 Tage und beim rechtsseitigen Auflagspfeiler wieder 36 Tage, war also durchgehends eine höchst gleichmässige.

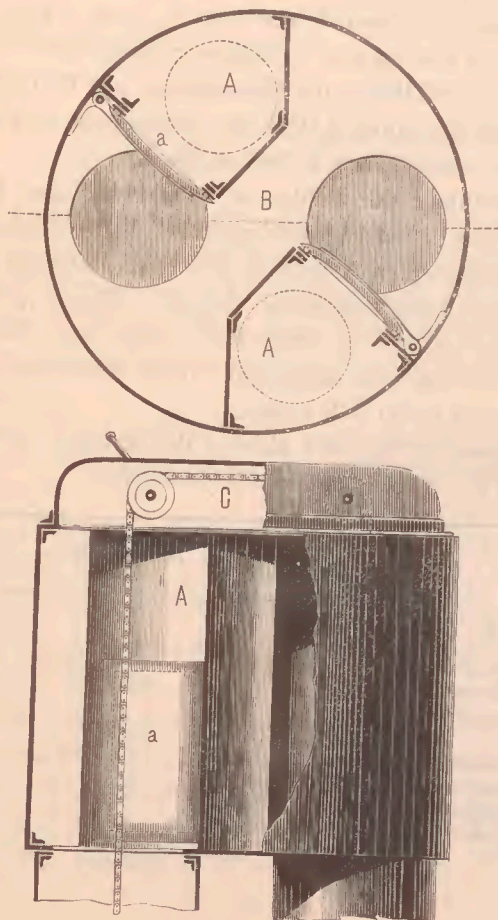
Das Gerüst und die Senkungsvorrichtung, wie solche beim Drehpfeiler der Oderbrücke benützt wurden, ist aus der gegebenen Figur Nr. 124 ersichtlich. Bei diesem Pfeiler bestand die Senkungsvorrichtung aus 16 Paar Ketten, deren Glieder 6 Fuss lang und aus $1\frac{1}{2}$ zölligem Rundeseisen hergestellt waren, welche Glieder durch Splintbolzen Verbindung fanden; an jedem Kettenpaare war jedoch zu Zwecken der Verlängerung das eine Glied nur 3 Fuss lang. Die Ketten hingen an 10 Fuss langen Schraubenspindeln (Senkschrauben) von $2\frac{2}{3}$ Zoll äusseren Durchmessers und 10 Linien Steigung. Die Spindeln liefen in $7\frac{1}{2}$ Zoll hohen Bronzemuttern, deren je zwei auf einer Sohlenplatte ruhten; bewegt wurden die Muttern durch Knarrhebel von 6 Fuss Länge. Die Hebel waren durch Stangen gekuppelt und wurden bei den Drehpfeilern durch zwei Winden, bei den Brunnen der anderen Pfeiler durch nur eine Winde hin und her gedreht. Die Anordnung dieser Drehung, sowie die Construction des Caissonschuhes und des äusseren Deckenverschlusses des Caissons zeigt die Figur Nr. 124 näher an. Die Luftpumpe mit den beiden Luftschleussen und den Steigeschächten stammten von dem Brückenbau der „Schweizer Centralbahn“ her, von wo sie zuvor zum Baue der Pregelbrücke nach Königsberg gelangten.

Die Erweiterungsbanen der Berlin-Stettiner Eisenbahn wurden, wie schon früher bemerkt, von dem Geheimen Regierungs- und Baurathe Th. Stein geleitet, welcher sie in einer besonderen Monographie (Berlin, Ernst und Korn) geschildert hat. In neuester Zeit (1876) wird die Hohnsdorfer Fundirung ebenfalls mit gemauerten Caissons, jedoch nur mit einem Schuhe von 0,37 Meter Höhe und 3300 Kilogramm Gewicht (8 Meter Durchmesser) ausgeführt.

15. Fundirung der Bugbrücke bei Teresopol.

Diese in Zuge der Eisenbahnlinie Teresopol-Brest befindliche Brücke ist in einer besonderen Abhandlung (Warschau, 1871) von

Fig. 125.



dem Ingenieur Th. Chrzanowski näher beschrieben worden, und wird ihr Ueberbau weiter unten erörtert werden.

Die Fundirung der drei Mittelpfeiler und der zwei Widerlager erfolgte pneumatisch; sie wurde in der Weise angeordnet, dass über die Caissons eiserne Tuben successive angebracht wurden, welche später mit kleinsteinigem Mauerwerke ausgefüllt wurden. Diese Fundirungsart selbst war auf der Ausstellung durch ein Pfeilermodell anschaulich gemacht.

Die Tuben der Mittelpfeiler bestehen aus Gusseisen in Sectionen von 6 Fuss 6 Zoll englisch Höhe, und reicht diese Mantelung bis zur Höhe der Brückenaufleger hinauf; die Tuben der Widerlager sind in Schmiedeisen von $\frac{3}{8}$ Zoll Stärke ausgeführt. Die Caissons sind überall aus $\frac{3}{8}$ zölligem Schmiedeisen construiert und haben 10 Fuss 1 Zoll Höhe; die Mittelpfeiler und Widerlager sind an beiden Enden abgerundet, haben eine Breite von 10 Fuss und eine Gesamtlänge von 29 Fuss 6 Zoll englisch.

Die Anordnung der Schleusse ist durch Figur 125 verdeutlicht; sie gipfelt in der Einrichtung einer Kettenförderung, deren Bewegungsmechanismen Aussen liegen; die Materialkammern AA, welche auch als Einsteigräume dienen, liegen im Innern der Schleusse; die Letztere ist über zwei Steig- und Förderschächte gestellt, welche einen Achsenstand von 4 Fuss 2 Zoll und einen Durchmesser von je 30 Zoll haben.

Die Maasseinheiten und Kosten des Pfeiler- und Widerlagersbaues sind in der folgenden Tabelle enthalten:

Specification	Quantitäten	Rubel	Kop.	Rubel	Kop.
<i>a) Zwei Widerlager.</i>					
Schmiedeisen, Pud	7.024.40	3	70 $\frac{1}{4}$	26.006	88
Beton, Kubikfaschen	20.65	180	—	3.716	82
Moellonmauerwerk, Kubik- faschen	44.98	170	—	7.646	94
Ziegelmauerwerk, Kubikfasch. Grosse Granitquadern, Kubikf. Kleine Granitquadern, Kubikf.	21.66 494.66 264.44	150 4 3	76 $\frac{1}{4}$ — —	3.175 1.978 793	66 64 32
Versenkung der Widerlager, Stück	2.00	9.400	—	18.800	—
				62.117	66

Specification	Quantitäten	Rubel	Kop.	Rubel	Kop.
<i>b) Drei Pfeiler.</i>					
Schmiedeseisen, Pud	8.028.085	3	70 $\frac{1}{4}$	29.723	99
Gusseisen, Pud	26.000.520	1	49 $\frac{3}{4}$	38.935	78
Beton, Kubikfaschen	31.484	180	—	5.667	12
Moellonmauerwerk, Kubik- faschen	98.159	170	—	16.687	03
Granitquadern, Kubikfuss	1.291.000	4	—	5.164	—
Deckelblech, Pud	93.024	6	—	558	14
Gusseiserne Zierungen, Pud	913.290	2	62	2.392	81
Versenkung der Pfeiler, Stück	3.000	9.400	—	28.200	—
				127.328	87
Gesamtsumme				189.446	53

16. Fundirung der Brücke über den Knippelbroo im Christianshafen zu Kopenhagen. (Dänische Abtheilung.)

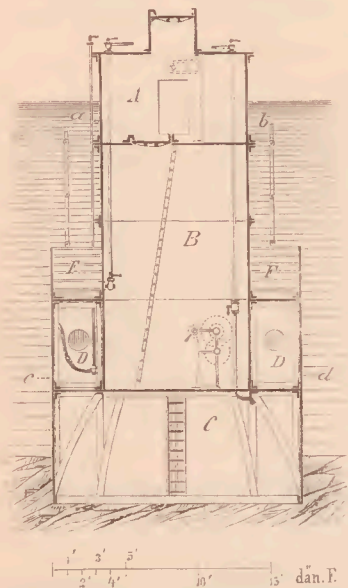
Eine der interessantesten Arbeiten im Gebiete pneumatischer Fundirung ist diejenige, welche der Chefingenieur W. Lüders zu Kopenhagen beim Baue der zwei Strompfeiler der Brücke über den Kneippelbroo im Jahre 1868 angewendet und auf der Wiener Ausstellung durch Zeichnungen und zugehörigen Text zur Anschauung gebracht hat.

Die Pfeiler dieser Brücke wurden je auf zwei Mauereylinder gestellt, welche massive Cylinder vermittelst comprimierter Luft aufgebaut wurden.

Das hierbei befolgte Verfahren ist um dessentwillen eigentümlich, weil der Caisson conform einer Taucherglocke nur als Schutzraum für die submarine Herstellung des Pfeilermauerwerkes diente und im Maasse der Herstellung des Letzteren wieder herausgezogen wurde.

Figur 126 verdeutlicht, wie der Caisson *C* durch eine aufgesetzte Röhre *B* und eine Luftschleuse *A* unter dem Wasser durch Eintreiben von comprimierter Luft zugänglich gemacht wird. Der Caisson hat 17 Fuss (alle Maasse dänisch, ein dänischer Fuss = 0,314 Meter), das Aufsatzrohr *B* und der Raum *A* hatten 10 Fuss Durchmesser.

Fig. 126.



Oberhalb des Caissons war um den Einsteigschacht *B* ein ringförmiger Raum *D*, *D* angeordnet, welcher, wie es der Grundriss Figur 127 zeigt, in acht einzelne Kammern getheilt war.

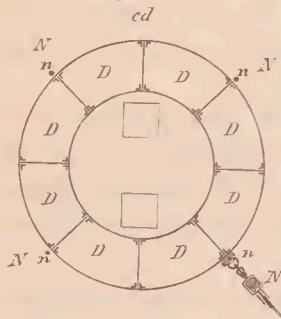
Diese Kammern konnten beliebig entweder mit comprimierter Luft oder mit Wasser gefüllt werden, wodurch man in die Lage gelangte, den Caisson zu belasten, oder ihn zu erleichtern, also schwimmend zu machen.

Die ringförmige Anordnung einzelner Kammern gestattete es auch, nur eine bestimmte Seite des Caissons zu belasten, so dass diese höchst einfache, aber sinnreiche Anordnung

eine stets senkrechte Lage des ganzen Apparates ermöglichte.

Ausserdem wurde die beliebige Belastung und Entlastung noch dadurch unterstützt, dass sich oberhalb dieser im Ringe lagernden Zellen *D* noch ein oben offener Ringraum *FF* befand,

Fig. 127.



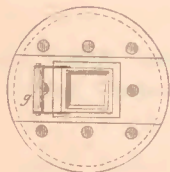
welcher zur Aufnahme eiserner Gewichte diente. Die erwähnten Zellen hatten eine Höhe von 6 Fuss und eine Tiefe von $3\frac{1}{2}$ Fuss.

Die Anordnung der Luftschleuse ist aus der Figur 128 im Schritte *ab* und in der Daraufrsicht ersichtlich gemacht; dieselbe besteht in der Bildung dreier Räume, und zwar eines Einsteigraumes und zweier Materialräume, aus denen Thüren sowohl in die freie Luft, als auch in den Schacht *B* führten.

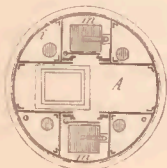
Die Förderung geschah vermittelst Kübel und Winden.

Alle horizontalen Thüren waren mit Gegengewichten *g* (vergleiche Figur 128) versehen.

Fig. 128.



ab



Der ganze eiserne Senkungsapparat hing in 4 Ketten (*a, b* in Figur 126), welche oben an den Versenkungsschrauben befestigt waren.

Die ausserordentlich starke Brandung im Christianshafen veranlasste jedoch bezüglich der vollkommenen Senkrechtheilung der Apparate, welche zwischen eingerammten Gerüsten nur ihre allgemeine Stellung erhielten, noch eine besondere Justirvorrichtung. Dieselbe bestand darin, dass an der Aussenwandung des eigentlichen Caissons in den vier Punkten *u* (vergleiche Figur 127) Ketten befestigt waren, welche schräg nach aufwärts gingen und oben an Flaschenzügen hingen.

Mittelt dieses Bollwerkes und der Justirvorrichtungen *A* konnte die senkrechte Stellung des ganzen Apparates behauptet werden.

Der ganze Glockenapparat wurde nun dazu benützt, um mittelst desselben durch das Wasser und in den Boden auf die gewünschte Tiefe einzudringen; in derselben angelangt, wurde nun unter dem Schutze der comprimierten Luft der volle Pfeiler successive aufgemauert und in dem Maasse dieser Aufmauerung der eiserne Glockenapparat wieder gehoben, so dass mit der Fertigstellung des Pfeilers auch die ganze Umhüllungsglocke wiedergewonnen wurde.

Bei dieser Manipulation der Hebung des Glockenapparates wurde eine gewisse Dichtung zwischen dem Mauerwerke und der Eisenwandung vermittelst Segeltuch hergestellt.

Es ist selbstverständlich, dass das hier angewendete Fundirungsprincip nur bei einer geringen Einsenkung in das Terrain gebraucht werden kann, weil entgegengesetzten Falles die Reibung zwischen der Glocke und dem Terrain zu gross sein würde, als dass man sie in noch praktischer Weise beheben könnte.

Thatsächlich war die Fundirung der Knippelbrooer Brücke auch eine solche, dass sie bei einer Wassertiefe von 24 Fuss nur $5\frac{1}{2}$ Fuss tief in den Solthornskalk eindrang. Um dieses Eindringen sehr rasch zu bewerkstelligen, hieb man unter dem Schutze der comprimierten Luft vorerst entlang den Wänden des Caissons

die gewünschte Tiefe ringförmig aus und beseitigte erst schliesslich den Bodenkern.

Man erzielte dabei eine genaue Ansicht der geologischen Verhältnisse, welche auf der Ausstellung durch Detailprofile erkenntlich gemacht waren.

Nach der Planumsherstellung für den ganzen Pfeiler wurde eine 3 Fuss starke Betonschicht, bestehend aus einem Theil Cement, zwei Theilen Sand und vier Theilen Schotter eingebracht und mit der Pfeileraufmauerung in der Weise begonnen, dass man einen Quader ring mit tüchtigen Bindern anlegte und den Pfeilerkern aus Ziegeln herstellte; diese Art des Mauerwerkes reichte bis 3 Fuss unter Nullwasser in die Höhe, und von da ab war das Mauerwerk voll in Quadern construiert.

Bei dem Heben des Caissons spielten die Ringkammern *D* und ihr Deckenraum die eigentliche Rolle, indem ihre Entlastung, unterstützt durch die Einwirkung der comprimierten Luft auf die Decke der Glocke, den ganzen Senkungsapparat zum Schwimmen und jeweilig in dem gewünschten Maasse zum Auftriebe brachte.

Ueber den raschen Fortschritt der Arbeit gibt die folgende Tabelle eine Auskunft, welche von nicht geringem Interesse ist.

Cylinder-Nr.	Ausgrabung der Fundamente in Stunden	Betonirung in Stunden	Aufmauerung der Pfeiler von 17 Schichten in Stunden	Aufenthalt bei der Arbeit in Stunden	Gesamter Zeitaufwand in Stunden
I	171	16	204	17	408
II	166	22	226	27	441
III	138	15	200	39	392
IV	242	48	307	16	613
					1.854

Die hier geschilderte, höchst interessante Fundirungsarbeit gibt Veranlassung zu der Bemerkung, dass das Knippelbrooer System bei grossen Wassertiefen und Felsenrund desshalb sehr rathsam erscheint, weil unter solchen Verhältnissen weder Bagge-

rung, noch Schutzwandung praktisch ist und die gewöhnliche pneumatische Fundirung mit eisernem Umhüllungscylinder sich weit kostspieliger gestaltet.

17. Schwimmergerüst für die Versenkung von Caissons.

(Ausgestellt von J. C. Zajiček. — Oesterreichische Abtheilung, Gruppe XVIII.)

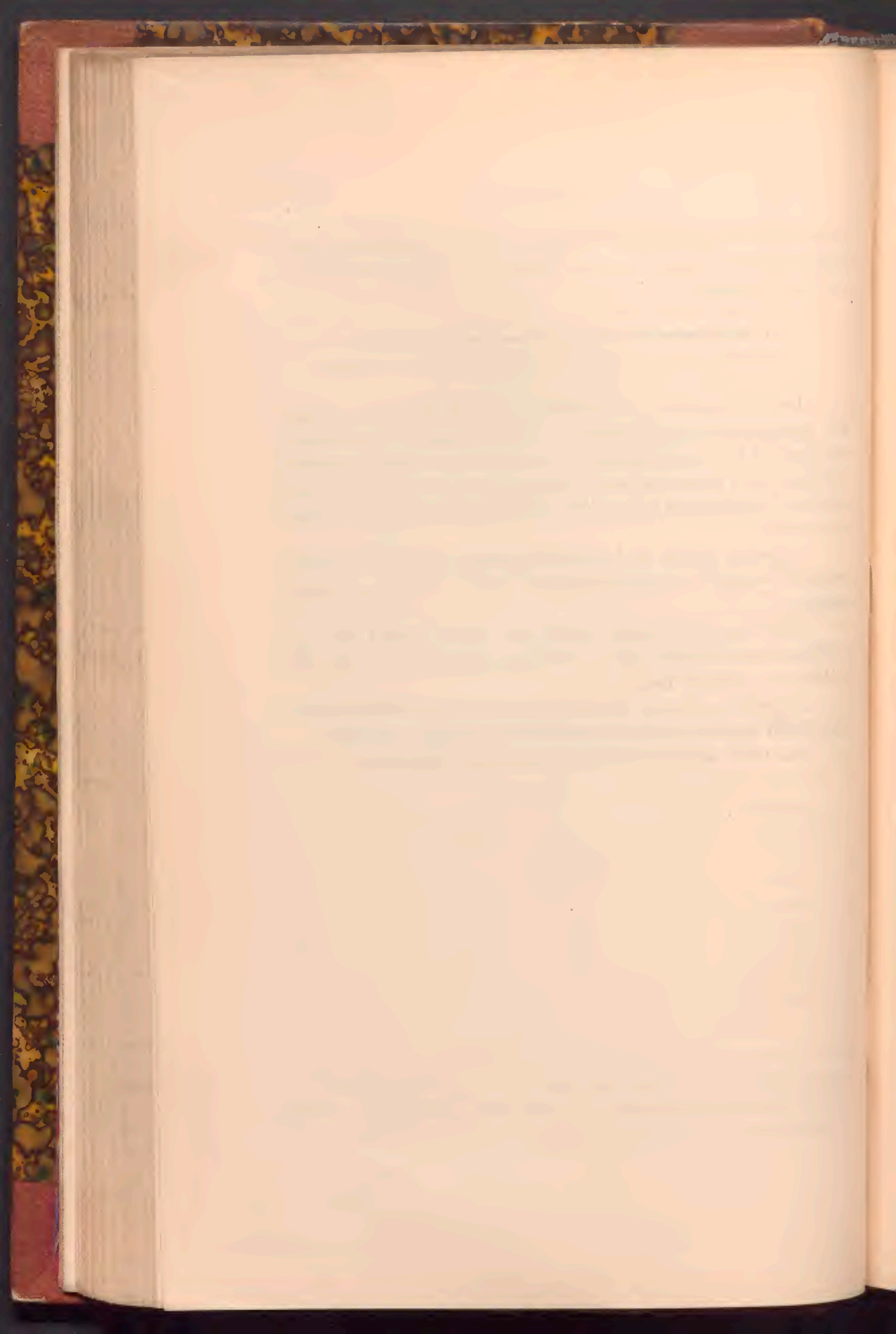
Der Oberingenieur der Westbahn zu Wien, Herr J. C. Zajiček, hat, angeregt durch die pneumatischen Fundirungen bei den Donaubrücken, ein Pontongerüst durch Zeichnung zur Anschauung gebracht, welches zur Versenkung von Caissons dient. Das Gerüst ist für Caissons-Dimensionen von 4.4 Meter Breite und von 15.5 Meter Länge construirt.

In jedem Ponton sind zwei Säulenwände von 6.4 Meter Höhe errichtet, welche die Balkenlage tragen, in der die Senkschrauben hängen.

Die Pontons haben eine Breite von 5.0 Meter, eine Länge von 30 Meter, eine Bordhöhe von 1.7 Meter und eine Bootentfernung von 5 Meter von Bord zu Bord.

Die auf dem Boden der beiden Boote ruhenden Säulenwände sind durch Streben verstärkt und durch Windstreben gekuppelt.

Das Gerüst machte den Eindruck grosser Einfachheit.



II. Abschnitt.

H ö l z e r n e B r ü c k e n .

I. Capitel.

Ihre historische Durchbildung.

Wie es durch den Gang der Cultur und durch die Eigenschaften der Baumaterialien begründet ist, muss den hölzernen Brücken ein grösseres Alter als den steinernen zugesprochen werden, und sind ohne Zweifel die Bäche und kleineren Flüsse früher mit festen Uebergangswerken versehen worden, als die grossen Flüsse und die Meerengen, über welche, wie schon die Werke des Darius über den Bosphorus, des Xerxes über den Hellespont und des Caligula über den Meerbusen von Bajä es erweisen, in den ältesten Zeiten Schiffbrücken geschlagen wurden.

Als eines der ältesten Werke grosser fester Holzbrücken muss unbedingt Cäsars Rheinbrücke angesehen werden, deren Construction uns neuerlich der auf dem Gebiete der Baukunst der Alten rühmlichst bekannte preussische Oberst A. v. Cohausen, gestützt auf den lateinischen Text des Cäsar und auf die geschichtlichen Forschungen über die Handwerksgebräuche der rheinischen Flösser, in geistreicher Weise auseinandersetzt.

Wir dürften des Weiteren auf keinen Widerspruch stossen, wenn wir annehmen, dass den dreifüssigen Jochen, wie sie aller Wahrscheinlichkeit nach Cäsar gebraucht hat und wie sie heute noch im Sauerlande zu fliegenden Brücken verwendet werden, die fester gestellten Joche aus senkrechten und schräggestellten Pfählen folgten; dass diese Joche sodann gerammt wurden (die Kunst des Rammens ragt ja, wie die aufgefundenen Pfahlbauten es erweisen, bis in die älteste Geschichte der Menschheit) und diese Joche wieder in einer späteren Zeit durch den Bau steinerner Pfeiler, wie wir ihn

nach Diodor aus der Euphratbrücke in Babylon und bei der Trajansbrücke nach den Resten im Donauflusse und nach dem Relief auf der Trajanssäule kennen — in kunstgeschichtlicher Richtung betrachtet — verdrängt wurden.

Wie uns die Geschichte der steinernen Brücken lehrt, haben diese Werke von der ältesten Zeit angefangen, bis herauf zu dem Ende des vorigen Jahrhunderts jedoch vielfach an den Nachtheilen der mangelhaften Fundirung gelitten, und dieser Umstand, dann die Kostspieligkeit solcher Steinwerke, die Schwierigkeit des Entwurfes und die lange Bauzeit, welche sie ehemals erforderten, sind die Ursachen, dass der Bau der hölzernen Brücken durch die ganze geschichtliche Zeit hindurch so lange in thatkräftiger Ausübung blieb, bis die neueste Zeit die Technik derart gefördert hatte, dass die genannten hemmenden Ursachen in Wesenheit gemildert wurden.

Namentlich förderlich dem Bau hölzerner Brücken waren diejenigen Strassenlücken, welche wir bei der Vermehrung der steinernen Brückenwerke, weiter unten in der Geschichte der letzteren kennen lernen werden, da diese Verkehrslücken nothgedrungen ausgefüllt werden mussten durch den Bau von Uebergangswerken, denen die Billigkeit und Raschheit der Herstellung als Merkmal dienen.

Was nun die Ausbildung der Constructionsarten aus den durch Sattelhölzer verstärkten Balken, aus dem Hängewerke und aus dem Sprengwerke heraus betrifft, welche Constructionsarten schon im XVI. Jahrhundert eine wesentliche Durchbildung verrathen, wie es die Werke von Paladio bei Basano und Trient erweisen, so ist dieselbe wesentlich erst in der zweiten Hälfte des vorigen und zu Anfang des gegenwärtigen Jahrhunderts gefördert worden.

Besonders waren es auf dem Continente die Schweizer Meister Ulrich Grubenmann von Teufen, Ritter aus Luzern, dann die Meister Kink in Tirol, Fuchs und Funk in Deutschland, ferner die Ingenieure Morand, Delorme, Lamblardie, Gauthey und Mignerou in Frankreich, welche zu dieser Durchbildung wesentlich beigetragen haben, und sind namentlich die Leistungen von Etzel 1786 bei der Mellingerbrücke in der Schweiz (55.08 Meter Spannweite) und bei der Plockinger Brücke in Württemberg (zwei Oeffnungen à 57.4 Meter Spannweite), ferner die Leistungen von Ulrich Grubenmann bei der im Jahre 1757 erbauten Rheinbrücke zu Schaffhausen (51.97 Meter

Spannweite), des Weiteren jene von Gross in Galizien (101 Meter Spannweite), endlich die ganz hervorragende Leistung von Johann Grubenmann zu erwähnen, welcher 1778 die Brücke bei Wettingen über die Linmat von 118.⁸⁹ Meter Spannweite erbaute.

Der eigentliche Aufschwung im Baue hölzerner Brücken von grosser Spannweite datirt jedoch erst von Wiebeking an; denn während der Bau von Pfahl- und Jochbrücken bei Passau, Markel, Schärding, Plattling und Neustadt; der Bau der Sprengwerkbrücken bei Bogenhaussen, Lechhausen und bei Friedberg; dann der Bau der Hängewerksbrücken von Diep (8.¹⁰ Meter), Cahors (22.⁶⁸ Meter), Lyon (11.⁷ Meter), Brenta, Savines (22.⁶⁸ Meter) und Mellingen (55.⁰⁸ Meter); endlich die Verbindung von Häng- und Sprengwerken des Perronet'schen Entwurfes zur Seinebrücke (31.¹ Meter Weite), der Wiener Weissgärberbrücke (zwei Oeffnungen à 39.⁵ Meter), der von Demoustier und Duvivier 1802 erbauten Citébrücke (zwei Öffnungen à 31.⁴ Meter) und vieler anderen Brücken in Württemberg, Sachsen und Frankreich, auch der Kehler Rheinbrücke — schon ganz bedeutsame Fortschritte im Brückenbaue darstellen, vermochte doch noch Gilly 1804 in seinem Werke die Behauptung aufzustellen, dass die Felder der ordinären Jochbrücken nur 6.5 Meter Spannweite betragen dürfen und dass man für grössere Öffnungen auf Häng- und Sprengwerke angewiesen sei. Die französische Schule also, deren ausserordentlich grosse Leistungen wir in der Geschichte der steinernen Brücken anstaunen, hat demnach auf dem Gebiete der hölzernen Brücken nicht durchgegriffen; vielmehr war es dem Deutschen Wiebeking vorbehalten, auf diesem Gebiete weit ausgreifende Schritte zu thun, welche, wiewohl sie einer Specialität galten, zu einer neuen Epoche im Baue der hölzernen Brücken führten, auf die Deutschland noch heute mit Stolz zurückblicken darf.

Wiebeking bog bekanntlich seine Hölzer, während Demoustier, Duvivier und Andere eine runde Form durch Aushauung erzielt hatten, und sind es die Brücken von Neu-Oettingen, Freising und Augsburg, welche 1807 als Erstlingswerke Wiebekings in Bayern entstanden. Die Leistungen dieses Ingenieurs, welche sich unzweifelhaft an die Muster der gewölbten Brücken der französischen Schule anlehnten, und welche in den Brückenwerken der

Römer, dann in den naheliegenden Werken der Zimmermeister Kink und Fuchs, welche Beide schon vor Wiebeking gebogene Balken verwendeten, ihre Vorbilder hatten, griffen rasch um sich, wie dies das folgende Verzeichniss der hervorragenden Brücken darthut, welche von Wiebeking erbaut worden sind.

Brücke	Bau- beginn	Anzahl der Oeff- nungen	Spann- weite, Meter
Neu-Oettingener Brücke über den Inn	1807	5	34.7
Freisingener Brücke über die Isar	1807	2	51.5
Augsburger Brücke über den Lech	1808	3	38.2
Etringener Brücke über die Wertach	1808	1	46.7
Biesenhofener Brücke über die Wertach . . .	1808	1	35.0
Irsingener Brücke über die Wertach	1808	1	42.1
Schärdinger Brücke über den Rottfluss	1808	1	64.8
Bamberger Brücke über die Regnitz	1809	1	69.7
Vilshofener Brücke über den Vilsfluss	1809	1	59.9
Göggingener Brücke über die Vils	1809	—	25.9
Freisingener Brücke über die Amper	1809	—	32.4
Schütte Brücke zwischen Kempten u. Lindau .	1809	—	19.4
Kehlheimer Brücke über die Donau (Project)	1809	3	58.3
Markeler Brücke über den Inn (Project) . . .	1809	3	48.0
Kufsteiner Brücke über den Inn (Project) . .	1809	3	37.3
Altenmarkter Brücke über den Alzfluss . . .	1809	1	48.0
Münchener Brücke über die Isar (Project) . .	1809	1	92.7
Neuburger Brücke über die Donau	1810	1	52.5
Rosenheimer Brücke über den Inn	1810	3	40.2
Mühdorfer Brücke über den Inn	1812	3	40.5
Münchener Brücke über die Isar	1812	3	40.3
Bamberger Brücke über die Rednitz	1814	2	24.3
Dillingener Brücke über die Donau	1816	3	31.4

Die bedeutenden Leistungen von Wiebeking bezüglich der Festhaltung grosser Spannweiten und bezüglich der constructive-Ausnützung des Holzes brachen dem Speculationsfelde Bahn und es entstanden seit dem Anfange unseres Jahrhunderts eine nicht geringe Anzahl neuer Holzbausysteme.

Wir rechnen hierher das Princip der Balkenverstärkung bei den sogenannten österreichischen Knüttelbrücken; das Bogenhängwerk von Funk nach de l'Orme; das Bogenhängwerk von Pechmann; das Wiebeking'sche Bogenhängwerksystem (Reichenhallbrücke über den Salach 30.0 Meter Spannweite, Günzburgbrücke 22.0 Meter Spannweite, Rheinbrücke 31.1 Meter Spannweite und Passauer Brücke über die Donau 35.6 Meter Spannweite); das Bogenhängwerksystem von Emy; das Polygonsystem von Barrés du Mollard und Mylne; das System Moller (1836 beim Baue der Ederbrücke zu Battenfeld 30 Meter Spannweite und der Murgbrücke bei Rastatt); ferner das System Polonçeau und Wiegmann, betreffend den armirten Balken; und das System Laves.

Einen eigenthümlichen Aufschwung hat der Bau hölzerner Brücken bekanntlich in Amerika erfahren, ein Aufschwung, welcher seit circa 1830 besonders durch die dortigen Eisenbahnbauten erheblich gefördert wurde und den uns K. Culmann (Försters „Bauzeitung“, 1851) so eingehend geschildert hat.

Eine der ältesten unter den grösseren hölzernen amerikanischen Strassenbrücken ist die im vorigen Jahrhundert von Burr nach dessen Systeme erbaute Delaware-Bogenbrücke mit fünf Öffnungen, von 48.3 Meter, 54.9 Meter und 61.97 Meter Spannweite.

Die heute eigenthümliche Richtung der Construction amerikanischer Brücken wurde jedoch 1829 durch das bekannte Long'sche System angebahnt, welches Fachwerk auch in seinen Verticalen aus Holz besteht und im Maximum bis zu 74.2 Meter Spannweite angewendet wurde. Dieses System verbesserte, wie wir wissen, Howe durch Substituierung der Verticalen aus Zageisen in Schraubenform, ein System, welches in Detailvervollkommnungen neuestens in Europa überhaupt und in Russland insbesondere wesentliche Verbreitung gefunden hat. Einige der wichtigsten der Howe'schen Brücken grosser Spannweite sind: die

	Meter
Brücke zu Besigheim mit der Maximalspannweite von . . .	43.65
„ „ Kempten „ „	43.70
„ „ Rock-Island „ „	45.71
„ „ Waltenhofen „ „	52.56
„ „ Chikapoe „ „	52.73
„ „ Springfield „ „	54.86
„ „ Wittenberge „ „	56.18
„ „ Bandon „ „	60.00
„ über die Msta „ „	60.81

Neben dem Howe'schen Fachwerkträger bildete sich auch Anfangs der Dreissiger Jahre das System Town aus, welches in seinen grössten Spannweiten auf der New-York-Harlemer Eisenbahnlinie mit 33.53 Meter und auf der Südbahn in Virginien zu Richmond über den Jamesfluss in zwölf Öffnungen mit 45.72 Meter und 46.68 Meter ausgeführt wurde, und um dessentwillen geschichtlich hoch interessant ist, weil es unseren eisernen Gitterbrücken vornehmlich als Vorbild gedient hat.

Ein eigenthümliches, sich an die Grundgedanken Wiebeking's und Emy's anlehnendes System von Bogenbrücken (nordamerikanische Bogenbrücken) ist das schon früher erwähnte System Burr, welches seinen Bogen, wie das Emy'sche System aus flach übereinander gelegten Bohlen bildet und die durch Streben versteifte Fahrbahn in Hängeform trägt; derlei Strassenbrücken wurden nebst der schon erwähnten Delawarebrücke auch über den Lehigh bei Manch-Chunk mit 43.9 Meter Spannweite, ferner schon 1801 zu Schuylkill bei Philadelphia (59.33 Meter) erbaut. Dieses Burr'sche System ist später mit dem Long- und Howe'schen Systeme dahin vereinigt worden, dass der Fachwerkträger durch einen ihn durchdringenden Bogen versteift wurde; nach diesem Principe wurde später für Eisenbahnzwecke unter Anderen 1832 bekanntlich die Susquehannabrücke bei Columbia mit 60.96 Meter Spannweite, fast zur selben Zeit die Schuylkillbrücke bei Philadelphia mit 97.54 Meter Spannweite, dann die Mill-Creekbrücke bei Cincinnati mit 59.44 Meter, die Waterscreekbrücke der Carolinabahn mit 29.57 Meter, die Bulingtonbrücke mit 42.7 Meter und die Bellow-Falls-Brücke über den Connecticut mit 53.34 Meter Spannweite erbaut. Eine wesentliche Veränderung erfuhr dieses combinirte Burr'sche System durch Brown und Thayer dadurch, dass die

selbständige Bogenwirkung aufgehoben und letztere in die Construction des Fachwerkes einbezogen wurde. Beispiele solcher Brücken sind die verschiedenen bis zu 76.2 Meter Spannweite ausgeführten Uebergangswerke der New-York-Eriebahn.

Diese nur in Details von einander abweichenden Systeme von Brown und Thayer haben sich bekanntlich, und wie dies insbesondere unser Altmeister Henz in seinem ausgezeichneten Reiseberichte (1862) motivirt, vornehmlich deshalb nicht bewährt, weil vermöge des Bogenschubes die untere Gurtung vielfach beschädigt wurde.

Man führte deshalb das sogenannte „verbesserte Howesche System“ mit selbständiger Bogenwirkung auf den Pfeiler und die constructivere Verbindung des Bogens mit der Gitterwand ein, nach welchem System namentlich die bedeutende Holzbrücke zu Dawenport über einen Arm des Mississippi mit 76.20 Meter Spannweite erbaut wurde. Indess wurde auch die hier angestrebte vortheilhaftere Verbindung zwischen Fachwerk und Bogen nicht für genügend erachtet und der Übelstand des horizontalen Bogenschubes neuerdings erkannt, so dass Callum, wie uns Henz auseinandersetzt, zu einer Construction schritt, bei welcher die Obergurten in Bogenform gewählt und der Bogenschub durch ein Strebensystem auf den Pfeiler verpflanzt wurde.

Dieses System, welches sehr an die Form unserer heutigen Halbparabelträger erinnert, wurde mehrfach bei Eisenbahnbrücken verwendet und namentlich bei der Lanesboroughbrücke über den Susquehanna mit 57.93 Meter Spannweite und bei der Delawarebrücke in der New-York-Eriebahn mit 79.25 Meter Spannweite gebraucht.

Die reinen Holzbogenbrücken, nach deren System unter Anderem 1848 die Cascadenbrücke in der New-York-Eriebahn mit 53.34 Meter Spannweite erbaut wurde, haben ebenso, wie die einfachen Hängewerksbrücken, z. B. die Passaicbrücke der New-Jersey-Bahn mit 19.5 Meter Spannweite in Amerika keine Verbreitung gefunden. Auch ist es schon seit dem Henz'schen Berichte bekannt, dass auch in Amerika die Auswechslung der grösseren hölzernen Brücken durch eiserne nach und nach vor sich geht.

Einer besonderen Specialität im Baue hölzerner Brücken müssen wir noch dahin erwähnen, dass in Amerika bekanntlich hohe Dämme durch hölzerne Viaducte vielfach dort ersetzt werden,

wo die Holzpreise gering sind, der Dammboden nicht geeignet erscheint, an Bauzeit gespart werden muss, oder wo es an Arbeitern fehlt, um umfangreiche Einschnitts- und Dammerstellungen sehr rasch und billig ausführen zu können. Diese Viaducte (tressle-works), mit deren Construction uns ebenfalls schon Henz eingehend bekannt gemacht und von denen uns kürzlich der Ingenieur Pontzen (1876) durch die „Zeitschrift des österreichischen Architekten- und Ingenieurvereines“ interessante Detailberichte geliefert hat, werden auch in neuester Zeit noch vielfach nützlich erbaut, und erwähnen wir hierhergehörig der zahlreichen diesfälligen Werke auf der Burlington-Missouribahn und der Central-Pacificlinie, insbesondere auch des 30.5 Meter hohen Longravine- und des 71.4 Meter hohen Portageviaductes auf der Bahn zwischen Buffalo und New-York; dann des Dale-Creek-Viaductes der Union-Pacific-Bahn. Pontzen rechnet bei 7 bis 15 Meter hohen Gerüstbrücken einen Holzbedarf von 0.16 bis 0.20 Kubikmeter Holz pro Quadratmeter Aufrissfläche der Brücke.

Während in Amerika und Russland und in waldreichen und der Cultur entlegenen Gebieten überhaupt der Bau hölzerner Viaducte und Brücken (wir erinnern dabei an den kühnen Holzbau der 57.95 Meter hohen Holzpfiler der Geneseebrücke bei Portage) auch heute noch eine grosse Rolle spielt und dieselbe noch für lange Zeit behalten dürfte, hat die Ausbreitung des Bergbaues und des Hüttenwesens in unseren Culturländern den Bau grosser hölzerner Übergangswerke verdrängt. Trotzdem dürfen aber auch wir, wie so vielfach angenommen wird, das Studium des Baues grosser hölzerner Brücken nicht in den Hintergrund stellen, weil uns selbst die Einzelheit des Falles noch alle Tage treffen kann; besonders aber sind wir heute noch genöthiget, der Herstellung kleiner hölzerner Übergangswerke, deren Construction so hoch ausgebildet ist, unsere vollste Aufmerksamkeit zuzuwenden, weil sich die Ansprüche derartiger Provisorien noch in vielen Fällen der Praxis geltend machen.

Es ist desshalb die Bemerkung keine angenehme gewesen, dass der Bau der hölzernen Brücken auf der Wiener Weltausstellung vornehmlich nur antiquirt und in seinen neuen Formen äusserst spärlich vertreten war, wie dies die nachfolgende Aufzählung der hervorragendsten, zur Ausstellung gelangten Objecte zeigt.

II. Capitel.

Ihre Vertretung auf der Ausstellung.

1. Feigenbrücke bei Botzen.

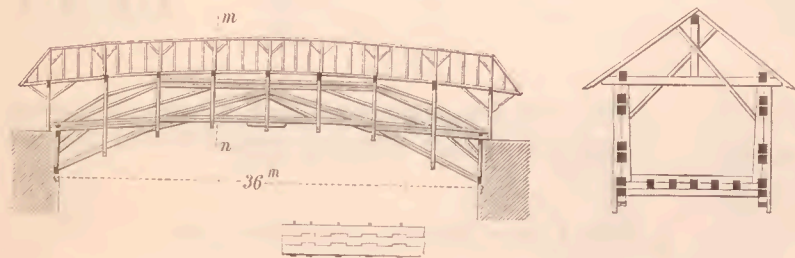
(Ausgestellt von Hinterwaldner in der additionalen Ausstellung.)

Diese Brücke ist überdacht, hat (nach dem Modelle) eine Spannweite von 36 Meter und eine Breite von circa 6.2 Meter.

Die Construction der Roste ist aus der Figur 129 zu ersehen und hat dieser Tragrost eine Pfeilhöhe von 3 Fuss.

Diese Brücke wurde im Jahre 1812 erbaut.

Fig. 129.

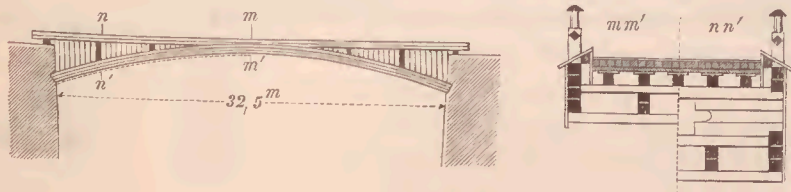


2. Passerbrücke.

(Ausgestellt von Hinterwaldner in der additionalen Ausstellung.)

Diese in der Figur 130 zur Anschauung gebrachte Holzbrücke über die Eisack in Tirol ist sowohl durch die Einfachheit des gedübelten Bogenbalkens, wie durch die grosse Spannweite von 32.5 Meter (soweit solche im Modelle erüirt werden konnte) sehr beachtenswerth.

Fig. 130.



Die Brücke wurde im Jahre 1818 von dem Zimmermeister Mayer erbaut und hat zu jener Zeit 3965 fl. $33\frac{3}{4}$ Kreuzer Wiener Währung gekostet.

3. Blumauer Brücke.

(Ausgestellt von Hinterwaldner in der additionalen Ausstellung.)

Diese in Figur 131 dargestellte Brücke liegt im Bozner Kreise, führt über die Eisack, hat 39.9 Meter Spannweite und

Fig. 131.



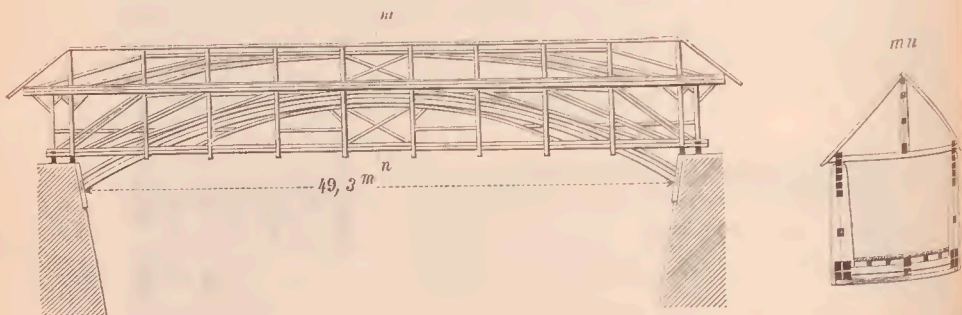
wurde im Jahre 1818 von dem Zimmermeister Kinck für die Summe von 4588 fl. $5\frac{3}{4}$ Kreuzer Wiener Währung erbaut.

4. Project einer gedeckten Brücke bei Nevis.

(Ausgestellt von Hinterwaldner in der additionalen Ausstellung.)

Dieses in Figur 132 wiedergegebene Project über den Neviser Wildbach wurde im Jahre 1825 angefertigt und ist vermöge der grosse Spannweite von 49.3 Meter von nicht gewöhnlichem Interesse.

Fig. 132.

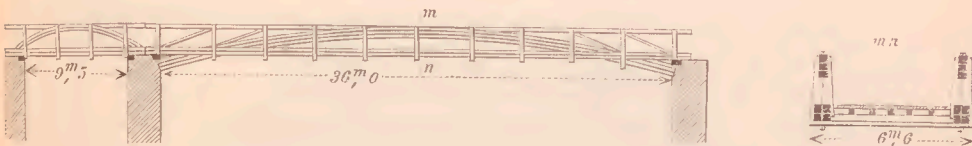


5. Neviser Brücke über den Avisio.

(Ausgestellt von Hinterwaldner in der additionellen Ausstellung.)

Diese in Figur 133 dargestellte Brücke befindet sich im Trienter Kreise, hat zwei Öffnungen von 9.5 Meter, respective 36.0 Meter Spannweite und wurde in den Jahren 1820—1821 von Stephan Eicher für den Accordpreis von 6677 fl. 10¹/₂ Kreuzer Wiener Währung angefertigt. Das Modell war in einem Maassstabe von 1 Zoll = 3 Fuss gearbeitet.

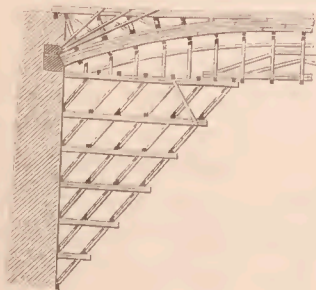
Fig. 133.



6. Modell einer Holzbrücke, sammt Gerüst.

(Ausgestellt von Hinterwaldner in der additionellen Ausstellung.)

Fig. 134.



Dieses im Jahre 1825 gefertigte Modell von 1.3 Meter Grösse ist durch die nachstehende Figur 134 verdeutlicht; es war leider ohne Maassstab ausgestellt und würde, wenn wie bei den übrigen Modellen 1 Fuss = 3 Zoll gerechnet wird, eine Spannweite von 46.8 Meter repräsentiren.

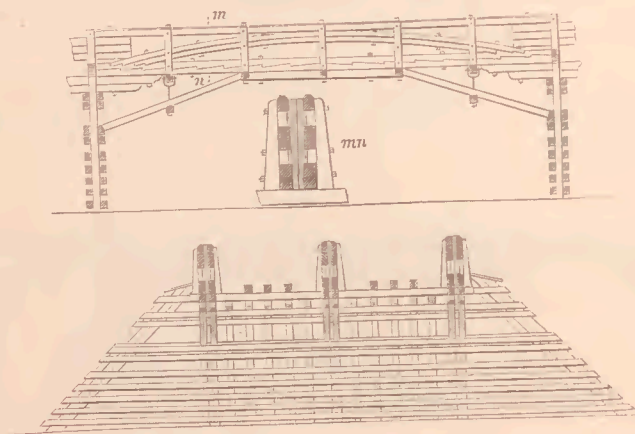
In dem Gerüste ist insbesondere das Moment der Freihaltung der Durchflussöffnung beachtenswerth.

7. Nordbahnbrücke bei Wien.

(Additionelle Ausstellung.)

Die alte hölzerne Nordbahnbrücke bei Wien war durch das Modell eines Feldes derselben zur Anschauung gebracht, und gibt die Zeichnung Figur 135 näheren Aufschluss über die daselbst angewendete Construction.

Fig. 135.



Der Freundlichkeit des Herrn Centralinspectors R. v. Stockert verdanke ich einige nähere Mittheilungen über die alten hölzernen Nordbahnbrücken bei Wien, welche Mittheilungen für den weiteren technischen Kreis von Interesse sein möchten.

Diese alten Nordbahnbrücken bestanden aus der Kaiserwasserbrücke und aus der grossen Donaubrücke; die erstere hat eine Länge von 179.7 Meter, eine mittlere Höhe der Schiene über dem Nullwasser von 6.8 Meter, und 9 Oeffnungen von 17.7 bis 19.9 Meter Spannweite; die grosse Donaubrücke hatte eine Länge von 439.7 Meter, eine mittlere Höhe der Schiene über Nullwasser von 7.6 Meter und 24 Oeffnungen zwischen 14.6 Meter und 20.7 Meter. Beide Brücken hatten zusammen 619.4 Meter Länge, und bei einer ungefähren mittleren Höhe von 7.2 Meter repräsentirte das Längenprofil eine überbrückte Aufrissfläche von rund 4460 Quadratmeter.

Der Bau beider Brücken erfolgte im Jahre 1837 für zwei Geleise und kostete zu jener Zeit 158.475 fl. Cmze. = 166.398 fl. 75 Kreuzer österr. Währ.

Der laufende Meter Brückenlänge kostete demnach 268.₆ fl. und ein Quadratmeter Aufrissfläche 37.₃ fl. österr. Währ.

Bezüglich der Unterhaltungsarbeiten ist zu erwähnen, dass nach den Angaben der Nordbahndirection von 7 zu 7 Jahren ein Umbau erforderlich war, und dass die hierfür aufgewendeten Gesamtkosten für den Zeitraum von 1837 bis 1873 die Summe von 1,705.189 fl. österr. Währ., somit pro Jahr rund 41.860 fl. betragen. Auf den laufenden Meter reducirt, kostete also die jährliche Unterhaltung der Brücke 67.₆ fl., respective pro 1 Quadratmeter der Aufrissfläche = 9.₄ fl.

Es ist selbstverständlich, dass in den einzelnen Jahren die Unterhaltungskosten sehr differirten, und haben dieselben namentlich in den letzten Jahren bedeutende Höhen erreicht; so betrug dieselben 1869 allein, für beide Brücken zusammen circa 124.000 fl. und in den Jahren 1871 und 1872 jedesmal circa 113.000 fl.

Aus den vorstehenden Zahlen erhellt jedoch zur Genüge, dass der Bau hölzerner Brücken gegenüber den eisernen in Fällen, wie der vorliegende, finanziell weit vortheilhafter ist; indessen sind die Unzukömmlichkeiten hölzerner Überbrückungen grosser Flüsse doch von einer solchen Bedeutung, dass die eventuellen Mehrkosten eiserner Flussüberbrückungen, wie es auch durch die Erfahrung bestätigt ist, nicht nur gerechtfertigt, sondern, und dies namentlich bei hohen Brücken, geboten erscheinen.

8 Provisorische Eisenbahnbrücke über den Pass im Zuge der Eisenbahn zwischen Alar del Rey und Santander.

(Spanischer Pavillon.)

Diese Brücke hat 18 Oeffnungen à 10 Meter und eine Höhe der Fahrbahn von 8.₃ Meter.

Jedes Feld bildet für sich ein Sprengwerk, welche zusammen den continuirlichen Hauptrost durch Vermittelung von Sattelhölzern tragen.

Die Joche ruhen auf einem Helme, welcher auf die eingrammten Pfähle gekämmt ist, und ist jedes Joeh zweimal in seiner Höhe mit gekuppelten Langhölzern verstärkt, welche die Streben für das Sprengwerk, respective für die Sattelhölzer tragen. Der Fuss der Joche ist durch einen Steinwurf geschützt.

9. Normalzeichnung für hölzerne provisorische Brücken im Zuge der Lemberg-Czernowitz-Jassy-Eisenbahn.

(Rumänische Abtheilung.)

Besonders beachtenswerth ist das Normale für solche Provisorien, welche Brücken von 180 Fuss Spannweite ersetzen. Diese Brücken bestehen aus 4 Oeffnungen à 46 Fuss, haben einen continüirlichen Holzträger, der aus der Verdübelung von 4 Balken in der Gesammthöhe von 5 Fuss 2 Zoll besteht.

An den Jochstellen wird dieser Träger durch Sattelhölzer gefasst, die mit zwei 10 Zoll hohen Querhölzern untergriffen werden, weil das Joeh nicht aus einfachen Wänden, sondern aus zwei senkrechten und zwei schrägen Pfahlreihen besteht.

10. Brücke über den Fluss Jagodnuja in Russland.

(Russische Abtheilung.)

Die Zeichnung Figur 136 stellt die betreffende Holzconstruktion dar; doch war das Maass der Spannweite nicht zu ermitteln.

Fig. 136.



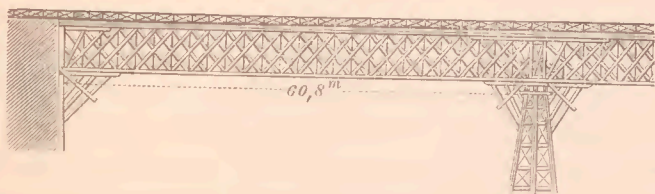
11. Brücke über den Fluss Msta.

(Russische Abtheilung.)

Die allgemein bekannte Construction dieser im Zuge der Petersburg-Moskauer Eisenbahn liegenden und im Jahre 1844 erbauten Holzbrücke über den Fluss Msta, welche im Jahre 1869 am 30. October theilweise abbrannte, ist nicht nur wegen der Anordnung der Gitterwand, sondern wegen der hölzernen Thurmpfeiler von grossem Interesse.

Die Zeichnung Figur 137 gibt eine Darstellung der betreffen-

Fig. 137.

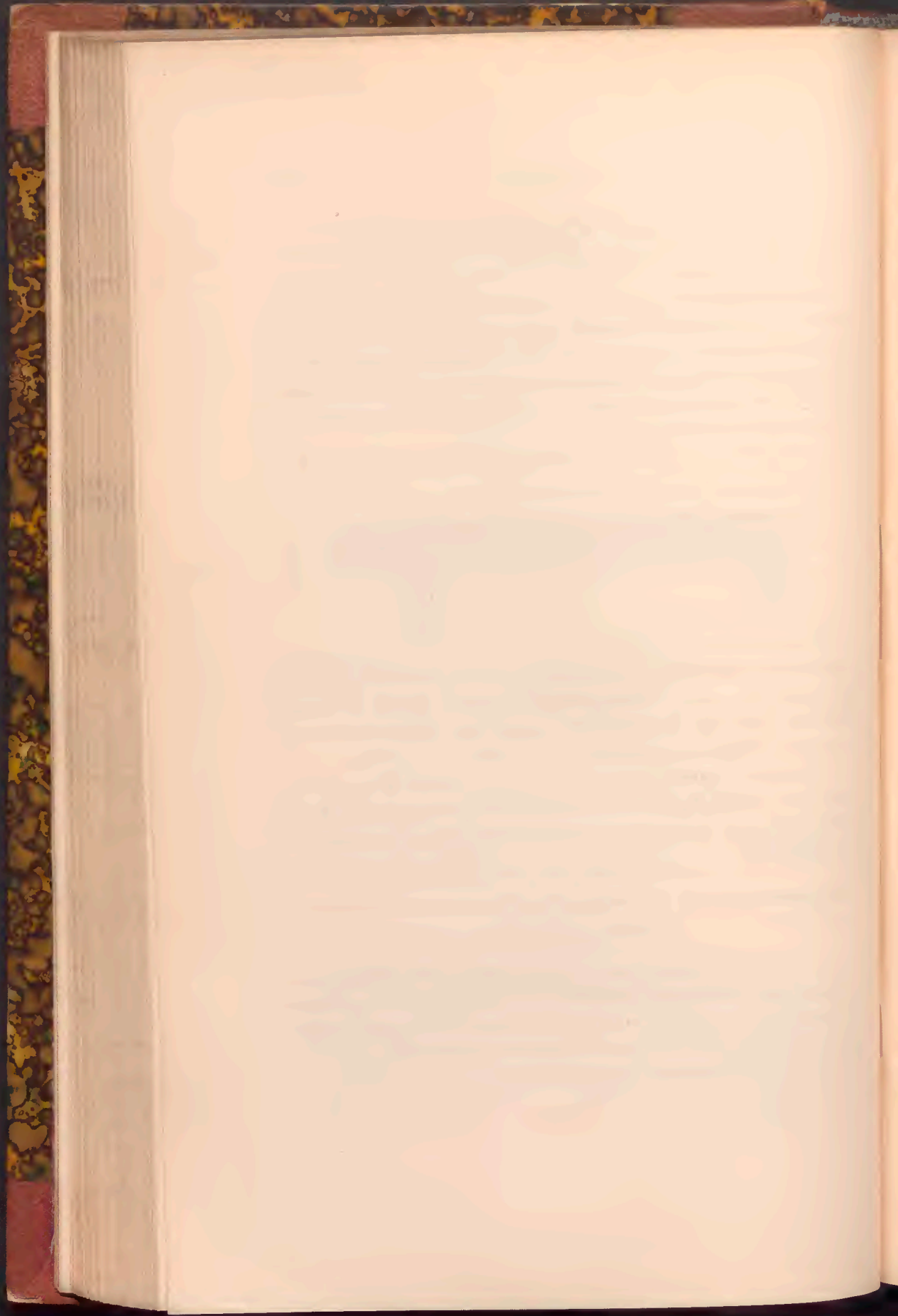


den Construction; die Spannweite der einzelnen Felder misst 28.5 Sassen = 60.8 Meter, die Brückenbreite beträgt 9.6 Meter und die Höhe der Thurmpfeiler, welche auf Mauerwerk ruhen, misst 21.34 Meter.

Die ganze Brücke bestand aus 9 Feldern à 60.8 Meter Spannweite; die Fahrbahn war von 3 Howe'schen Trägern à 5.49 Meter Höhe getragen und lag 33.0 Meter über dem gewöhnlichen Wasserstande.

12. Brücke über den Ter zwischen Ripoll und Olot in der Provinz Gerona in Spanien.

Die Brücke besteht aus einem gewöhnlichen Hängewerke und hat die bedeutende Spannweite von 33 Meter; ihre Breite beträgt jedoch nur 3.0 Meter. Der aufgehängte Balken ist aus fünf durch Überblattung, Keil und eiserne Verlaschung mit einander verbundenen Holzlängen zusammengesetzt.



III. Abschnitt.

Steinerne Brücken.

I. Capitel.

Geschichtliche Entwicklung des Baues gewölbter Brücken.

Der Bau gewölbter Brücken, dieser Leitfaden in der Entwicklung der Ingenieurwissenschaften, war auf der Ausstellung nur durch wenige Staaten und namentlich nur durch Deutschland, Frankreich, Italien, Rumänien, Russland und Spanien vertreten; die fünf ersteren Länder brachten vorwiegend nur Constructionsdetails und einzelne hervorragende Werke, Spanien dagegen aber eine reiche und gewählte Sammlung seiner steinernen Brücken. Diese werthvolle Sammlung, welche Spanien bot, ragte auch bedeutungsvoll in das kunstgeschichtliche Gebiet des Brückenbaues und erinnerte lebhaft an den Satz: dass die Geschichte unser bester Lehrmeister sei.

Wie kein anderer Zweig unseres Faches greift die Geschichte der gewölbten Brücken in alt vergangene Zeiten, aus denen die erbauten Werke als ihre echten Denksteine und maassvolle Zeichen auf uns überkommen sind. Diese Denkmäler widerspiegeln nicht nur den Charakter der historischen Epochen, sondern auch das Bildungsmaass der Ingenieure dieser Zeiträume; und ist es die letztere Thatsache, welche einen Ueberblick der geschichtlichen Entwicklung des Baues gewölbter Brücken veranlasst, sobald es sich darum handelt, die seither erzielten Fortschritte zu würdigen.

Man kann die Geschichte der gewölbten Brücken, welche sich vornehmlich auf die Quellenwerke von Strabo, Diodor, Vitruv und Frontin, dann auf die Kritiker Hirt, Guhl, Koner, Rosenthal und Baumeister, ferner auf die Sammelwerke von Gauthier, Leopold, Wiebeking, Müller, Röder, Bühler, Wesermann, Schubert, Heinzerling, Winkler, Fontenay etc. gründen lässt, nicht wohl, wie es zuerst Röder gethan, in Perioden trennen, welche ohne Commen-

tar mit bestimmten Jahren abschliessen, sondern sich höchstens an die allgemein gewohnten geschichtlichen Epochen insoferne anlehnen, als im Verfolge dieser Zeiträume: Entwicklung, Aufblühen, Verlöschen, Wiederaufleben, Fortschritt, Entfaltung, und erneute Blüte wahrnehmbar sind. Eine chronologische Ordnung des Gegenstandes lässt sich demnach folgend vornehmen.

I. Alterthum	a) Entstehung	Entstehung der orientalischen Reiche bis Alexander dem Grossen	3000 vor Chr. bis 336 vor Chr.
	b) Aufblühen	Alexander der Grosse bis zum Beginn der Völkerwanderung	336 vor Chr. bis 375 nach Chr.
II. Mittelalter	c) Verfall	Völkerwanderung bis zum Beginn der Kreuzzüge	375 nach Chr. bis 1096 nach Chr.
	d) Aufleben	Beginn der Kreuzzüge bis zur Entdeckung von Amerika	1096 nach Chr. b. 1492 nach Chr.
III. Neuzeit	e) Fortschritt	Entdeckung von Amerika bis zum westphälischen Frieden	1492 nach Chr. b. 1648 nach Chr.
	f) Entfaltung	Westphälischer Frieden bis zur Einführung der Eisenbahnen	1648 nach Chr. b. 1825 nach Chr.
	g) Blüte	Einführung der Eisenbahnen bis zur Gegenwart	1825 nach Chr. b. 1875 nach Chr.

Jede dieser Epochen in der Geschichte des Baues gewölbter Brücken hat eine an ihre geschichtliche Zeit sich anlehrende, hervorragende Charakteristik, welche übersichtlich zu verfolgen für uns Ingenieure von nicht geringem Lehrreichthume ist.

§. 1. Die Entstehung der steinernen Brücken.

(Bis 336 vor Chr.)

Aus dieser ersten Periode des Baues steinerner Brücken sind uns bekanntlich nur vereinzelte Denkmale gewölbter, mehr aber Reste von Brücken überkommen, welche durch Ueberkrugung und Ueberstreckung von Platten und steinernen Balken gebildet worden,

wie solche nach „Gell“ bei Mykene und Philus, bei Metaxidi zwischen Pylos und Methone, über den Pamisos in Messenien und bei Sparta über den Eurotas als Uebergangswerke gedient haben. Da indess die Kunst zu wölben schon den Aegyptern, den Assyriern und den Griechen bekannt war, wie dies (nach Rosenthal) die gewölbten Gänge neben den Ruinen zu Gournu und die überwölbten Grabkammern in den Pyramiden zu Saccarah, ferner die Stollenwölbungen der Assyrier unter dem Palaste zu Nimrud, des Weiteren (nach den Forschungen von Hirt) die Wölbungen zur Zeit Alexander d. G., endlich auch die Nachrichten von Seneca weisen, der nach Posidonius die Kunst des Steinschnittes dem Democritus aus Thracien (470 bis 302 vor Chr.) zuschreibt: so ist auch anzunehmen, dass die Wölbekunst auch auf Wegebrücken jener Zeit mehrmals angewendet wurde, zumal wir in der Salaris-Brücke über den Tevere bei Rom (600 v. Chr.), und in der Sublicius-Brücke in Rom (603 v. Chr.) zwei hervorragende Denkmale aus dieser Epoche besitzen.

§. 2. Die erste Entfaltung des Brückenbaues.

(336 vor bis 375 nach Chr.)

In diese Zeit fallen die hoch entwickelten Brückenbauten der Römer, welche vornehmlich durch die Wasserleitungen der Appia Claudia (312 vor Chr.), Anio vetus (273 vor Chr.), Marcia (146 vor Chr.), Tepula (127 vor Chr.), Julia (35 vor Chr.) und Virgo (22 vor Chr.), ferner durch die alten Römerstrassen, obenan durch die Via Appia, Via Flaminia und Via Aemilia, deren erste unter Appius Claudius um 311 v. Chr. entstand, und durch die Ueberbrückungen der Tiber in Rom repräsentirt werden und welche anregend und bezüglich der eigentlichen Wölbung und der künstlerischen Form der Aquäducte mustergiltig sind für alle folgenden Zeiten.

Sehen wir von der angeblich ältesten Wegebrücke Rom's, nämlich der 603 vor Chr. unter Ancus Marcius erbauten Subliciusbrücke ab, welche anfänglich eine hölzerne Brücke war und baugeschichtliches Interesse nur um dessentwillen hat, weil seit ihrer Erbauung die Bezeichnung des mit den Brückenbauten beauftragt gewesenen Priestercollegiums (pontifices) und ihres Oberhauptes (pontifex maximus) bestehen soll, so müssen die nachfolgenden Wegebrücken unter die ältesten im römischen Staate gereiht werden.

Tabelle alter römischer Brücken.

Namen der Brücke	Jahr der Erbauung	Name des Baumeisters	Zahl der Oefnungen	Grösste Spannweite, Meter	Schlusssteinstärke, Meter	Anmerkung
Salarische Brücke (über den Teverone)	600 vor Chr.	—	3	21.1	—	—
Senatorenbrücke (Ponte rotto)	139 „ „	M. Vulvius	—	23.7	—	Ruine.
Ponte della none	122 „ „	—	9	—	—	—
Aemiliusbrücke (Ponte molle)	100 „ „	—	7	23.3	—) Unter Papst Nikolaus V. mit gothischen Bogen restaurirt.
Fabriciusbrücke (Ponte quattro capi) .	61 „ „	Fabricius	2	25.3	1.62	
Rimini	30 „ „	—	—	8.1	—	—
Volturnusbrücke	95 nach „	—	—	—	1.46	—
Aeliusbrücke (Ponte angelo)	138 „ „	Messius Rusticus	7	19.0	—	—
Pilantiobrücke (über den Teverone) .	147 „ „	—	3	15.0	—	—
Cestiusbrücke (Ponte ferrato)	364 „ „	Cestius Gallus	1	23.3	1.30	—

Ausser den genannten sind noch als aus der Römerzeit stammend die Wegebrücken „Ponte mammolo“ über den Teverone, mit 31.₄ Meter Spannweite, Ponte della montana und Ponte lucanus, letztere im Zuge der Via Tiburtia und eine der ältesten Brücken Roms; dann die Brücke von Capo Dorso (32.₁ Meter Spannweite), die drei Brücken von Vicenza (7.₁ Meter, 9.₄ Meter und 29.₂ Meter Spannweite), ferner die Reste der alten Römerbrücke zu Trier und die durch ihre Portale verschönerte Brücke von St. Chamas etc. hervorzuhoben.

Bezüglich der aus der Römerzeit stammenden Aquäducte sind nicht nur die in den genannten römischen Wasserleitungen befindlichen Brückenwerke, namentlich die unter Caligula (37 bis 41) begonnenen und unter Claudius (41 bis 54) vollendeten Arkaden von 32.₆ Meter Höhe in der Doppelleitung der Aqua Claudia und Anio novus, und der Aquäduct von Castellano (400 Jahre vor Chr., 2 Etagen, 26.₂₄ Meter Spannweite, 59 Meter Höhe), sondern auch jene zu erwähnen, welche in den römischen Provinzen errichtet wurden. Unter diesen letzteren Werken müssen besonders die im alten Hispanien erbauten Aquäducte von Segovia (2 Stockwerke, 33.₇ Meter Höhe), Alcantara über den Tajo (43.₆ Meter Höhe, 31.₁ Meter grösste Spannweite, 1.₆₂ Meter Scheitelstärke im Gewölbe), Chelves (16.₂ Meter hohe Pfeiler, 8.₇₅ Meter Bogenspannung), Merida, über den Albargas (3 Stockwerke, 24.₃ Meter Höhe, 4.₄₅ Meter Bogenspannung), Tarragona (2 Stockwerke, 29.₈₁ Meter Höhe), dann in Gallien der Aquäduct von Metz (22.₇ Meter hoch) und besonders der „Pont du Gard“ oder die Brücke zu Nimes (Nemauses) hervorgehoben werden. Dieser letztere geradezu classische Bau wurde, wie allgemein angenommen, unter dem Feldherrn Agrippa (63 bis 13 vor Chr.) errichtet und gilt als eines der kühnsten und architektonisch schönsten Brückenwerke der Römer; die Brücke besteht, wie jene von Merida, aus 3 Etagen mit einer grössten Bogenweite von 24.₄ Meter und einer Maximalhöhe von 48.₇₇ Meter über der Flusssohle.

Weitere Reste von Aquäducten befinden sich bekanntlich in den römischen Wasserleitungen von Lyon und Paris, welche letztere unter Julian (360 nach Chr.) ausgeführt wurden. Endlich müssen noch die römischen Wasserbrücken, die Constantin 328 nach Chr. in Constantinopel gebaut hat, sowie die Reste der römischen

Wasserleitung zu Mainz (Zahlbacher Wasserleitung) erwähnt werden.

Ueberblicken wir die Reihe der gewölbten Brückenbauten der Römer, so finden wir bei ihnen allerdings schon bedeutende Fortschritte in der Fundirung (liegender Rost, Pfähle, eine Art Betonirung, Senkkästen und Steinwürfe); allein diese Fortschritte waren nicht genügend, um die Pfeiler beliebigen Ortes in die Flüsse zu stellen; man sparte deshalb bei den im Wasser stehenden Brücken an Pfeilern und entschloss sich zu grossen Spannweiten, welche, da die Römer nur den Halbkreis gebrauchten, zu tiefer Kämpferlage und grosser Brückenhöhe und zu ansteigenden Fahrbahnen führten. Bei mehreren im Wasser stehenden Oeffnungen wurden die Pfeiler aussergewöhnlich stark gemacht, sei es aus Sitte, sei es aus Bedürfniss, da man die Bogen wahrscheinlich nicht zu gleicher Zeit gewölbt hat. Auch bei den Aquädukten, deren Gründung in festem, trockenem Boden erfolgte, die Stellung der Pfeiler nicht beeinflusste und dadurch der Schönheit der Form freien Spielraum liess, waltet eine grosse Stärke der Pfeiler vor. Der Charakter der Wegebriücken jener Zeit widerspiegelte, wie „Baumeister“ dies so treffend schildert, die Freiheit des Verkehres, deren die Römer bedurften, um ihre weit gestreckten Gebiete unumschränkt zu beherrschen.

Wir können diese kurze Uebersicht des Brückenbaues zur Römerzeit nicht schliessen, ohne noch zuvor zweier merkwürdigen Bauten zu gedenken, von denen der erste von Hannibal um 220 vor Chr. zu Martorell und der zweite zur Zeit Trajans (98 bis 117) zu Lissabon, dem Olisippo der Alten, errichtet wurde. Die erstere Brücke besteht aus einem grossen Spitzbogen von 43.₃ Meter Spannweite und zwei kleineren Seitenbogen. Der Aquädukt von Lissabon besteht aus 32 Spitzbogen von 34.₆ Meter grösster Spannweite und besitzt eine Höhe von 85.₀₅ Meter.

Wenn es nach den neueren Forschungen auch keinem Zweifel mehr unterliegen kann, dass man den Spitzbogen schon im hohen Alterthume gekannt hat, und demnach annehmen muss, dass er auch den Römern bekannt war; so war er in der Baukunst dieses Volkes doch durchaus nicht üblich und erregen um dessentwillen die hier genannten Zeiten seines Auftretens im alten Hispanien gerechtes Aufsehen.

Bezüglich der Brücke zu Martorell wird angenommen, dass Hannibal sie zu Ehren seines Vaters erbaut hat, und bezüglich der Lissaboner Brücke muss wegen der Schlankheit ihrer Pfeiler und der durch ihre Formen ausgeprägten Werkkunst geschlossen werden, dass sie ohne schöne Vorbilder und ohne bautechnische Erfahrung in diesem Style nicht zu errichten war, und man kann desshalb sich der Annahme hinneigen, dass diese beiden Werke von fremden Baumeistern errichtet wurden, und dass sie, sofern die Quellenangaben ihres Alters sich bestätigen sollten, mit unter die Ausgangspunkte der Gothik in Europa zu zählen sind, deren Blüthezeit im Kirchenbau in Deutschland ja erst in das XIII. und vornehmlich erst in das XIV. Jahrhundert (Gründungsjahre: Dom zu Köln 1248, zu Regensburg 1275, zu Strassburg 1277 und zu Wien 1359) fällt.

§. 3. Der Verfall des Brückenbaues.

(375 bis 1096.)

Das Eindringen der asiatischen Horden nach Europa, dem in unserer Zeit der Gang der Cultur nach Asien entgegengestellt wird, und der Verfall des römischen Reiches zerstörte auch die Brückenbauten jener Zeit. Selbst Karl der Grosse, der bekanntlich aus Spanien Baumeister berief und der im gelehrten Vereine mit Alcuin, Dietwulf, Eginhard und Rikulpf bemüht war, Kunst und Wissenschaft wieder aufzurichten und Bauten zu erhalten, hat trotz seiner Reisen nach Italien und zwischen den Bistümern von Osnabrück, Minden, Paderborn, Bremen und Aachen, so viel bekannt, keine neuen grösseren Brückenbauten errichtet, sondern sich nur auf die Ausbesserung alter Werke (z. B. Mainz 803) und auf die Schlagung von Schiffbrücken und hölzernen Brücken beschränkt.

Dieser traurige Verfall eines der wichtigsten Zweige der Baukunst dauerte bis zu den Kreuzzügen, allwo, bedingt durch die Massenbewegung der Menschen, wieder der Werth des Weges empfunden und dadurch erkannt wurde.

Indessen ist auch diese traurigste Periode in der Geschichte des Brückenbaues in Europa nicht ohne einen leuchtenden Punkt geblieben; es ist dies der von dem Gothenkönige Theodorich dem Grossen (455—526), oder wie er im Nibelungenliede genannt wird, von Dietrich von Bern erbaute Aquäduet von Spoleto in der italie-

nischen Provinz Umbrien (Perugia). Dieser Aquäduct besteht aus 2 Etagen mit 10 unteren Oeffnungen von je 21,4 Meter Spannweite und 30 oberen Bogen, welche eine Rinne tragen, in der das Wasser nach der Stadt Spoleto über den Wildfluss Mareggia geleitet wird. Vornehmlich aber zeichnet sich der Spoletaner Brückenbau durch seine ausserordentliche Höhe aus. Die Kämpferhöhe wird mit 80,0 Meter über Sockel und mit 89,0 Meter über dem tiefsten Terrainpunkte angegeben. Die Gesamthöhe wird verschieden notirt: nach Meyer beträgt sie 108,54 Meter, nach Zeichnungen von Gauthey und Wiebeking 132 Meter, nach Fontenay und Morandiere circa 130 Meter; überall aber wird der Aquäduct von Spoleto als der höchsttragende Brückenbau der Welt und um dessentwillen als eines der kühnsten und staunenswerthesten Werke der Ingenieure angesehen. Es ist indess bei diesem Brückenbaue nicht ohne Interesse, darauf zu achten, dass die meisten technischen Werke und viele Kunstkritiker ihn wegen zweier Eigenschaften, nämlich wegen des angeblichen Spitzbogenstyles und wegen der angeblich fabelhaft schlanken Pfeiler (3,57 Meter Stärke bei 80,0 Meter Höhe), geradezu verherrlichen, Eigenschaften, die dem Werke von Spoleto durch Gauthey, Wiebeking, ja selbst neuestens von Morandiere und auch von Baumeister beigelegt worden sind. Nach mir mitgetheilten Photographien vom Spoletaner Aquäducte liegt hier aber nur ein Irrthum vor, denn dieser Bau ist im Rundbogenstyl errichtet und seine Pfeiler sind in so enormen Stärken ausgeführt, dass die Thalüberbrückung eher den Eindruck einer kolossalen, durchbrochenen Mauer, denn eines schlanken Pfeilerbaues macht. Nach dieser Thatsache entfallen alle kunstkritischen Schlüsse, welche den Spoletaner Brückenbau als ein kunstgeschichtliches Räthsel hingestellt haben und der hohen Technik des gothischen Styles zur Zeit Theodorichs, wie der Meisterschaft in der Construction der unnachgeahmt schlanken, hohen Pfeiler, also der die Römer weit überragenden Technik das Wort redeten. Es scheint, als ob die Zeichnungen von Gauthey (und hiernach jene von Wiebeking, Morandiere und Andern) aus Ueberlieferungen stammen, welche die geringe Breite des Viaductes als die Pfeilerstärke im heutigen Sinne der Technik, und vielleicht eine geringe Ueberhöhung des Rundbogens (aus den Photographien nicht genau erkennbar), sofort zum Spitzbogen stempelten.

§. 4. Wiederaufleben des Baues steinerner Brücken.

(1096—1492.)

Der im vorigen Absatze gekennzeichnete traurige Stillstand im Baue gewölbter Brücken, welcher nur durch das grosse Werk von Spoleto, also durch das Zeugniß für die Unvergänglichkeit der Wissenschaft, unterbrochen wurde, dauerte von dem Gothenkönige Theodorich, der ja auch zu Verona und zu Ravenna seinen Sinn für die bauende Technik erwies, bis in das XII. Jahrhundert hinein, wo (wieschon bemerkt) durch die Kreuzzüge (1095—1291) eine neue Bewegung der Völker entstand und vermöge der gemachten Bekanntschaft mit dem Luxus des Orientes Handel und Wandel wieder erblühte, also dadurch das Streben nach materiellem Wohle und nach Verkehr neu erstand, wie dieser letztere auch hervorgerufen wurde durch die Wanderung nach den Wunderstätten der Gläubigen, obenan zum heiligen Grabe und nach San Jago in Spanien. Und auch hier erkennen wir wieder den Uebergang aus der Zeit des Verfalles der Kunst des Brückenbaues in die bessere Zeit derselben. Dieser Uebergang wurde vermittelt durch die christlichen Orden, insonderheit jene der Benedictiner und der Cistercienser, welche nicht allein die Träger der Wissenschaft zu jener Zeit waren, sondern welche in den Einöden ihrer Klosterstätten — man denke nur an die Stifte von Weltenburg (580), St. Gallen (614), Emmeram in Regensburg (652), Tegernsee (719), von Weissenburg (730), Benedictbeuern (740), Fulda (744), Hersfeld (769), so wie an jene von Einsiedeln (948), Fritzlar, Waldsassen (1128) und Osseg — und in den wildesten Grenzgebirgen sich um Communicationen und Verbindungswege untereinander in jenen Tagen kümmern mussten, wo kein Staat der Welt bestand, der während der Gährung der Zeit sogenannte öffentliche Bauten zu errichten in der Lage war. Die Mönche dieser Orden übertrugen nebst anderem Wissen auch die Erfahrungen der römischen Pontifices und wurden wieder die Vorläufer der Ingenieure, da ihr Stifter St. Benedict von Nursia, der Abt von Monte Cassino, 530 das Princip der Arbeit unter die Ordensregeln aufgenommen hatte, derselbe Benedictus (480—534), der unweit Spoleto geboren, edler Familie entsprossen war und in den Wissenschaften unterrichtet wurde, vielleicht den Bau des Spoletaner

Aquäduces (zwischen 455—526) und der Werke von Ravenna und Verona als unvergängliche Eindrücke herübernahm in seines spätern Lebens Wirken, so sich auch durch die Aufnahme der Bautechnik kennzeichnete. Und diese Klosterbrüder St. Benedicts, diese geistige Macht, welche vor der Reformation an 1600 Klosterstätten zählte und (nach Fessler) während der 13 Jahrhunderte ihres Bestehens an 15.700 Schriftsteller gezeugt hat; diese Mönche, welche zwischen dem Main und der Donau, dem Rhein und der Elbe und im Norden des Harzes die Wälder lichteten und in Gunst standen bei Karl dem Grossen und welche die Civilisation der Völker förderten; diese Brüder werden auch sicher die geistige Verbindungsbrücke geschlagen haben, als die oben genannte geschichtliche Periode des Stillstandes im Brückenbaue sich zu Ende neigte und zur Zeit Lothars von Süpplinburg nach den alten Chroniken der erste grosse Brückenbau 1119 zu Dresden über die Elbe zu errichten begonnen wurde. Der Schwiegersohn und Erbe Kaiser Lothars, Heinrich der Stolze (1125 † 1139), Regent in Bayern und Sachsen, führte diesen ersten Dresdener Brückenbau (der jedoch erst circa 1260 vollendet wurde) nicht allein fort, sondern dieser Fürst, der durch seinen Muth dem Faustrechte entgegenstritt und inmitten des Kriegsgetümmels seinen Landen auch Perioden der Ruhe schuf und Handel und Wandel förderte, ist es auch, welcher dem Wegebaue neue Sorgfalt dadurch widmete, dass er 1135 die Brücke zu Regensburg über die Donau (1135—1146) zu bauen begann und also mit diesen beiden wichtigen Bauwerken, unter denen jedoch das Regensburger das erste vollendete, als das ältere ist, wieder die Zeit besserer Communicationen eröffnete. Danun unterdess 1133 die alte Würzburger (1342 wieder eingestürzte) Brücke begonnen wurde, so erschienen die 1171 begonnene alte (ebenfalls 1342 wieder eingestürzte) Prager Brücke, dann die 1176 begonnene, im Spitzbogenstyle erbaute alte Themsebrücke in London, und der 1177 begonnene „Ponte vecchio“ zu Florenz als die nächst älteren Werke.

Wenn auch der Nachweis nicht geführt werden kann, dass die Benedictiner überall beim Baue dieser Brücken werkhätig waren, so ist es doch anderseits erwiesen, dass das nächste grosse, das siebente europäische Brückenwerk, nämlich die 1178 begonnene Rhônebrücke zu Avignon wenigstens mittelbar jenen Kloster-

brüdern zu verdanken ist. Diese Brücke ist nämlich von der Gesellschaft der „Brückenbrüder“, der „Frères pontifes“ erbaut, also durch jenen Orden errichtet, den der Benedictiner Benezet, der arme Hirt aus Alvilard in Vivarais, der nachmalige St. Bendict II. (1165 bis 1184) gestiftet hat und welcher 1189 vom Papste Clemens III. bestätigt wurde. Dieser „Orden der Brückenbauer“, welcher sich zur Zeit der Kreuzzüge gleich anderen Orden (wir erinnern nur, ausser den drei grossen Ritterorden der Templer, der Johanniter und der Deutschherren an die Localconföderationen von Calacatrava, St. Jago und Avis in Spanien und Portugal, an die Schwertbrüder in Livland, an die „Wächter des heiligen Grabes“ in Polen und an die „Kreuzherren mit dem rothen Stern“ in Böhmen) aus religiösem Drange gebildet hatte, war von Benezet direct dem Ziele des Brückenbaues zugeführt worden, weil ihm, der Sage nach, die Vision geworden, den Zweck des Wallfahrens und Kreuzfahrens durch die Erbauung einer Brücke zu Avignon zu fördern. Diese „Brückenbrüder“ oder „Frères pontifes“ hatten wie die anderen Ritterorden ihren Grossmeister, ihre Ritter, Mönche und dienende Brüder; sie trugen einen weissen Talar mit zwei rothen Brückenbogen und einem Spitzhammer auf der Brust und traten in ihrer Eigenschaft als Ingenieure wieder in die Fussstapfen der alten römischen „Pontifices“, und ihr Wirken förderte mächtig unser heutiges Ingenieurwissen, welches, wie wir Eingangs bemerkten, ja im Brückenbaue gipfelt.

Zur Geschichte der „Frères pontifes“ ist auch noch zu bemerken, dass dieser Orden durch Pius II. wieder aufgehoben wurde, dass viele seiner Mitglieder dem Malteserorden beitraten und die letzten Güter des Ordens, der direct nur im südlichen Frankreich gewirkt hat, durch Ludwig XIV. dem Lazarusorden geschenkt wurden; als die drei Hauptwerke des Ordens gelten die oben erwähnte Rhônebrücke zu Avignon (1178), die Rhônebrücke zu Lyon (1265) und die Rhônebrücke St. Esprit (1285).

Wir sehen nun aus dem Bisherigen, dass zwei Factoren, nämlich die Erkenntniss der Fürsten und jene geistlicher Congregationen für feste Flussübergänge die Kunst des Brückenbaues im Mittelalter neu schufen, und in der That folgten den sieben grösseren Erstlingswerken von Dresden (1119), Würzburg (1133), Regensburg (1135), Prag (1171), London (1176), Florenz (1177) und Avignon (1178) nun-

mehr: 1184 die Brücke von Carcassonne, 1236 der Bau des „Ponte alle grazie“ zu Florenz, 1251 der Bau der Dreifaltigkeitsbrücke über den Arno zu Florenz und die Calenderbrücke von Cahor; dann 1265 die Rhônebrücke zu Lyon, und 1285 die Rhônebrücke St. Esprit; des Weiteren 1333 die Wiederaufbauung des bis dahin schon viermal zerstörten „Ponte alla caraja“ zu Florenz; 1343 die Moselbrücke zu Coblenz, erbaut vom Erzbischofe Balduin; 1351 die im gothischen Style unter Giovanni Visconti erbaute bedeckte Brücke zu Pavia; 1354 die Burgbrücke zu Verona; 1358 die von Karl IV. erbaute Moldaubrücke in Prag; 1412 die im Jahre 1499 eingestürzte alte Notre-Dame-Brücke zu Paris und endlich 1448 die im Jahre 1568 baufällig gewordene, alte Fleischerbrücke zu Nürnberg.

Bei diesen Brückenbauten, zu deren Zeit noch die Ceretbrücke über den Tech (1336), die Brücke zu Castellane über den Verdon (1404) und die Brücke Vielle-Brioude über den Allier (1454) zu rechnen sind, kennzeichnet sich schon ein bedeutsamer Fortschritt in der Wissenschaft, der aber immer noch mit von den Mönchen gepflegt, auch hier die Erscheinung im Mittelalter bewahrheitete, dass die Klöster als Pfalzen der Wissenschaft galten.

Wir finden unter den Fortschritten nicht allein jenen bezüglich der Einhaltung der geraden Brückenrichtung vertreten, welcher in der Arignoner Brücke noch nicht vorhanden war, sondern wir bemerken auch einen Fortschritt in Beziehung auf die Einhaltung eines gleichen Niveaus der Brücke; wir bemerken des Weiteren die wachsende Kühnheit in der Annahme der Spannweiten und erkennen den wesentlichsten Fortschritt im Brückenbaue dieser Periode darin, dass der Spitzbogenstyl, welcher unter den genannten Brücken nur in den Beispielen der alten Londoner Themsebrücke und der Tessinbrücke zu Pavia vertreten ist, verlassen wurde, und dass man dem Niveau zu Liebe zum Segmentbogen und zum Korbbogen den Uebergang fand. Der erste Segmentbogen tritt uns unter den genannten Beispielen schon 1135 theilweise bei der Brücke zu Regensburg, also schon bei dem noch bestehenden ältesten, „mittelalterlichen, grösseren Werken entgegen, und der erste Korbbogen, auch allerdings der einzige unter allen auffindbaren Beispielen der ganzen Geschichtsperiode,

kommt 1251 bei der Dreifaltigkeits- oder Trinitasbrücke zu Florenz, und zwar sofort mit 32½ Meter Spannweite vor.

Die vorhin erwähnte Kühnheit in dem Wachsen der Spannweite, sowohl beim Vollbogen, wie beim Segmente, finden wir nachstehend erkenntlich gemacht :

Vollbogen			Segment		
Jahr	Namen der Brücken	Spannweite, Meter	Jahr	Namen der Brücken	Spannweite, Meter
1135	Regensburg . . .	16.5	1119	Dresden	19.0
1178	Avignon	33.0	1285	St. Esprit	33.1
1265	Lyon	31.1	1354	Verona	44.4
1336	Ceret	45.0	1454	Vielle-Brioude .	51.2

Wenn die hier genannten Fortschritte, die in der enormen Spannweite der Vielle-Briouder Brücke gipfeln, und zu denen noch derjenige zu zählen ist, welcher sich bezüglich der Gewölbstärke dahin ausspricht, dass die Ingenieure jener Zeit die grössere Spannweite schon verhältnissmässig minder stark einwölbten (wie dies die folgende Tabelle zeigt, welche das Verhältniss zwischen Spannweite und Schlusssteinstärke angibt),

Vollbogen			Segment		
Jahr	Brücke	Schlusssteinstärke	Jahr	Brücke	Schlusssteinstärke
1135	Regensburg . . .	1/19	1119	Dresden	1/12
1178	Avignon	1/45	1285	St. Esprit	1/51
1265	Guillotiere . . .	1/50	1354	Verona	1/28
1336	Ceret	1/28	1404	Castellane	1/21
			1454	Vielle-Brioude .	1/41

so darf doch nicht übersehen werden, dass die Brücken des XII. bis XV. Jahrhunderts noch in einem der wesentlichsten Punkte der Wissenschaft des Brückenbaues — der Herstellung der Fundamente — arg kranken, wie dies auch durch die zahlreichen, durch Hochwasser hervorgerufenen Einstürze der Brücken gerade jener Zeit erwiesen ist.

Fundamente auf Steinwürfen waren vorwaltend, und die gering tiefen und verhältnissmässig wenig versicherten Fundamente veranlassten ebenso grosse Pfeilergrundrisse, respective Pfeilerstärken,

als solche durch die stückweise Erbauung der Brücken hervorgerufen wurden, — geschah Letzteres nun aus Mangel an Geldmitteln, aus Störung durch Krieg, oder aus Gründen der theilweisen Verlegung des Flusswassers, oder wegen der Unmöglichkeit, alle Oeffnungen gleichzeitig einzurüsten.

In der nachfolgenden Tabelle sind die wesentlichsten Brücken der in Rede stehenden geschichtlichen Periode chronologisch verzeichnet.

Tabelle der Brückenbauten aus der Zeit der Kreuzzüge (1096) bis zur Entdeckung von Amerika (1492).

Namen der Brücken	Zeit der Erbauung	Form des Gewölbes	Zahl der Oeffnungen	Grösste Spannweite, Meter	Schlussstärke, Meter	Baumeister
Elbebrücke (alte) zu Dresden . . .	1119 1260	Segment	23	19.0	1.93	Fotius.
Donaubrücke zu Regensburg . . .	1135 1146	Vollbogen	15	18.5	0.97	—
Themsebrücke zu London . . .	1176 1209	Spitzbogen später Segment	20 19	— 21.35	— —	P. Colchester. —
Ponte vecchio zu Florenz . . .	1177	—	—	—	—	—
Rhônebrücke zu Avignon . . .	1178 1188	Vollbogen	21	33.0	0.73	Frères du pont.
Ponte alle Grazie zu Florenz . . .	1236	—	9	—	—	—
Trinitasbrücke zu Florenz . . .	1251	Korbbogen	3	32.5	—	{ Frescobaldi und Ammanati.
Rhônebrücke zu Lyon (Gullottiere)	1265	Vollbogen	18	31.1	0.45	Frères du pont.
St. Esprit-Brücke über die Rhône	1285 1305	Segment	19	33.1	0.45	Frères du pont (?).
Ponte alla Caraja zu Florenz . . .	1333	—	—	—	—	G. di Campi.
Ceretbrücke über den Tech . . .	1336	Vollbogen	1	45.0	1.62	—
Moselbrücke in Coblenz	1334	—	14	—	—	—
Tessinbrücke in Pavia	1351	Spitzbogen	7	21.3	—	—
Burgbrücke zu Verona	1354	Segment	3	44.3	1.62	della Scala
Moldaubrücke zu Prag	1358 1503	"	16	23.3	—	—
Castellanebrücke über d. Verdon	1404	"	1	27.4	1.30	—
Notre - Dame-Brücke (alte) zu Paris	1412	—	—	—	—	—
Fleischerbrücke (alte) zu Nürnberg	1448	—	—	—	—	—
Vielle-Brioudebrücke über den Allier	1454	Segment	1	54.2	1.30	Grenier und Estone.

§. 5. Fortschritt im Baue steinerner Brücken.

(1492—1648.)

In der Zeit, welche zwischen den weltgeschichtlichen Ereignissen der Entdeckung von Amerika und dem westphälischen Frieden liegt, brannte fast allerorts in Europa die Kriegsflagge und war die Menschheit mit dem Klärungsprocesse des Geistes, der 1382 von Wicleff eingeleitet und durch den Tod von Huss (1415) und Savonarola (1498) besiegelt, ferner durch Guttenbergs Erfindung (1450) transportirt und durch Karls VII. pragmatische Sanction (1438) gestählt, endlich durch Copernicus (1499) geweiht, durch Luther (1517) zur These erhoben und durch die tapferen Ritter Franz von Sickingen und Ulrich von Hutten mannhaft verfochten ward, in einer Weise beschäftigt, dass für die Werke des Friedens die Tage gezählt werden konnten. Handel und Wandel raffte sich nur zeitweise auf, und ist es thatsächlich nur Paris, welches nach dem Aufhören der acht Hugenottenkriege (1562—1587) im Brückenbaue wieder an das Schaffen ging und damit den Fortschritt unserer Disciplin vertrat. In dieser geschichtlichen Periode des Brückenbaues haben wir den vermehrten Gebrauch des Segmentes, wie er in den Brücken von Notre-Dame (1507), Tournon (1545), Rialto (1587), Nürnberg (1598) und Claix (1611) sich ausdrückt, und die weitere Anwendung des Korb Bogens zu Toulouse (1543); auch die Verringerung der Pfeilerstärke und die rationellere Herstellung der Fundamente (zum Beispiele schräge Pfahlstellung bei der Nürnberger Brücke) als diejenigen Momente zu verzeichnen, welche einen weiteren und wesentlichen Fortschritt im Brückenbaue darthun.

Die Brücken jener Zeit wurden auch vorzugsweise mit Kaufläden und Häusern bebaut und auch mit Pumpmaschinen besetzt, wie dies die Rialtobrücke, die Brücke St. Michel, der Pont au Change, dann die Marienbrücke zu Paris und die Brücke Pont neuf bezeugen, auf welcher letztere 1635 eine Wasserhebemaschine gestellt wurde, die der Flamländer Linflaër erbaute. Auch trat im Brückenbau jener Zeit die Anordnung von Brückenthürmen und sonstigen Befestigungsbauten auf, weil die im vierzehnten Jahrhunderte begonnene Anwendung des Pulvers zu Kriegszwecken und Sprengungen immer

allgemeiner wurde und die Brücken sich also zu besonders wichtigen Objecten im Kriege gestalteten.

Die nachstehende Tabelle gibt eine Uebersicht der hervorragendsten Brücken jener Zeit, bei deren Herstellung ebenfalls noch die Mönche öfters thätig waren, unter denen sich Frater Jocondo beim Baue der Notre-Dame-Brücke besonders bemerkbar machte.

Brücke	Zeit der Erbauung	Form des Gewölbes	Zahl der Oeffnungen	Grösste Spannweite in Meter	Schlusssteinstärke in Meter	Schlusssteinstärke zur Spannweite wie 1 :	Baumeister
Ponte-Corvo	1505	Vollbogen	7	27.81	—	—	Stefano
Notre-Dame-Brücke zu Paris	1507	Segment	6	17.17	1.62	10	Jocondo
Toulousebrücke über die Garonne	1543 1632	Korbbogen	7	34.31	1.13	30	Souffron
Tournonbrücke über die Doux	1545	Segment	1	47.83	0.81	58.2	—
Chatellerault über die Vienne	1560 1609	Vollbogen	9	9.80	—	—	Sully
Pont-Neuf-Brücke in Paris	1578 1604	"	12	19.33	1.44	12.9	Cerceau & Marchand
Ponte felice	1587	"	5	21.30	—	—	Domenico Fontana
Rialtobrücke in Venedig	1587 1591	Segment	1	29.15	—	—	Antonio da Ponte
Arlesaquäduct	1588	Vollbogen	—	11.70	—	—	—
Fleischerbrücke in Nürnberg	1598	Segment	1	30.78	1.30	22.5	Peter Karl
Pisa-Aquäduct	1606 1613	—	958	1.35	—	—	—
Clairbrücke bei Grenoble	1611	Segment	1	45.31	0.97	46.6	—
Pont St. Michel (Paris)	1618	Vollbogen	4	13.0	1.91	7	—
Arceullaquäduct	1624	—	—	—	—	—	la Brosse
Pont Tournelle (Paris)	1630 1656	Vollbogen	6	16.85	1.6	10	Marie
Pont Charles (Paris)	1634	"	4	12.31	—	—	—
Pont St. Marie (Paris)	1635 1658	"	5	17.82	1.30	16	Marie
Pont au Change (Paris)	1639 1647	—	7	15.55	1.62	9.1	—

§. 6. Die Entfaltung der Wissenschaft des Baues gewölbter Brücken.

(1648—1825.)

Während nach Beendigung des dreissigjährigen Krieges die inneren Kämpfe in England stattfanden, Russland sich zu seiner Grösse aufraffte und später im Osten Europas der Krieg gegen die Türken wüthete, war es vorzugsweise Frankreich, welches unter Colbert, dem Stifter der Akademien der Inschriften (1663), der Wissenschaften (1666) und der Baukunst (1671), die Bestrebungen nach verbesserten Communicationen, unter denen die im Jahre 1665 begonnene Erbauung des Canales von Languedoc hervorragte, in die Hand nahm und insbesondere in dem Brückenbaue diejenige wissenschaftliche Reform einleitete, welche zu Ende des XVIII. und zu Anfang des XIX. Jahrhunderts so Grosses auf diesem Gebiete schuf.

Wenn auch die Institution der Wegebäumeister in Frankreich bis auf Dagobert zurückgeführt und auf eine gewisse Organisation des Wegebauwes hingewiesen werden kann, welche schon unter Karl dem Grossen gegeben war, und wenn auch im Laufe des XII. Jahrhunderts Bestimmungen über den Wegebau in Frankreich erlassen worden waren und auch schon Heinrich IV. die Bauten der Strassen und Canäle und damit den Brückenbau pflegte: so datirt doch die Entstehung der wissenschaftlichen Schule des Brückenbaues erst zurück auf Colberts Zeit.

Die wissenschaftlichen Traditionen der Mönche und der „Frères du pont“ hatten, wie wir schon bemerkten, sich in Frankreich derart sesshaft gemacht, dass die bereits erwähnten Brückenbauten zu Paris zwischen 1618 und 1639 sich schon auf die Kenntnisse der einheimischen Ingenieure zu stützen vermochten, und war es insbesondere der Meister Mausard, welcher durch die Bauten der Royal- und der Moulinsbrücke (1635 und 1705) die Existenz einer selbständigen französischen Schule zuerst erwies. Die wissenschaftliche Höhe derselben drückte sich schon 1720 durch die officielle Gründung des Corps der Ingenieure aus, als dessen erstes grösseres Werk im Brückenbaue die von Pitrou errichtete Bloisbrücke über die Loire (1723) entstand.

Eine feste Gestalt nahm die wissenschaftliche Schulung der Ingenieure jener Zeit, welche auch wesentlich durch die Bauten der

Aquädukte von Arles (1588), Pisa (1606), Arceuil (1624), Montpellier, Maintenon (1684) und Buc (1686) und durch die Lehren Vaubans (1633, † 1707) gefördert worden war, erst in der Gründung der Zeichenschule an, welche Trudaine 1747 schuf und zu deren Leitung der Ingenieur Perronet (geb. zu Suresnes am 8. October 1708, † am 27. Februar 1794) aus Alençon berufen wurde, und welcher die Ingenieure Gabriel, Pitroa, Chezy, Demoustier, Henriana, Hite, Hupeau, de la Belye und Bayeux zu seinen hervorragenden Collegen zählte. Die Bedeutsamkeit dieser Schule wuchs von Jahr zu Jahr und erhielt zwischen 1755 und 1760 den bald weltberühmt gewordenen Namen der „Ecole des ponts et chaussées“, eine Schule, welcher die hervorragenden Brückeningenieure zu Ende des XVIII. und aus dem Anfange des XIX. Jahrhunderts, wie Soyer, Gourdain, Pitot, Voglie, Cessart, Régemortes, Advyne, Guéret, Clerc, Tardif, Boesnier, Garipuy, Sagot, Grangent, Bertrand, Clinchamp, Bouchet, Aubry, Gauthey, Limay, Mauricet, Ducros, Dause, Lamandé, Beaupré, Derand, Belidor, Rondelet, Berard, Gavella, Pertichamp, Creux, Vareigne, Minard und Vimar entstammen.

Das, was Perronet (1749—1794) und seine Nachfolger Lamblardie (1794—1797), Chezy (1797—1798) und Prony (1798—1839) in der Leitung der „Ecole des ponts et chaussées“ bezüglich der Wissenschaft des Brückenbaues schufen, kennzeichnet deren Entfaltung; und nicht nur die Brückenwerke der Schüler jener wissenschaftlichen Pflanzstätte, sondern auch die wissenschaftlichen Lehren aus jener Zeit werden immerdar die Kernpunkte bleiben, aus denen wir und unsere Nachfolger weiter construiren.

Wir begrüßen daher in der genannten französischen Schule die eigentliche Geburtsstätte des dermaligen Ingenieurwesens, als dessen Concentration sich der Brückenbau überhaupt zeigt, und es ist nicht zu verhehlen, dass die Bedeutsamkeit unseres Standes wesentlich durch den Gedanken gefördert wird, dass er parallel dem Gange der Encyklopädisten, der englischen Forscher und der deutschen Denker und Dichter einherschritt und in dem allgemeinen Aufschwunge der Geister nicht im mindesten zurückblieb.

Die Krone jener klassischen Zeit der Brückeningenieure gebührt aber unstreitig Perronet, der sich nicht nur bei seinen Lebzeiten schon

einen Weltruf schuf, sondern dessen wissenschaftliche Lehren und dessen ausgeführte Brückenwerke und diesfällige Projecte uns noch heute zum Anhalte und zum Muster dienen.

Die hauptsächlichsten Bauten und Projecte, welche Perronet ausgeführt und entworfen hat, sind die folgenden:

Orleansbrücke	1750
Mantesbrücke	1757
Fontainesbrücke	1760
Chateau-Thierry-Brücke	1765
Nogentbrücke	1766
Neuillybrücke	1768
Moretbrücke	1771
Pontoisebrücke	1772
Lyonbrücke über die Saône (projectirt)	1774
Maixencebrücke	1774
Lagnybrücke (schief)	1775
Nemoursbrücke (projectirt)	1776
Petersburgbrücke (projectirt)	1778
Rosoybrücke	1786
Concordiabücke (projectirt)	1787

Diese günstige Entfaltung und Ausbreitung der französischen Schule, welch' letztere sich auch noch auf die Schaffung der Aquäducte von Caserta (1753) und St. Clement stützte und sich in der zweiten Hälfte des vorigen Jahrhunderts geltend machte, und welche maassgebend war für die Richtung der baulichen Ausführungen der Ingenieure in Oesterreich, Deutschland und Italien, und die endlich auch den Kern bildete, um den sich der Erfahrungsstoff legte, welchen die englischen Civilingenieure als das Organ ihrer Leistungen betrachteten, gerieth mit dem Auftreten der französischen Revolution (1789) und durch die Kriege Napoleons I., sowie durch die Brachfolgen der letzteren derart in Stockung, dass wir aus dieser Zeit die Entstehung nur wenige hervorragenden, steinernen Brücken zu verzeichnen vermögen. Ausser den Brücken von Nemours (1805), Montlyon (1805), Montelimort (1806), Buffalora (1809), Pont Jena (1810), Waterloo zu London (1811), Diez (1821), Mün-

chen (1814) und Dora Riparia bei Turin (1823), sind es vorzugsweise nur die grossen Brückenwerke der Alpenstrassen, insonderheit jene im Zuge der

Simplonstrasse	(1801 — 1807)
Mont-Cenis-Strasse . . .	(1803 — 1810)
Splügenstrasse	(1818 — 1824)
Bernhardinstrasse	(1819 — 1823)
Stilfser-Joch-Strasse . . .	(1820 — 1824)
Gotthardstrasse	(1820 — 1830),

welche in dieser geschichtlichen Periode von Bedeutung sind.

Die nachstehende Tabelle gibt eine Uebersicht der hervorragendsten gewölbten Brücken, welche innerhalb der Zeit zwischen dem Ende des dreissigjährigen Krieges und der Einführung der Eisenbahnen (1648 — 1825) erbaut wurden.

Brücke	Zeit der Erbauung	Form des Gewölbes	Zahl der Oeffnungen	Grösste Spannweite, Meter	Schlusssteinstärke, Meter	Baumeister
Maasbrücke zu Mastrich	1683	—	3	13.50	—	Romano (Dominikanermönch). Vauban
Maintenonaquädukt	1684	—	—	—	—	
Royal- (Tuilleries-) Brücke zu Paris	1685	Korbbogen	5	23.33	1.46	Mansard
Bucaquädukt	1686	Vollbogen	—	—	—	—
Moullinsbrücke	1705	—	3	44.71	—	Mansard
	1710	—	—	—	—	—
Marche Palubrücke zu Paris . . .	1718	Vollbogen	3	9.72	—	—
Bloisbrücke über die Loire . . .	1723	Korbbogen	11	26.23	2.11	Gabriel proj., ausg. Pitrou
Elbebrücke in Dresden (restaurirt)	1727 1731	—	—	—	—	
Karlbrücke in Nürnberg	1728	Korbbogen	2	15.55	1.30	—
Elbebrücke bei Torgau	1730	—	—	—	—	—
Tetbrücke über die Durance . . .	1732	Vollbogen	1	37.58	1.3	Henriana
Villeneuve d'Agen-Brücke über den Lot	1732	"	4	34.34	1.62	—
Compiègnebrücke über die Oise . .	1733	Korbbogen	3	23.33	1.46	Hite proj., ausg. Hupeau
Westminsterbrücke zu London . .	1739 1741	Vollbogen	15	24.62	1.93	
Charmesbrücke über die Mosel . .	1740	"	10	18.79	1.30	—
Port des piles-Becke. üb. d. Creuse .	1747	Korbbogen	3	30.78	0.31	Bayeux
Orleansbrücke über die Loire . . .	1750	"	9	32.45	2.11	Hupeau proj., ausg. Perronet u. Soyé
	1760	—	—	—	—	
Caserta-Aquädukt	1753	Vollbogen	—	—	—	—
St. Clement-Aquädukt	1753	—	—	—	—	—

B r ü c k e	Zeit der Er- bauung	Form des Gewölbes	Zahl der			Baumeister
			Öffnungen	Grösste Spann- weite, Meter	Schlussstein- stärke, Meter	
Toulbrücke über die Mosel . .	1754	Korrbogen	7	16.20	1.30	Gourdain
Toursbrücke über die Loire . .	1755	"	15	24.38	0.97	Bayern
Taaßbrücke in England	1756	Segment	1	45.31	1.13	Edward
Papstbrücke über den Erioux .	1756	Korrbogen	7	14.73	1.13	Pitot
Saumurbrücke über die Loire .	1756	"	12	19.44	1.16	{ Voglie proj., ausg. Cessart
Mantesbrücke über die Seine .	1764	"	3	39.00	1.91	
Moulinsbrücke über den Allier .	1757	"	13	19.44	0.97	Regemortes
Trilportbrücke über die Marne .	1758	"	3	24.30	1.36	{ Perronet proj., ausg. Chezy
Cravantbrücke über die Yonne .	1764	Segment	3	19.44	1.30	
Dôlebrücke über die Doubs . .	1760	Korrbogen	7	18.79	1.30	Guéret
Fontainesbrücke üb. d. Nonnetes	1764	"	3	5.18	—	Perronet
Blackfriarsbrücke in London . .	1760	"	9	29.21	2.65	Mylne
Bordbrücke zwischen Morelins und Autun	1764	Segment	1	21.01	—	Clere
Chateau-Thierry-Brücke über die Marne	1765	Korrbogen	3	17.50	1.13	Perronet
Montignacbrücke über die Vecere	1766	"	3	20.07	1.30	Tardif
St. Edme à Nogent-Brücke über die Seine	1772	"	1	29.16	1.62	Perronet
Neuillybrücke über die Seine .	1768	"	5	39.00	1.62	{ Perronet proj., ausg. Chezy und Demoustier
Albiasbrücke über den Aveyron	1774	"	3	17.22	1.30	
Douctoirebrücke in Ricueros .	1770	"	3	16.60	0.65	Garipuy
Carbonnebrücke üb. d. Garonne	1770	"	3	30.13	1.30	Saget
Moretbrücke über den Loing . .	1771	"	3	25.27	1.30	Perronet
Pontoisebrücke	1772	Segment (?)	3	29.16	1.62	"
Privesbrücke über die Loire . .	1772	Segment	5	17.82	0.97	Grangent
Pesmesbrücke über den Ougnon	1772	Korrbogen	3	13.61	0.81	Bertrand
Ingersheimbr. über die Fecht .	1773	Segment	3	18.14	0.97	Clinchamp
Pontlieu-Brücke	1773	Korrbogen	3	17.50	1.13	Voglie
Dromebrücke	1774	"	3	29.16	1.91	Bouchet
Lyonbrücke üb. d. Saône (Proj.)	1774	"	3	31.99	1.91	Perronet proj.
Maixencebrücke	1774	Segment	3	23.33	1.41	{ Perronet proj., ausg. Demoustier
Neuvillebrücke über die Ain . .	1775	"	2	29.16	1.50	
Lagnibrücke (schiefe Wölbung)	1775	Korrbogen	—	—	—	Perronet
Hourbourgbrücke	1775	—	5	20.71	1.91	Clinchamp
Lavaurbrücke über d. Agout bei Toulouse	1775	Korrbogen	1	18.44	2.92	Saget

B r ü c k e	Zeit der Er- bauung	Form des Gewölbes	Zahl der Öffnungen			Baumeister
			(Grösste Spann- weite, Meter	Schlussstein- stärke, Meter		
Mirepoixbrücke über die Lers	1776 1790	Segment	7	19.34	1.32	Garipey
Gignacbrücke über den Hérault	1777 1793	Korbbogen	3	48.60	2.11	"
Petersburgbrücke (Project)	1778	"	7	35.08	1.32	Perronet proj.
Navillybrücke über die Doubs	1780	"	5	23.33	0.32(?)	Gauthey
Semurbrücke üb. d. Armançon	1780	Vollbogen	1	23.33	0.97	Dumorey
Fauchardbrücke zu Saumur	1784	Korbbogen	3	26.00	—	Limay
Brunoirbrücke	1784 1787	Segment	3	5.83	0.5	Perronet
Lempdebrücke über den Alagnon	1785	Korbbogen	1	30.78	—	Mauricet
Hombsbrücke über die Aude	1785	Segment	3	20.90	1.30	Ducrot
Rumillybrücke über den Cheran	1785	Vollbogen	1	38.88	1.32	Garella
Rosoirbrücke	1786 1787	Segment	2	7.77	0.61	Perronet
Chauvanesbrücke über d. Saône	1787	Korbbogen	7	12.91	0.65	Gauthey
Mazaresbrücke über die Lers	1787	Segment	3	21.38	—	Pertichamp
Concordiabrücke in Paris	1787 1792	"	5	31.18	1.14	{ Perronet proj. ausg. Demoustier
Frouardbrücke über die Mosel	1788	Korbbogen	7	19.41	1.2	Creulx
Roannebrücke über die Loire	1789 1809	"	7	23.33	0.97	Vareigne und Vimar
Bellecour- oder Tilsit-Brücke in Lyon	1789 1810	"	5	20.71	0.3	—
Nemoursbrücke über den Loing	1805	Segment	3	16.23	0.97	{ Perronet proj., ausg. Boistard
Austerlitzbrücke über die Seine in Paris	1805	"	5	32.23	1.25	—
Montlyonbrücke üb. d. Durance	1805	Korbbogen	1	30.94	—	Delbergue-Cormont
Montelimartbrücke über den Roubion zwischen Lyon und Marseille	1806	"	3	19.44	1.30	{ Voglie proj., ausg. Linay und Lesage
Buffalorbrücke	1810 1817	Segment	11	23.7	0.97	{ Marchione et Gianello
Jenabrücke in Paris	1810 1815	"	5	27.93	1.43	Manté
Pobrücke bei Turin	1810 1816	—	5	24.62	1.82	Pertichamp & Mallet
Waterloobrücke über die Themse	1811 1817	Korbbogen	9	38.83	—	Rennie
Diezbrücke über die Meurthe	1812	Segment	3	41.99	1.30	Creulx
Münchenbrücke	1814	"	3	30.46	1.30	{ Wiebeking Vater proj., ausg. Wiebeking Sohn
Ulbrücke üb. d. Donau (Project)	1814	"	1	55.03	1.83	Wiebeking proj.
Dora-Riparia-Brücke bei Turin	1823	"	—	45.0	1.5	Mosca
Neue Brücke in London	1824 1830	Korbbogen	5	46.30	—	Rennie (Sohn)

Suchen wir nach den Merkmalen des Fortschrittes, welcher in der genannten Epoche des Brückenbaues auftritt, so haben wir in Kürze Folgendes hervorzuheben.

Die Beispiele des Korbbogens, welche namentlich in der Dreifaltigkeitsbrücke zu Florenz und in der Brücke über die Garonne zu Toulouse schon im XIII. und XVII. Jahrhundert vorhanden waren, haben den französischen Ingenieuren und obenan Mansard zu einer ausgedehnten Anwendung dieser Bogenform Veranlassung gegeben und kennzeichnet sich die Periode der „Entfaltung des Brückenbaues“ vorzugsweise in der ausgedehnten Anwendung des Korbbogens, welche bei den Brückenbauten von Waterloo, Mantes und Neuilly mit je 38.⁸⁸ Meter, in der neuen Londonbrücke mit 46.³¹, dann in der Lavaurbrücke mit 48.⁴⁴ Meter, endlich in der schon 1777 begonnenen Gignacbrücke mit 48.⁶¹ Meter Spannweite ihre Maxima der überwölbten Oeffnung fand.

Ausserdem kennzeichnet sich die in Rede stehende Zeit des Brückenbaues durch eine immer ausgedehntere und verfeinerte Anordnung des Stiehbogens, dessen grösste Spannweite bei der Taafbrücke mit 45.⁶³ Meter in England auftritt

Diese Anwendung flacher Bogen, welche bezüglich der geringsten Pfeilhöhe die kühnsten Leistungen von Perronet, Bertrand, Trudaine, Voglie und Creulx bei den Brücken von:

Pesmes mit	1 : 11.2	Pfeilhöhe
Diez „	1 : 12.0	„ „
la Concorde mit	1 : 12.0	„ „
Fauchard mit	1 : 12.0	„ „
Pontoise „	1 : 13.5	„ „
Nemours „	1 : 17.0	„ „

aufweist, hat weniger ihren Ursprung in dem Wunsche, die während dieser Periode zum ersten Male entkeimten theoretischen Lehrsätze über die Mittellinie des Druckes praktisch zu verwehren, als in dem Drange des Bedürfnisses. Noch immer nämlich klebte dem Brückenbaue jener Zeit die technische Beschränktheit in der Ausführung der Fundamente an; denn wenn es auch dem Baumeister Carl 1598 beim Baue der Fleischerbrücke in Nürnberg schon gelungen war, die Güte des Fundamentes selbst

durch schräggestellte Pfähle zu erhöhen; und wenn auch der Dominicanermönch Romano schon 1683 bei der Erbauung der Maasbrücke zu Maastrich, und 1684 nach Paris berufen, beim Baue der Tuilleriesbrücke durch die erstmaligen Anwendungen der Baggerapparate und der Schiffsversenkung (Schwimmkasten) in die entstandene Tiefe, die Kunst der Fundirung schon bedeutend gefördert hatte; und wenn auch der Baumeister la Beye 1739 schon regelrechte Fundamentkasten bei der Westminsterbrücke versenkte; wenn ferner die berühmten Ingenieure Bayeux und Cessard bei der Tours- und der Saumurbrücke über die Loire schon 1755 und 1756 einen bedeutenden Fortschritt in der Fundirungskunst gemacht hatten, indem sie die eingerammten Pfähle abschnitten und auf die Köpfe derselben hölzerne Fundamentkasten mit dem nöthigen Beschwerungsmauerwerke des Pfeilers versenkten, wobei der Kastenboden als Rost diente, und wenn endlich auch der berühmte englische Ingenieur Smeaton in der Kunst des Brückenbaues schon so weit vorgegangen war, dass ihn die gegebenen Fundirungsverhältnisse bei dem Baue der Brücke von Hexham in der Grafschaft Northumberland im Juli 1778 auf den unendlich folgereichen Gedanken brachten, mit einer Taucherglocke, in welcher die Luft comprimirt wurde, in die Tiefe zu dringen: so mangelte jener Zeit doch noch immer die Dampfmaschine und mit ihr die Fähigkeit, tief in strömendes Wasser zu dringen und an jeder beliebigen Stelle und in beliebiger Flächenausdehnung zu fundiren.

Die Beschränktheit in der Fundirung, welche namentlich bei der Tuilleriesbrücke (1684) und bei der Toursbrücke (1755) grell zu Tage trat, und welche zu eingehenden Erörterungen bei den Bauten der Brücken zu Neuilly, Mantes, Saumur und Moulins führte, nöthigte aber zur Sparsamkeit in der Anzahl der Pfeiler und damit zu grossen Spannweiten, deren flachbogige Ueberbrückung wiederum desswegen geboten war, weil man die Nothwendigkeit erkannt hatte, wegen der Hochwasser die Kämpferlage zu erhöhen und bei grossen Spannweiten den Vollbogen zu vermeiden, da die dadurch gegebenen Ansteigungen der Brückenbahn bezüglich des Verkehres schon dem Geiste der Zeit widersprachen.

Ein weiteres Merkmal des Fortschrittes im Baue gewölbter Brücken zeigt sich innerhalb der in Rede stehenden geschichtlichen Periode auch dadurch, dass zu Ende derselben die Anwendung der Korbbogen sich wieder verringerte und der Stiebogen dagegen überhandnahm. Diese Vereinfachung kann in Zusammenhang gebracht werden mit den Thatsachen: dass zuerst bei der Pesmesbrücke die Kämpfer oberhalb des Hochwassers gelegt wurden, dass ferner die Stiebogen entlang der Mittellinie des Druckes in den Widerlagern eine Fortsetzung fanden, welche rationeller erschien und die in primitiver Weise bekanntlich schon bei der Fleischerbrücke in Nürnberg an gewendet wurde, und dass endlich der Werth des Korbbogens schwand, weil der letztere in seinem Kämpfer bezüglich der Hochwassermarken nicht so grell wie der Segmentbogen auftritt.

Einen anderweitigen Hauptfortschritt innerhalb der genannten Brückenbauperiode haben wir auch dahin zu verzeichnen, dass, wie wir weiter unten noch hervorheben werden, die französische Schule sich auf die Mathematik stützte, Rechnungen über die Mittellinie des Druckes, über die Widerstandskraft der Fundamente und über die Festigkeit der Materialien anstellte und damit trotz der flachen Bogen und trotz der enormen Spannweiten Ausserordentliches in den Dimensionen der Gewölbe und der Widerlager leistete.

Die grossen Spannweiten führten des Weiteren zu wesentlichen Fortschritten im Baue der Lehrgerüste, und weisen wir in dieser Hinsicht insbesondere auf den Bau der Neuillybrücke und jenen des Pont Jena hin.

Ein letztes Merkmal des Fortschrittes, dessen wir hier zu gedenken haben, betrifft endlich die Pfeilerstärke.

Aus den verschiedenen Einstürzen von Brücken, namentlich jenen der Carajabrücke zu Florenz, der alten Prager Brücke und der alten Würzburger Brücke (beide 1342), der Notre-Dame-Brücke (1499), des Pont du Change (1596), der Avignonbrücke (1602), dann aus den Beschädigungen der Dresdener Brücke (1342), der Regensburger Brücke (1491) und der Fleischer-Brücke (1568), ferner aus den Einstürzen der Brücke Ste. Marie de la Tournelle (1659), sowie aus dem Einsturze der ursprünglichen, vierböyigen Taafbrücke, jenem der Dôlebrücke (1764) und jenem der Hexham-

brücke (1779): hatte man zur Genüge gelernt einzusehen, wie schädlich beim Anpralle der Hochwasser und der Eisstöße die dicken Pfeiler seien; die französische Schule warf sich deshalb auch mit Entschiedenheit auf die wissenschaftliche Bestimmung der Durchflussweiten und auf die Ausmittlung der Minimalstärken der Pfeiler, und ist es wiederum Perronet, der uns hierin leuchtend vorgegangen ist, und der jene einzelnen Werke der Alten zum Muster nahm, welche, allerdings auf trockenem Grunde erbaut, sich schon durch dünne Pfeiler auszeichneten.

Wir haben vorhin erwähnt, dass einer der Fortschritte, welche die Brückenbaukunst in der hier in Rede stehenden geschichtlichen Periode machte, in der Ausdehnung der Anwendung der Mathematik auf die Lehre von Gewölbe besteht; es ist selbstredend, dass dieser rein wissenschaftliche Fortschritt der wesentlichste unter allen war, und gehört seine Inauguration ebenfalls der französischen Schule an. Poncelet und Tellkampf, welche sich um die Geschichte der Theorie der Gewölbe (ersterer mit seinem „Examen historique etc.“, 1852, letzterer mit seiner Abhandlung in der „Zeitschrift des Hannoveranischen Architekten- und Ingenieurvereines“, 1853) sehr verdient gemacht haben, finden die Ausgangspunkte der heutigen Anschauung der Theorie der Gewölbe bei Lahire, dessen 1712 aufgestellte Lehren noch für Perronet und Chezy massgebend waren und bereits den sogenannten schädlichen Punkt im Winkel von 45° fanden. Ausgebildet wurden die Lehren von Lahire durch Belidor und Bossut. In der weiteren Reihe der Leistungen auf dem Gebiete der Theorie der Gewölbe finden wir die Arbeiten von Couplet (1729), von Prony, von Coulomb (1773) und insbesondere die Versuche von Danisy (1732) und Boitard (1800).

Die Theorie Coulomb's fand 1820 durch Audoy neue Verbreitung, und sind es in der französischen Schule im Bereiche der hier in Rede stehenden geschichtlichen Periode Lamé und Chapeyron, wie Navier und Pessy gewesen, welche sich um die Theorie der Gewölbe ferner verdient gemacht haben. Aber auch Deutschland, angeregt durch seine Bauausführungen fing schon in dieser Periode an, die Kraft seiner Selbständigkeit hervortreten zu lassen, obschon es durch Leibnitz und Bernoulli noch seine Anknüpfung an die französische Schule fand. Eitelwein war 1808 wohl der erste

Deutsche, der sich in der Theorie der Gewölbe besonders und eigenthümlich hervorthat; ihm folgten Knochenbauer und Röslings, auch 1808 schon Schulz, welcher die Lehren Coulomb's anfänglich gar nicht kannte. 1817 machte sich Maillard durch seine Mechanik der Gewölbe bemerkbar, und schliessen mit Langsdorf, Kaiser und Lahmeyer jene deutschen Forscher ab, auf deren Fundament wir seit dem Ende der hier in Rede befindlichen geschichtlichen Periode des Baues gewölbter Brücken rüstig weiter gebaut haben.

§. 7. Blüthezeit des Baues gewölbter Brücken.

(1825 bis zur Gegenwart.)

Das Auftreten der Eisenbahnen hat nicht nur das Bedürfniss nach Brückenwerken in einem früher nie geahnten Maasse wach gerufen, sondern auch mit einem Schlage die Nothwendigkeit hingestellt, Brücken an jedem Orte und in aussergewöhnlichen Höhen-dimensionen zu errichten.

Die Ingenieure der Culturländer haben die mit einem Male an sie herangetretene Aufgabe glänzend gelöst, da sie sich an die kühnen Vorbilder der Alten lehnen, auf die Leistung der französischen Schule stützen, sich der älteren praktischen Erfolge der Engländer bemächtigen und auf die neuerliche Ausbildung berufen konnten, welche ihnen durch die Canal- und Wasserleitungsbauten, durch die Hafengebauten und durch den Bau der Alpenstrassen dicht vor dem Auftreten der Eisenbahnen geboten waren. Aber nicht das Drängen des Bedürfnisses allein war es, welches diese Glanzperiode im Baue gewölbter Brücken schuf, sondern vornehmlich ist es die vollständige Herrschaft über das Fundament, welche die Blüthe aufkeimen machte, die unsere Zeit des Brückenbaues kennzeichnet.

Diese Herrschaft gründet sich aber vornehmlich auf den Gebrauch der technisch so hoch entwickelten Dampfmaschine, denn mit ihr wurde nicht nur der Transport und die Hebung der Massen zu fast unbeschränktem Maasse ermöglicht, sondern die Hebung der Wasser, die Teufung im Grunde, die Rammung der Pfähle, die Erzeugung comprimirtter Luft und die Dienstbarmachung des Eisens in jeder Form in einer Weise erleichtert, dass nicht nur der Bau

gewölbter Brücken auf den Höhenpunkt gelangen, sondern er sogar durch den Gebrauch eiserner Brücken überflügelt werden musste.

Rechnen wir nun noch hinzu, dass die zahlreiche Entstehung der technischen Hochschulen, welche insbesondere in Oesterreich und in Deutschland dominirte, den Bildungsgrad der Ingenieure überall in den Culturländern auf ein gleiches Niveau hob: so haben wir hier in Kürze die Ursachen genannt, welche den Blüthetrieb bilden.

Was nun die Merkmale betrifft, welche die Höhe unserer Zeit im Baue der gewölbten Brücken am wesentlichsten kennzeichnen, so haben wir in Kürze die folgenden hervorzuheben:

1. Vor Allem müssen wir der Vielfältigkeit der Form gedenken, welche die Gewandtheit kennzeichnet, mit der wir heute unsere steinernen Brücken construiren. Wir finden nicht allein das Fundament in allen seinen Formen beherrscht, den Pfeilerbau hoch ausgebildet, die Anlagsformen der Widerlager, von festem Klotze ausgehend, zur Abtreppe übergehend und im sogenannten verlorenen Widerlager (*culées perdus* — *flying arches*) culminirend, angewendet: sondern wir sehen insbesondere, wie die Ueberspannung der freien Oeffnung in allen Formen wechselt; denn unsere Zeit ist im Spitzbogen (Brücke von Chateau Fallet, Viaduct bei Verona, Diedenmühlenviaduct, Viaduct von St. Chamas), im Baue sich durchdringender Kreisbogen (Touloubreviaduct, Chamasviaduct), in der Anordnung der Durchdringung von Bogen verschiedener Form (Depfordbrücke), im Baue sich gegenseitig unterstützenden Bogen (Vezeronzeviaduct, Pont de Berdoulet) ebenso gewandt, wie in der Herstellung der Vollbogen, der Segmentbogen und der Korbbogen.

2. Ausser dieser Beherrschung der Form der Brückenüberspannung dominirt unsere Zeit auch durch die Grösse der Spannweiten, wie dies die nachfolgende Aufzählung einiger Brücken mit grossen Spannweiten darthut; die Tabelle schliesst mit der Wasserleitungsbrücke nächst Washington, welche unseres Wissens gegenwärtig die grösste existirende Wölbeweite (228 Fuss englische Spannweite, 61 Fuss Pfeil, 138 Fuss Radius, 6,1 Fuss Widerlagsstärke, 4,3 Fuss Scheitelstärke, 19 Fuss Brückenbreite) repräsentirt.

Beispiele grosser Spannweiten gewölbter Brücken vom Jahre 1825
bis zur Gegenwart.

Brücke	Bau- beginn	Bogenart	Zahl der Oeff- nungen	Grösste Spann- weite, Meter
Göltzschthal-Viaduct . . .	1846	Ueberh. Bogen	51	30.59
Elsterthal-Viaduct	1846	„ „	16	30.59
Pont de Pille	1846	Korbbogen	3	31.00
Doublesbrücke über die Seine	1847	Segment	1	31.05
Resciuttabrücke	—	„	3	34.00
Pariser Gürtelbahn	—	„	5	34.50
Saultbrücke über die Rhône	1825	Korbbogen	—	34.83
Ribblebrücke	—	„	5	36.60
Maidenheadbrücke	1835	„	2	39.00
Seriviabrücke	1850	„	1	40.00
Crespanobrücke	1833	—	1	40.40
Almabrücke in Paris	1854	Korbbogen	3	45.00
Kleinwolmsdorf-Viaduct . .	1844	Segment	1	45.00
Gloucesterbrücke	1827	Korbbogen	—	45.75
Nydeckbrücke in Bern . . .	1841	Segment	3	46.06
Wearbrücke	1846	Vollbogen	10	48.80
Nogent-Viaduct über die Marne	1855	„	—	50.00
Ballochmyl-Viaduct	—	„	—	55.17
Deebrücke bei Chester . . .	1832	Segment	1	60.96
Cabin John-Flussbrücke bei Washington	1866	„	1	69.54

Es wird nicht ohne Interesse sein, an dieser Stelle behufs weiter directer Vergleichung nochmals jene Brücken grosser Spannweiten übersichtlich vorzuführen, welche in den früheren Geschichtsperioden zur Ausführung gelangt und schon in den vorhergegangenen Tabellen verzeichnet sind.

Beispiele grosser Spannweiten gewölbter Brücken aus der Zeit vom Jahre 1096 bis 1825.

Brücke	Bau- beginn	Bogenart	Grösste Spannweite, Meter
Rouenbrücke	1818	Korbbogen	31.0
Lyonbrücke	1265	Vollbogen	31.0
Carbonnebrücke	1770	Korbbogen	31.2
Orleansbrücke über die Loire	1750	"	32.4
Avignonbrücke	1178	Vollbogen	33.0
St. Espritbrücke	1285	Segment	33.1
Toulousebrücke	1543	Korbbogen	34.34
Villeneuve d'Agen-Brücke	1732	Vollbogen	34.34
Tetbrücke	1732	"	37.58
Waterloobrücke	1811	Korbbogen	38.88
Rumillybrücke	1785	Vollbogen	38.88
Mantesbrücke	1757	Korbbogen	39.00
Neuillybrücke	1768	"	39.00
Veronabrücke	1354	Segment	44.40
Moulinsbrücke	1705	Korbbogen	44.71
Ceretbrücke	1336	Vollbogen	45.00
Dora-Riparia-Brücke	1823	Segment	45.00
Claixbrücke	1611	"	45.36
Taaibrücke	1756	"	45.36
Neue Londonbrücke	1824	Korbbogen	46.30
Tournonbrücke	1545	Segment	47.63
Lavaurbrücke	1775	Korbbogen	48.44
Gignacbrücke	1777	"	48.60
Vielle-Brioude-Brücke	1454	Segment	54.20
Fiume-Sele-Brücke	—	"	55.00
Volturnobrücke	—	"	60.00

3. Ein weiteres Merkmal, durch welches sich der Bau steinerner Brücken unserer Zeit auszeichnet, sind die hohen und schlanken

Pfeiler, welche unsere Viaducte zieren. Diese Errungenschaft repräsentirt ein Entgegengesetztes zu den römischen Brücken; und wenn wir auch schon aus alter Zeit in den Beispielen des Aquäductes von Lissabon ein unvergleichliches Muster des schlanken Pfeilerbaues besitzen, und wenn auch die spätere Zeit in den Aquäducten und den Viaducten diesfalls Vorzügliches leistete: so ist es doch insbesondere erst der Gegenwart vorbehalten worden, den Pfeilerbau auf die wissenschaftliche Untersuchung der Festigkeit der Baumaterialien zu basiren.

Namentlich sind England, Frankreich, Italien und Spanien die Länder, in welchen sehr hohe Pfeiler, die durch ihre Schlankheit geziert sind, zur Ausführung gelangten.

Im Nachstehenden befindet sich ein Verzeichniss von Brücken mit hervorragenden Pfeilerhöhen und sind in diesem Verzeichnisse, wieder der Uebersicht halber, auch Brückenbauten aus den älteren Geschichtsperioden aufgenommen und solche Pfeilerhöhen über 20.0 Meter benannt, welche im Bereiche dieser Höhe als frei und unverspannt construirt sind.

Tabelle von unverspannten Pfeilerhöhen über 20 Meter.

Brücken	Baubeginn	Höhe des Pfeilers, Meter	Pfeilerstärke in Kämpferhöhe, Meter	Stärke zur Höhe wie 1 :	Druck pro Qua- dratcentimeter, Kilogramm
Elbarat-Viaduct	1866	20.00	2.00	10.0	—
Sarlon-Viaduct	—	20.00	2.00	10.0	—
Stockport-Viaduct	—	20.10	3.04	6.6	—
Linlithgow-Viaduct	—	20.40	2.15	9.4	—
Vilatte-Viaduct	1864	20.40	2.28	8.9	—
Birmingham-Viaduct	1831	20.43	3.35	6.1	—
Görlitz-Viaduct	1844	21.30	3.77	5.6	—
Wear-Viaduct	—	21.90	7.24	3.0	—
Chirk-Viaduct	—	22.00	2.98	7.4	—

Brücken	Baubeginn	Höhe des Pfeilers, Meter	Pfeilerstärke in Kämpferhöhe, Meter	Stärke zur Höhe wie 1 :	Druck pro Qua- dratcentimeter, Kilogramm
Loyang-Viaduct (in China)	—	23.00	4.37	4.7	—
Walwyn-Viaduct	1850	23.00	1.65	13.9	—
Barentin-Viaduct	1844	23.68	2.70	8.8	5.00
Roquefavour-Aquäduct	—	24.00	4.5	—	14.68
„ „	—	24.10	5.50	—	—
Manse-Viaduct	1847	24.60	3.40	7.2	5.71
Canelle-Viaduct	—	24.80	2.70	9.2	—
Sagnisoule-Viaduct	1867	25.20	2.28	11.1	—
Folkestone-Viaduct	—	25.60	1.80	14.2	—
Dean-Viaduct	1831	25.61	1.52	16.8	—
Mirville-Viaduct	1844	26.00	1.55	16.8	5.92
Tweed-Viaduct	1847	26.00	2.59	10.0	—
Passadou-Viaduct	1866	27.00	2.80	9.6	—
Dinan-Viaduct	—	27.90	4.00	7.0	—
Mouse-Viaduct	1822	29.28	2.59	11.3	—
Lockwood-Viaduct	—	31.50	1.37	23.0	—
Dee-Viaduct	—	32.90	3.94	8.30	10.00
Fure-Viaduct	—	35.80	2.75	13.00	—
Aulne-Viaduct	—	41.50	4.80	8.60	—
Lissabon-Aquäduct	c. 100	c. 50	c. 6.5	7.7	—
Spoletto-Aquäduct	c. 500	89.0	3.57 ?)	25.0(?)	45.43(?)

4. Ein bedeutsamer Fortschritt unserer Zeit des Brückenbaues ruht in der immer grösser werdenden Erfahrung bezüglich der Prüfungen über die Festigkeit der Stein- und Mörtelmaterialien und der sich auf diese Ergebnisse stützenden Construction.

Insbesondere ist es hier wieder die französische Schule, welche seit Perronet auf diesem Gebiete Ton angehend vorschreitet,

und liefern uns nicht nur die Notizen, welche das französische Ministerium der öffentlichen Arbeiten in Wien 1873 ausgestellt hatte, musterhafte Angaben, sondern es sind dieselben mehrfach auch in den „Annales des ponts et chaussées“, namentlich von Michelot veröffentlicht und neuestens von Professor Morandiére in übersichtlicher Weise, besonders auch mit Rücksicht auf die Versuche von Gauthey und Bresse, dann auf die Versuche bei dem Baue der neuen Oper in Paris behandelt worden.

Die französischen Brückeningenieure nehmen in der Regel Beton mit 4 bis 5 Kilogramm, gewöhnliches Mauerwerk mit 5 bis 6 Kilogramm und sorgfältiges Quadermauerwerk mit 10 bis 12 Kilogramm pro Quadratcentimeter in Anspruch, und ist es nicht ohne Interesse, eine Tabelle von Morandiére einzusehen, welche derselbe kürzlich über die Inanspruchnahme des Mauerwerkes bei verschiedenen gewölbten Brücken in seinem ausgezeichneten Werke über Brückenbau zusammengestellt hat.

Materialpressungen in verschiedenen Brücken.

(Nach Morandiére).

Brücken und Viaducte	Bogenöffnung, Meter	Höhe des Bauwerkes, Meter	Pfeilerstärke im Kämpfer, Meter	Pressung pro Quadratcentimeter in Kilogramm			
				im Scheitel	im Kämpfer	im Sockel	im Fundament
Neullybrücke	39.00	14.65	4.20	12.78	11.68	11.68	7.69
Concordiabrücke . . .	31.18	12.96	2.92	17.00	9.96	11.37	5.16
Almabrücke	43.00	11.59	4.60	12.47	9.97	9.07	7.22
Austerlitzbrücke . . .	32.16	11.84	3.10	11.61	8.42	8.98	6.31
Louis-Philipp-Brücke .	32.00	10.47	4.00	9.70	7.52	6.43	4.81
Orleansbrücke	32.50	14.00	5.85	9.93	8.28	8.28	7.63
Montlouisbrücke . . .	24.75	11.39	3.25	7.85	8.53	8.30	5.30
Plessis-les-Tours-Br. .	24.00	11.15	3.00	7.96	7.37	6.19	4.24
Cinq-Mars-Brücke . . .	20.00	11.20	3.50	5.23	5.47	5.76	3.79
Chalomesbrücke . . .	30.00	11.85	3.44	10.47	7.54	6.53	4.95
Cêbrücke	25.00	11.59	3.50	6.53	6.33	5.88	4.26

Brücken und Viaducte	Bogenöffnung, Meter	Höhe des Bauwer- kes, Meter	Pfeilerstärke im Kämpfer, Meter	Pressung pro Quadratcenti- meter in Kilogramm			
				im Scheitel	im Kämpfer	im Sockel	im Funda- ment
Dreifaltigkeitsbrücke zu Florenz	29.19	9.00	7.88	15.46	3.95	4.65	—
Dinan-Viaduct	16.00	41.30	4.00	4.66	6.50	9.50	8.80
Indre-Viaduct	9.80	22.90	2.20	2.36	3.11	4.57	2.24
Manse-Viaduct	15.00	33.10	3.40	3.21	5.07	5.71	4.46
Lusignan-Viaduct	15.00	31.50	3.20	3.14	5.61	7.13	6.12
Auray-Viaduct	15.00	29.00	3.30	4.00	5.56	7.30	6.13
Hennebont-Viaduct	22.00	28.50	3.60	4.52	7.65	6.81	6.62
Quimperlé-Viaduct	15.00	30.75	3.60	2.95	5.09	6.40	5.59
Châteaulin-Viaduct	12.00	24.20	2.50	2.59	6.38	5.50	5.97
Port-Launay-Viaduct	22.00	52.50	4.80	4.83	5.84	9.12	7.29
Pont-de-Buis-Viaduct	18.00	40.00	4.00	4.37	5.09	7.86	6.06
Daoulas-Viaduct	18.00	37.50	3.80	4.16	5.52	7.87	6.43
Morlaix-Viaduct	15.00	58.00	4.25	3.70	4.35	7.50	8.12
Chaumont-Viaduct	10.00	50.00	1.30	2.95	5.00	10.00	—
Aulne-Viaduct	22.00	—	—	4.83	—	—	—
Huisnebrücke über die Loire	18.00	—	—	8.74	—	—	—
Transitbrücke	20.00	—	—	7.70	—	—	—

Diese Inanspruchnahme des Materiales wird allerdings bei einigen Bauwerken, insbesondere aber im Kirchenbau bedeutend überschritten, denn es beträgt bekanntlich nach Gauthey, Fontenay und Morandiére die Pressung in Kilogramm pro Quadratcentimeter:

In den Pfeilern des Invalidendomes zu Paris	14.76
„ „ „ der St. Peterskirche in Rom	16.00
„ „ „ der St. Paulskirche in London	19.00
„ „ „ äusseren Säulen der Paulskirche zu Rom	19.76
„ „ Pfeilern der Genovevakirche	29.11
„ „ Thurmpfeilern der Kirche zu St. Mery	29.11
„ „ Säulen der Kirche zu Toussaint d'Angers	44.00
„ „ dem Pfeilerfusse des Aquäduces zu Spoleto (?)	45.43

5. Wenn auch die Gegenwart bei dem Baue von Thalüberbrückungen in der Kühnheit der Constructionshöhe noch nicht so weit gegangen ist, wie es die alten Meister beim Baue der Brücke von Spoleto gethan haben, woselbst das Material des Pfeilerfusses nach Fontenay und Morandière einem Drucke von 45.⁴³ Kilogramm pro Quadratcentimeter ausgesetzt ist, und wenn wir auch in der Gegenwart die absolute Höhe dieses Aquäduces im Gebiete der gewölbten Brücken noch nicht erreicht, auch zu dieser Erreichung keine Veranlassung gehabt haben, weil die hohen Thalübergänge unserer Zeit weit vortheilhafter durch eiserne Brücken hergestellt werden: so fällt in unsere Zeit doch eine zahlreiche Entstehung von gewölbten Thalüberbrückungen, die in Rücksicht auf die Erschütterungen, denen sie durch den Eisenbahnverkehr ausgesetzt sind, weit staunenswerthere Leistungen darstellen, als es die Aquäducbauten der Alten waren.

Insbesondere ist es hier Deutschland, welches durch die Höhe und den gewaltigen Stockwerksbau des Göltzschthalviaductes in Sachsen die erste Rangstufe einnimmt, und welches mit Oesterreich und Frankreich den unter Anderem durch die Bauwerke von Franzthal und Chaumont so trefflich repräsentirten gemeinsamen Charakterzug aufweist, sehr hohe Viaducte in Stockwerksform zu erbauen, während England, gekennzeichnet durch die Viaducte von Lockwood und Wear, den Stockwerksbau meidet und vermittelst schlank aufstrebenden, unverspannten Pfeilern seine Thäler überbrückt.

Die folgende Tabelle gibt eine generelle Uebersicht dessen, was unsere Zeit an hohen und kühnen Thalüberbrückungen, meist zu Zwecken des Eisenbahnbaues geleistet hat.

In dieser Tabelle sind der besseren Uebersicht wegen auch wieder die älteren grossen Thalüberbrückungen eingefügt.

Tabelle grosser Stockwerksbrücken und Brücken grosser Höhen
(über 30 Meter).

Brücke	Zahl der Etagen	Maximale Höhe, Meter	Bau- beginn
Mayenne-Viaduct	—	30.00	—
Chirk-Viaduct	—	30.50	—
Walmyn-Viaduct	—	30.63	1850
Tarragona-Aquäduct	2	31.50	—
Falkestone-Viaduct	—	32.00	—
Maintenon-Aquäduct	—	32.08	1684
Bietigheim-Viaduct	—	32.10	—
Stockport-Viaduct	—	32.33	—
Fleury-Thal-Viaduct	—	32.60	1840
Barentin-Viaduct	—	32.85	1844
Sagnissoule-Viaduct	—	33.00	1867
Mireville-Viaduct	—	33.00	1844
Starucca-Viaduct	—	33.33	—
Dean-Viaduct	—	33.70	1831
Löbau-Viaduct	—	33.98	—
Manse-Viaduct	—	34.00	—
Segovia-Aquäduct	2	34.00	c. 100
Görlitz-Viaduct	—	35.15	—
Passadou-Viaduct	—	35.50	1866
Iller-Viaduct	—	36.00	—
Steina-Viaduct	—	36.00	—
Geul-Thal-Viaduct bei Aachen	2	36.71	1841
Liemeritz-Viaduct	—	36.82	—
Franzthal-Viaduct	2	37.92	—
Dweed-Viaduct	—	38.00	1847
Zschopau-Viaduct	—	38.00	—
Beswick-Viaduct	—	38.00	—
Wagner-Viaduct	2	38.87	—
Bouchard-Viaduct	—	39.00	1850

Brücke	Zahl der Etagen	Maximale Höhe, Meter	Bau- beginn
Dinan-Viaduct	—	39.20	—
Comelle-Viaduct	—	39.50	—
Heiligenborn-Viaduct	2	40.00	—
Fure-Viaduct	—	40.75	—
Lockwood-Viaduct	—	41.48	—
Combe-de-fin-Viaduct	—	43.00	—
Wear-Viaduct	—	45.00	—
Guerche-Viaduct	—	45.00	—
Dee-Viaduct	—	45.00	—
Aquäduct über den Harlemluss	—	45.50	—
Kalte-Rinne-Viaduct	—	45.66	—
Newcastle-Viaduct	—	46.00	—
Pont-du-Gard-Aquäduct	3	48.77	—
Albano-Arriccia-Viaduct	3	50.00	—
Chaumont-Viaduct	3	50.00	—
Diedenmühl-Viaduct	2	51.00	—
Caserta-Aquäduct	3	58.51	1753
Dezenzano-Viaduct bei Verona	—	60.00	—
Elsterthal-Viaduct	2	69.75	1846
Göltzschthal-Viaduct	4	80.37	1846
Roquefavour-Aquäduct	3	81.00	—
Lissabon-Aquäduct	—	85.00	c. 100
Spoletto-Aquäduct	2	132.00(?)	c. 500

6. Ein weiteres Merkmal des Fortschrittes im Brückenbaue unserer Zeit ruht in dem ausgeprägten Sinne der Materialersparung, welche sich auf unsere Errungenschaften in der Mathematik, respective auf jene in der Baumechanik gründet.

Es würde zu weit führen, diesen wichtigen Gegenstand hier näher zu verfolgen, und wir begnügen uns damit, die ganz hervorragenden Leistungen anzudeuten, welche im Baue hohler Pfeiler

(Viaduct bei Lavaud-Franche, Saguissole, Ballochmyleviaduct, Schildescheviaduct); der hohlen Widerlager (Ballochmyleviaduct, Schildescheviaduct, Ockerbrücke, Marlantesviaduct in Spanien u. s. w.); ferner in der Masseersparung durch die Stellung der Widerlager: also durch die Anordnung der verlorenen Widerlager — *culées perdus* — (Kornhausbrücke in Hamburg, Maasbrücke bei Lüttich, Grosvenorbrücke, Merseybrücke, Cartbrücke in der Pasleybahn, Brücke der London-Croydonbahn, St. Gallbrücke über den Alagnon, Aiguilleviaduct, Gartempebrücke, Cerebrücke, Segoviabrücke, Normalien der Orleansbahn überhaupt u. s. w.); der abgetreppten Widerlager (Arbósbrücke, Tomalosbrücke in Spanien u. s. w.), der abgeschrägten Widerlager (Lobersbacher Brücke, Chambeuilviaduct, der Orleansbrücke) und der zahlreich ausgeführten gepfeilerten Widerlager; endlich der Aussparungen im Bereiche der Uebermauerung (Bressuirebrücke, Jonibrücke, Chamasviaduct, Touloubreviaduct, Project des Vezeronzeviaductes, Merzeybrücke, Nogentviaduct über die Marne, Warthebrücke bei Wronke, Cartbrücke in der Pasleybahn, Plessy- und Nydeckbrücke, Neisse- und Indreviaduct, Brahebrücke, Bietigheimviaduct, Merseybrücke, Point-du-Joure-Brücke, Berdouletbrücke, Pagayrolleviaduct, zahlreiche Bauwerke der Vanneleitung u. s. w.) vollzogen wurden.

7. Ein weiterer wesentlicher Fortschritt, welchen der Bau gewölbter Brücken in unserer Zeit aufzuweisen hat, beruht in der höchst sorgfältigen Entwässerung der Brücken, und wir erwähnen in dieser Hinsicht beispielsweise nur die eigenthümlichen Anordnungen bei der Lunerybrücke, bei dem Viaducte Lavaud-Franche und dem Saguissoleviaducte der Orleansbahn, dann der Entwässerung des Indreviaductes, des Bietigheimer Viaductes, des Nogentviaductes, der Steina- und der Nydeckbrücke, der Marienbrücke bei Dresden, der Neissebrücke u. s. w.

8. Eine nicht ungewöhnliche Errungenschaft des Brückenbaues unserer Zeit ist auch der Bau der gewölbten schiefen Brücken; diese Errungenschaft hat jedoch seit dem Auftreten der Eisenüberbrückungen wesentlich an ihrem Schwergewichte verloren, und werden in der That gewölbte, schiefe Brücken verhältnissmässig nur noch selten (zumeist nur noch in Sachsen) und nur in Fällen besonderen

Bedürfnisses dazu ausgeführt, wie es z. B. bei der Brücke Taneyroux, Chaulou, Rheinweiler, Eger, Guell in Spanien u. s. w. der Fall war.

9. Eines weiteren charakteristischen Merkmales, welches unserer Zeit des Baues gewölbter Brücken angehört, haben wir noch in dem Baue der Durchlässe zu gedenken. Der Druck der Erdmassen, welcher sehr häufig auf solchen Brückenwerken lastet und die Verschiebung des Untergrundes solcher Bauwerke, hervorgerufen durch die Last der Dämme, haben zu Erfahrungen geführt, welche kaum geringer anzuschlagen sind, als diejenigen, die beim Baue der Alpenbahnen gewonnen wurden, wo es gilt, die Durchlässe an steilen Hängen zu placiren.

In ersterer Hinsicht ist es Deutschland gewesen, welches mit seinen Erfahrungen in den weichen Bodenarten dieses Landes voranging, in letzterer Hinsicht hat Oesterreich die Initiative ergriffen, wo bei dem Baue der Brennerbahn durch die drei hervorragenden Ingenieure Etzel, Pressel und Thommen Typen geschaffen wurden, welche heute mustergiltig sind. Auch haben die Durchlassbauten ein charakteristisches Merkmal des Brückenbaues dadurch gefördert, dass sie die Wissenschaft des Baues der Brückenflügel wesentlich cultivirt haben, indem die druckhaften Böden der Dämme, die Höhe der letzteren und die Beschaffenheit des Dammuntergrundes, vermöge der grossen Zahl der Durchlässe, zu den mannigfachsten Variationen in der Construction der Flügel geführt haben. Dabei darf nicht übersehen werden, dass bis vor Kurzem noch die Ingenieure der einzelnen Länder in dieser Hinsicht der Leitung der Gewohnheit folgten, weil man es vor nicht langer Zeit noch liebte, in Deutschland und in Oesterreich gerade Flügel, in Frankreich convexe und in England concave zu bauen. Die neueste Zeit hat aber hierin einsehen gelehrt, dass die Gewohnheit oft vom Uebel ist und der Ingenieur stetig nach den localen Verhältnissen construiren soll.

10. Ein letztes, aber auch das bedeutendste Merkmal unter den Fortschritten im Baue der gewölbten Brücken ruht in dem Aufschwunge der Theorie. Anknüpfend an die im vorigen Absatze (pag. 166) gemachten diesfälligen Angaben, müssen wir wieder zunächst auf die französische Schule hinweisen, welche, an die Arbeiten von Garidel (1835), Mery (1840), Petit und Michon (1848)

anknüpfend, zu der grossen Leistung von Moseley über die Mittellinie des Druckes führte. In Oesterreich und Deutschland war es dagegen 1831 Gerstner, der den Reigen jener Schule eröffnete, die in den Namen Scheffler, Hagen (1844), Schubert, Pauly (1846), Hoffmann (1853) und Weisbachbrillirt und die zu den Leistungen Cullmanns führte, denen sich jene unserer bekannten hervorragenden anderen Theoretiker der Gegenwart effectvoll anschliessen; Leistungen, welche, wie allgemein anerkannt, heute die französische Schule überflügelt haben.

Ueberblicken wir nun die hier gegebene kurze Geschichte des Baues steinerner Brücken, so können wir bemerken, wie diese Disciplin dem ganzen Ingenieurwesen als eine Stufenleiter zu dem Emporklimmen auf eine Höhe gedient hat, die wir dessenthalben als nahezu erstiegen betrachten müssen, weil der Bau der gewölbten Brücken überhaupt und nachdem ihm in der jüngsten Zeit auch mehr denn früher die Schönheit der Form (Elisabethbrücke und Schwarzenbergbrücke in Wien, Reesendahms- und Wandrahmsbrücke zu Hamburg, Almabücke in Paris, Lunerybrücke der Orleansbahn, Warthebrücke bei Wronke, Viaduct zu Heiligenborn u. s. w.) gewidmet wurde, durch das Auftreten der eisernen Brücken überboten ist. Die Ueberbietung einer Disciplin aber ist das Kriterium ihrer Reife.

II. Capitel.

Vertretung der gewölbten Brücken auf der Ausstellung.

Wir führen nun in Folgendem die hervorragendsten Objecte aus dem Gebiete gewölbter Brücken vor, welche in der Ausstellung vertreten waren.

§. 1. Antike gewölbte Brücken.

(Sammlung im spanischen Pavillon.)

1. Puente mayor de Orense, Strassenbrücke zwischen Villacastin und Vigo: 6 Oeffnungen, und zwar die drei Durchflussöffnungen als Spitzbogen von 27.5 Meter — 39.0 Meter und 29.5 Meter Spannweite; die Fluthöffnungen in Rundbogen.

2. Puente de San Martin, Strassenbrücke in der Provinz Toledo: 5 Oeffnungen, in der Mitte ein Spitzbogen von 40.0 Meter Spannweite, rechts und links je zwei Rundbogen.

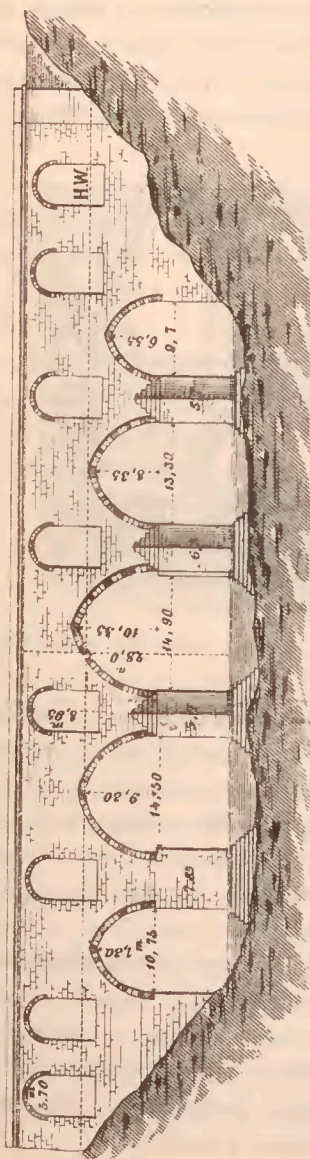
3. Puente de San Juan de las Abadesas, Strassenbrücke in der Provinz Gerona: 3 Oeffnungen, die mittlere ein Spitzbogen von 34.0 Meter Spannweite. Rechts und links ein Rundbogen.

4. Puente del Diablo, Strassenbrücke in der Provinz Barcelona 3 Oeffnungen, die mittlere ein Spitzbogen, rechts und links je ein Rundbogen; die Spannweite dieses kühnen Bauwerkes war nicht angegeben; der Scheiteldruck ist durch ein aufgemauertes Gebäude erhöht.

Besonderes Interesse bietet die bestehende arge Verdrückung der einen Hälfte des Spitzbogens, welche sich wellenförmig darstellt.

5. Puente de Rigobayo, über den Fluss Esla (Figur 138), Strassenbrücke von Zamora nach Portugal in der Provinz Zamora. Die Brücke hat zwei Stockwerke und besteht das untere Stockwerk aus 5 Spitzbogen, deren Lichtweite und Pfeilerstärke die folgenden Dimensionen besitzen.

Fig. 138.



Spannweite, Meter	Bogenhöhe	Pfeilerstärke
10.75	7.30	} 7.85
14.50	9.30	
14.90	10.55	} 6.30
13.30	8.33	
9.70	6.55	} 5.70

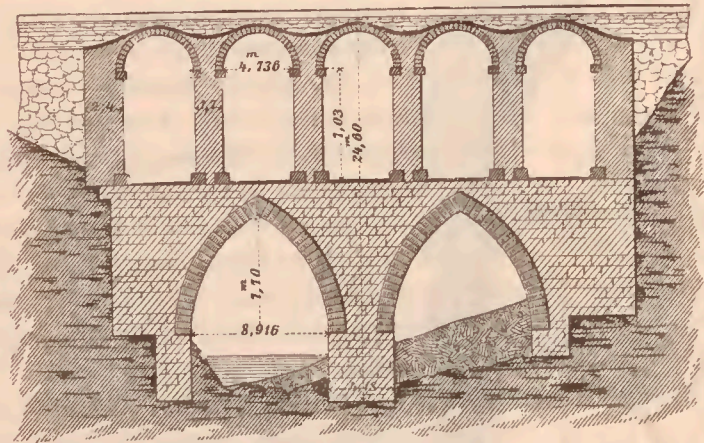
Die Kämpferhöhe ist für alle diese fünf Oeffnungen eine gleiche. Das obere Stockwerk besteht aus 8 Lichtöffnungen mit Halbkreisgewölben, und haben alle diese Oeffnungen, von denen 4 Stück über den

unteren Pfeilern stehen, eine Breite von 5.7 Meter und eine lichte Höhe von 8.95 Meter.

Die gesammte Brückenhöhe beträgt, gemessen von der Oberkante des Fundamentes bis zur Strassenbahn, 28.0 Meter; die Brückenbreite beträgt 6.3 Meter, die Breite der Fahrbahn 5.7 Meter; das Hochwasser strömt noch durch die oberen Oeffnungen.

6. Puente sobre el barranco de S. Antonio, Strassenbrücke zwischen Jativa und Alicante (Figur 139). Die Brücke ist

Fig. 139.



zweietagig und nur die untere Etage antik und als Fundament einem modernen Ueberbaue dienend.

Die ganze Brücke misst von der Fundamentsohle bis zur Strassenbahn 24.8 Meter Höhe. Die untere Etage besteht aus Cyklopmauerwerk und enthält zwei aus Quadern hergestellte Spitzbogen von 1.0 Meter Gewölbstärke und von je 8.916 Meter Spannweite und 7.70 Meter Pfeilhöhe. Die Pfeilerstärke zwischen diesen beiden Bogen misst 4.18 Meter, seine Höhe 4.3 Meter; die Widerlagspfeiler haben eine getreppte Fundirung.

Die obere Etage besteht aus 5 Oeffnungen mit Halbkreiswölbungen; die Stärke der Mittelpfeiler beträgt je 1.7 Meter, jene der Widerlager 2.4 Meter; die Pfeilerhöhe misst überall 7.03 Meter; die Spannweite jeder Oeffnung hält 4.736 Meter; die Gewölbe sind aus Ziegeln, und nur in einer Steinstärke hergestellt. Die ganze Brücke überwölbt eine steil eingeschnittene Felsschlucht.

7. Aquäduet bei Ternel: Vollbogen, 2 Etagen.
8. Aquäduet bei Tarragona: 2 Etagen, Vollbogen, unten 11 oben 21 Oeffnungen.
9. Aquäduet bei Segovia: 2 Etagen, Vollbogen.
10. Brücke bei Aleantara in der Provinz Toledo: 2 Rundbogen, wovon der grössere 35 Meter Spannweite hält.
11. Brücke bei Ser in der Provinz Gerona: 2 Vollbogen, wovon der eine von sehr bedeutender (nicht angegebener) Spannweite.
12. Brücke bei Bibey zwischen Ponferrada und Orense: 3 halbkreisförmige Oeffnungen, die mittlere (Spannweite nicht angegeben) sehr bedeutend.
13. Brücke bei Guadalimar in der Provinz Juan: Die halbkreisförmige Hauptöffnung misst 31.₃ Meter Weite.
14. Brücke bei Palmas in der Provinz Badajoz: 27 halbkreisförmige Oeffnungen.
15. Puente Romano de Merida in der Provinz Badajoz 56 halbkreisförmige Oeffnungen.
16. Puente mayor in der Provinz Salamanca: Zahlreiche Vollbogen, Brückenlänge 358.₁₂ Meter.
17. Puente del Cardenal in der Provinz Caceres: 5 Vollbogen, wovon der mittlere 21.₂ Meter Spannweite hält; die Brücke wurde 1861 reconstruirt und ober den Pfeilern mit kreisrunden Aussparungen versehen.
18. Brücke bei Almaraz in der Provinz Caceres. Die ganze Brückenlänge misst 153.₀ Meter; 2 Vollbogen von 33.₀ und 38.₀ Meter Spannweite; die Brückenhöhe misst vom tiefsten Terrainpunkte bis zur Fahrbahn 41.₀ Meter; Breite der Fahrbahn 7.₀ Meter.
19. Brücke bei Aleantara in der Provinz Caceres: 6 Oeffnungen, Vollbogen. Lichte Weite des grössten Bogens 28.₇₈ Meter; Brückenlänge 194.₃₃ Meter; maximale Höhe 54.₅ Meter.
20. Puente Romano in der Provinz Cordoba: 16 Oeffnungen, Vollbogen.
21. Puente de Molins de Rey: Strassenbrücke zwischen Madrid und Junquera in der Provinz Barcelona: 15 elliptische Bogen.

22. Brücke bei Piedra in der Provinz Valladolid: 2 halbkreisförmige Hauptöffnungen, die Fluthöffnungen in Spitzbogen.

23. Brücke über den Duero: Provinz Zamora. 12 Spitzbogen im Wasser nebst verschiedenen Inundationsöffnungen.

24. Puente sobre el rambla de Elche: Alterthümliche steinerne Spitzbogenbrücke, 2 Oeffnungen, der Pfeiler mit Thürmen geziert.

Ausser diesen alten Brücken waren im spanischen Pavillon noch andere alte spanische Brücken von weniger Bedeutung ausgestellt; endlich war, unter die antiken Brücken gehörig, die Moldaubrücke in Prag (additionelle Ausstellung) in Photographie zur Anschauung gebracht.

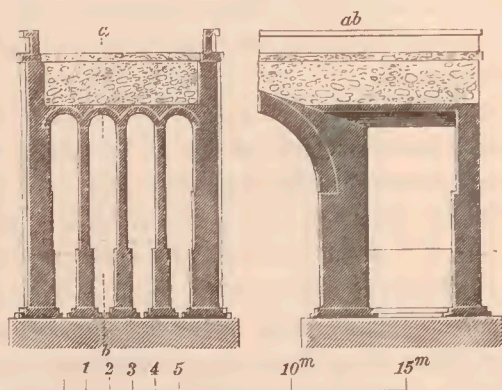
§. 2. Moderne gewölbte Brücken.

Im spanischen Pavillon waren ausgestellt:

1. Viaduct bei Marlantes, Eisenbahn zwischen Alar und Santander: 10 Oeffnungen à 9.6 Meter, Fahrbahnbreite 7.4 Meter, Maximalhöhe 23.9 Meter.

Die 7.0 Meter starken Widerlager (vergleiche Figur 140) sind

Fig. 140.



nicht massiv, sondern in überwölbten Kammern construiert; die ganze Brücke ligt im Bogen und haben dem entsprechend die Pfeiler eine trapezförmige Grundfläche von 1.4 Meter, respective 1.6 Meter Breitseite erhalten.

2. Eisenbahnviaduct über den Molinos in der Provinz Avila: 173.5 Meter lang, 32.5 Meter Maximalhöhe des Gesimses über dem Terrain; 7 halbkreisförmige Oeffnungen à 15 Meter Spannweite. Der mittlere Theil der Brücke besteht aus 3 Oeffnungen, welche je zu den 2 Seitenöffnungen Trennungspfeiler haben. Die Widerlager bestehen aus Parallelfügeln, welche eine überwölbte Kammer bilden.

3. Puente sobre el barranco de Benisayo. Strassenbrücke zweiter Ordnung zwischen Jativa und Alicante. Die Brücke ist 83.5 Meter lang und zwischen den Parapeten 6.0 Meter breit. Es sind fünf halbkreisförmige Oeffnungen à 11.5 Meter Spannweite vorhanden. Die Pfeiler haben eine Kämpferhöhe von 20.55 Meter, eine Länge von 7.0 Meter und eine Stärke von 2.0 Meter.

Die Höhe der Brücke vom Fundamentabsatze bis zur Fahrbahn misst 30.6 Meter; die Schlusssteinstärke beträgt 0.74 Meter; die Pfeiler sind auf pilotirte Roste gestellt, welche mit einer 1.0 Meter hohen Betonschicht bedeckt wurden.

4. Strassenbrücke erster Ordnung über den Gabrielfluss zwischen Madrid und Castelon.

Die Brücke hat 7 halbkreisförmige überwölbte Oeffnungen, und zwar eine mittlere Hauptöffnung von 16.7 Meter und 6 Seitenöffnungen von je 8.35 Meter Spannweite. Der Hauptbogen ruht auf Trennungspfeilern von 10 Meter Länge und 6.8 Meter Breite der Grundfläche; die übrigen Pfeiler sind je 9.5 Meter lang und 2.5 Meter breit.

Im Bereiche der Mittelöffnung ist die Breite der Fahrbahn von 8.4 Meter auf 6.1 Meter eingeschränkt. Die Länge des Viaductes misst 92.6 Meter, die Schlusssteinstärke des mittleren Gewölbes 1.0 Meter.

5. Strassenbrücke zweiter Ordnung bei Guadalfeo zwischen Granada und Motril: 5 halbkreisförmige Oeffnungen à 16.8 Meter Lichtweite und 1.17 Meter Bogenstärke im Scheitel; die Stropfpfeiler haben halbkreisförmige Vorköpfe, messen mit diesen 11.8 Meter Pfeilerlänge und sind 3.5 Meter dick.

Die Breite der Fahrbahn misst 7.6 Meter; die Höhe der Fahrbahn beträgt 20.1 Meter im Maximum über dem Terrain.

6. Strassenbrücke dritter Ordnung über den Guadalete zwischen Arcos und Vejer: 5 Segmentöffnungen à 18.0 Meter Spannweite und 3.6 Meter Pfeilhöhe; die Breite

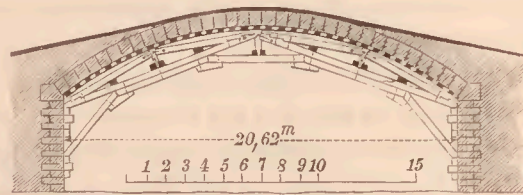
der Fahrbahn zwischen den Parapetmauern misst 5.1 Meter; die Pfeiler wurden in Fangdämmen auf Beton fundirt.

7. Strassenbrücke zweiter Ordnung bei Nagera zwischen Burgos und Logroño: 8 Oeffnungen von 10.6 — 10.6 — 11.5 — 10.6 — 11.5 — 11.7 — 7.85 — 7.85 Meter Lichtweite; die Pfeiler ruhen auf pilotirten Rosten, haben spitzbogenförmige Vorköpfe gegen die Strömung, und sind diese Vorköpfe bis zur Höhe der Fahrbahn heraufgeführt, für welche sie Ausweichstellen bilden.

8. Strassenbrücke zweiter Ordnung über den Llobregat bei Navareles zwischen Mauresa und Gerona.

Die Brücke zeichnet sich durch 5 kühn gespannte Segmente von 20.62 Meter Spannweite und 17.0 Meter Radius, also circa $3\frac{1}{2}$ Meter Pfeilhöhe aus. Die Breite der Fahrbahn misst 6.31 Meter; die Einrüstung ist durch Figur 141 wiedergegeben.

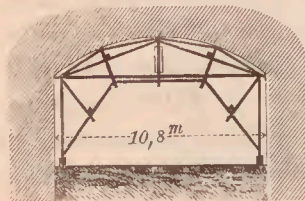
Fig. 141.



9. Strassenbrücke erster Ordnung bei Martorell zwischen Madrid und Junquera.

Die Brücke hat 7 Segmentöffnungen à 15 Meter Spannweite und 2.6 Meter Pfeilhöhe; die Maximalhöhe der 5.5 Meter breiten Fahrbahn über dem Terrain misst 10.8 Meter; die Fundirung besteht aus einer 3.0 Meter starken Betonschicht, das Schema des Gerüstes ist durch Figur 142 kenntlich gemacht.

Fig. 142.



10. Strassenbrücke erster Ordnung zwischen Madrid und Castelon über den Mijares.

Die Brücke besteht aus 13 halbkreisförmigen Oeffnungen von je 10.1 Meter Lichtweite und 0.75 Meter Schlusssteinstärke; die Fahrbahnbreite misst 7.2 Meter, der 2., 5., 8. und 11. Brückenpfeiler

sind Trennungspfeiler und haben je eine Schnittfläche von 13.5 Meter Länge und 3.6 Meter Breite, die übrigen Pfeiler sind nur 2.6 Meter dick und inclusive der Vorköpfe 11.8 Meter in ihrem Querschnitte lang. Die Widerlager haben Parallelfügel und je 5.3 Meter Stärke der Stirnmauer. Die Kappen der Vorköpfe sind mit Steinplatten schuppenartig bedeckt.

11. Strassenbrücke zweiter Ordnung zwischen Jubia und Betanzos über den Fluss Puente deume: 11 Oeffnungen, wovon die 5 mittleren elliptisch gewölbt sind und je 12.3 Meter Spannweite haben, während die 6 anderen Oeffnungen halbkreisförmig gewölbt sind und je 10.3 Meter Spannweite besitzen; der Mittelbau ist durch 2 Trennungspfeiler (Nr. 3 und 8) von 3.8 Meter Stärke herausgehoben, während die Stärke der übrigen Pfeiler, und zwar des 4., 5., 6. und 7. = 1.7 Meter und des 1., 2., 9. und 10. = 1.45 Meter beträgt. Die Fundamente ruhen auf pilotirten Rosten.

12. Strassenbrücke erster Ordnung über den Esla bei Estrella zwischen Villacastin und Vigo.

Die Brücke besteht aus 13 halbkreisförmigen Oeffnungen, von denen die 7 inneren je 16.0 Meter, die 6 äusseren je 10 Meter Spannweite messen; der 3. und 10. Pfeiler haben 11.0 Meter Flächenlänge und 4 Meter Stärke; der 4., 5., 6., 7., 8. und 9. Pfeiler dagegen nur 10.0, respective 3.0 Meter, und die äusseren Pfeiler, nämlich der 1. und 2., der 11. und 12. nur 9 Meter Länge und 2 Meter Stärke; die Widerlager mit fast parallelen Flügeln messen 4.8 Meter Stärke. Die Kämpferhöhe sämtlicher Bogen liegt in einer Linie; die Höhe der Fahrbahn liegt im Maximum 18.4 Meter über dem Terrain.

13. Brücke über den Pasfluss in der Strasse zwischen Convento del Sato, Selaya und Villacarrido: 5 Segmentöffnungen à 13.0 Meter Spannweite, 5.0 Meter Strassenbreite.

14. Viaduct bei Frama über den Aroyo Bieda in der Provinz Valencia: 5 halbkreisförmige Oeffnungen à 6.3 Meter Spannweite und 11.0 Meter Pfeilerhöhe.

15. Brücke bei Vinnelas zwischen Madrid und Irun: 2 Segmentöffnungen à 15 Meter Lichtweite, 2 Meter Pfeilhöhe und 0.9 Meter Steinstärke im Scheitel; der Mittelpfeiler ist 2.2 Meter stark und ruht auf pilotirtem Roste und Beton.

16. Brücke über den Corneja zwischen Sorchuela und Avila in der Provinz Avila: 3 Segmentfelder à 11,0 Meter Spannweite; 2 Meter starke Mittelpfeiler.

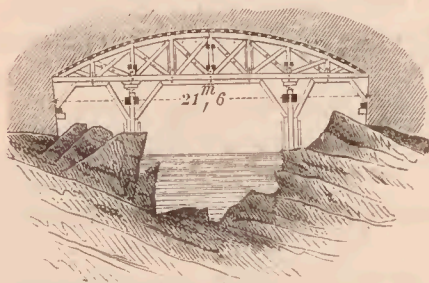
17. Strassenbrücke bei Gongosto zwischen Bejar und Plasencia in der Provinz Salamanca. Diese Brücke besteht aus 9 Oeffnungen, von denen die mittelste 21,6 Meter Spannweite besitzt und aus einem Segmentgewölbe besteht, die 2., 3., 4., dann die 6., 7. und 8. Oeffnung haben je 14 Meter Spannweite und einen Vollbogen, und die 1. und 9. halbkreisförmig gewölbte Oeffnungen besitzen je 6,8 Meter Spannweite.

Die 2 Hauptfluthpfeiler der Mittelöffnung sind je 7,5 Meter dick; die Pfeiler Nr. 2, 3, 6 und 7 sind je 2 Meter stark, der 1. und 8. Pfeiler dagegen je 4 Meter; die Widerlager besitzen Parallelfügel.

Die Schlusssteine sämtlicher Oeffnungen liegen in einer Höhe und harmonirt die Kämpferhöhe der Mittelöffnung mit den Kämpferhöhen der 14 Meter weiten Bogen; nur die beiden äussersten Bogen von 6,8 Meter Spannweite besitzen höher liegende Kämpfer, wodurch die Stärke der Pfeiler Nr. 1 und 8 sich motivirt.

Das Querprofil der Felsenschlucht, welche durch die Mittelöffnung überspannt wird, sowie die Einrüstung dieses flachen Bogens ist aus der Figur 143 ersichtlich.

Fig. 143.



Die Ausrüstung erfolgte durch cylindrische Sandkästen, in welche ein eiserner Stempel griff.

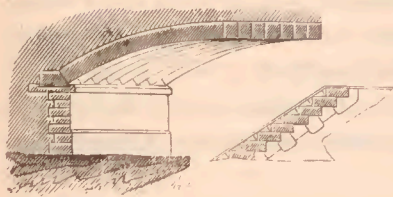
18. Brücke über den Guell in der Provinz Gerona. Diese zwischen Manresa und Gerona liegende Strassenbrücke erregt deshalb grosses Interesse, weil sie

aus einem schiefen, unter 33 Grad angesetzten Segmentgewölbe von 20,4 Meter Spannweite besteht; die Schlusssteinstärke misst 1,0 Meter.

Die Ueberwölbungsart, welche durch Figur 144 skizzirt ist, erfolgte in der bekannten Anordnung der Rippenwölbung.

19. Brücke bei San Vigente über den Ebro. Diese Brücke liegt in der Strasse dritter Ordnung zwischen Briones und

Fig. 144.

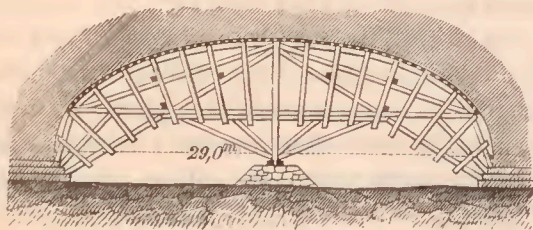


Peñacerrada und zeichnet sich dadurch aus, dass ihre zwei Mittelöffnungen aus elliptischen Bögen bestehen, welche bis zum Fundamente greifen und 36.0 Meter respective 29.0 Meter Lichtweite besitzen. Die Rüstung, welche für den 29.0 Meter weiten

Bogen gebraucht wurde ist durch die Figur 145 widergegeben.

20. Brücke bei Gitana in der Provinz Sevilla im Zuge der Strasse zwischen Olalla und Fregenal. Dieser Viaduct besitzt 8 Oeffnungen, eine volle Breite von 6.7 Meter und eine

Fig. 145.



lichte Breite der Fahrbahn von 5.7 Meter; die angewendeten Vollbögen haben je 11.5 Meter Spannweite und die grösste Höhe über dem Terrain misst 14.25 Meter.

21. Brücke über den Arramfluss in der Provinz Tarragona; sie liegt in der Strasse dritter Ordnung zwischen Gaudesa und Jortosa und besitzt fünf Oeffnungen à 12 Meter Spannweite, welche mit sehr flachen Segmentbögen überwölbt sind.

22. Brücke über den Giurana in der Provinz Tarragona im Zuge der Strasse zwischen Lerida à Flix und Reus por Cormidella. Sie besitzt 3 Oeffnungen à 14.0 Meter Spannweite und Pfeiler von 6.0 Meter Höhe, 2.4 Meter Breite und 10.0 Meter Länge.

23. Brücke von Villajoyosa zwischen Silla und Alicante, in der Provinz Alicante: 5 halbkreisförmig gewölbte Oeffnungen à 5.1 Meter Lichtweite, höchste Lage der Kämpfer über dem Terrain 5.0 Meter, kreisrunde Aussparungsräume von 1.0 Meter Durchmesser.

24. Brücke bei Milagros über den Riaza im Zuge der Strasse erster Ordnung zwischen Madrid und Irun in der Provinz Burgos; sie zeichnet sich durch drei sehr flache Segmente von je 16,0 Meter Lichtweite aus, die Fahrbahn besitzt eine lichte Breite von 5,0 Meter; die Pfeiler besitzen eine Länge von 8 Meter, eine Breite von 2 Meter und vom Fundamentabsatze bis zum Kämpfer eine Höhe von 3,0 Meter.

25. Brücke bei Fuentegen in der Strasse zweiter Ordnung zwischen Valladolid und Soria in der Provinz Burgos. Auch diese Brücke zeichnet sich durch ihre vier Segmentöffnungen von je 16 Meter Lichtweite und 2,3 Meter Pfeilhöhe aus; die Schlusssteinstärke beträgt 1,0 Meter, die Fundirung besteht aus einer zwischen Spundwände geschütteten Bettonlage.

26. Brücke bei Tómalos im Zuge der Strasse erster Ordnung zwischen Soria a Logroño und Toreilla de Cameros in der Provinz Logroño. Diese Brücke zeichnet sich durch ein Spitzbogengewölbe aus, welches sich über eine tiefe und enge Felsspalte spannt. Die lichte Höhe von der Unterkante des Schlusssteines bis zur Thalsole misst 35,7 Meter, die Spannweite des Spitzbogens beträgt 14,1 Meter. Die Fundamente von á 2 Meter Höhe und 6,2 Meter Breite sind in die beiden Felswände hoch über der Thalsole eingebaut; die Widerlager haben eine Kämpferhöhe von 10 Fuss und schrägen sich nach der Mittellinie des Druckes derart ab, dass die Hintermauerung des Spitzbogens sich etwa in seiner halben Höhe verliert.

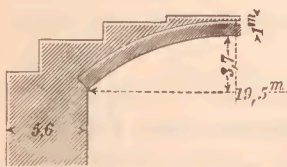
Die Fahrbahn hat eine lichte Breite von 6,7 Meter, welche einer Widerlagslänge von 7,3 Meter entspricht.

27. Strassenbrücke bei Reme zwischen Carezal und Rivadeo. Diese Brücke deren Fundirung bereits durch Figur 89 dargestellt wurde, hat eine Schlusssteinstärke von 1,0 Meter; die Fahrbahn hat eine lichte Breite von 5,3 Meter; die übrigen Dimensionen sind bereits pag. 27 vorgeführt.

28. Brücke bei Arguinás in der Strasse zweiter Ordnung zwischen Murviedro und Ternel. Segmentbrücke von 18,0 Meter Lichtweite, 3,5 Meter Pfeilhöhe, 0,9 Meter Schlusssteinstärke, 4,1 Meter Widerlagsstärke, 6,1 Meter Fahrbahnbreite und 7,1 Meter Brückenbreite; fundirt auf Felsen.

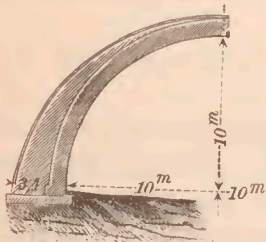
29. Brücke über den Riera de Arbós in der Strasse erster Ordnung zwischen Tarragona und Barcelona in der Provinz Tarragona. Segmentbrücke von 19,5 Meter Spannweite, 3,7 Meter Pfeilhöhe, 1,0 Meter Schlusssteinstärke, 5,6 Meter Widerlagsstärke, 2,3 Meter Fundamenthöhe, 6,1 Meter Fahrbahnbreite und 7,5 Meter Brückenbreite. Die Construction der Brücke zeichnet sich durch die eigenthümliche Abtreppung der Hintermauerung aus, wie solche in der Figur 146 dargestellt ist.

Fig. 146.



aus, dass ihr Kämpfer in einer Höhe von 2 Quadern oberhalb dem Fundamentabsatze liegt, und dass die Hintermauerung in einer Weise abgerundet ist, welche durch die Figur 147 dargestellt

Fig. 147.



30. Brücke von Segovia in der Strasse dritter Ordnung zwischen Segovia und Cuellar.

Das halbkreisförmige Gewölbe hat eine Spannweite von 20 Meter und eine gleichmässige Gewölbsstärke von 1,0 Meter. Die Brücke zeichnet sich dadurch aus, dass ihr Kämpfer in einer Höhe von 2 Quadern oberhalb dem Fundamentabsatze liegt, und dass die Hintermauerung in einer Weise abgerundet ist, welche durch die Figur 147 dargestellt erscheint. Das Widerlager entspricht einer Brückenbreite von 6,0 Meter und besitzt im Kämpfer eine Stärke von 3,4 Meter, welche Stärke einer ganzen Fundamentbreite von 4,2 Meter angepasst ist. Die Hintermauerung ist mit einer 0,15 Meter starken Betonschichte überzogen.

31. Strassenbrücke bei Vilevana zwischen Zaragoza und Castellon.

Segmentbrücke von 20,4 Meter Spannweite, 3,73 Meter Pfeilhöhe, 1,25 Meter Schlusssteinstärke, 5,8 Meter Widerlagsstärke, 5,7 Meter Fahrbahnbreite und 6,9 Meter Brückenbreite. Die grösste lichte Hälfte über dem Terrain misst 9,8 Meter.

32. Brücke über den Fluss Oñar zwischen Madrid und Junquera.

Segmentbrücke von 20,45 Meter Spannweite, 1,9 Meter Pfeilhöhe, 6,5 Meter Widerlagsstärke, 6,9 Meter Fahrbahnbreite und 8,0 Meter Brückenbreite.

Die Brücke besteht aus einem Ziegelgewölbe mit Quaderverkleidung und wurde auf Beton fundirt.

33. *Tablatebrücke* zwischen Granada und Motril. Diese halbkreisförmige Ueberwölbung einer 45.1 Meter tiefen Schlucht wurde schon durch Figur 76 pag. 5 vorgeführt.

34. *Brücke* bei Hoginos über den Ebro zwischen Burgos à Bercedo und Logroño Cabanas de Virtus.

Der elliptische Bogen dieser Brücke beginnt dicht über dem Fundamente, hat eine Spannweite von 21.0 Meter, eine Pfeilhöhe von 9.4 Meter und eine Widerlagsstärke von 6.0 Meter; die Fahrbahn hat eine Breite von 7.82 Meter; die ganze Brücke eine solche von 8.8 Meter.

35. *Brücke* bei Bota über die Schlucht bei Vilivana im Zuge der Strasse zweiter Ordnung zwischen Zaragoza und Castellon. Dieses Bauwerk überwölbt mit einer halbkreisförmigen Spannung von 21.0 in kühner Weise eine steile Felsenschlucht.

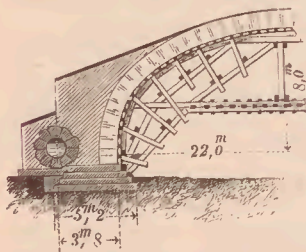
Der Schlussstein liegt nämlich 26.0 Meter über der Schluchtsohle und die Fundamente sind einfach in die Felswände eingeklinkt.

Die durchgehende Gewölbestärke misst 1.0 Meter, das Widerlager 4.1 Meter, die Fahrbahn hat eine lichte Breite von 6.1 Meter und die Brückenbreite beträgt 7.1 Meter.

36. *Brücke* bei Vilanneva de Cameros über den Fluss Irégua.

Diese Brücke liegt in der Strasse erster Ordnung zwischen Soria und Logroño und zeichnet sich durch eine kühne elliptische Wölbung von 22.0 Meter Spannweite und 8 Meter Pfeilhöhe aus;

Fig. 148.



die durchgängige Gewölbestärke misst 1.0 Meter, das Widerlager hat eine Breite von 3.8 Meter, die Fahrbahn hat eine Breite von 6.7 Meter, die ganze Brücke hat im Widerlager eine Breite von 10.63 Meter; im Widerlager ist eine Wasserrohre eingemauert. Die Gerüstung ist durch die Figur 148 ersichtlich gemacht.

37. *Brücke* von Chiglana in der Strasse zweiter Ordnung zwischen Cadix und Malaga. Auch diese Brücke besteht aus einer segmentförmigen Quaderüber-

wölbung von 24.0 Meter Spannweite, 3.2 Meter Pfeilhöhe, 1.5 Meter Schlusssteinstärke und 1.6 Meter mittlere Stärke, weil das Gewölbe gegen den Kämpfer an Stärke zunimmt.

Die Widerlager sind abgestuft, haben im Kämpfer 7.6 Meter und auf dem Fundamente 8.5 Meter Stärke.

Die Fahrbahn hat eine lichte Breite von 8.2 Meter und die Brücke von Stirn zu Stirn eine Breite von 9.4 Meter. Die Fahrbahn liegt 9.65 Meter über dem tiefsten Terrainpunkte, der normale Wasserstand misst 0.55 Meter, der Hochwasserstand 4.2 Meter über diesem tiefsten Terrainpunkte.

38. Brücke bei Horadada über den Ebro. Diese Segmentbrücke wurde bereits pag. 5 vorgeführt, und ist hier noch zu bemerken, dass das Hochwasser bis zum Kämpfer reicht, der sich in 8.3 Meter über der Thalsohle befindet. Das Niederwasser-Niveau misst nur 3.1 Meter.

39. Brücke bei Solares über den Miera. Diese Brücke in der Strasse dritter Ordnung zwischen Solares und Onton zeichnet sich durch ein kühnes, elliptisches Quadergewölbe von 28.0 Meter Spannweite und 8.5 Meter Pfeilhöhe aus. Der Kämpfer liegt schon im Terrain und die Gewölbestärke misst 1.3 Meter. Die Stärke des Widerlagers misst 6.8 Meter, seine untere Breite beträgt 9.4 Meter und seine obere Breite 7.2 Meter; die Brücke hat von Stirn zu Stirn der Schlusssteine 6 Meter Breite und die Fahrbahn eine lichte Breite von 5.0 Meter. Der Mittelwasserstand hat eine Höhe von 1.9 Meter, das Hochwasser einen solchen von 5.1 Meter, gemessen vom tiefsten Terrainpunkte. Von diesem Punkte ab liegt die Fahrbahn 10.0 Meter höher. Die Fundamente sind stufenförmig in den Felsen gebaut und messen im Maximum 2 Meter Höhe.

40. Brücke bei Gironella über den Llobregat. Diese Brücke in der Strasse dritter Ordnung zwischen Fructuoso und Berga besteht aus zwei Segmentbogen à 15.0 Meter Spannweite und 3.0 Meter Pfeilhöhe. Der Mittelpfeiler ist zwischen Spundwänden 5.5 Meter tief fundirt, und zwar 2.0 Meter hoch aus Beton und 3.5 Meter hoch aus Bruchstein bestehend; auf diesen 3.2 Meter breiten Mauerklotz ist der Pfeilersockel von 2.64 Meter Stärke gestellt, und trägt dieser 2.0 Meter hohe Sockel einen geböschten Mittelpfeiler, welcher unten 2.34 Meter, oben 2.1 Meter misst. Die

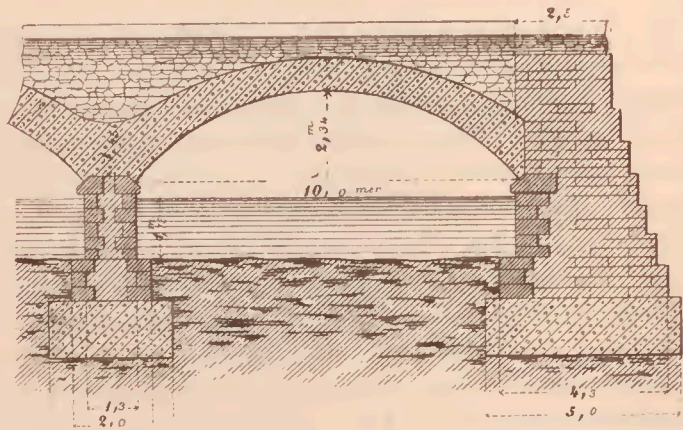
Länge des Pfeilers beträgt 9,0 Meter. Die Fahrbahn liegt 10,2 Meter hoch und ist 5,6 Meter breit. Das Brückengewölbe hat eine Breite von 6,4 Meter. Die Stärke der Widerlager misst 4,4 Meter.

41. Brücke über den Lavale zwischen Sorio und Logroño.

Diese Brücke erregt deshalb aussergewöhnliches Interesse, weil ihre drei Segmentgewölbe à 10 Meter Spannweite, 2,34 Meter Pfeilhöhe, wie auch ihre Mittelpfeiler à 1,3 Meter Stärke aus Beton mit blosser Quaderverkleidung bestehen.

Die Pfeiler sind mit Kämpferquadern gekrönt und sind die Betongewölbe in die Widerlager eingeklinkt, wie solches aus der Figur 149 zu ersehen ist.

Fig. 149.



Das Betongewölbe hat im Schlusse eine Stärke von 0,9 Meter, der Quaderkranz dagegen nur eine solche von 0,7 Meter. Die Betongewölbe sind nach den Kämpfern zu verstärkt und bilden über jedem Pfeiler eine Entwässerungsmulde, deren Betonstärke über der Kämpferlinie 1,45 Meter misst. Die Pfeiler haben nur eine Höhe von 1,75 Meter, ruhen auf einem vorspringenden mit Quadern verkleideten Sockel von 1,0 Meter Höhe und 2,0 Meter Breite, welcher Sockel wiederum auf einem 3,2 Meter breiten und 1,4 Meter hohen Betonklotz aufgebaut ist. Die Widerlager bestehen aus Bruchstein, messen oben 2,5 Meter Stärke und im Sockel 4,3 Meter, da sie nach Aussen

abgetrept sind; auch die Widerlager ruhen auf einem Betonklotze von 1.4 Meter Höhe und 5.0 Meter Breite.

Die Fahrbahn der Brücke hat eine lichte Breite von 6.6 Meter.

42. Brücke bei Lumbreras über den Iregua zwischen Soria und Logroño.

Auch diese Brücke zeichnet sich dadurch aus, dass ihr elliptisches Gewölbe von 10.2 Meter Spannweite und 3.92 Meter Pfeilhöhe ebenfalls aus Beton hergestellt wurde.

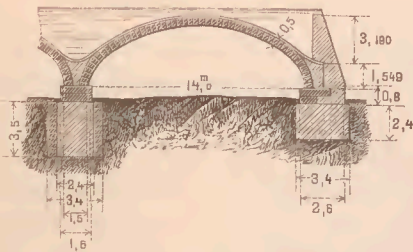
43. Brücke bei Gruzul in der Strasse zwischen Madrid und Coruña.

Diese Brücke, welche 1873 zu Wien durch eine künstlerisch ausgeführte Federzeichnung dargestellt war, besitzt drei Vollbogen à 11.5 Meter Spannweite, welche eine 7.7 Meter weite Fahrbahn tragen, die 28.0 Meter über dem tiefsten Terrainpunkte liegt.

Die Mittelpfeiler sind 4.0 Meter dick und 8.6 Meter lang.

44. Brücke von Garganta Ancha zwischen Salamanca und Cáceres in der Provinz Cáceres.

Fig. 150.



Diese Brücke zeichnet sich dadurch aus, dass ihre drei elliptischen Oeffnungen à 14 Meter Spannweite mit einem Minimum von Gewölbehintermauerung bei einer Quadergewölbestärke von nur 0.5 Meter ausgeführt sind. Die Figur 150 zeigt die näheren Construc-

tionsdetails, aus denen besonders jenes hervorzuheben ist, welches den Erddruck in den Widerlagern vom Gewölbe abzuhalten bestimmt ist.

Die Fahrbahn der Brücke liegt 5.36 Meter über dem Terrain.

45. Brücke bei San Salvador über den Santander (rio del mismo nombre bahia de Santander), zwischen Muriedos und Bilbao.

Diese Brücke hat drei elliptische Oeffnungen von je 21.0 Meter Spannweite und 6.0 Meter Pfeilhöhe. Die Widerlager haben eine

Stärke von 5.0 Meter; die Fahrbahn ist 6.0 Meter, die Brücke 7.0 Meter breit.

Die elliptischen Bogen ruhen auf einem Sockel, der, aus zwei Schichten bestehend, aus dem Terrain hervorragt und auf einem 5.0 Meter breiten Betonklotze ruht, welcher zwischen Spundwänden geschüttet wurde.

Die elliptischen Bogen bilden also im Kämpfer gewissermassen eine Pfeilerstärke von 3 Meter; zwischen den Bögen sind ringförmige Aussparungen vorhanden.

46. Brücke bei Izbor zwischen Granada und Motril.

Diese Brücke imponirt durch die Ueberspannung einer wilden Thalschlucht vermittelt eines Halbkreisgewölbes von 23.0 Meter Spannweite, welches eine 6.1 Meter breite Fahrbahn trägt, die 43.0 Meter hoch über der Sohle der Felsenschlucht liegt. Vor dieser grossen Oeffnung befinden sich noch 3 kleinere halbkreisförmige Wölbungen von 7 Meter Lichtweite, deren Pfeiler 1.7 Meter dick und 10.0 Meter hoch sind; der grosse Trennungspfeiler hat eine Dicke von 4.4 Meter, die Breite der Brücke misst 6.8 Meter.

47. Strassenbrücke bei Taboada über den Deza zwischen Orense und Santiago.

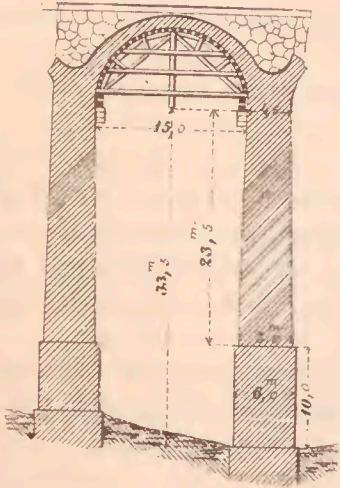
Diese Brücke, deren Architektur und Gerüstung an die Brücke von Duzon in Frankreich erinnert, zeichnet sich durch ihre hohen schlanken Pfeiler aus; sie hat 4 Felder, welche in Halbkreisen von 15.0 Meter Spannweite überwölbt sind, und liegen die Kämpfer 33.0 Meter über dem tiefsten Terrainpunkte. Die Pfeiler stehen auf Sockeln von 6 Meter Breite und 10 Meter Höhe, die 23 Meter hohen Pfeiler sind flach geböschet, haben unten 5.0 und oben in der Kämpferhöhe 4.5 Meter Stärke. Die Breite der Fahrbahn misst 6.2 Meter; die Widerlager besitzen Parallelfügel und enthalten Kammern von 2.3 Meter Weite.

Die Gerüstung ruht, wie die Figur 151 zeigt, auf Kragsteinen.

48. Brücke bei Lorga über den Guadalantin im Zuge der Strasse zwischen Murcia und Granada.

Diese Brücke hat 3 Hauptöffnungen, welche mit Segmenten von 21.0 Meter Spannweite und 4.4 Meter Pfeilhöhe aus Quadern von 1.5 Meter Stärke gewölbt sind.

Fig. 151.



Die Fahrbahn ist im Lichten 11.0 Meter breit und liegt 9.8 Meter über dem tiefsten Terrainpunkte.

Die Pfeiler ruhen auf einem 7.5 Meter tiefen Fundamente, welches sich von der Pfeilerstärke von 2.7 Meter bis auf 11.2 Meter auf der Sohle verbreitert.

49. Brücke bei Vagas über den Pasfluss in der Strasse zwischen Torrelavega und Cavada.

Diese Brücke besteht aus drei Segmentbogen von 15.0 Meter Spannweite und 2.0 Meter Pfeilhöhe. Die Bogenstärke beträgt

1.0 Meter; die Pfeiler haben unten 2.5 Meter, oben 2.0 Meter Stärke, zwischen dem Fundamentabsatze und dem Kämpfer eine Höhe von 9.0 Meter und ruhen auf einem Fundamente von 3.65 Meter Breite.

Die Fahrbahn misst 5.0 Meter, die Brücke 5.8 Meter Breite.

50. Aquäduet bei Sima.

Während die bisher vorgeführten Objecte gewölbter Brücken durch Zeichnungen und Photographien dargestellt waren, war der Aquäduet von Sima durch ein sehr sorgfältig gearbeitetes Holzmodell in $\frac{1}{25}$ der natürlichen Grösse zur Anschauung gebracht. Die Länge des ganzen Bauwerkes beträgt 67 Meter; es ist in einer Doppeletage construiert, indem die 7 Bogen der zweiten Etage auf einer Mauer stehen, welche eine grosse, halbkreisförmig überwölbte Durchflussöffnung von 17.0 Meter Spannweite enthält; die Maximalhöhe des Bauwerkes misst 26 Meter.

Die oberen Bogen haben (Figur 152) Pfeiler von 9 Meter Höhe, 1.6 Meter Stärke, welche Pfeiler in der Längenrichtung des Bauwerkes durch kleine, halbkreisförmig überwölbte Thorwege von 1.1 Meter Spannweite und 2.1 Meter gesammter Höhe derart durchbrochen sind, dass man auf der Mauer der unteren Etage entlang gehen kann.

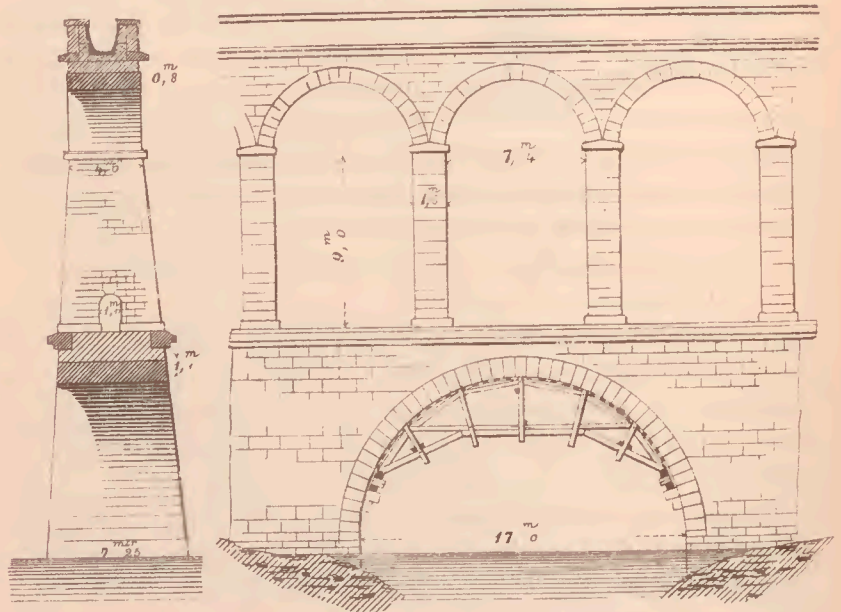
Die Breite der Brücke misst in der Terrainhöhe 7.25 Meter, in der Höhe der ersten Etage 5.6 Meter, in der Kämpferhöhe der zweiten

Etage 4.0 Meter; von da ab bleibt diese Breite gleich und tragen die Gewölbe einen Canal von 1.75 Meter Höhe, 1.25 Meter unterer und 1.5 Meter oberer Breite.

Die Gewölbsstärke der unteren Oeffnung beträgt 1.1 Meter, jene der oberen Oeffnungen 0.8 Meter.

Der eigentliche Wassercanal ist in seinen Wandungen und in seiner Sohle durch Beton gebildet, welcher zwischen die Parapetmauern gegossen und mit einer Cementlage verstrichen wurde. Die Einrüstung des 17.0 Meter weiten, unteren Gewölbes geschah auf Kragsteinen und ist durch die Figur 152 erkenntlich gemacht; man

Fig. 152.



sieht in dieser Construction das Bestreben der Holzersparung vorwalten.

Ausser diesen hier genannten 50 Bauwerken waren im spanischen Pavillon noch mehrere andere gewölbte Brücken in Zeichnungen und Photographien ausgestellt, welche Brücken jedoch nur von untergeordneter Bedeutung waren.

Nächst Spanien war es Frankreich, welches, getreu seiner Tradition im Gebiete der gewölbten Brücken, auch 1873 in Wien zumeist vertreten war und bezüglich der Kühnheit der Construction auf's Neue Zeugniß von den vorzüglichen und allgemein anerkannten Leistungen der „École des ponts et chaussées“ ablegte, ein Einfluss, der sich im Uebrigen auch in den schon vorgeführten neuen Constructionen Spaniens geäußert hat.

Leider waren bei den meisten Zeichnungen und Photographien nur die Formen der Brücken zu entnehmen und die Dimensionen nicht zu ermitteln.

51. Viaduct von Duzon.

Diese Strassenbrücke befindet sich in der Nähe von Tournon und wurde das Project derselben am 25. August 1869 vom Conseil général des ponts et chaussées genehmigt und die Brücke 1870 ausgeführt.

Die Pfeilersoekel bestehen aus Granit, die Gewölbe aus bearbeiteten Sandsteinen, ihre Frontkränze und die Eckverkleidungen aus Ziegeln, das übrige Mauerwerk aus Kalkstein.

Die Construction der Brücke und ihre Gerüstung, sowie die angewendeten Spannweiten sind aus der Figur 153 zu ersehen.

Die Aufführung des Bauwerkes geschah während des Frühjahres und Sommers des Jahres 1870; man begann mit dem Ausrüsten am 4. August und beendete dasselbe, sehr vorsichtig, erst am 29. September und übergab das Bauwerk schon 14 Monate nach seinem Beginne dem Verkehre.

Im dritten Pfeiler beträgt der Druck des Mauerwerkes 7.³⁰ Kilogramm pro Quadrateentimeter.

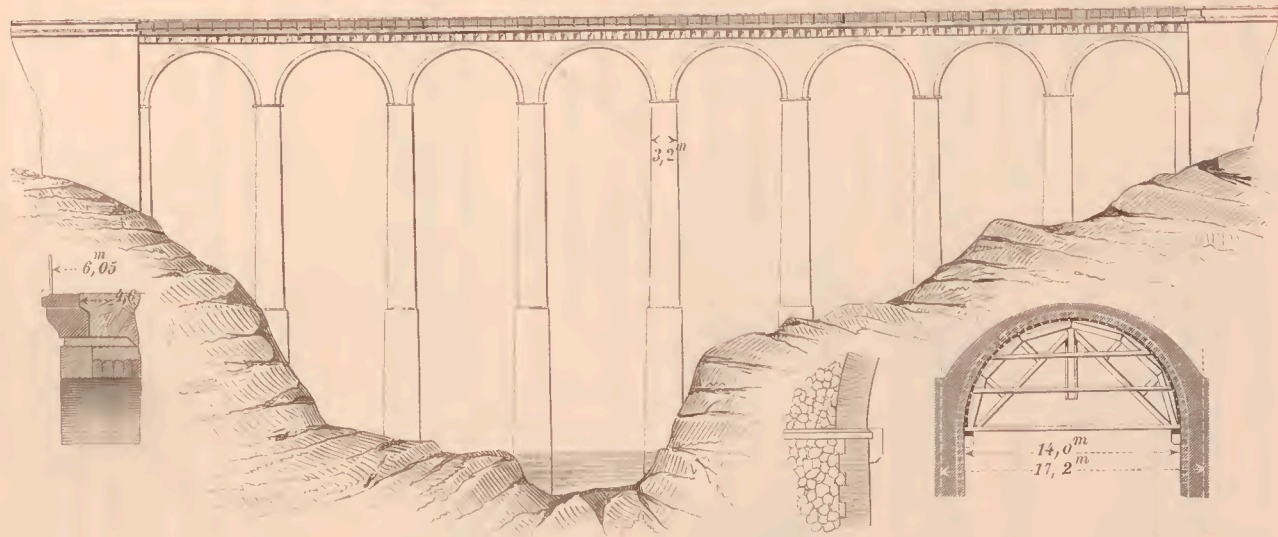
Ausgeführt wurden:

Bruchsteinmauerwerk	13.123. ⁹²	Kubikmeter,
bearbeitete Werkstücke	199. ⁰⁷	„
Ziegelmauerwerk	165. ⁹⁶	„
Gewölbüberzug	66. ⁷²	„
Summe .	13.555. ⁶⁷	Kubikmeter.

Die Gesamtkosten betragen circa 350.000 Francs, also pro Kubikmeter circa 25 Francs; die gesammte sichtbare Mauerfläche misst 5144 Quadratmeter und es kostete daher der Quadratmeter dieser Fläche circa 68 Francs.

Fig. 153, Viaduct von Duzon.

Brückenbau.



Die Ansichtsfläche beträgt:

leere Räume 3.349.0 Quadratmeter,
gemauerte Fläche 1.383.0 ..

Summe 4.732.0 Quadratmeter,

es kostete also hiernach 1 Quadratmeter Aufrissfläche 74 Francs. Das Verhältniss der gemauerten Fläche zur leeren Ansichtsfläche beträgt also 1 : 2.42.

Erbaut wurde der Viaduct unter der Direction des Herrn Forestier von den Ingenieuren: M. M. Bouvier, Donnet und Terras, die Unternehmer waren M. M. Varigard und Mortier.

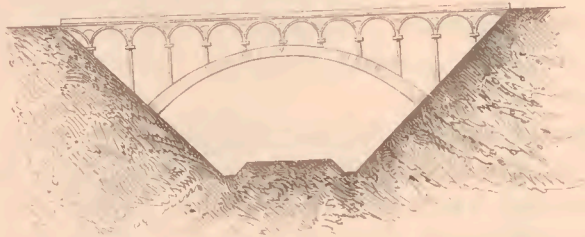
Es wird nicht ohne Interesse sein, diese Preise mit mehreren anderen von französischen Eisenbahnviaducten zu vergleichen. Auf der Orleansbahn (durch den gegenwärtigen Generaldirector des österreichischen Eisenbahnwesens W. v. Nördling erbaut) haben gekostet:

Nr.	Name des Viaductes	Länge, Meter	Maximalthöhe	Francs		
				1 Kubikmeter Mauerwerk kostet	1 laufender Meter Brückenlänge	1 Quadratmeter Aufrissfläche
1	Creveuil	126.45	24.4	28.31	1608	93.07
2	Lavaud-Franche	125.60	20.4	29.35	1769	104.17
3	La Villate	128.58	26.4	33.47	1838	80.44
4	Messarges	160.00	25.8	—	3500	165.00
5	Lunery	136.00	9.5	27.37	1729	—
6	Chaulou	49.23	—	28.98	885	—
7	Lège	62.69	26.0	34.03	1243	80.00
8	Aiguille	115.17	26.0	36.61	1097	74.00
9	Passadou	98.37	35.5	33.30	1498	68.00
10	Veyrière	62.30	22.0	37.39	829	77.00
11	Sagnissoule	119.20	33.0	33.70	1182	72.00
12	Elbarat	116.00	26.6	34.78	1121	70.00
13	Anterieux	85.75	23.5	33.07	1194	81.00
14	Chambenil	53.38	16.5	33.10	1171	92.00
15	Gouyère	46.50	17.5	35.52	900	103.00
16	Neyrevéze	60.00	22.50	32.47	1302	81.00
17	La Cère	48.00	10.38	30.65	1265	—

Zu dieser Tabelle ist zu bemerken:

a) Nr. 1, 2, 4 und 5 sind zweigeleisige Viaducte, die übrigen sind eingleisig.

Fig. 154, Pont de Bressuire.



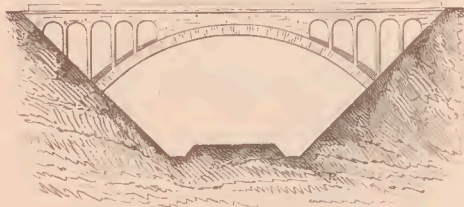
b) Der Seineviaduct der Pariser Gürtelbahn hat 57.₂ Francs pro Kubikmeter, und 210 Francs pro Quadratmeter Aufrissfläche gekostet.

c) Ein Viaduct über die Roussaschlucht zwischen Nizza und Mentone hat pro Quadratmeter Aufrissfläche 198.₇ Francs gekostet.

52. Als Beispiele besonderer Constructionsformen dienen die durch Photographie ausgestellt gewesenen Brücken von Jony, Bressuire, Pégayrolle, Berdoulet und St. Chamas, wie solche durch die Figuren 154 bis 158 hier skizzirt sind.

53. Aquäducte der neuen Pariser Wasserleitung aus den Quellen der Vanne. Unter den Bauten, welche die Stadt Paris für ihre Gesundheitszwecke in so grossartigem Maass-

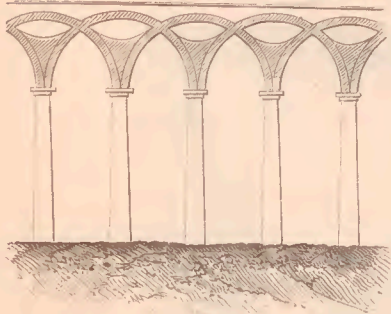
Fig. 155, Pont de Jony.



stabe ausführt, nehmen die Aquäducte der Wasserleitung aus den Quellengebieten der Vanne, welche Wasserleitung der Seinestadt allein täglich an circa 100.000 Kubikmeter Wasser zuführen wird, eine her-

vorragende Stellung im Gebiete des neuesten technischen Schaffens ein. Dem grossartigen Unternehmen steht der Generalinspector Belgrand in ausgezeichnete Weise vor und hat sich derselbe insbesondere als ausserordentlich tüchtiger Constructeur aufs Neue erwiesen. Die Verwaltung der Stadt Paris hatte 1873 in Wien (hinter Glas und Rahmen) verschiedene Zeichnungen dieser Aquäducte zur

Fig. 156, Viaduct St. Chamas.



Anschauung gebracht, aus denen wir hier nur die Skizzen Figur 18 bis 22 auf Tafel 10 wiedergeben; leider liessen diese Zeichnungen grösstentheils nur die Constructionsformen und weniger die Dimensionen und Detailanordnungen erkennen. Die hier erwähnten Skizzen betreffen die folgenden Aquäducte:

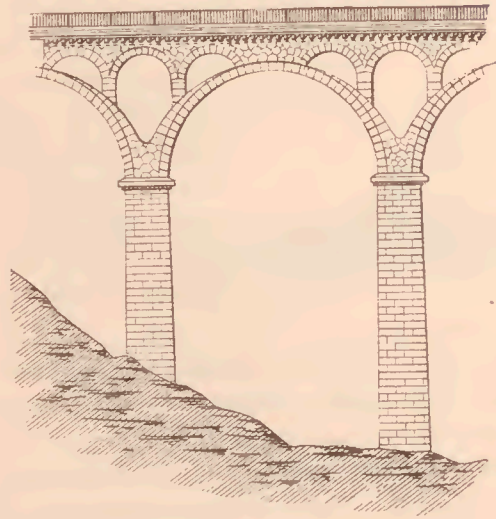
- a) Pont aqueduc de la croix du grand maitre. Das ganze Bauwerk hat die bedeutende Länge von 2000₀ Meter. es enthält 177 Bogen, worunter 2 grosse elliptische Oeffnungen von je 30₀ Meter Spannweite und 7₃ Meter Spannweite. Der Querschnitt Fig. 20 lässt die Lage und Construction der Wasserrohren erkennen, die in dem vorliegenden Falle für den Wasserdurchfluss ohne Deckendruck construirt sind.
- b) Arkadenbrücke (Tafel 10, Figuren 21 und 22) von 16₂ Meter Maximalhöhe, bestehend im mittleren Theile aus 25 Oeffnungen in 2 Etagen, 2 Korbboegen von 8 Meter Spannweite und 6 Meter Pfeil- und aus 5 Anschlussöffnungen an das Terrain; die Brücke übersetzt eine Strasse, einen Fluss und eine Eisenbahn.
- c) Anschlussbrücke an den Syphon von Moret mit Bogen von 7₀ Meter Spannweite und 2 Röhren. (Tafel 10, Figur 19.)

Fig. 157, Pont de Berdoulet.



- d) Syphonbrücke d'Yonne mit elliptischen Bogen, von denen der grösste 40 Meter Spannweite und 8 Meter Pfeilhöhe hat; der Syphon ist 3722₀ Meter lang. Die Bogenbrücke misst 1500 Meter Länge. (cfr. Tafel 10, Figur 18.)

Fig. 158, Viaduc de Pegayrolle.



e) Syphon von Moret. Die Länge der Brücke (Figur 19, Tafel 10) misst 534.₃ Meter und ist ihre Anordnung aus der Skizze ersichtlich.

54. Der Bauunternehmer J. Belin hatte in der französischen Abtheilung der Maschinenhalle das Riesenproject einer Ueberbrückung des Saônethales mittels eines einzigen Korbogens von 131.₆ Meter Spannweite und 62.₃ Meter Pfeilhöhe ausgestellt.

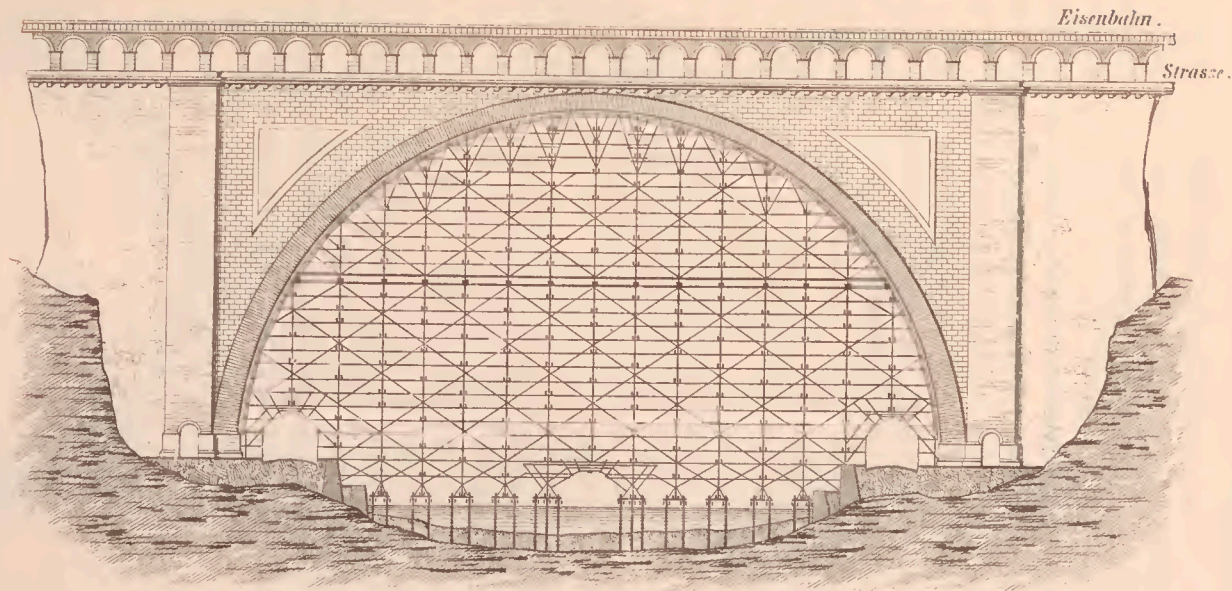
Die Brücke ist 16.₄ Meter breit gedacht und mit einer Arkadenreihe angeordnet, auf deren Sohle die Strasse und auf deren Höhe die Eisenbahn laufen soll.

Das Project ist in einer Monographie von Belin, welche 1873 zu Lyon bei Schneider Frères erschienen ist, näher beschrieben und gibt die Figur 159 ein Bild des auf der Ausstellung vorhanden gewesenen Holzmodells.

Die Scheitelstärke dieses kolossalen Gewölbes ist zu 3.₂ Meter, die Stärke des Bogens in der Brechfuge (bei 30°) ist zu 4.₄ Meter und die Stärke des Gewölbes in Kämpfer zu 5.₀ Meter berechnet,

Das Project übertrifft alle bis jetzt ausgeführten Spannweiten steinerner Gewölbe.

Fig. 159, Project von Bellin.



III. Steinene Brücken.

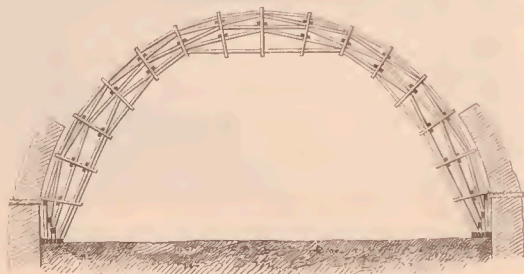
55. Italien, das Vaterland des Baues gewölbter Brücken, das Land, in welchem schon Messius Rusticus und Cestius Gallus uns die nachahmungswerthen Vorbilder im Brückenbaue geschaffen haben, war auf der Ausstellung in dem hier berührten Gebiete nur ausserordentlich spärlich vertreten; es brachte zum Leidwesen der Forscher auf kunstgeschichtlichem Gebiete nur zwei seiner Werke zur Anschauung u. z. nur in Form von allerdings vortrefflichen Aquarellen

a) die Hannibalbrücke über den Volturno, erbaut von Giustino Fiocca, eine Segmentbrücke, welche sich durch die Riesenspannung von 60 Meter kennzeichnet, zu deren beiden Seiten kleinere niedere Oeffnungen in einer Weise angeordnet sind, dass sie unterhalb der Mittellinie des Druckes des Segmentbogens liegen.

b) Brücke über den Fiume-Sele, construiert von Pascuale Sasso; auch diese Brücke ist eine Segmentbrücke, misst 55 Meter Spannweite und zeichnet sich durch die Anordnung des Widerlagers in Bezug auf die Aufnahme der Mittellinie des Druckes und dessen Verpflanzung in das Terrain ganz vorzüglich aus.

56. Oesterreich, welches im Baue gewölbter Brücken, insbesondere in Böhmen, Werke von grossem kunstgeschichtlichen Werthe (Reste der ersten Moldaubrücke zu Prag 1171-1174; Brückenreste zu Raudnitz (1311); Brücke zu Pisek (c 1360); bestehende alte Brücke zu Prag (1358-1503) etc.) und (besonders in seinen Alpenländern) gewölbte Bögen von hervorragender Spannweite (Segmentbrücke über den Tepl bei Karlsbad = 96 Wiener Fuss Spannweite; Stephansbrücke auf der Brennerstrasse, Vollbogen = 138 Wiener Fuss Spannweite), besitzt: war auf der Ausstellung diesfalls leider nur durch zwei Objecte

Fig. 160.



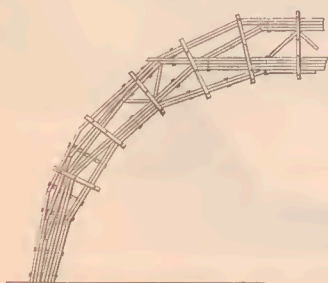
vertreten, welche noch obenhin nur Lehrgerüste für grosse Brückenmodelle (additionelle Ausstellung) darstellen.

Figur 160 stellt die Gerüstung der soeben genannten Stephansbrücke in Tirol, — Figur 161 ein Gerüst dar, welches ebenfalls für grosse Spannweiten berechnet ist, bei dem jedoch weder der Name des Bauwerkes, noch die Spannweite desselben zu eruiiren war.

57. Die Baudeputation der Stadt Hamburg brachte zwei gewölbte Brücken zur Anschauung, welche von dem Chef-Ingenieur A. Mayer erbaut sind.

a) Die Kornhausbrücke. Dieselbe misst 16,1 Meter Spannweite und ist (Vergleiche Figur 85, pag. 21) aus Ziegeln gewölbt und mit schwedischem, röthlichen Granit verkleidet. Die Brücke hat in ihrem Grundrisse die Form eines Trapezo-

Fig. 161.



ides von 15,62 Meter und 17,05 Meter, respective 17,65 Meter und 18,04 Meter Seitenlänge, wodurch die Aufgabe der schiefen Ueberwölbung entstand.

Die Brücke liegt 6,00 Meter über dem Terrain, misst am Scheitel 0,7 Meter Gewölbstärke, welche Stärke sich auf 0,85 Meter in der Mitte des halben Bogens und auf 1,0 Meter in Kämpfer vergrössert. Die Widerlager sind conform der Mittellinie des Druckes abgerundet, messen auf ihrer abgescrängten Basis 5,1 Meter Stärke und ruhen auf radial gestellten Piloten. Die Schichtenlage des Ziegelmauerwerkes ist in der Figur 85 angedeutet, und haben die Widerlager entlang ihrer Höhe etwa $1\frac{1}{2}$ Meter Breite horizontale Schichten, welche nach Aussen in radiale übergehen.

Das Lehrgerüst ruht ausser den Endstützen auf 2 Mitteljochen, welche Schrauben tragen, die die Justirung und Ausrüstung vermitteln.

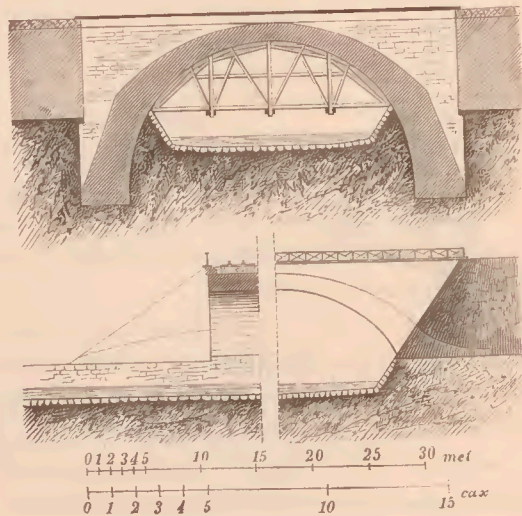
Erbaut wurde die Brücke, wie schon früher erwähnt, im Jahre 1872.

b) Die Brooksbrücke. Auch diese Brücke wurde von dem Oberingenieur A. Mayer, und zwar 1869/70 in Hamburg aus-

geführt; sie besteht aus 2 Feldern à 14.⁸¹ Meter Spannweite und hat der Mittelpfeiler nur 1.⁷⁹ Meter Stärke. Die Gewölbe sind nach einer sehr flach gedrückten Ellipse construirt; an ihren Stirnflächen befinden sich jedoch Quaderkränze in Form eines Segmentes, also dieselbe Anordnung, wie sie unter Anderem die Schwarzenbergbrücke in Wien hat.

58. Russland brachte nur die Normalzeichnung einer gewölbten Brücke, (Fig. 162) von 10 Saschen = 21.³³ Meter Spannweite und

Fig. 162.



4.²⁵ Saschen = 9.⁰⁵ Meter lichter Höhe über dem Sohlenpflaster. Die Gewölbstärke im Scheitel misst 1.7 Meter, am Kämpfer 3.⁴¹ Meter, das nach Aussen gekrümmte Widerlager ist 7.⁸⁹ Meter hoch und hat eine Auflagerstärke von 4.²⁷ Meter.

Die Breite der Brücke misst 8.⁷³ Meter, da sie der Ueberführung von zwei Eisenbahngleisen dient.

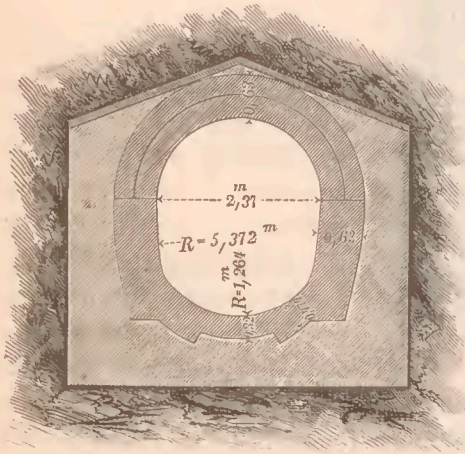
Erwähnenswerth ist die Construction des Lehrgerüsts, welches trotz der bedeutenden Spannweite einer Mittelunterstützung entbehrt.

Die Construction der Widerlager stammt aus der französischen Schule, indem sie entsprechend der Mittellinie des Druckes in das Terrain eingreifen, wie es unter Anderem bei vielen Bauwerken der Orleanslinie der Fall ist.

59. Rumänien brachte von der Linie Lemberg-Czernowitz-Jassy verschiedene gewölbte Bauwerke durch Zeichnungen zur Anschauung.

a) Einfacher Durchlass unter starkem Druck. (Figur 163).

Fig. 163.



Das Gewölbe besteht aus Ziegelmauerwerk, welches nach englischem Muster aus einzelnen Ringen hergestellt wird, und wird die Gewölbstärke nicht nur von der Spannweite, sondern auch von der Last der hohen Dämme abhängig gemacht.

b) Etagedurchlass.

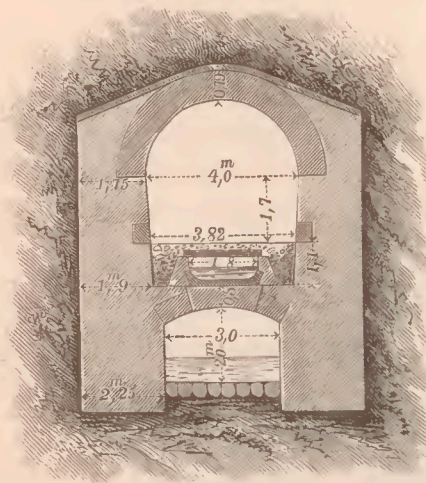
Figur 164 zeigt den nicht uninteressanten Fall der Ueberbrückung eines Baches, eines Mühlgrabens

und eines Weges unter einem Durchlassgewölbe; ein Fall, der unter anderem auch unter dem 72 Fuss hohen Damme bei Stroit im Zuge der Holzmindener Bahn in Braunschweig in grösseren Dimensionen, jedoch nur bezüglich der gleichzeitigen Ueberbrückung eines starken Baches und einer Strasse zur Ausführung gelangte.

c) Viaduct bei Kalaue. 3 Segmentöffnungen à 10 Meter Spannweite und 2.75 Meter Pfeilstärke des Ziegelgewölbes im Scheitel 0.78 Meter, am Kämpfer 1.08; Quaderkämpfer; Mittelpfeiler 6.2 Meter hoch, unten 2.2 Meter, oben 1.6 Meter Stärke; Pfeilersockel 1.2 Meter hoch, unten 2.5 Meter, oben 2.35 Meter breit; Fundament unter dem Sockel 2.9 Meter breit; ober den Pfeilern runde Aussparungen von 1.5 Meter Durchmesser.

d) Viaduct bei Station 676 + 71. 3 Oeffnungen à 7 Meter; Gewölbe aus Ziegeln, im Scheitel 0.62 Meter, am Kämpfer 0.79 Meter; Quaderkämpfer; Mittelpfeiler im Fundamente 2.2 Meter breit, im Sockel bei 1.25 Höhe, unten 1.8 Meter, oben 1.7 Meter stark; im Ziegelaufbaue des Pfeilers bei 4.35 Meter

Fig. 164.



Höhe, unten 1 $\frac{1}{6}$ Meter, oben 1 $\frac{2}{3}$ Meter stark; ober dem Pfeiler kreisrunde Ausparungen von 1 Meter Durchmesser.

60. Die Bau-Direktion der Venlo-Hamburger Eisenbahn brachte die Normalien ihrer gewölbten Brücken und Durchlässe zwischen 3 und 18 Fuss Spannweite zur Anschauung. Die Flügelmauern der Wegunterführungen stehen im Grundrisse im Verhältnisse von 1:5 bis 1:6 schräg;

sie haben an ihrem vorderen Ende 1 $\frac{1}{6}$ bis 2 $\frac{1}{3}$ Fuss Stärke und eine mittlere Stärke von 0 $\frac{1}{4}$ ihrer Höhe und sind in 1:12 geböschet.

Die Stärke der Widerlager ist bei den kleineren Brücken nach der Formel:

$$a = 1' + \frac{1}{6} h + \frac{W}{8} \left(\frac{3W - H}{W + H} \right)$$

berechnet, in welcher:

h = die Widerlagshöhe,

W = die Spannweite,

H = die Pfeilhöhe

alles in Fussen bedeutet.

Die Gewölbestärke beträgt bei den kleineren Brücken bis zu 5 Fuss Weite = 10 Zoll; bis zu 12 Fuss = 1 Fuss 4 Zoll.

IV. Abschnitt.

Eiserne Brücken.

I. Abtheilung.

Steinerne Pfeiler der eisernen Brücken.

Der Bau der steinernen Pfeiler der eisernen Brücken, welcher uns vermöge der Fundirung derselben, dann bezüglich der Form im Grundrisse und im Aufbaue, bezüglich der Dimensionen, ferner bezüglich der Stellung zur Flussachse und endlich bezüglich der Austheilung der Pfeiler im Längenrayon der Brücke, wesentlich interessirt, war auf der Ausstellung und hieher gehörig — da wir der Fundirung der Pfeiler schon gedacht haben — nur in geringem Maasse vertreten.

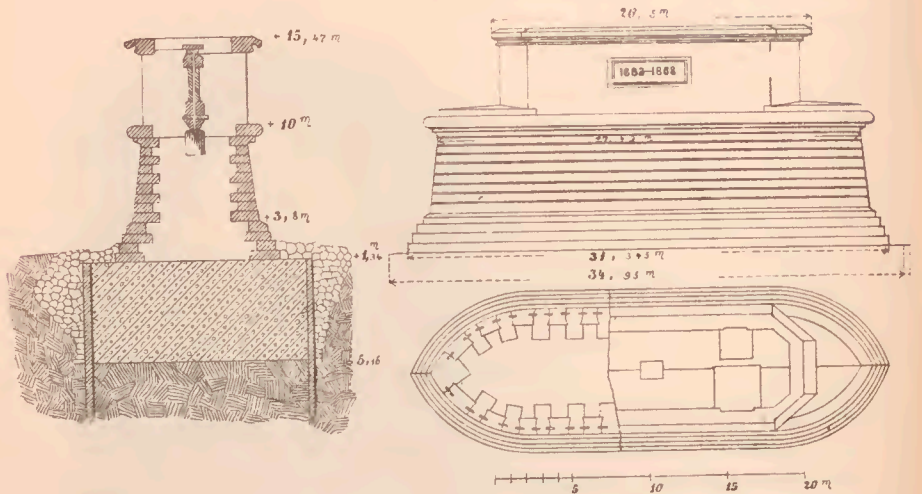
Wir gedenken desshalb nur im Allgemeinen der auf der Ausstellung vertreten gewesenen Pfeilerbauten bei den eisernen Brücken zu Nussdorf, Hämerten, Hamm, Zwolle, Kuilenburg, Knippelbroo, Hamburg und Harburg, dann zu Moerdijk, Rheinhausen, Mainz, Brötzingen, Mergentheim, Weikersheim, Gerhausen, Rechtenstein, Tetschen und Aussig, Znaim, Pest u. s. w., welche eiserne Brücken mit Steinpfeilern versehen sind, deren Anordnung indess bereits anlässlich der Abtheilungen über die Fundirungen und die eigentlichen Ueberbrückungen erkenntlich gemacht worden ist.

Nur wenig Objecte sind es daher, welche bezüglich des Baues steinerner Pfeiler bei eisernen Brücken hier eine specielle Hervorhebung veranlassen:

1. Steinpfeiler der Brücke zu Kuilenburg.

Der Haupttrennungspfeiler dieser Brücke, welcher den grossen Ueberbau von 154,4 Meter Länge mitträgt, ruht auf einer Betonbasis

Fig. 165.



von 14 Meter Breite und 34.95 Meter Länge, welches Betonfundament durch einen Steinwurf geschützt ist.

Die Fig. 165 zeigt die Construction dieses Pfeilers, sowie die in demselben angelegte Minenkammer.

Der Landpfeiler der Strombrücke ist dreimal durchbrochen und zwar mit Gewölbeöffnungen von 4.2 Meter Lichtweite; die nächst dem Flusse liegende Oeffnung (vergleiche Figur 166) dient als Durchfahrt. Die Hintermauerung dieser Gewölbe fällt zweifüssig

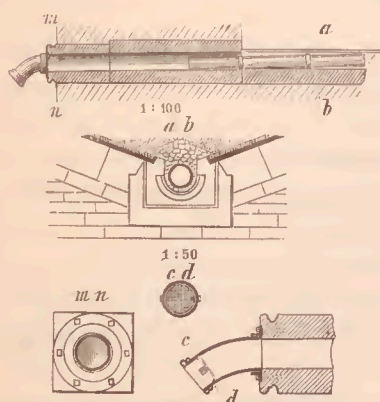
Fig. 166.



ab, ist mit einer Cementlage und darüber liegend mit einem Lehm-
schlage von zusammen $0,06$ Meter Stärke gedichtet und mittelst
Drainröhren, gemauerten Schläuchen und eisernen Ausgüssen in
einer Weise entwässert, welche durch die Figur 167 näher ersicht-
lich gemacht ist.

2. Die Steinpfeiler der König-Wilhelms-Rheinbrücke bei Hamm.

Fig. 167.



Die Strompfeiler dieser
Brücke zeichnen sich durch ihre
gekuppelte Fundirung, welche
wir bereits durch Figur 107, Seite
78 kennen gelernt haben, aus.

Diese Steincylinder besitzen
einen Durchmesser von $8,46$ Meter
und stehen $1,25$ Meter in ihrer
Peripherie von einander ab. Die
Tiefe dieser Fundamentröhren
misst 16 Fuss. In weiterer Höhe
von 16 Fuss, welche dem Null-
punkte des Rotterdamer Pegels

entspricht, verschmälern sich diese Steincylinder derart, dass ihre
peripherische Entfernung 12 Fuss misst. In 10 Fuss weiterer Höhen-
lage, welche dem Mittelwasser entspricht, befindet sich der Kämpfer
für die Ueberwölbung der beiden Steincylinder zum Zwecke der
eigentlichen Pfeilerbildung, welche von dieser Kämpferlinie ab
gerechnet in 29 Fuss weiterer Höhe die Hochwassermarke erreicht.

3. Rheinbrücke bei Rheinhausen.

Die Widerlagspfeiler der Strombrücke haben über dem Fun-
damente eine Breite von $13,34$ Meter und eine Länge von $27,30$ Meter.
Die Strompfeiler messen über dem Fundamentsabsatze $10,41$ Meter
Breite und $21,39$ Meter Länge; die Pfeiler der Drehbrücke messen
 $8,81$ Meter Durchmesser. Die Strombrücke hat 4 Oeffnungen von
 $96,67$ Meter Lichtweite; die linksseitige Fluthbrücke besitzt
2 Oeffnungen à $13,33$ Meter Weite für eine eiserne Drehbrücke
und 16 Oeffnungen von $15,69$ Meter Weite, welche mit Gewölben
aus Ziegelstein überspannt sind. Die rechtsseitige Fluthbrücke hat

2 Oeffnungen für eine Drehbrücke und 6 überwölbte Oeffnungen von denselben Weiten wie die linksseitige Fluthbrücke.

Die Strombrücke hat einschliesslich der Widerlagspfeiler eine Länge von 433.₃₄ Meter, die linksseitige Fluthbrücke eine solche von 344.₆₉ Meter, die rechtsseitige eine Länge von 157.₅₇ Meter; das ganze Bauwerk hat demnach 936.₁₀ Meter Länge.

In der Strombrücke liegt die Schienenoberkante 19.₀₁ Meter über Düsseldorfer Null = + 10.₃₆ Meter über dem Hochwasser vom Jahre 1845.

Die Fundamente der Strompfeiler, sowie jene der Widerlagspfeiler der Fluthbrücken bestehen aus Beton, welcher zwischen eingerammten Pfählen in das schwere Kiesgerölle des Strombettes eingebaut und durch mächtige Steinwürfe gegen Unterspülung gesichert ist; bei den Strompfeilern hat dieses Betonfundament 4.₀ Meter Höhe. Die Pfeiler bestehen aus Grauwackenbruchstein, welcher mit Hausteinen aus Basaltlava in Trassmörtel verkleidet ist.

Die Fundirung und Aufmauerung der sämtlichen Pfeiler erfolgte binnen 14 Monaten, von welcher Zeit 56 Tage durch Eisgang und Hochwasser absorbiert wurden.

Zu dieser ausserordentlich raschen Leistung haben die angewendeten grossartigen maschinellen Bauvorrichtungen wesentlich beigetragen; denn es waren bei der Herstellung der Pfeiler thätig: 2 Dampfbagger, 1 Handbagger, 4 Dampfrahmen, 4 Dampfkrahne zur Ent- und Beladung der Schiffe, 14 Laufkrahne, 1 Betontrommel nebst Locomobile, 2 Betontrichter auf Laufbühnen, 6 Mörtelmühlen, welche durch Pferde bedient wurden; ferner 2 Centrifugalpumpen nebst Locomobilen, 3 Kolbenpumpen nebst Locomobilen, 3 Dampfschiffe, 50 sonstige Schiffsgefässe; endlich 2 Locomotiven, 32 Eisenbahnwagen und 75 Materialkasten à 1 Kubikmeter Inhalt.

Für die sämtlichen Reparaturen und kleineren Neubeschaffungen diente eine besondere Werkstätte, deren Arbeitsmaschinen durch eine „Locomobile“ bewegt wurden.

4. Die Enzbrücke bei Brötzingen.

Diese Brücke besteht aus 2 Oeffnungen à 48.₇₀₃ Meter Weite, und liegt die Unterkante des Eisenträgers 9.₄ Meter bis 11.₄ Meter über Terrain.

Der Mittelpfeiler hat eine Sockelhöhe von 2,1 Meter über Terrain und eine Höhe von 6,6 Meter zwischen dem Sockel und dem Auflager; er misst oben 3,437 Meter Stärke und hat einen Anlauf von 1:20.

5. Der Blauviaduct bei Gerhausen

auf der Württembergischen Staatseisenbahn besteht aus 4 Oeffnungen à 20,6 Meter Spannweite, und haben die drei Pfeiler, deren Oberkanten 11,45 Meter über Mittelwasser liegen, eine obere Stärke von 2,0 Meter.

II. Abtheilung.

Eiserne Pfeiler.

§. 1. Eintheilung der eisernen Pfeiler.

Abhängig von den Untersuchungen über die Festigkeit des Eisens, welche schon zu Ende des vorigen Jahrhunderts zu Zwecken des Brückenbaues vorgenommen wurden, gelangte man bald zu der Ueberzeugung, dass auch der Bau der Pfeiler aus Eisen vortheilhaft sein müsse, und scheint, soweit unsere Quellen reichen, H. Brown der erste Ingenieur gewesen zu sein, welcher im Jahre 1822 nächst Brighton eine Anlandebrücke mit eisernen Pfeilern errichtete.

Bestimmte Zeichnungen über eiserne Pfeiler hat uns Mr. Brunel von dem Baue der Kettenbrücke für die Insel Bourbon hinterlassen, welche Brücke in England gefertigt und 1823 auf französischem Boden aufgestellt wurde.

Diese erste Anwendung des Eisens zu Pfeilern bei Kettenbrücken übertrug den Gebrauch eiserner Pfeiler auch für andere Constructionen, und können wir heute vier Gattungen eiserner Pfeiler unterscheiden, nämlich:

1. eiserne Ständer,
2. eiserne Joche,
3. eiserne Röhrenpfeiler und
4. eiserne Thurmpfeiler,

je nachdem ein System von eisernen Säulen, ruhend auf festem Sockel, oder eiserne in den Grund eingeschraubte oder versenkte, die hölzernen Piloten ersetzende Joche, oder in den Grund ver-

senkte ganze, eiserne Röhren, oder endlich auf Sockeln oder Rosten ruhende hohe Eisengerüste den Brückenträger tragen.

Im Ganzen war die Materialbenützung zu eisernen Pfeilern abhängig von den Fortschritten des Hüttenprocesses, welcher wiederum an den Fortschritt der Dampfmaschine, der Pyrotechnik und an den des Walzprocesses geknüpft war. Es lag daher in der Natur der Sache, dass die ersten eisernen Pfeiler aus Gusseisen hergestellt wurden, dass später die Benützung des Walzeisens bei Pfeilerbauten überhand nahm, und dass, gestützt auf die neueren theoretischen Untersuchungen, zweckmässige Vergatterungen des Guss- und Schmiedeeisens eingeführt wurden.

§. 2. Eiserne Ständer.

Eine säulenförmige Unterstützung der steifen Brückenträger durch gusseisernes Ständerwerk wurde auf dem Continente, wie mehrfach bekannt, zuerst im Jahre 1831 bei der Berliner Cavalierbrücke angewendet. Ihr folgte 1837 die durch Clapeyron und Etzel ausgeführte Strassenüberbrückung von Batignolles, welcher andere Wegübergänge der Versailler Linie sich anreiheten, nachdem auch die Brüder Seguin schon 1837 die St. Honorinebrücke über die Seine auf gusseiserne Pfeiler gestellt hatten. Diesen Ausführungen folgten 1846 jene der drei Strassenbrücken am Mühlendamme zu Berlin, ferner die Brücken der Morris- und Essexbahn, der Eisenbahnbrücke bei Norfolk, 1852 mehrere Viaducte in der Baltimore-Ohiobahn, unter denen sich besonders der Trayrunviaduct auszeichnet, dessgleichen die Brücke über den Tamar bei Saltash und 1863 die Blackfriarsbrücke zu London.

Im Allgemeinen hat der Bauguss eiserner Ständer besonders bei den, in grossen Städten liegenden Eisenbahnbrücken, und namentlich in Wien, Paris, London und Stuttgart in ausgedehntem Maasse stattgefunden, und ist auch das Streben zu verzeichnen, der Festigkeit der Säulen durch ihre Kuppelung und Querschnittsanordnung förderlich zu sein.

In seiner höchst bemerkenswerthen Monographie über eiserne Pfeiler gibt der Professor Dr. E. Winkler in Wien ein Tableau hervorragender Constructionen, aus welchem wir die folgenden Angaben entnehmen:

Namen der Brücken	Spannweite, Meter	Höhe der Säulen, Meter	Zahl der Säulen im Pfeiler	Breite der Bahn, Meter	Maximaldurchmes- ser der Säule, Millimeter	Wanddicke, Milli- meter
Strassenbrücken.						
Boulevards und Casematten- strassenbrücke in Genf . . .	7.11	5.5	5	9.8	230	—
Battignollbrücke bei Paris . .	7.15	4.1	5	8.0	150	20
Rhônebrücke in Genf	10.40	—	5	9.70	—	—
Cavalierbrücke in Berlin . . .	12.55	2.67	2	4.08	314	—
Landungsterrasse von Grave- sande	16.80	8.60	3	9.15	1200	—
Eisenbahnbrücken.						
Ueberbrückung in der Station Delizsch	7.47	4.39	6	16.30	287	26
Süfvebrücke (Stockholm-Gö- tenburgbahn)	10.00	1.70	2	1gel.	274	—
Brücke über die österreichische Nordwestbahn	10.18	2.88	24	3gel.	250	—
Brücke über die österreichische Nordwestbahn	12.08	2.88	4	1gel.	250	—
Praterbrücke in Wien	12.64	3.87	12	2gel.	316	34
Brücke der Morris- und Essex- bahn in Amerika	19.50	3.66	4	1gel.	300	—

Auf der Wiener Weltausstellung war das Gebiet der eisernen Brückenständer unseres Wissens nur durch folgende zwei Objecte vertreten:

1. Viaduct über die Bollwerksstrasse in Stettin.

(Ausgestellt im deutschen Pavillon von der Direction der Berlin-Stettiner Eisenbahn.)

Diese Brücke wurde 1868 ausgeführt, hat 180 Fuss Länge, drei Oeffnungen à 34 Fuss 7 Zoll preussisch, von Mitte zu Mitte der Auflager.

Die Brücke ist zweigeleisig, liegt in 600 Fuss schärfster Curve, und sind die zwei Geleise nicht parallel, sondern beträgt deren Mittelentfernung an dem einen Ende 11 Fuss, an dem anderen $18\frac{2}{3}$ Fuss.

Getragen wird der Ueberbau durch achteckige Säulen von 15 Zoll Durchmesser und bestehen die zwei Endpfeiler aus je acht Säulen, die zwei Mittelpfeiler aus je elf Säulen.

Die Centrifugalkraft wurde nach der Formel $\frac{v^2 G}{g R}$, wobei $v = 20$ Fuss pro Secunde, $G =$ Maximum der Nutzlast pro laufenden Fuss Träger $= 16\frac{1}{2}$ Centner, g die Acceleration, R der Radius $= 600$ Fuss: zu 0.352 Centner berechnet. Nach dieser Berechnung bleibt die Resultirende noch im Säulenschaft, welcher $14\frac{1}{2}$ Fuss Höhe misst, und ist daher das Umkippen vermieden, zumal Quer- und Diagonalverband die Säulen kuppeln.

Der Ueberbau der Brücke konnte nur 18 Zoll Höhe unterhalb der Schienenoberkante erhalten, und es ragen daher die $26\frac{2}{3}$ Zoll hohen Träger $8\frac{5}{8}$ Zoll über die Schienen.

Der laufende Fuss dieses Bauwerkes hat 179 Thaler gekostet, da sich die Länge von 180 Fuss auf 27.220 Thaler für die gesammten Eisenconstructions, und 5000 Thaler für die Pfahlrostfundirungen, zusammen auf 32.220 Thaler vertheilt.

2. Wegüberführung der Wykstrasse in Stettin.

(Ausgestellt im deutschen Pavillon von der Direction der Berlin-Stettiner Eisenbahn.)

Die Wykstrasse musste über sechs Bahnhofsgleise geführt werden und ist diese Ueberführung durchwegs in Eisen construirt; die lichte Brückenbreite beträgt 24 Fuss, wovon je 3 Fuss auf Trottoirs und 18 Fuss auf die Fahrbahn entfallen. Die ganze Ueberführung ist im Grundrisse in Felder von 3 Fuss $6\frac{1}{2}$ Zoll zu 3 Fuss $7\frac{2}{10}$ Zoll mittelst Quer- und Längsträger zerlegt, und sind diese Felder durch Buckelplatten, welche den Beton tragen, überdeckt.

Die Hauptträger sind mit senkrecht gestellten Rahmen aus Drahtgeflecht versehen, um das Herabwerfen der Steine etc. auf die Schienengeleise zu umgehen. Die ganze Länge des im Jahre 1868 ausgeführten Bauwerkes misst circa 99 preussische Fuss und ist in

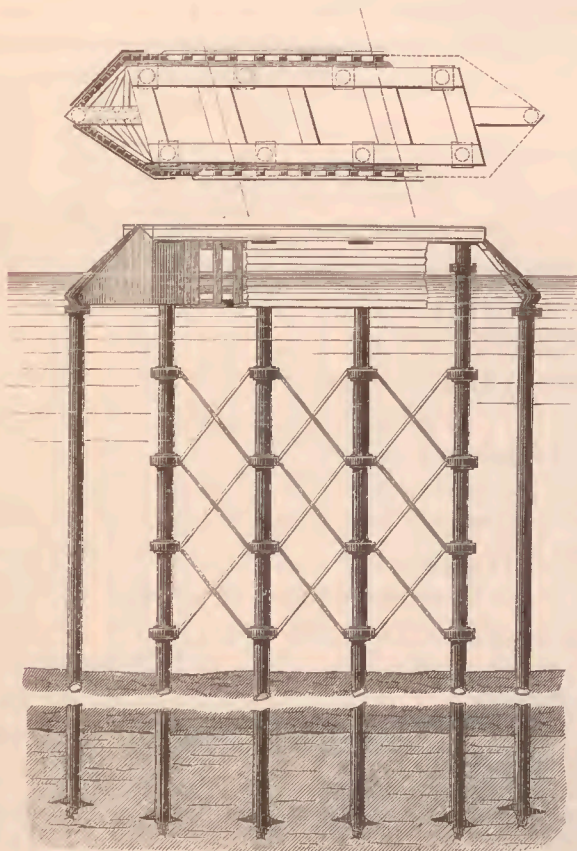
drei Oeffnungen, von denen zwei à 35 Fuss 5 Zoll und ein Feld à 28 Fuss 4 Zoll Länge halten, getheilt.

Das Ständerwerk besteht aus Säulen von je 12 Zoll äusserem Durchmesser und 1 Zoll Wandstärke.

§. 3. Eiserne Joche.

Eiserne Joche werden nach der obigen Auffassung durch Röhren von geringem Durchmesser gebildet, welche in den Untergrund entweder eingerammt, eingeschraubt oder pneumatisch (durch Luftverdünnung) eingetrieben werden.

Fig. 168.



Wir haben bereits früher der geschichtlichen Entwicklung der Einschraubung und Versenkung eiserner Jochpfähle gedacht, und bringen wir nur noch in Erinnerung, dass im Gebiete des Brückenbaues die Methode der Einschraubung zuerst bei den Viaducten zu Nuneham und West-Drayton, dann bei norwegischen Brücken, bei dem Viaducte South-Drove-Drain etc.; die Methode der pneumatischen Versenkung aber zuerst auf der Insel Anglesea angewendet wurde, wobei wir in letzterer Beziehung auch nochmals auf das Fehlschlagen des Ansaugverfahrens bei der Rochesterbrücke (vergleiche pag. 39) verweisen.

Bezüglich der Anordnung eiserner Joche berufen wir uns wieder auf die Monographie des Professors Dr. E. Winkler, aus der wir die folgende Tabelle entnehmen:

Postnummer	Namen der Brücken	Spannweite	Breite der Bahn	Grösste Länge der Pfähle		Anzahl der Pfähle pro Pfeiler	Durchmesser der Pfähle	Wanddicke
				über der Erde	unter der Erde			
		Meter				Millimeter		
Strassenbrücken.								
1	Hafendamm bei Cur-town-Wexford . . .	5.30	5.30	5.5	3.0	2	—	—
2	Hafendamm bei Glenelg in Südastralien	6.50	5.70	3.3	—	2	300	—
3	Landungsbrücke zu Makassar	7.00	3.75	11.0	2.5	2	—	—
4	Viaduct der Gaswerke in Beckton	7.62	7.32	3.8	9.1	3	380	—
5	Brücke über die Themse bei Cookham	12.20	6.10	4.2	1.8	2	510	13
Eisenbahnbrücken.								
6	Festungsgrabenbrücke in Königsborg	14.10	1gel.	4.1	5.3	2	780	26
7	Bombay-Baroda und India-Centralbahn	18.29	2gel.	—	—	3	760	—
8	Tapteviaduct derselben Bahn . . .	19.05	2gel.	—	—	3	760	25

Bezüglich der Herstellung eiserner Joche hat die Wiener Weltausstellung nur zwei Objecte zur Anschauung gebracht.

1. Ueberbrückung des Lümfjord-Broen.

Nachdem der projectirten Fundirungsart dieser Brücke bereits pag. 23 gedacht wurde, kommt hier nur noch zu erwähnen, dass die Joche durch eine Vergatterung und Vertheilung im Grundrisse in einer Weise von W. Lüders projectirt wurden, welche durch die Figur 168 (pag. 219) erkenntlich gemacht ist.

Man ersieht aus diesen Zeichnungen, dass der Pfeiler aus einem Systeme von eisernen Pfählen gebildet ist, welche entlang seinem Umfange gestellt sind; die Verfestigung der Pfähle unter einander ist eine doppelte, indem nicht nur eine Verstrebung der Röhren, sondern auch eine äussere Umbohlung derselben Platz greift, welche letztere durch Blechbeschlag versichert ist und bis zum Tiefgange des Eises hinabragt.

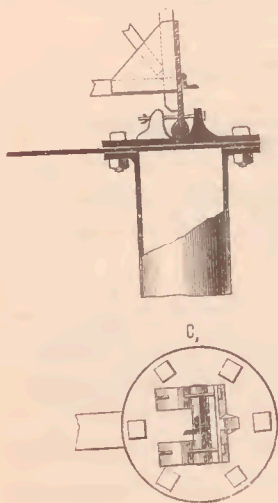
2. Landungsbrücke von Norderney.

Die Fundirung dieser Brücke wurde ebenfalls im Abschnitte „Fundirung“ §. 2 „Schraubung“ (pag. 24), woselbst sich auch eine Längensansicht befindet, näher dargestellt.

Die Brücke selbst anbelangend, muss erwähnt werden, dass sie in Vergleich mit den Hafendämmen und Landungsbrücken von Curtown-Wexford in England, Glenelg im Golf St. Vincent in Südaustralien, von Makassar auf der Insel Celebes in Ostindien und von Lewes an der Delawarebai im Staate Delaware in Nordamerika gestellt werden kann; sie hat mit diesen nämlich das Princip der Einschraubung der Pfähle gemein, -- unterscheidet sich von ihnen dagegen wesentlich dadurch, dass sie von dem Erbauer, Inspector A. Tolle, in der Weise angeordnet wurde, dass die Brücke zur Winterszeit abtragbar ist.

Es ist das Letztere dadurch ermöglicht, dass die eisernen Schraubpfähle, welche bis zu ihrem oberen Ende in das Terrain versenkt sind, nur als Auflagerstellen jener Joche dienen, welche die Brückenbahn tragen. Zu diesem Zwecke sind die eisernen Schraubpfähle je mit einer Platte bedeckt, welche ein Lager trägt,

Fig. 169.



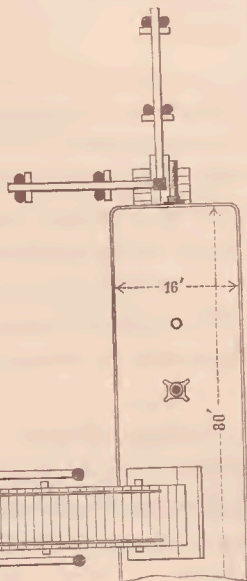
in das, wie es die Figur 169 verdeutlicht, das transportable eiserne Jochwerk eingestellt werden kann.

Die ganze Anlandevorrichtung besteht aus drei Theilen, und zwar:

1. aus der 300 Fuss langen, 8 Fuss breiten Jochbrücke,
2. aus einer 30 Fuss langen, 6 Fuss breiten Pontonbrücke und
3. aus einem 80 Fuss langen, 16 Fuss breiten und 5 Fuss hohen Ponton.

Geschützt wird die ganze Anlage durch die erforderlichen Due d'Alben, welche jedoch zunächst zum Anlegen und Befestigen der Dampfschiffe dienen.

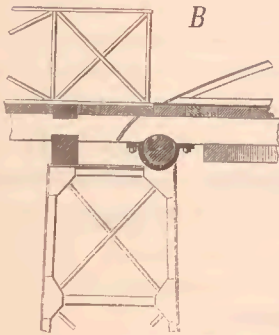
Die Pontonbrücke vermittelt durch ihre Beweglichkeit, respective das Auf- und Niedersteigen des einen Endes, den Uebergang vom Ponton zur Jochbrücke, wie dies aus dem Grundrisse, Figur 170, hervorgeht, und wie ähnliche, allerdings noch nicht derartig ausgebildete Anordnungen schon mehrfach, unter Anderem bei der Liverpools Landungsbrücke, angewendet wurden.



Die Verbindung der Pontonbrücke mit der Jochbrücke ist durch einen, in einem Lager ruhenden horizontalen Bolzen hergestellt, wie dies die Figur 171 verdeutlicht.

In sinnreicher Weise ist die Doppelbewegung des Pontons (Auf- und Niedersteigen, und Schaukeln bei Wellenschlag und Sturm) dadurch neutralisirt, dass zwei kreuzweise gestellte Walzen

Fig. 171.

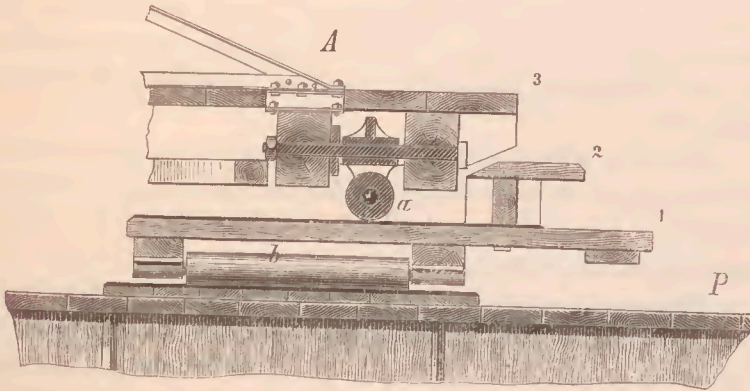


a und *b*, wie dies die Figur 172 zeigt, die Bewegung aufnehmen.

In dieser Figur bedeutet *P* den Oberboden des Pontons, 1 und 2 die Treppenstufen und 3 den Tritt zur Bahn der Pontonbrücke.

Die Jochbrücke hat einen hölzernen Oberbau mit schmiedeeisernem Geländer und ruht auf schmiedeeisernen Jochen in Entfernungen von $17\frac{1}{2}$ Fuss, welche Joche, wie schon bemerkt, auf die Schraubenpfähle (44 Stück) gestellt werden. In Entfernungen von 70 zu 70 Fuss sind stärkere Stützen als Doppeljoche construiert und haben alle Joche Trapezform. Der Ponton selbst ist durch sieben Schottwände in acht wasserdichte Theile getheilt; er ist ganz in

Fig. 172.



Eisen construiert, hat eine Bodenstärke von $\frac{9}{32}$ Zoll und eine Wandstärke von $\frac{1}{4}$ Zollen preussisch. Festgelegt ist der Ponton durch vorspringende Zapfen (Nasen), welche gegen die Könige der Duc d'Alben stossen und das Landwärtstreiben verhindern, während die Verschiebung des Pontons nach dem Meere oder der „Watte“ hin durch Anker verhindert ist.

Die ganze Anlage hat 13.000 Thaler gekostet.

Es möchte hier, um Verwechslungen zu vermeiden, nicht überflüssig sein, darauf aufmerksam zu machen, dass der auf dem Gebiete

der Landungsbrücken rühmlichst bekannte Name Tolle von zwei Brüdern getragen wird, nämlich von dem Erbauer der vorstehend beschriebenen Brücke, dem Bauinspector A. Tolle zu Norden, welcher auch der Verfasser des Aufsatzes über die Schutzwerke auf Norderney („Zeitschrift des Hannoveranischen Architekten- und Ingenieurvereines“) ist, und von dem Bauinspector H. Tolle zu Grohn bei Vegesak, welcher bereits 1848 die Harburger Landungsbrücke erbaut und den Aufsatz vom Jahre 1853 in der vorhin genannten Zeitschrift verfasst hat.

§. 4. Eiserne Röhrenpfeiler.

Der Ersatz der eisernen Joche durch eiserne Röhrenpfeiler, welche zumeist aus nur zwei einzelnen Röhren bestehen, ist durch die grössere Stabilität und durch die leichtere Fundirung, geschehe letztere nun in Form von Senkschächten oder in Form pneumatischer Versenkung, begründet. Namentlich ist die Herstellung solcher eiserner Röhrenpfeiler dort beliebt, wo es sich um tiefe und rasch herzustellende Gründungen, um Schonung des Durchflussprofils und um Vermeidung theurer, und schwer erzielbarer Maurerarbeit handelt.

Gehoben wird die Häufigkeit der Anwendung eiserner Röhrenpfeiler auch durch das etwaige Vorkommen günstiger klimatischer Verhältnisse, denen eine Eisbildung, welche den Röhrenpfeilern schädlich ist, ferne steht.

Wir haben schon früher in der Geschichte der Fundirungsarbeiten darauf hingewiesen, wie die Entstehung der eisernen Röhrenpfeiler durch die Senkarbeit und durch die Erfindung der pneumatischen Gründung hervorgerufen wurde, und schon früher einige der zahlreichen Brücken genannt, welche die Geschichte dieser Methode des Pfeilerbaues eingeleitet haben. Hier sei nur recapitulirt, dass es vornehmlich die Bauten der in der folgenden Tabelle verzeichneten Brücken waren, welche die geschichtliche Entwicklung des Baues eiserner Röhrenpfeiler erkennen lassen.

Jahr	Eiserne Senkschächte	Jahr	Pneumatische Versenkung
1849	Windsorbrücke	1849	Rochesterbrücke
1852	Nilbrücke bei Benha	1850	Great-Pec-Deebrücke
1855	Ijsselbrücke bei Westervoort	1851	Chepstowbrücke
1863	Alkmaarbrücke	1853	Maconbrücke
1864	Poretzbrücke	1855	Peterborobrücke
1872	Gorayabrücke	1857	Theissbrücke bei Szegedin
1872	Serethbrücke	1858	Allierbrücke bei Moulins
		1858	Allierbrücke bei St. Germain d. F.
		1859	Londonderrybrücke
		1859	Bordeauxbrücke
		1859	Kovnobrücke
		1859	Argenteuilbrücke
		1860	Charing-Crossbrücke
		1862	Cannon-Streetbrücke
		1862	Scorffbrücke

In dem letzten Decennium, in welchem die Caissonfundirung so bedeutsame Fortschritte gemacht und die grossen Spannweiten im Brückenbaue sehr überhandgenommen haben, ist die Fundirung vermittle Röhrenpfeilern wieder in den Hintergrund getreten.

Von nicht gewöhnlichem und von allgemeinem Interesse möchte die folgende Zusammenstellung ausgeführter und auf eiserne Röhrenpfeiler basirte Brücken sein, welche wir ebenfalls der schon erwähnten Monographie des Professors Dr. E. Winkler entnehmen.

Brücken mit Röhren Pfeilern.

Lan- fendes-Nr.	Benennung der Brücken	Spannweite, Meter	Zahl der Geleise	Zahl der Röhren	Höhe über der Sohle	Meter				Milli- meter		
						Fundierungstiefe	Unterer Röhren- durchmesser	Oberer Röhren- durchmesser	Trommelhöhe	Wandstärke Stromabwärts.	Wandstärke Strom aufwärts.	
1	Themsebrücke bei Staines	26.5	2	3	8.5	6.7	2.44	1.83	2.44	25	34	
2	„ „ Windsor	30.8	2	6	5.4	—	1.83	1.83	—	28	28	
3	Ebrobrücke nächst Pampelona	33.1	2	3	—	2.4	1.83	1.83	—	—	—	
4	Cannonbrücke der M.-G.-Western- Bahn	34.3	2	2	8.2	4.9	3.05	3.05	—	—	—	
5	Londonderrybrücke	39.3	1	2	8.5	9.8	3.06	3.06	—	—	—	
6	Seinebrücke bei Argenteuil	40.0	2	2	16.0	25.0	3.0	3.21	1.00	38	50	
7	Allierbrücke bei Moulins	40.0	2	2	15.0	—	2.50	2.00	1.00	25	50	
8	„ „ St. Germain d. F.	40.4	2	2	10.0	8.0	3.0	2.35	1.00	30	40	
9	Saônebrücke bei Lyon	—	2	3	17.5	7.5	3.00	2.50	1.20	—	—	
10	Theißbrücke bei Szegedin	41.5	2	2	—	—	8.6	3.00	3.00	1.82	35	35
11	Rochesterbrücke	47.2	—	—	—	—	—	2.13	2.13	2.70	—	—
12	Charing-Cross-Brücke in London	50.0	4	2	17.7	—	4.27	3.06	2.71	29	32	
13	Chepstowbrücke:											
	a) Strombrücke	63.2	2	6	25.0	—	1.83	1.83	—	—	—	
	b) Fluthbrücke	33.5	2	3	19.8	14.0	1.83	1.83	—	—	—	
14	Bugbrücke bei Terespol	72.1	1	1	5.5	12.0	3.05	3.05	1.95	60	60	
15	Bordeauxbrücke	77.0	2	2	17.3	—	3.25	3.32	1.60	39	33	
16	Kovnobrücke	78.5	2	2	3.5	9.4	3.50	3.14	1.46	—	—	

Im Gebiete der Wiener Weltausstellung waren die folgenden Brücken mit Röhren Pfeilern zur Anschauung gebracht:

1. Brücke über den Ijssel bei Westervoort.

Die Fundirung und Anordnung dieser Pfeiler ist bereits in dem Abschnitte über Fundirungen pag. 42 näher besprochen worden.

2. Brücke bei Argenteuil.

Wie oben pag. 65.

3. Viaduct von Osse.

(Ausgestellt vom Ministerium der öffentlichen Arbeiten in Frankreich.)
(Französische Abtheilung.)

Diese Brücke hat eine Länge von 249.6 Meter, ist bezüglich ihrer Anordnung durch die Figur 173 ersichtlich gemacht und befindet sich in der Eisenbahnlinie zwischen Agen und Tarbes; sie ist

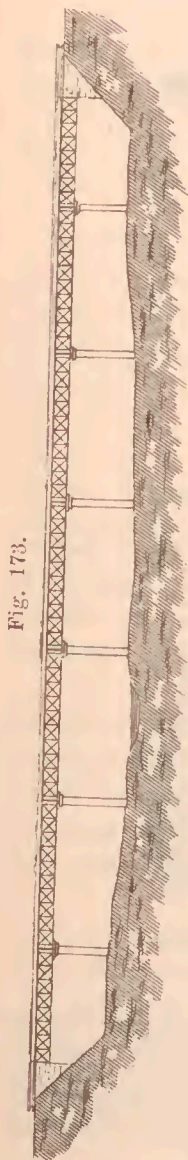


Fig. 173.

geradlinig, liegt aber im Bahngefälle von 1 : 40 und hat eine Höhe zwischen 17.⁵⁴ Meter und 21.⁸⁶ Meter über der Sohle.

Von den 7 Oeffnungen messen die 5 mittleren à 38.4 Meter, die beiden äusseren à 28.8 Meter. Die Pfeiler sind aus je 2 Röhren gebildet, welche 1.00 Meter Trommelhöhe, 1.70 Meter Durchmesser und 3.40 Meter Achsenabstand besitzen.

Die Flanschen liegen (vergleiche Figur 174) nach Innen und sind durch Rippen verstärkt. Der Hohlraum der Röhren ist ausbetonirt. Die Fundirung der Röhren besteht aus einem Betonklotze, wie diess die soeben genannte Figur verdeutlicht.

Die Belastung beträgt pro Quadratcentimeter der Grundfläche der Betonirung = 3.13 Kilogramm. Der Preis des ganzen Bauwerkes = 563.087 Francs ergibt auf den laufenden Meter 2255 Francs 55 Centimes oder 112.79 Francs auf den Quadratmeter der Ansichtsfläche. Der laufende Meter des Brückenträgers hat 1431.3 Francs und ein Höhenmeter der Pfeiler 1369.45 Francs gekostet.

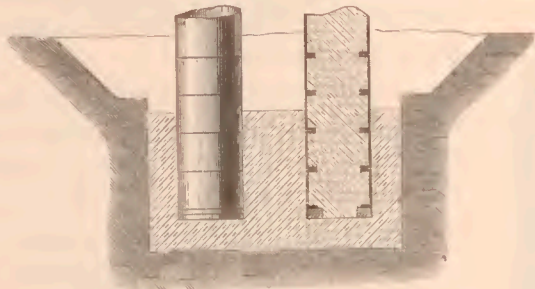
Ausgeführt ist das Bauwerk unter dem Director der Südbahn, Mr. Surell, von den Ingenieuren Régnault und Boufillier. Unternehmer waren Mrs. Mrs. Cail et Comp.

4. Taybrücke bei Dundee.

(Ausgestellt von der Bauunternehmung C. de Bergue & Comp. — Maschinenhalle.)

Dieses berühmte Bauwerk, welches durch die Ingenieure Mr. Mr. Bouch, Paterson, Bergue, Grothe und Austin hergestellt wurde, war auf der Wiener Weltausstellung durch ein grosses Aquarell zur Anschauung gebracht. Unseres Wissens ist die Dundee-Brücke (Brittische Nordbahn) gegenwärtig die längste Brücke über schiffbare Flüsse, da sie 3155.1 Meter Länge misst. Die einzelnen Oeffnungen vertheilen sich folgend:

Fig. 174.



	7	Oeffnungen	à	8.5	Meter,
28	..		à	20.4	..
2	..		à	26.8	..
1	..		à	48.8	..
38	..		à	39.6	..
14	..		à	65.5	..

in Summe 90 Oeffnungen = 3155.1 Meter, wobei die Umwandlung der Gesamtlänge von Yards auf Meter zu beachten ist.

Die Höhe des Niederwassers und des Hochwassers wechselt zwischen 12 und 42 Fuss und die Höhe der Brücke über der Hochwasserlinie misst 88 englische Fuss = 26.8 Meter.

Die Pfeiler dieser Brücke bestehen aus versenkten eisernen Röhren von 2.59 Meter Durchmesser und bilden je 2 solcher Cylinder, welche gemeinsam mittelst eines Caissons niedergesenkt wurden, je einen Pfeiler. Eine sehr interessante Beschreibung und Abbildung dieses Bauwerkes befindet sich in der deutschen Bauzeitung 1873, Nr. 14.

5. Brücke bei Cordoba über den Guadalquivir.

(Ausgestellt im spanischen Pavillon.)

Diese Brücke befindet sich im Zuge der Eisenbahn zwischen Cordoba und Málaga, ist eine continuirliche Gitterbrücke und ruht auf Röhrenpfeilern, welche durch Kuppelung von je 2 Röhren gebildet sind. Die Röhren haben 2.5 Meter äusseren Durchmesser und sind in einem Axenabstande von 4.6 Meter fundirt.

Die Länge der Brücke beträgt 204.8 Meter und ist das Bauwerk bis zur Fahrbahn 18.0 Meter hoch und aus 2 äusseren Oeffnungen à 44.8 Meter und aus 2 inneren Oeffnungen à 57.60 Meter zusammengesetzt.

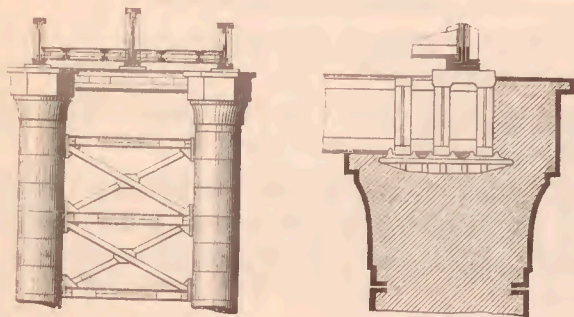
Die Kuppelung der Pfeiler besteht aus einer Traverse, zwischen den Kapitälern der Röhren, welche Kapitäle sich durch eine geschmackvolle, architektonische Anordnung auszeichnen.

6. Lorabrücke über den Guadalquivir.

(Ausgestellt im spanischen Pavillon.)

Diese im Zuge der Eisenbahn von Cordoba nach Sevilla befindliche Brücke besteht aus einem auf Röhrenpfeilern ruhenden kontinuierlichen Blechträger von 240 Meter Gesamtlänge, welcher in 8 Oeffnungen à 30 Meter Spannweite getheilt ist. Die Maximalhöhe bis zum Auflager beträgt 16.19 Meter. Die Ueberbrückung setzt sich aus 3 einzelnen Blechträgern zusammen, von denen der mittlere 2.5 Meter, die beiden äusseren 2.0 Meter hoch sind. Der mittlere Träger ruht auf Traversen, deren Ansicht und Auflager im Pfeilerkopfe durch die Figur 175 ersichtlich gemacht ist. Die

Fig. 175.



Fahrbahn ist zweigeleisig, befindet sich unten und ist durch den Mittelträger getrennt.

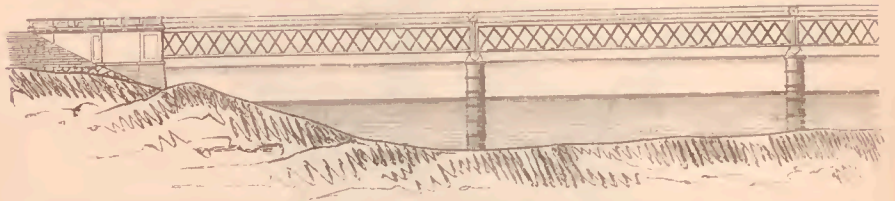
Die Pfeiler bestehen aus je zwei Röhren aus Kesselblech, welche 2.0 Meter äusseren Durchmesser haben, ausbetonirt und in 8.05 Meter Axenstand fundirt sind und das aus der Zeichnung ersichtliche Gitterwerk zur Versteifung besitzen.

7. Ebrobrücke in der Provinz Logroño.

(Ausgestellt im spanischen Pavillon.)

Diese im Zuge der Eisenbahn zwischen Zaragoza, Pamplona und Barcelona befindliche Fachwerkbrücke (vergleiche Figur 176)

Fig. 176.



hat eine Länge von 650.²⁵ Meter und enthält 21 Oeffnungen, deren grösste 33.¹ Meter Spannweite besitzt.

Die Construction der Pfeiler ist aus der früher (pag. 226) angeführten Tabelle ersichtlich; dieselben haben eine Maximalhöhe über der Sohle von 12.⁶ Meter und sind als einem Hochwasser von 11.⁰ Meter ausgesetzt, construirt. Die Pfeiler sind für 2 Geleise angeordnet, tragen jedoch nur eine eingleisige Bahn.

S. Puente de Castro nuño.

(Spanischer Pavillon.)

Diese Brücke war durch eine Photographie und ohne Angabe von Maassen ausgestellt.

Der kontinuierliche Gitterträger überbrückt 5 Oeffnungen und ruht ausser den Widerlagern auf 4 Flusspfeilern, welche je aus zwei Röhren bestehen, die eine transversale Versteifung besitzen.

§. 5. Eiserne Thurm Pfeiler.

Die eisernen Thurm Pfeiler (wie wir hier den gerüstförmigen Aufbau aus Eisen zu Zwecken einer Pfeilerbildung nennen wollen), fanden unseres Wissens ihre erste Anwendung bereits im Jahre 1822 durch Mr. H. Brown beim Baue der Kettenbrücke nächst Brighthon.

Eine weitere Verwendung solcher Pfeiler erfolgte durch Mr. Brunnel im Jahre 1823 für die Kettenbrücke auf der Insel Bourbon und vom Mr. Traitteur im Jahre 1824 für die Kettenbrücke Panteleimon in St. Petersburg und schlug auch 1824 G. Smart vor, eiserne Pfeiler seines Gittersystemes zu erbauen.

Diese Pfeiler hatten indessen alle nur eine geringe Höhe und wurden die ersten hohen eisernen Thurm Pfeiler unseres Wissens im Jahre 1839 von Vergès beim Baue der Drathhängebrücke von Cubzac über den Dordogne angewendet, welche, auf einem Sockel ruhende Eisenpfeiler, eine Höhe von 29.⁹ Meter besitzen. Dieser Ausführung folgten 1842 die eisernen Pfeiler der Kettenbrücke über die Maas bei Seraing und ebenfalls 1842 jene der Kettenbrücke über die Ruhr bei Mühlheim.

Diese Beispiele der Erbauung eiserner Pfeiler bei Kettenbrücken, sowie das Vorbild der durch Seymour im Jahre 1852 ausgeführten Construction der hölzernen Thurm Pfeiler der Portagebrücke in Amerika, haben Veranlassung gegeben, hohe Eisenbahnviaducte mit eisernen Thurm Pfeilern zu versehen, und waren es Liddle und Gordon, welche 1853 beim Crumlin-Viaducte den Reigen solcher Bauwerke eröffneten; ihnen folgten Etzel, Schneider & Comp., Nördling, Cail & Comp., Eiffel & Comp., Ruppert, Ortega und Graciani, dann Köstlin und Battig, Latrobe, Morison und Andere, welche in der Schweiz, in Frankreich, Spanien und Portugal, Italien, Oesterreich, Amerika etc. den eisernen Thurm Pfeilerbau anwendeten.

Der k. k. Sectionschef, Herr W. von Nördling, dessen literarische Werke über diesen Gegenstand vom Jahre 1864 und 1870 ebenso allgemein bekannt sind, wie seine erfolgreichen Bemühungen um die technische Durekbildung und Verallgemeinerung der eisernen Viaducte verzeichnet, dass bis zu dem Jahre 1869 in England 1, in der Schweiz 4, Spanien 8, Frankreich 6, Italien 3, Oesterreich 1, zusammen 23 Viaducte mit eisernen Thurm Pfeilern bestanden.

In der neueren Zeit wurde indess diese Anzahl von Eisenbahnviaducten mit eisernen Thurm Pfeilern nicht unerheblich vermehrt, und haben insbesondere seit dem Jahre 1869: Nördling in Frankreich die Bouble-Sioule-Neuvial- und Belon-Viaducte, C. v. Schwarz durch Köstlin und Battig in Oesterreich den Weissenbach-Viaduct, Latrobe in Peru den Varrugas-Viaduct und Eiffel & Comp. den Thouars-Viaduct erbaut, zu welch' vorletztem Viaducte, nach der Mittheilung von Pontzen in der Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereines, die höchst interessante Bemerkung zu machen ist, dass er (175.³⁵ Meter lang, 76.⁸¹ im Maximum hoch) Alles in Allem binnen 88 Arbeitstagen erbaut wurde.

Als die neuesten und wahrhaft grossartigen Leistungen auf dem Gebiete des Baues eiserner Pfeiler sind noch die Bauten des *Portage Viaductes* in Amerika und jener der *Porto-Brücke* über den *Duoro* in Portugal zu erwähnen. Das erstere, an Stelle des alten, hölzernen *Portage-Viaductes* erbaute Werk, ist von *Pontzen* (*Wochenschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereines*, 1876, Nr. 14) näher beschrieben; es ist 250.0 Meter lang, 71.7 Meter hoch, hält 7 eiserne Pfeiler von 15 bis 61 Meter Höhe und wurde in 86 Tagen, von denen nur 70 als Arbeitstage gerechnet werden können, durch *G. S. Morison* erbaut; der Quadratmeter Aufrissfläche der ganzen Brücke kostete nur 18 $\frac{1}{3}$ Gulden und beanspruchte 56.6 Kilogramm Eisen. Das andere von *Eiffel und Compagnie* erbaute Werk ist 330 Meter lang, 61 Meter hoch, überbrückt den *Ebro* mittelst eines eisernen, gitterförmigen, freien Bogens von 160 Meter Spannweite und ruhen von den 8 eisernen Pfeilern, vier derselben auf diesem Centralbogen; diese hoch interessante Construction ist von den Herren *Krantz, Malinos und de Dion* (*Paris 1875*, bei *Gaudier et Regnault*) näher beschrieben.

Bezüglich der Fortschritte in der Construction der eisernen Thurnpfeiler zu Eisenbahn-Viaducten, neigt man sich immer mehr dahin, das eigentliche Ständerwerk aus eisernen Röhren zu machen, deren Versteifung aus leichtem Netzwerk besteht, auch die Stabilität der Pfeiler gegen den Windstoss durch eine einfache Vergrösserung der Pyramidenbasis zu erzielen, und die Zahl der Ständerrohren, seit *v. Nördling's* Constructionen, auf 4 zu reduciren.

Ein weiterer Fortschritt des Thurnpfeilerbaues besteht auch darin, dass man die steinernen Pfeilersockel, wie es bei den Viaducten von *Bouble und Bellon* und bei jenem von *Weissenbach* bereits geschehen, immer mehr verkürzt; endlich, bedingt durch eine vorhandene Steinsohle, auch sogar zu Pfeilerbauten ohne Sockel, wie es beim *Varrugas-Viaducte* (vergleiche *Pontzen* in der *Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereines*) der Fall ist, übergeht.

Zur Beurtheilung der chronologischen Entwicklung und der Constructionsverhältnisse des Baues eiserner Thurnpfeiler mag die folgende, nach verschiedenen Quellen eigens zusammengestellte Tabelle dienen.

Viaducte mit eisernen Thurm Pfeilern.

Laufende Nummer	Benennung der Eisenbahnviaducte	Baubeginn	Erbauer	Zahl der Geleise	Länge des Viaductes			Zahl der Pfeiler	Maximalhöhe der eisernen Pfeiler				Anzahl der Säulen pro Pfeiler	Etagenhöhe		Durchmesser der Säulen	
					Meter	Grösste Höhe des Viaductes	Grösste Spannweite		Pfeilerquerschnitt		Meter	Meter		Meter	Meter		
									oben							unten	
									breit	lang						breit	lang
1	Crumlin	1853	Liddle und Gordon	2	—	58.5	45.7	11	53.44	4.85	9.00	6.54	13.25	11	5.25	0.305	
2	Sitter	1854	Etzel	1	163.5	62.3	38.4	3	47.79	3.5	4.85	5.30	10.50	—	—	—	
2	Thur	1854	"	1	—	—	33.6	3	14.67	—	—	—	—	—	—	—	
4	Glatt	1854	"	1	—	—	36.0	2	23.67	—	—	—	—	—	—	—	
5	Saane	1857	Schneider & Comp.	2	396.0	76.0	44.1	6	43.32	4.78	6.30	6.20	10.00	12	3.82	0.250	
6	Beelah	1863	Bouch	1	—	—	18.2	15	51.5	3.73	4.72	5.76	15.09	6	4.57	0.305	
7	D' Ahun	1863	Nördling	2	338.7	56.5	50.0	5	33.9	3.0	6.0	3.4	10.2	7	4.5	0.35	
8	Cère	1863	"	1	308.5	53.3	50.0	4	33.9	2.5	5.0	4.6	9.2	7	4.5	0.30	
9	Bouble	1868	"	1	395.0	66.0	50.0	5	55.8	2.5	3.5	5.29	7.41	4	5.0	0.5	
10	Sioule	1868	"	1	180.6	58.8	56.4	2	47.5	2.5	3.5	4.7	6.71	4	5.0	0.5	
11	Neuvial	1868	"	1	160.2	44.0	19.1	1	37.5	2.5	3.5	4.29	6.0	4	5.0	0.5	
12	Bellon	1868	"	1	231.0	48.5	44.0	2	37.5	2.5	4.29	3.5	5.95	4	5.0	0.5	
13	Iglava	1868	Ruppert	1	373.5	12.7	59.4	5	26.4	2.5	4.6	5.35	9.52	4	5.0	0.5	
14	Castellauetta	1868	Gewerkschaft Selessin	1	202.0	60.35	54.0	3	47.60	2.71	4.87	6.88	12.70	4	5.0	0.5	
15	San Stefano	1868	Marcinelle	1	127.0	13.5	56.0	2	17.97	2.34	4.5	6.5	12.5	4	3.3	0.35	
16	Palagianello	1868	Gewerkschaft Selessin	1	188.0	40.0	52.0	2	27.47	2.7	—	5.0	9.0	4	1	—	
17	Guarizzas	1869	Graciani & Ortega	1	147.0	41.0	52.2	2	26.22	2.70	4.34	3.70	6.00	4	4.10	—	
18	Arroyo-Cañero	1869	Cail & Comp.	1	66.9	—	33.5	1	19.17	1.81	5.45	2.55	6.60	4	3.95	—	
19	Genil	1869	"	1	138.0	28.0	52.2	2	22.75	2.30	4.34	3.20	5.65	4	4.63	—	
20	Choro	1869	"	1	190.3	20.0	38.1	4	15.58	2.02	3.58	2.95	5.45	4	3.51	—	
21	Weissenbach	1869	Köstlin & Battig	1	163.4	38.0	47.4	2	26.85	2.21	4.82	5.01	8.23	12	4.32	0.5	
22	Varrugas	1872	Latrobe	1	175.4	—	38.4	3	76.81	15.23	4.57	15.23	17.4	12	7.62	0.305	
23	Thouars	1873	Eiffel & Comp.	2	261.6	38.5	51.1	3	27.6	—	—	—	—	6	4.27	0.35	
24	Portage	1875	G. S. Morison	1	250.0	71.7	36.5	6	61.0	6.1	15.2	21.3	15.2	4	7.6	—	

Bemerkung: Bei den Viaducten Nr. 9, 10, 11 und 12 ist die Ausladung der Versteifung gegen den Wind hier nicht angegeben. (Vide Text.)

Bezüglich der Totalkosten eiserner Viaducte mit eisernen Thurmpfeilern gibt die folgende, nach verschiedenen Quellen und Original-Mittheilungen verfasste Tabelle Auskunft, welche eingeleisige und zweigeleisige Viaducte, geordnet nach deren Höhen, enthält.

(1 Francs = 0.42 Gulden österr. Währ. gerechnet.)

Postnummer	Benennung der Viaducte	Länge des Viaductes	Maximallhöhe des Viaductes	Zahl der Geleise	Kosten pro laufenden Meter Viaductlänge	Kosten pro Quadratmeter Ansichtfläche	Mittelpreis pro Quadratmeter
		Meter			Gulden österr. W.		
1	Weissenbach	163.4	38.0	1	1,592	60.2	38.1
2	Palagianella	138.0	40.0	1	530	—	
3	Iglava	373.5	42.7	1	2,074	58.5	
4	San Stefano	127.0	43.5	1	500	—	
5	Neuvial	160.3	44.0	1	838	31.5	
6	Bellou	231.0	48.5	1	927	29.0	
7	Cère	308.5	55.3	1	1,052	32.4	
8	Sioule	180.6	58.8	1	1,197	28.0	
9	Castellanetto	202.0	60.3	1	527	—	
10	Sitter	163.6	62.4	1	1,905	44.5	
11	Bouble	395	66.0	1	1,170	25.8	
12	Portage	250.0	71.7	1	790	18.4	
13	Varrugas	175.4	82.0	1	1,955	53.2	
14	Thouars	261.6	38.6	2	1,484	53.0	50.9
15	d'Ahun	338.7	56.5	2	1,802	51.0	
16	Saane	396.0	76.0	2	2,545	48.6	

Zu dieser Tabelle ist zu bemerken, dass der Viaduct von Thouars (Linie Bressure-Tours) in seinem Pfeilerbaue zweigeleisig, in seinem Ueberbaue jedoch nur eingeleisig ausgeführt ist; die obigen Preisangaben sind daher „berechnete“. Die wirklichen Ausgaben für die zweigeleisigen Pfeiler und den eingeleisigen Ueberbau haben 32.7 Gulden österr. Währ. pro Quadratmeter Ansichtfläche und 905.6 Gulden österr. Währ. pro laufenden Meter betragen. Ferner ist noch zu bemerken, dass bei den 3 Viaducten Nr. 2, 4

und 9 die Kosten für das Mauerwerk der Widerlager und der Sockel nicht inbegriffen sind.

Um die Kosten eiserner Viaducte vergleichen zu können, geben wir im Nachstehenden einige Kosten neuerer französischer und zweier älterer deutscher, gewölbter Eisenbahn-Viaducte, bemerkend, dass auch hier wieder die Kosten nach ein- und zweigeleisigen Viaducten und nach den Maximalhöhen der Bauwerke geordnet sind.

Postnummer	Benennung der Viaducte	Länge des Viaductes	Maximalhöhe des Viaductes	Zahl der Geleise	Kosten pro laufenden Meter der Viaductlänge	Kosten pro Quadratmeter Ansichtsfläche	Mittelpreis pro Quadratmeter Ansichtsfläche
		Meter			Gulden österr. Währ.		
1	Chambeuil	53.4	16.5	1	491.82	38.61	30.20
2	Gouyère	46.5	17.5	1	368.00	34.02	
3	Veyrière	62.3	22.0	1	349.18	31.24	
4	Neyrevéze	60.0	22.5	1	546.84	34.02	
5	Anterieux	85.8	23.5	1	501.58	34.02	
6	Baladiers	97.3	24.4	1	587.16	34.61	
7	Lège	62.7	26.0	1	522.06	33.61	
8	Aiguille	115.2	26.0	1	460.74	31.08	
9	La Vilatte	128.6	26.4	1	771.96	33.78	
10	Elbarat	116.0	26.6	1	470.82	29.40	
11	Soleil	189.6	30.5	1	674.52	30.45	
12	Saguissole	119.2	33.0	1	496.44	30.24	
13	Laperrière	124.8	33.7	1	706.86	29.40	
14	Passadou	98.4	35.5	1	629.16	28.56	
15	Lavaude-Franche	125.6	20.4	2	742.98	43.75	60.60
16	Creveuil	126.5	24.4	2	675.36	39.09	
17	Messargès	160.0	25.8	2	1470.00	69.30	
18	Hennebont	222.0	27.4	2	1827.42	82.74	
19	Auray	206.0	29.0	2	1608.18	63.84	
20	Daoulas	357.0	38.1	2	1788.36	56.70	
21	Pont-de-Buis	222.0	41.6	2	1986.60	64.68	
22	L'Aulne	357.0	54.0	2	2588.04	64.68	
23	Elsterthal	312.0	70.0	2	5410.00	144.50	
24	Göltzschthal	596.0	82.0	2	5989.60	128.60	

Um den speciellen Pfeilerbau aus Eisen in seinen Kosten beurtheilen zu können, stellen wir aus der bekannten und sehr interessanten Arbeit über den Varrugasviaduct von dem Herrn Ingenieur Pontzen und aus anderen Quellen und Originalnotizen, die nachfolgende Tabelle zusammen, zu welcher zu bemerken ist, dass bezüglich der gleichartigen Kostenvergleichung eine Tonne Gusseisen mit 180 fl. und eine Tonne Schmiedeisen mit 260 fl. gerechnet wurde, und dass die einzelnen Eisenpfeiler nach ihrer Höhe rangiren.

Benennung der Viaducte	Zahl der Geleise	Pfeilerhöhe in Eisen, Meter	Schmiedeisen pro laufenden Meter Pfeilerhöhe	Gusseisen pro lau- fenden Meter Pfei- lerhöhe	Summa		Preis pro laufenden Meter Pfeilerhöhe in Gulden österr. Währ.
					Kilogramm	Kilogramm	
Thur	1	14.67	314	4745	5059	935.7	
San Stefano	1	17.97	718	2100	2818	564.7	
Weissenbach	1	18.71	1451	2303	3754	791.8	
Cère	1	20.20	1768	2210	3978	857.5	
Iglava	1	21.40	1603	2299	3902	830.6	
Glatt	1	23.64	113	5138	5251	594.2	
Iglava	1	26.40	1509	2267	3778	800.8	
Weissenbach	1	27.46	1346	2225	3571	750.5	
Palagionello	1	27.47	737	2007	2744	552.9	
Cère	1	33.90	1546	2153	3699	789.5	
Neuvial	1	37.50	868	2306	3174	640.8	
Bouble	1	42.50	767	2800	3567	703.4	
Varrugas	1	44.20	2575	380	2955	737.9	
Sitter	1	47.79	2561	6400	8961	1817.9	
Varrugas	1	54.25	2470	330	2800	701.6	
Bouble	1	57.50	740	2580	3328	658.9	
Varrugas	1	76.81	2610	310	2920	734.4	
d'Ahun	2	20.20	1932	2941	4873	1031.7	
d'Ahun	2	33.90	1655	2932	4587	958.1	
Saane	2	43.32	2501	5001	7502	1550.4	

Diese Tabelle lässt recht eingehend den Werth der einzelnen Constructionen erkennen, wobei, um Irrungen zu vermeiden, nochmals ausdrücklich bemerkt wird, dass die hier angegebenen Kosten

nicht die wirklichen, sondern (in Folge der gemeinschaftlichen Preisansätze) nur die vergleichenden sind.

Auf der Wiener Weltausstellung war das Gebiet des Baues eiserner Thurm Pfeiler durch die folgenden Objecte vertreten:

1. Viaduct über die Saane zu Freiburg.

(Ausgestellt von Schneider & Comp. zu Creuzot [Maschinenhalle].)

Diese bekannte zweigeleisige Brücke im Zuge der Eisenbahn zwischen Lausanne und Freiburg, deren gesamtes Eisengewicht circa 3,000.000 Kilogramm beträgt, war in Wien durch ein Aquarell zur Anschauung gebracht und in diesem Bilde besonders die Art der Montirung dargestellt, welche auch aus der „Zeitschrift für Bauwesen“, XIII (1863), Blatt 30, entnommen werden kann.

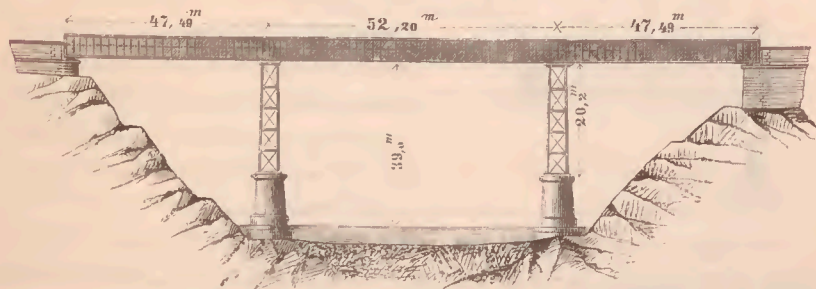
Die Construction dieses Viaductes, dessen Pfeiler vorzugsweise aus Gusseisen hergestellt sind, ist aus den früheren Tabellen erkennbar, und bemerken wir insbesondere aus der letzteren Tabelle, dass die Verwendung des Gusseisens zu einem Pfeilergewichte und Pfeilerpreise geführt hat, welche sich, wie bei dem Sitter- und Thurviaducte, heute als eine veraltete und kostspielige Construction repräsentirt.

2. Guarizzaviaduct.

(Ausgestellt im spanischen Pavillon.)

Diese im Zuge der Eisenbahn zwischen Madrid und Alicante liegende eingleisige Brücke, deren Ansicht durch die Figur 177

Fig. 177.

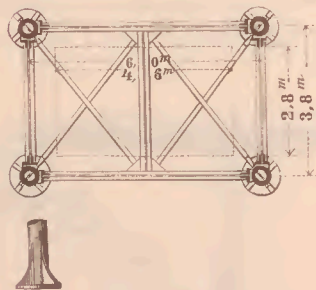
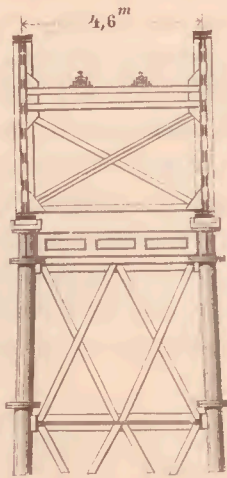


ersichtlich gemacht ist, war durch ein sehr detaillirt gearbeitetes Modell zur Anschauung gebracht.

Die Brücke hat eine Maximalthöhe von 41 Meter, besteht aus einem continuirlichen Träger (mit achtfachem Gitterwerk) von 146⁹⁸/₃₈ Meter Länge, welcher mittelst zweier eiserner Pfeiler von 26²/₂ Meter Höhe, die auf Steinsockeln ruhen, den Fluss Guarizza in 39 Meter Lufthöhe über Mittelwasser in drei Spannweiten: 1 à 52²⁰/₂₀ Meter und 2 à 47³⁹/₃₉ Meter überbrückt.

Die Construction der eingeleisigen Fahrbahn und der aus 4 Röhren bestehenden Pfeiler ist aus der Figur 178 näher zu ersehen.

Fig. 178.



Zu bemerken ist noch, dass die Steinsockel, welche aus Quadern hergestellt sind, für zwei Geleise errichtet wurden und dass als die Erbauer die Herren Domingo Graciani und Joachim Ortega genannt werden.

Die übrigen Constructionsdetails sind in der vorangegangenen Tabelle erkenntlich gemacht.

3. Rochelasbrücke über den Francolífluss.

Ausgestellt im spanischen Pavillon.

Dieses Bauwerk war durch eine Zeichnung zur Anschauung gebracht. Die Brücke liegt im Zuge der Eisenbahn von Lerida nach Reus und Tarragona, überschreitet den Fluss schief mittelst eines continuirlichen, ziemlich weitmaschigen Gitterträgers von circa 5⁵/₅ Meter Höhe in drei Spannweiten, deren mittlere 50⁵⁷/₅₇ Meter und die beiden äusseren à 51⁵⁷/₅₇ Meter messen.

Die zwei Pfeiler bestehen aus Eisen, messen 28⁵/₅ Meter Höhe, sind in 5 Etagen getheilt und aus 4 Ekröhren construirt, welche senkrecht aufgestellt sind.

Die Steinsockel dieser Pfeiler messen 8,1 Meter Höhe, sind für zwei Geleise hergestellt, während die Eisenpfeiler nur für ein Geleise errichtet sind, und liegen noch im Gebiete des Hochwassers.

4. Viaduct Alora y Gobantes.

(Spanischer Pavillon.)

Auch dieser Viaduct, welcher im Zuge der Eisenbahn zwischen Penetrar und Sierra liegt, ist ein eingeleisiges Bauwerk, dessen continuirlicher Gitterträger von 302,0 Meter Länge auf Eisenpfeilern ruht, welche aus 4 versteiften Röhren, die 4 Etagen bilden, construirt sind.

Die eingeleisigen, nach einer Pyramide gestalteten Pfeiler stehen ebenfalls auf zweigeleisigem Sockelbaue.

Die Brücke hat 9 Oeffnungen und eine Höhe von 18,0 Meter.

5. Brücke über den Fluss Genil.

(Spanischer Pavillon.)

Dieses zwischen den Stationen Casariche und Puente Genil liegende Bauwerk überbrückt den Rio Genil in 3 Oeffnungen vermittelst eines continuirlichen Gitterträgers von 134 Meter Länge und 40 Meter Thalhöhe.

Auch hier sind die Pfeiler aus je 4 eisernen, versteiften Röhren, welche in 4 Etagen gekuppelt sind, construirt, ruhen auf einem Sockelbaue und halten Pyramidengestalt.

6. Strassenbrücke in Madrid.

(Spanischer Pavillon.)

Diese auf zwei gusseisernen Pfeilern ruhende Brücke überschreitet zwischen den Plätzen San Martial und San Francisco die Strasse nach Segovia.

Die drei Spannweiten messen 40,0 Meter, 50,0 Meter und 40,0 Meter; die auf Steinsockeln ruhenden, gusseisernen Pfeiler, welche circa 12,0 Meter hoch, oben circa 3 Meter und unten circa 4 Meter breit sind, repräsentiren sogenannte Schichtenpfeiler und bestehen aus 6 Etagen; die Differenz der beiden Strassenhöhen beträgt 23 Meter.



Fig. 179.

Der continuirliche, 130 Meter lange, 3.7 Meter hohe Blechträger (cfr. pag. 292) ist von Meter zu Meter durch Rippen versteift und trägt die 11.75 Meter im Lichtenbreite Fahrbahn oberhalb. Figur 179 verdeutlicht dieses zierliche Bauwerk näher.

7. Viaduct von Bouble.

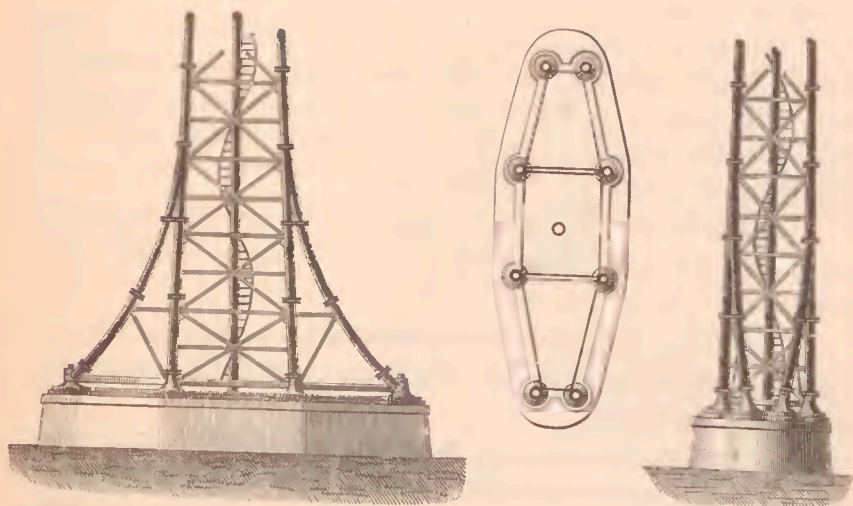
(Französische Abtheilung.)

Dieses von dem früheren Chefingenieur der Orleansbahn, v. Nördling, construirte Bauwerk war (von der Orleansbahn der Collectivausstellung des französischen Ministeriums für öffentliche Arbeiten eingereicht) durch Zeichnungen zur Anschauung gebracht.

W. v. Nördling, welcher schon 1867 die goldene Medaille für die Construction der damals ausgestellt gewesenen, mit eisernen Pfeilern versehenen Viaducte von Busseau, d'Ahun und la Cère erhalten hatte, wies in dem vorliegenden Falle eine noch grössere Vereinfachung seiner Construction, auch eine neue Windversteifung vermittelst nach Aussen gekrümmter Röhren, wie Solches die Skizze Figur 180 verdeutlicht, nach.

Die Pfeiler, deren Anordnung und Dimensionen schon aus den früheren Tabellen ersichtlich sind, bestehen im Wesentlichen aus 4 pyramidal gestellten Röhren, mit welcher Generalanordnung v. Nördling eine ausserordentliche Vereinfachung des eisernen Pfeilerbaues angebahnt hat, da die älteren Viaducte: Crumlin 14, Saane 12, d'Ahun und Cère

Fig. 180.



je 8 und Beelah 6 Röhrenständer besitzen, und da die theoretischen Betrachtungen über den eisernen Pfeilerbau, wie sie insbesondere v. Nördling in seinen: „Documents relatifs aux viaducs métalliques (1870)“ und in dem: „Mémoire sur les piles en charpente métallique des grands viaducs (1864)“, dann seitdem H. Lipold in der „Zeitschrift für Bauwesen“, Jahrgang 1869, endlich Dr. E. Winkler in seinen „Vorträgen über Brückenbau“ (1872) gegeben haben, nachweisen, dass die Beibehaltung von 4 pyramidal gestellten Ständern die einfachste Constructionsweise repräsentirt.

Die beim Viaducte von Bouble angewendete Mittelröhre dient vornehmlich nur zur Tragung einer Wendeltreppe und zum Auflager der horizontalen Versteifungen der Etagen. Was die speciellen, gekrümmten Windversteifungen anbelangt, welche die Grundrisslänge der drei hohen Pfeiler des Bouble-Viaductes bis auf 20,6 Meter vergrößert, so sind dieselben (obwohl einfacher wie die früher vorgeschlagenen Seilverankerungen), ausser bei den Viaducten von Bellon, Sioule und Neuvial, unseres Wissens weiter nicht angewendet und auch mehrseitig und eingehend erörtert worden.

Was speciell die Construction des Viaductes von Bouble betrifft, so ist dieselbe in genereller Weise auf der Tafel 7 näher ersichtlich

gemacht, und sind die Pfeilerdimensionen bereits in den früheren Tabellen enthalten.

Der Viaduct beginnt zu beiden Seiten mit zusammen 95 Meter langen Bogenwölbungen und überbrückt dann weiter das Thal in 66,1 Meter Höhe vermittelst 5 eiserner Pfeiler und eines 300 Meter langen continuirlichen Trägers von 4,54 Meter Höhe, welcher in Spannweiten auf 50 Meter getheilt ist.

Dieser Träger ist in zwei Tragwänden construirt, welche, in 3,5 Meter Mittelentfernung stehend, das einzelne Geleise oben tragen.

Der Gitterträger ist ein sogenanntes Doppelsystem mit verticalen Versteifungen, und hat jede Wand auf jedem Pfeiler nur ein einziges Kipplager.

Die eisernen Pfeiler, von denen die drei mittleren 55,8 Meter und die beiden äusseren 40,0 Meter hoch sind, ruhen auf Steinsockeln von 1,9 Meter Höhe. Die gusseisernen Ständer bestehen aus 0,3 Meter äusseren Durchmesser haltenden Röhren, deren Wandstärke zwischen 30 und 45 Millimeter wechselt und deren Höhlung mit Beton ausgegossen ist; die letztere Anordnung vermehrt (allerdings untergeordnet) nicht nur das Gewicht des Pfeilers, also seine Standfestigkeit, sondern dient vorzugsweise zur Abhaltung zufällig eindringenden Wassers, welcher Umstand, wie es der vorgekommene Röhrensprung beim Viaducte Busseau d'Ahun erwiesen hat, bei einem eisernen Pfeilerbaue grosse Beachtung bedingt.

Die Etagenhöhe der Pfeiler beträgt 5,0 Meter, so dass die drei mittleren Pfeiler 11, die beiden äusseren Pfeiler 8 Etagen halten, welche Höhentheile sowohl in horizontalem, wie in verticalem Sinne durch Andreaskreuze bildende T- und U- Eisen versteift sind. Die übereinander stehenden Röhrenstücke sind mittelst Flanchen und Bolzen verbunden, welche letztere 45 bis 50 Millimeter stark sind und ihrer Zahl nach, von oben nach unten gerechnet, von 4 auf 8 Stück pro Stoss wachsen.

Die Fussverstrebung des Pfeilers besteht ebenfalls aus gusseisernen Röhren gleichen Querschnittes, welche nach 24 Meter Radius gekrümmt sind. Die vorerwähnten Andreaskreuze sind an die Säulen vermittelst Anschlussblechen genietet, welche an Röhren-

angüssen befestigt sind. Die Verankerung der Säulen in den Sockel hält 2 $\frac{1}{2}$ Meter Tiefe.

In der Achse des Pfeilers liegt die schon früher erwähnte Treppenröhre, und ist jeder Pfeiler durch einen Blitzableiter geschützt, der mit dem Brückenträger verlöthet ist.

Der Bau der Boublebrücke war auch dadurch von Interesse, dass er ohne Gerüste erfolgte, indem die Montirung der Pfeiler am Ende des jeweilig vorgeschobenen Trägers in eben derselben Weise wie beim Freiburger Viaducte erfolgte.

S. Viaducte von Bellon, Sioule und Neuvial.

(Französische Abtheilung.)

Diese drei, ebenfalls von W. v. Nördling erbauten Viaducte mit eisernen Thurmpfeilern, waren in der Collectivausstellung des französischen Ministeriums für öffentliche Arbeiten durch Photographien zur Anschauung gebracht, und sind diese bekannten Viaducte in derselben Weise, wie jene von Bouble construiert und erbaut.

a) Der Bellonviaduct ist im Ganzen 231 $\frac{1}{4}$ Meter lang, liegt in einem Gefälle von 15 pro Mille, hat auf der Seite von Commentry eine gewölbte Auffahrt von 57 $\frac{3}{8}$ Meter und auf jener von Gannat eine solche von 45 $\frac{6}{8}$ Meter Länge, so dass für den continuirlichen Träger derselben Construction wie bei Bouble eine Länge von 128 $\frac{0}{8}$ Meter verbleibt, welche ausser den gemauerten Widerlagern auf 2 Eisenpfeilern ruht, die 37 $\frac{5}{8}$ Meter Höhe messen und auf Steinsöckeln stehen. Diese zwei eisernen Pfeiler bilden eine Mittelöffnung von 48 $\frac{0}{8}$ Meter, 2 Seitenöffnungen à 40 Meter Spannweite und sind aus 7 Röhrenetagen gebildet, deren Construction gleich jener von Bouble ist. Der obere Querschnitt ist 3 $\frac{5}{8}$ Meter und unten, in Folge der Windverstrebung, 12 $\frac{0}{8}$ Meter lang.

b) Der Neuvialviaduct hat auf der Seite von Commentry eine gewölbte Auffahrt von 31 $\frac{3}{8}$ Meter und auf der Seite von Gannat eine eiserne Strassentüberbrückung von 30 $\frac{6}{8}$ Meter Länge zur Auffahrt, so dass für die eigentliche Thalüberbrückung eine Trägerlänge von 98 $\frac{25}{25}$ Meter verbleibt, da die ganze Brückenlänge 160 $\frac{25}{25}$ Meter beträgt. Dieser grosse Brücken-

träger wird durch einen $37\frac{1}{2}$ Meter hohen Pfeiler in 2 Spannweiten à $49\frac{1}{25}$ Meter getheilt. Die Maximalthöhe der Brücke beträgt $44\frac{1}{10}$ Meter, die Pfeilereonstruction ist die $3\frac{1}{5}$ Meter frühere. Der Pfeiler, welcher in seiner oberen Schnittfläche lang ist, verbreitert sich am Fusse durch die Verstrebung gegen den Wind auf $12\frac{1}{10}$ Meter.

- c) Der Viaduct bei Rouzat über die Sioule liegt ebenfalls in der Linie von Commentry nach Gannat und in einer Steigung von 12 pro Mille. An seinem Anfange befindet sich ein 15 Meter langer Durchlass, welcher die Auffahrt trägt; die ganze Brückenlänge misst $180\frac{1}{6}$ Meter und verbleibt für den continuirlichen Träger (einfachen Systemes mit Verticalen, wie bei Neuvial) eine Länge von $162\frac{1}{10}$ Meter, welche in Auflagerlängen von $55\frac{1}{25}$ Meter, $57\frac{1}{75}$ Meter, und $49\frac{1}{25}$ Meter getheilt ist und durch zwei eiserne Pfeiler getragen wird, von denen der eine $47\frac{1}{5}$ Meter und der andere $40\frac{1}{10}$ Meter hoch. Die weitere Dimensionirung dieser Pfeiler ist aus der früheren Tabelle zu ersehen, und beträgt die untere Pfeilerlänge in Folge der Windverstrebung bei dem kleineren Pfeiler $17\frac{1}{25}$ Meter, bei dem grossen $17\frac{1}{6}$ Meter. Der letztere Pfeiler steht im Flussbette der Sioule, und schneidet seine Sockelhöhe, welche $5\frac{1}{64}$ Meter über Nullwasser liegt, mit der Hochwasserlinie vom 24. September 1866 ab. Dieser Flusspfeiler ist durch eine Flusscorrection des linken Ufers geschützt, während der Pfeiler auf dem rechten Ufer durch Uferpflasterung gesichert erscheint.

Diese 3 Bauwerke, sowie jenes von Bouble, haben, wie wir schon erwähnten, dem Gebiete des eisernen Pfeilerbaues eine neue Richtung abgenommen, welche sich, abgesehen von der angewendeten Windverstrebung, durch wesentliche Vereinfachung kennzeichnet.

Thatsächlich hat sich auch durch diese Vereinfachung, welche ein unbestrittenes Verdienst v. Nördling's ist, und welche durch die Wahl eines gemeinsamen Schnittpunktes des Ständerwerkes auch den architektonischen Theil des eisernen Pfeilerbaues wesentlich gefördert hat, der Bau gänzlich eiserner Viaducte, deren erste Theorie überhaupt durch Nördling veröffentlicht wurde, wesentlich vermehrt, und glauben wir insbesondere durch die obigen tabellarischen Zu-

sammenstellungen den Beweis erbracht zu haben, dass der Bau eiserner Thurm Pfeiler in den dafür überhaupt geeigneten Fällen eine grosse Zukunft hat, und dass schon sein heutiger bautechnischer Stand, welcher durch die fast gänzliche Anwendung von Schmiedeisen noch wesentlich gefördert werden dürfte, einen jener Glanzpunkte repräsentirt, auf die wir Ingenieure mit wohlverworbenem Bewusstsein blicken dürfen.

III. *Abtheilung.*

Eiserne Häng-, Spreng- und Bogenwerke.

§. 1. **Historische Entwicklung dieser Eisenconstruktionen.**

Das Vorhandensein der mannigfachsten Construktionen hölzerner Strassenbrücken, mittelst deren man bemüht war, grössere Spannweiten durch Hängwerke, Sprengwerke, Verstärkung der Tragbalken durch Bogen (Bogenwerke) und durch Combinationen aus diesen drei Grundgestalten zu erzielen, führte logischerweise zur Zeit des Auftretens des Eisens im Gebiete des Brückenbaues auch dahin, diese Construktionen in Eisen auszuführen.

Diese Construktionen, welche sich wegen ihrer mannigfachen Formen nur schwer in eine Gruppe vereinigen lassen, haben heute wohl kaum mehr ein anderes Interesse, als das historische; denn der Bau eiserner Brücken musste wegen der erhöhteren Ansprüche bezüglich Festigkeit, Billigkeit, Vergrösserung der Spannweite und jenem der modernen Tracirung der Eisenbahnen und Strassen, gar bald die Pfade verlassen, welche den alten Strassen und den jungen Eisenbahnen genügten, zumal alle diese Construktionen mit dem Mangel behaftet waren, zu viele bewegliche Punkte zu besitzen und jener Einheit der Form zu entbehren, welche die Theorie des Brückenbaues sofort aufgriff und schon so hoch ausgebildet hat.

Der historische Werth jener complicirten Construktionen gipfelt also vornehmlich nur darin, dass er ein Uebergangsstadium in dem Entwicklungsgange des Brückenbaues repräsentirt.

In der That treten alle die hier gedachten Construktionen heute nur mehr ganz vereinzelt und nur dort auf, wo streng bedingte, locale Interessen dies noch rechtfertigen.

Das erste Auftreten solcher Constructionen in Eisen dürfte wohl auf die Buildwasbrücke über den Saverne bei Coalbrookdale (1795), erbaut von Telford, zurückzuführen sein, indem die zwei äusseren Bogenrippen dieser Bogenbrücke über die Fahrbahn emporstiegen und letztere also theils aufgehängt war.

Eine nächste Anwendung bot 1827 die Leedsbrücke (36.⁵⁷ Meter Spannweite, 7.¹³ Meter Pfeilhöhe), deren Scheitel 3.5 Meter über der Fahrbahn liegt und deren zwei Bogenrippen je aus 4 Stücken, verbunden durch Dübel und Keile, bestehen. Der Ingenieur Leather aus Leeds erbaute auch 1827 die beiden Brücken über die Aire, nämlich die Monksbrücke (33.⁵⁴ Meter Spannweite) und die Huntsletbrücke (44.5 Meter Spannweite), deren jede nur aus 2 Rippen besteht und eine Fahrbahn von 11.⁵⁸ Meter Breite besitzt.

Im Jahre 1836 wurde der Paddingtoncanal, welcher bekanntlich über die Birmingham-Bristol-Themse-Verbindungsbahn geführt ist, im Zuge der Strasse von Hammersmith nach Harrow-Road mittelst des Leather'schen Systemes durch die Firma W. und L. Cubitt nach den Plänen von Mr. W. Hosking überbrückt, und besitzt diese Brücke 21.³³ Meter Spannweite, 6.7 Meter Pfeilhöhe, 7.⁶² Meter Fahrbahnbreite und jederseits derselben eine Doppelrippe, welche über die aufsteigende Fahrbahn greifend, dieselbe grösstentheils aufgehängt trägt.

Die vorstehend beschriebenen Bogenhängwerke wurden nur bei Strassen angewendet; sie fanden jedoch auch später Anklang bei Eisenbahnbauten, und sind es insbesondere die badischen Staatsbahnen, welche solche Bogenwerke mehrfach gebrauchten, so zum Beispiel bei der Brücke bei Renchen über die Rench (2 Oeffnungen à 6.3 Meter Spannweite), der Eisenbahnbrücke über die Elz mit 2 Oeffnungen à 12.0 Meter Weite und bei der Elzbrücke bei Sexau mit 3 Oeffnungen à 14.¹² Meter Spannweite, welche Constructionen alle aus zusammengeschraubten Segmenten gebildet wurden. (Vergleiche Becker „Brückenbaukunde“, Tafeln XVI, XVII, XVIII).

Eine weitere, nicht uninteressante Anwendung solcher Bogenhängwerke (vergleiche „Förster's Bauzeitung“, 1858) wurde mit der Canalbrücke über den Calder bei Stanley gemacht; diese von Georges und J. Leather erbaute Brücke hat eine Spannweite von

17.²⁴ Meter und führt die Canalwasser mit einem Gewichte von 955.000 Kilogramm in Bettdimensionen von 7.³¹ Meter Breite und 2.⁷⁵ Meter Tiefe über den Calderfluss. Die Canalwandungen tragen 2 Leinpfade à 1.⁰ Meter Breite und Aussen Fusspfade; der Aquäduct gestattet die Passage von Seefahrzeugen mit 2.¹³ Meter Tiefgang und 122 Tonnen Gehalt; das Gesamtgewicht beträgt 772.000 Kilogramm.

Unter die Gruppe der Bogenhängewerkbrücken muss auch das berühmte Stephenson'sche Bauwerk der High-Level-Brücke zu New-Castle u./T. gerechnet werden, welches in seiner Wesenheit aus 2 Paar Bogenrippen besteht, deren Horizontalschub durch Zugbänder aufgehoben ist, und welche oben die Eisenbahn und unten eine aufgehängte Strassenbahn tragen; die Brücke hat 6 Oeffnungen à 37.⁵ Meter Lichtweite, $\frac{1}{7}$ Bogenpfeilhöhe, und liegt die Strassenbahn 25.⁸ Meter über dem Tyneflusse; die 11.¹ Meter breite Fahrbahn der Schienenstrasse ist mit der 6.⁰ Meter breiten Strassenfahrbahn und den je 2.⁵⁵ Meter breiten Fusswegen in Distanzen von 3.⁰ Meter durch hohle gusseiserne Säulen mit durchgehenden schmiedeisernen Bolzen verkuppelt.

Gehen wir nun zu den eigentlichen Häng- und Sprengwerken der hiergedachten Constructionsgruppe über, so ist vor Allem des im Anfange der Vierziger Jahre erbauten eisernen Hängwerkes der Beirheimbrücke über die Alb (1 Oeffnung von 9.¹ Meter Spannweite), dann der Weinheimer Bergstrassenbrücke im Zuge der Main-Neckarbahn zu gedenken. Als reine Sprengwerke sind unter Andern auch die bei Förster und Becker geschilderten Brücken der Potsdam-Magdeburger, der Thüringer und der Sächsischen (Staats-) Bahnen anzuführen, und ist insbesondere auf die Magdeburger Brücke (von 12.⁵⁵ Meter Spannweite und 3 Rippen), dann auf die Lupebrücke bei Leipzig (2 Oeffnungen à 12.⁵⁵ Meter Spannweite, 5 Rippen), endlich auf die schiefe Mühlengrabenbrücke bei Weissenfels (21.⁹⁷ Meter Spannweite, 6 Rippen) hinzuweisen.

Unter die hier in Rede stehende Gruppe verschiedener Constructionssysteme kann auch das Sprengwerk gerechnet werden, welches Brunel bei der Wyebücke nächst Chepstow in den Jahren 1850 bis 1852 angewendet hat. Es besteht dasselbe bekanntlich aus einer gekrümmten Röhre, welche durch Zugketten

gespannt erhalten wird und im Vereine mit diesen Zugbändern und mit Verticalen insgesamt einen sogenannten Sprengbock bildet, an welchem unten die Fahrbahn aufgehängt ist.

Letztere besteht bekanntlich aus den sogenannten Brunel'schen Blechträgern, deren Obergurte im Querschnitte ein Segment bildet und welche wir schon geschildert haben.

Die Brücke hat eine grosse Flussöffnung von 91.⁴⁴ Meter Weite und 3 Seitenöffnungen à 30.⁴⁸ Meter Spannweite, die Röhre hat einen äusseren Durchmesser von 9 Fuss englisch; die Construction der eisernen Pfeiler wurde schon früher bei den „Fundirungen“ erwähnt.

§. 2. Ihre Vertretung auf der Ausstellung.

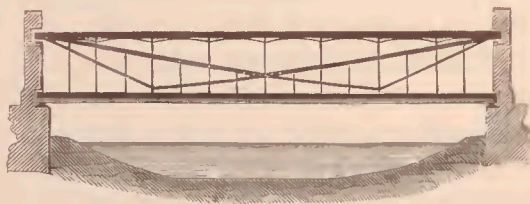
Die Wiener Weltausstellung brachte aus der hier in Rede stehenden Constructionsgruppe der eisernen Häng-, Spreng- und Bogenwerke unseres Wissens nur drei Objecte zur Anschauung, von welchen indess nur Eines, und zwar das zunächst genannte, technische Bedeutung besitzt.

1. Die Angartenbrücke über den Donaucanal zu Wien.

(Ausgestellt von der Société de Fives-Lille.)

Dieses durch seine eigenthümliche Construction bekannte und von dem Ingenieur Moreau der Compagnie Fives-Lille unter dem städtischen Oberingenieur Paul zu Wien errichtete Bauwerk ist seiner Construction nach ein Hängwerk (Figur 181), welches den

Fig. 181.



Wiener Donaucanal in einer Oeffnung von 58.³ Meter überspannt; die Fahrbahnbreite innerhalb der Tragwände misst 11.⁴ Meter, jedes aussenliegende Trottoir 3.⁸ Meter, die ganze Breitenausladung der Brücke aber 20.⁶ Meter.

Bei der Constructionswahl dieser Brücke hat man unstreitig die schöne Perspective nach dem Angarten hin nicht stören wollen

und deshalb eine Querverbindung der Obergurten vermieden. Die gewählte Construction wird von hervorragenden Fachgenossen zwar als keine glückliche Lösung theoretischer Grundsätze hingestellt; vom rein ästhetischen Standpunkte aus betrachtet, macht jedoch die mit schönen Statuen geschmückte und in den Enden durch Säulen gezierte Brücke einen zu der architektonischen Umgebung passenden, vortheilhaften Eindruck.

Die Construction dieser Brücke, welche die Spannketten durch einen Druckbarren Π förmigen Querschnittes ersetzt, ist durch die auf Tafel IX gegebenen Skizzen in ihrer Wesenheit ersichtlich gemacht.

Die Fahrbahn hängt an den sich durchschneidenden, aus Doppel \sqsubset Eisen gebildeten Ketten und ist gegen den oberen Druckbarren durch Verticale versteift, welche an ihren oberen Enden wiederum durch bogenförmige Abschlüsse verfestigt sind; solcher Hauptverticalen hat der ganze Träger exclusive seiner beiden Endständer 7, und zwischen diesen Hauptverticalen befindet sich je eine Nebenverticale, welche jedesmal bis an die Hauptspannkette reicht.

Professor Dr. E. Winkler hat im Jahre 1872 eine Beurtheilung dieser Construction veröffentlicht, welche insbesondere die Vergleichung der aufgewendeten theoretischen Materialmenge mit jener einer Gitterbrücke behandelt und einen Mehraufwand von rund 34 % für die Construction der Augartenbrücke nachweist.

Die Eisenconstruction, welche auf eine Tragkraft von 500 Kilogramm pro Quadratmeter berechnet ist, wiegt (exclusive der 53.214 Kilogramm schweren Verzierungen und Geländer) 421.331 Kilogramm, also pro laufenden Meter 7227 Kilogramm. Die Kosten dieser Brücke, welche wir weiter unten in Tabelle pag. 276 nach den Extracten des Stadtbauamtes mit 325.203.⁷¹ fl. österr. Währ. bezeichnet haben, zertheilen sich nach anderweitigen Angaben folgend:

a) Bau der Widerlager (1 Franc = 0. ⁴² fl. österr. Währ. B. N.)	75.600	fl. ö. W.
b) Eisenconstruction	189.000	" " "
c) Statuen, Rampenbau, Pflasterungen, Leinpfade und diverse	60.603. ⁷¹	" " "
	Summe	325.203. ⁷¹ fl. ö. W.
also pro laufenden Meter	5.161. ⁹⁶	" " "

2. Parkbrücke.

(Ausgestellt im Originale — nächst dem persischen Pavillon — von L. G. v. Celsing aus Hellefors in Schweden.)

Diese auf Tafel VIII durch mehrere Skizzen verdeutlichte und für Fussgänger berechnete Brücke war circa 16.⁰ Meter lang, 4.⁰ Meter breit und hatte eine Constructionshöhe in der Mitte von circa 1.⁰ Meter. Die gebauchte Fussbahn war aus 3zölligen Bohlen gebildet, welche zwischen schienenähnliche Eisenstücke polygonal verspreizt waren; die Bogenform wurde durch ein System von Zugbändern und Verticalen in der verdeutlichten Weise aufrecht erhalten. Die Fahrbahn wurde der Breite nach durch 8 solche Sprengsysteme unterstützt, und bestanden alle Theile dieser Systeme (ausgenommen die auf Druck in Anspruch genommenen Theile) aus 9 Linien starken Rundeisen; die gleichmässige Spannung dieser Eisen wurde durch Schrauben-Spannmuffen regulirt.

3. Interimsbrücke von Giuliano Constantini (?) in Venedig.

Dieser Constructeur hatte in der italienischen Abtheilung das Modell einer Brücke ausgestellt, welche, aus Holz-, Hanf- und Eisen- theilen bestehend (also eigentlich weder unter die hölzernen noch unter die eisernen Brücken rangirend), lediglich wegen ihrer Curiosität Erwähnung verdient.

Die Construction besteht aus Verticalen, welche durch diagonale eiserne Streben verbunden sind; als eigentliche Träger dienen für jede Rippe 6 Hanfseile, welche jene Verticalen in einer Weise umschlingen, wie solche in den Figuren 14 und 15 auf Tafel VIII skizzirt sind; die in dieser letzteren Figur angegebenen Nummern 1 bis 6 verdeutlichen den Umwindungsgang der 6 Taue. Die Brücke selbst wurde als fahr- und tragbar bezeichnet und vornehmlich ihre strategische Verwendung betont, weil sie rasch aufgebaut und mittelst Durchhauung der verankerten Taue plötzlich vernichtet werden kann. Die Verankerung der Stricke wird durch Piloten, oder sonst in einer geeigneten Weise vermittelt.

IV. Abtheilung.

Eiserne Bogenbrücken.

§. 1. Die Entwicklung der Eisenproduction als Vorbedingung.

Die ganze Entwicklung des Baues eiserner Ueberbrückungen hängt mit der Entwicklung der Roheisenproduction so innig zusammen, dass es von grossem technischen Interesse ist, dieser letzteren in Kürze seine Aufmerksamkeit zu widmen, wobei wir uns auf das bereits Band I, pag. 27, Gesagte wieder beziehen.

In seiner Geschichte der Metalle führt Dr. Zippe zahlreiche Angaben vor, wie den alten Völkern bereits das Eisen bekannt war, und wie es bald nach dem Verfall des Römerreiches auf europäischen Boden sehr ausgedehnt gewonnen wurde. Schon Dr. Karsten erwähnt die für uns Oesterreicher interessante Thatsache, dass bereits im Jahre 712 die Eisenindustrie nächst Eisenerz und Vordernberg in Steiermark begann. In diesem Lande wurden bereits im XIII. Jahrhunderte statt der zu jener Zeit üblichen Stücköfen, „höhere Oefen“ mit stärkerem Gebläse gebraucht, von welchen Oefen indess zu bemerken ist, dass unser ältestes Bergwerksbuch von Agricola: „De re metallica“ (Basel 1556) sie noch nicht erwähnt.

Aus dem Jahre 1365 besitzen wir (nach T. Haupt) eine Notiz, dass das erste Luppenfeuer zu Kutschau bei Tarnowitz in Schlesien durch einen böhmischen Eisenhüttenmann erbaut wurde, woraus folgt, dass schon zu jener Zeit das Eisenhüttenwesen in Böhmen anderen Orts als Vorbild diente.

Die berühmte Eisenindustrie im Siegerlande, speciell der Bau des „Müseners Stahlberges“, bestand urkundlich schon am 4. Mai 1313, und zählte man bereits 1444 im Siegen'schen (nach Maceo) 29 Hütten.

Auch die Regelung des Eisensteinbergbaues in alter Zeit wird schon durch landesherrliche Verordnungen, beispielsweise durch jene vom 22. Juli 1443, betreffend das Siegen'sche Eisenhüttenwesen, sowie durch die 1556 erlassene Eisenordnung der Herrschaft Schönberg bestätigt.

Die eigentliche Entwicklung der Roheisenfabrication beginnt jedoch erst mit der Uebertragung der alten, in Steiermark, Böhmen,

im Siegerlande, in Schlesien und in den alten Niederlanden gewonnenen hüttenmännischen Erfahrungen auf dem Boden Englands im XV. Jahrhunderte, und kann man auf die Entwicklung der dortigen Eisenindustrie daraus schliessen, dass im Jahre 1615 dortselbst die Roheisenfabrication bereits eine Höhe von 3,600.000 Centner erreichte.

Diese für jene Zeiten auf dem Festlande und in England schon sehr bedeutsame Entwicklung der Eisenindustrie, deren Wichtigkeit unter Andern durch den Umstand charakterisirt wird, dass im Jahre 1450 das Eisen theurer als das Zinn war, führte jedoch zu einer solchen gewaltsamen Lichtung der Wälder, dass man nothgedrungen war, auf ein billigeres und reichhaltigeres Feuerungsmaterial zu denken. Als ein solches stellte sich die Steinkohle dar, welche indess damals kaum gewürdiget wurde. Der Bergbau auf Steinkohlen, dessen zum erstenmale im Jahre 853 in England erwähnt wird, der zu Zwickau in Sachsen im X. Jahrhunderte, dann 1193 zu Plenvaux bei Lüttich, 1243 bei New-Castle, 1251 in Wallis in Schottland, 1297 zu Charleroi entstand, entwickelte sich ungemein langsam, so dass beispielsweise der Bergbau zu Zwickau erst 1420 eine Bedeutung erlangte und dass er erst 1560 in Böhmen aufgenommen wurde. Indess gelangte er durch das Verschwinden der Waldungen doch immer mehr zur Verbreitung, und sind ein Zeichen dafür die Angaben, dass in dem Zeitraume zwischen 1550 bis 1740 zehn sogenannte „Kohlenordnungen“ in Zwickau erlassen worden waren, und dass die Chroniken vom Jahre 1599 einen grossen Kohlenhandel in Belgien verzeichnen.

Wie missliebig aber auch das uns heute unentbehrliche Mineral vor etwas mehr als 2 Jahrhunderten noch war (eine Missliebigkeit, die dadurch gekennzeichnet wird, dass 1603 zu London das Verbot bestand, während der Parlamentssession Steinkohlen zu brennen — damit die anwesenden Ritter in ihrer Gesundheit nicht geschädigt werden, — und dass noch 1645 die Stadt London beim Parlamente gegen die Verwendung der Steinkohlen von New-Castle petitionirte), so erkannte doch zuerst Lord Dudley den hohen Werth derselben, indem er im Anfange des XVI. Jahrhunderts bereits auf die Verwendung der Steinkohlen zur Schmelzung der Eisensteine hinwies.

Lord Dudley und andere Engländer, welche später 1619 und 1620 sich mit der Einführung der Steinkohlen bei Schmelzung der Eisenerze beschäftigten, scheinen jedoch noch mit der Flamme der rohen Steinkohle operirt und an die Vercoaksung der letzteren noch nicht gedacht zu haben; denn erst vom Jahre 1640 wird verzeichnet, dass ein Deutscher, Namens Daniel Stumpffeld im Anhaltischen (nach T. Haupt) die Vercoaksung der Steinkohlen erfunden habe.

Die erste thatsächliche Verwendung der Steinkohle in Coaksform beim Eisenhüttenbetriebe fand jedoch weit später, im Jahre 1713 zu Coalbrookdale in England statt, und zwar gedrängt durch die immer grössere Abnahme der Waldungen, die in England bereits zu der Calamität geführt hatte, dass die Zahl der kleinen Schmelzöfen, welche im Jahre 1615 schon 300 Stück mit der schon erwähnten Jahresproduction von 3,600.000 Centnern betrug, derart sich verminderte, dass man sie später im Jahre 1740 mit 59 Stück bei einer Jahresproduction von 347.000 Centnern verzeichnete.

Wie wichtig indess auch die neue Erfindung war, so brach sie sich doch wegen der sich entgegenstimmenden Schwierigkeiten nur langsam Bahn und gelangte erst im Jahre 1775 zum Durchbruche, nachdem Watt 1774 mit seiner Dampfmaschine aufgetreten war, welche nicht nur den Steinkohlenbergbau wesentlich begünstigte, sondern auch eine Anwendung mächtiger Gebläse ermöglichte.

Nachdem nun noch die Umstände hinzutraten, dass 1783 Henry Cort aus Southampton ein Patent auf das Walzen des Eisens genommen hatte, der Engländer Wilkinson thatsächlich mit dem Walzen von Blechen vorging und dass 1796 das erste Cylindergebläse in England im Eisenhüttenbetriebe aufgestellt wurde, war diejenige Zeit gekommen, wo die Massenherstellung des Roheisens auf unerschütterliche Fundamente gebaut werden konnte, Fundamente, deren Festigkeit sich dadurch zeigt, dass die gegenwärtige Kohlenproduction der Erde auf 5379 Millionen Zolcentner und die Roheisenproduction der Erde auf 272 Millionen Zolcentner geschätzt wird.

Die grosse Revolution im Wirthschaftsleben Englands, welche sich in der, im I. Bande angedeuteten Weise gegen das Ende des vorigen Jahrhunderts einleitete, fand ihren Widerhall auch auf dem Festlande,

indem der 1739 begonnene Steinkohlenbergbau in der Mark, die 1750 gemachte Entdeckung des Kohlenbassains von Brassac und Epinae, dann die 1782 vollzogene Gründung der Hütte von Creuzot und jene Bestrebungen zur Geltung gelangten, welche sich im Osten Europas, und zwar in dem damaligen österreichischen Schlesien bezüglich der Hebung der Eisenindustrie vollzogen, woselbst schon 1721 zu Kutschau nächst Tarnowitz der erste Eisenhohofen errichtet worden war.

Preussen, in den Besitz Schlesiens gelangt, erkannte durch das bei einander liegende Vorkommen des Eisensteines und der Kohle in der neuen Provinz sofort ein kostbares Juwel, und Friedrich der Grosse machte, wie wir schon früher erwähnten, die Mittel flüssig, um die Anträge seines Ministers, v. Heinitz, bezüglich der Hebung der Eisenindustrie, welche, wie wir gesehen haben, schon seit 1365 rationell in Schlesien betrieben wurde, nach dem Vorgange Englands zu verwirklichen.

Zur Ausführung dieses Planes diente insbesondere der Berghauptmann Graf Reden, welcher England in den Jahren 1789 bis 1790 bereist hatte und, unterstützt durch die Rathschläge des Engländers Wilkinson, der nach Schlesien gekommen war, am 11. November 1789 in dem Holzhohofen zu Malapane in Schlesien ein erstes Probeschmelzen mit Coaks veranlasste. Obschon dieses Probeschmelzen ungünstige Ergebnisse hatte, so gelangte es dennoch am 20. Jänner 1792 zur Wiederholung und waren die diesmaligen Resultate die Veranlassung zu der Anlage des ersten Coakhohofens auf dem Continente, der nach den Plänen der Ingenieure Bogatsch und Wedding und des Engländers Baildon in seinem Baue 1794 begonnen und am 3. November 1796 angeblasen wurde.

Die mit diesem Ofen erzielten günstigen Resultate veranlassten die Gründung der fiscalischen „Königshütte“ in Schlesien, deren Bau im Jahre 1798 begonnen und deren erster Hohofen (der Redenofen) am 25. September 1802 und deren zweiter Hohofen (der Heinitzofen) am 25. December 1802 angeblasen wurde. Mit diesem festen Schritte auf dem Gebiete einer im Wirthschaftsleben der Staaten tonangebenden Industrie betrat Preussen die erste Stufe in seiner Mission eines grossen Bergwerkstaates, dessen Be-

deutung sich dadurch kennzeichnet, dass der Steinkohlenbergbau allein in Schlesien, welcher 1780 nur 502.716 Zollicentner, im Jahre 1830 schon 12,909.493 Zollicentner betrug, im Jahre 1874 schon 212,320.223 Zollicentner Förderung erreichte; dass es seit 1816 die Steinkohlenförderung in Saarbrücken von 1,899.878 Centner Jahresförderung auf 84,595.725 Centner im Jahre 1874 hob, und dass vom Jahre 1873 eine gesammte Steinkohlenproduction im ganzen Staate von 646,958.183 Centner, sowie eine gesammte Roheisenproduction von 31,482.138 Centner (1873) verzeichnet werden muss.

Mit dem Vorgange Preussens und mit den seither in England, in Schlesien und in Frankreich gewonnenen neueren Erfahrungen (im letzteren Lande unterstützt durch die zwischen den Jahren 1810 und 1816 gemachte Entdeckung der Kohlenfelder von Blanzv, Monceau, Luzy und Aubin) ausgerüstet, machte sich die Eisenindustrie fast zu gleicher Zeit in Belgien und in Oesterreich sesshaft, indem im ersteren Lande im Jahre 1821 die Werke von Seraing, und im letzteren Lande im Jahre 1828 jene von Witkowitz in Mähren gegründet wurden. In Seraing wurde sofort der Coaksofen- und Puddelprocess eingeführt, während in Witkowitz durch Professor Riepl nur die Puddlingsmethode angewendet wurde. Die ersten Versuche, Eisensteine mit Coaks zu schmelzen, wurden in Oesterreich durch Grafen Sternberg zu Darova bei Radnitz im Jahre 1828 durchgeführt; die Kladnoer Coaksöfen in Böhmen bestehen erst seit dem Jahre 1854.

Ueber die gesammte neuere Entwicklung der Roheisenindustrie, zu welcher die Verbesserung der Gebläse überhaupt; die 1805 durch Nixon auf der Wallbottelgrube vorgenommene Einführung schmiedeiserner Bahnschienen; das 1820 durch John Berkingshaw erfundene Walzen langer Eisenbahnschienen; die Erfindung und Ausbreitung der Eisenbahnen, wie die immense Verbreitung der Dampfmaschinen überhaupt; ferner das Verfahren der Erhitzung der Gebläseluft, welches zuerst im Jahre 1829 auf den Clyde - Ironworks bei Glasgow angewendet wurde; die 1836 erfundene Darstellung hämmerbaren Gusseisens; die 1847 von Nasmyth gemachte Erfindung des Dampfhammers; die Verbreitung der Gussstahlproducte durch Krupp und Andere; endlich die Einführung des Bessemerprocesses (nach dem „Berggeist“ Nr. 40 vom Jahre

1876, in England, Preussen, Oesterreich, Frankreich, Amerika, Bayern, Belgien und Sachsen bereits 71 Bessemerhütten mit 256 Converters) ganz wesentlich beigetragen haben, — über diese mächtige Entwicklung, die im hohen Maasse, durch die Ingenieurbauten der Neuzeit und durch die ausgedehnte Anwendung eiserner Brücken gefördert wurde, — gibt die nachfolgende Generaltabelle Aufschluss.

Es betrug die Roheisenproduction in Zollcentnern:

	Jahr 1862	Jahr 1871	1871 circa Zoll- pfund pro Einwohner
Grossbritannien	76,000.000	134,664.277	426
Deutschland	11,618.000	33,296.042	83
Frankreich	21,060.000	23,620.000	65
Belgien	7,000.000	11,306.480	221
Oesterreich	6,500.000	8.492.122	23
Russland	6,000.000	7,208.141	11
Schweden und Norwegen .	6,000.000	6,138.349	101
Spanien	1,000.000	1,443.508 (1866)	9
Italien	1,474.180 (1872)	5
Schweiz	150.000 (1872)	6
Summe Europa circa .	.	227,793.099	86
Nordamerika (1872)	46,000.000	118
Südamerika (1872)	1,000.000	4

§. 2. Die geschichtliche Entwicklung der eisernen Bogenbrücken.

Diese hier in Kürze geschilderte Entwicklung der europäischen Eisenindustrie brachte es mit sich, dass man schon zu Ende des vorigen Jahrhunderts der Anwendung des Eisens, und zwar zunächst des Gusseisens als Material zum Brückenbau die grösste Aufmerksamkeit widmete, wobei das Vorbild der gewölbten Brücken maassgebend gewesen zu sein scheint.

Gauthey will diesen Gedanken schon in italienischen Schriften aus dem XVI. Jahrhunderte ausgedrückt gefunden haben; bestimmt

gegeben ist er 1719 von Desaguliers, und Frankreich ist das Land, in welchem man allem Anscheine nach den ersten Brückenbau aus Eisen unternahm. indem Garrin zu Lyon 1755 einen aus 3 Bogen à 25,0 Meter Spannweite bestehenden Brückenbau begann, der jedoch wieder aufgelassen wurde.

Wie sehr auch zu jener Zeit der Preis des Eisens einer Anwendung dieses Materiales zum Brückenbaue noch widersprach, so trat doch Pritchard aus Shropshire 1773 erneut mit einem bestimmten Bauprojecte auf und erbaute 1779 Abraham Darby die Coalbrookdalebrücke über die Saverne, welche Brücke circa 95 englische Fuss Spannweite erhielt und 7161 Centner Gusseisen beanspruchte. Die Construction dieser Brücke, deren 5 Tragrippen aus je 3 concentrischen Ringstücken bestanden, die wiederum und entsprechend dem Fugenschnitte der Steine durch Radialstäbe untereinander verbunden waren, war tonangebend für andere Brückenbauten geworden, und wurden namentlich die wieder eingestürzte Stamfordbrücke über den Team und die 1795 von Telford erbaute Buildwasbrücke (39,6 Meter Spannweite) nach diesem Principe hergestellt. Im Jahre 1794 errichteten Burghaus zu Malapane (13,0 Meter Spannweite) in Niederschlesien und 1803 Dillon zu Paris (18,52 Meter Spannweite) Brückenbauten, welche sich diesem Systeme anschlossen.

Während dieses System der gegossenen Bogenringe mit Radialverstrebung die hier bezeichnete Anwendung erfuhr, hatte schon Thomas Payne 1788 zu Yorkshire ein anderes System verfolgt, indem er, den schwierigen Guss langer Ringstücke vermeidend, hohle Gussstücke gebrauchte, welche dem Fugenschnitte der Steine entsprachen.

Dieses System verfolgte Burdon 1793 bei dem Baue der Wearmouthbrücke nächst Sunderland, Lamandé 1800 beim Baue der Austerlitzbrücke, und Wilson 1802 bei der 54,8 Meter weiten, und 1819 eingestürzten Brücke zu Staines.

Die Gussstücke dieser Brücken zeichneten sich indess durch ihre Kleinheit aus, und muss desshalb das System Nash besonders verzeichnet werden, welcher Constructeur bereits 1797 zwei Brücken von 10,0 Meter Spannweite zu Petersburg in einer Weise zur Ausführung gebracht hatte, die den Tragbogen (I-förmigen Querschnittes) aus langen zusammengeschraubten Segmentstücken bildete.

Nach diesem Systeme, welches besonders Rennie ausbildete, wurden 1814 die berühmte Southwarkbrücke über die Themse, deren grösste Spannweite 72.⁹⁶ Meter beträgt; ferner 1822 die drei deutschen Brücken, nämlich die Friedrichsbrücke (9.²¹ Meter Spannweite) und die Weidendammer Brücke (9.¹ Meter Spannweite) zu Berlin und die Havelbrücke zu Potsdam (18.⁷² Meter Spannweite); des Weiteren 1827 die von Rendel erbaute Frenthbrücke über den Lary ausgeführt und 1844 das grossartige, allerdings nicht zur Anwendung gelangte Project der Menai-Brücke (145 Meter Spannweite) von Stephenson verfasst. Eine weitere Anwendung erhielt unter Anderem das System der gusseisernen Bogenträger aus grossen Segmentstücken: 1843 bei der 1851 wieder eingestürzten Eisenbahnbrücke über die Kinzig bei Offenburg (12.⁷ Meter Spannweite); 1851 bei der Eisenbahnbrücke zu Taraseon über die Rhône (60.⁰ Meter Spannweite); bei der von Georges und John Leather erbaute Airebrücke bei Leeds (36.⁵⁷ Meter Spannweite, 3.⁶⁵ Meter Pfeilhöhe, 13.²⁵ Meter Fahrbahnbreite); dann 1858 bei der von Savarin und Lagalissier erbauten Solferinobrücke (40 Meter Spannweite) zu Paris; ferner 1860 bei der St. Louis-Brücke in Paris (64.⁰ Meter Spannweite); 1863 bei der Brücke zu Rochester (51.³ Meter Spannweite); 1868 bei der Strassenbrücke über den Allier bei Vichy (6 Oeffnungen à 37.⁰ Meter); endlich auch bei der neuen Bogenbrücke über die Aire zu Leeds (1870?, 31.³ Meter Spannweite, die äusseren Bogenträger von Gusseisen, die inneren 8 Bogenträger von Schmiedeisen), bei welchen Brücken die Segmentstücke durch Rippen verschiedenartig verstärkt erscheinen.

Während nun in der bisher geschilderten Weise der Bau der gusseisernen, aus flachen, vollen oder ausgehöhlten Segmentstücken bestehenden Bogenbrücken sich entwickelte, folgte gleichzeitig die Durchbildung des gusseisernen Bogenbaues aus Röhrensegmenten.

Der deutsche Ingenieur Reichenbach, welcher 1792 auf einer Reise in England hohe Säulen aus Röhrenstücken zusammengesetzt fand, kam zuerst auf den Gedanken, Bogenträger aus Röhren zu bilden; er schrieb 1809 über diesen Gegenstand eine theoretische Abhandlung und war Veranlasser zu jenen Ideen, mit denen Wiebe-king 1811 bezüglich der Verbindung der Röhren durch schiefen Schnitt und Muffertüberschiebung auftrat.

Die Kriegszeiten im Anfange unseres Jahrhunderts waren indess weder dem Reichenbach'schen Systeme noch den Wiebeking'schen diesfälligen Entwürfen günstig, und finden wir erst 1824 eine Röhrenbrücke über die Ocker in Braunschweig erbaut. Dieser Ausführung folgte 1828 der von Voigtmann geleitete und von Naht entworfene Bau der Peitzbrücke (10.⁶⁷ Meter Spannweite) über den Hammerstrom, deren Bogen aus 4 Röhren-Segmentstücken von 21 Centimeter äusserem Durchmesser und 2.⁵ Centimeter Wandstärke bestehen.

Obwohl das Reichenbach'sche Röhrenbogensystem hin und wieder bei Ingenieurbauten überhaupt Verwendung fand, so bewährte es sich doch in keiner solchen Weise, dass es aufrecht hätte erhalten werden können, weil insbesondere die ungleichförmige Flächenspannung, die schon Wiebeking durch seine oben erwähnte Stossverbindung vermieden wissen wollte, und die Vielheit der Stossfugen den praktischen Werth des Systemes vernichteten. Selbst die Bemühungen des französischen Ingenieurs Polonceau, welcher die Röhre ellipsenförmig und später sogar rechteckig gestaltete, sie der Länge nach aus zwei Hälften zusammensetzte, dadurch in die Lage kam, mit den Stössen zu wechseln, und welcher den Hohlraum der Röhre zur grösseren Stabilität mit Holz ausfüllte; selbst diese ganz wesentliche Veränderung der Reichenbach'schen Idee konnte das System der Herstellung bogenförmiger Träger aus gusseisernen Röhren für die Länge der Zeit nicht aufrecht halten, denn die Polonceau'schen Ausführungen der 47.⁷ Meter Spannweite haltenden Carrouselbrücke in Paris (1834), dann der Cloud- und Corbeilbrücke und der Eisenbahnbrücke über den St. Denis-Canal (Brücke Nr. 1) repräsentiren die kurze Cultimationszeit des Systemes, welches bald wieder erlosch, trotzdem die genannten Brückenbauten vielfache Veranlassung zu kleineren Werken derselben Construction gegeben hatten. —

Thatsächlich tauchen auch gusseiserne Bogenbrücken überhaupt, jedoch versehen mit einer wesentlichen Neuerung, auf welche wir weiter unten zu sprechen kommen werden, hin und wieder, selbst noch in der Gegenwart auf, wie dies beispielsweise bei der 1866 erbauten Radetzkybrücke in Laibach (Röhrenbogen-

brücke von 30.₀ Meter Spannweite und 2.₂ Meter Pfeilhöhe) der Fall ist.

Auch müssen wir hierhergehörig noch einer höchst interessanten Nutzanwendung einer eisernen Bogenbrücke gedenken, welche bei der Wasserleitung zu Washington getroffen wurde. In dieser 3 englische Meilen langen Zuleitung des Wassers des Potomac befindet sich eine eiserne Bogenbrücke über das Flüsschen Rock-Creek von 208 Fuss Spannweite und 33 Fuss Pfeilhöhe; die Brückenträger bestehen aus 2 gusseisernen Röhren à 4 $\frac{1}{2}$ Fuss Durchmesser, welche 18 Fuss. 8 Zoll Achsenstand haben, eine Brücke von 17 $\frac{1}{8}$ Fußs Fahrbahn und 28 $\frac{1}{2}$ Fuss Gesamtbreite tragen, und deren Wandungen mit 2 $\frac{1}{2}$ Zoll starkem Holze daubenartig ausgekleidet sind, durch welche Hohlräume Syphons gebildet werden, die eine Passage von bis 12 Millionen Kubikfuss täglich zulassen sollen.

Während solchergestalt der Bau der gusseisernen Bogenbrücken [welche besonders bei den Strassenbauten in Frankreich über die Seine, Marne und Sarthe vielfach verwendet wurden, wie dies unter Anderem die Werke von la Tombe (36 Meter), Villenoy (36 Meter), Suresnes (bis 52 Meter) und Clichy (60 Meter) Spannweite beweisen] im Laufe der Zeit immer seltener wurde, entwickelte sich dagegen die Anwendung der schmiedeisernen Bogenbrücken immer mehr. Die Anwendung des Schmiedeisens zu solchen Brückenbauten, welche Eisengattung seit 1784, (woselbst in England der auf Steinkohlen basirende Frischprocess von Henry Cort und von Wilkinson, und von Parnell der Walzprocess eingeführt worden war), wie wir schon bemerkt haben, zur ausgedehnten Production gelangte, begann schon 1808, allerdings vorerst in einem kleinen Maassstabe. Der Ingenieur Bruyère wendete nämlich das Schmiedeisen bei der Erbauung eines Fusssteges über den Crou (12.₀ Meter Spannweite) nächst St. Denis, zum erstenmale bei Bogenbrückenbau an, wobei allerdings zu bemerken ist, dass dieser weit blickende Geist, der sich schon durch seine grossen Projecte, namentlich durch das einer Ueberbrückung der Seine beim Invalidenhaus zu Paris (130.₀ Meter Spannweite) bemerkbar gemacht hatte, seine Früchte nicht zu ernten vermochte. Dieser Brückensteg über den Crou war in gewissem Sinne nur eine Nachbildung der

Darby'schen Construction von Coalbrookdale in Schmiedeisen und repräsentirt die Ausgangsstelle zu den mannigfachen Constructionen schmiedeiserner Bogenbrücken.

Der Ausbau dieser Constructionen war ein sehr langsam vorwärtsschreitender, weil er zur Zeit seines Beginnes durch die Anwendung der gusseisernen Brücken überhaupt und durch jene Elemente hingehalten wurde, welche sich in der technischen Durchbildung des Walzprocesses, in der Durchbildung der Theorie des Brückenbaues in Schmiedeisen und in dem naturgemässen Vortrange der Durchbildung jener Ueberbrückungen darstellen, für die wir in der deutschen Literatur zwar die mannigfachsten, leider meist individuellen Bezeichnungen haben, die sich aber alle dadurch kennzeichnen, dass sie ohne Aeusserung eines Horizontalschubes das Auflager nur im verticalen Sinne belasten.

Thatsächlich besteht auch zwischen dem Baue der Croubrücke über die Seine (1808) und der ersten ansehnlichen zweiten schmiedeisernen Bogenbrücke, nämlich jener über die Aar bei Olten (1853), eine Zeitflücke von 47 Jahren, bevor die Kunst des Baues schmiedeiserner Bogenbrücken, gekräftigt durch die Theorie und gestützt auf sehr subtile Materialuntersuchungen, neues Leben gewann.

Von diesem Jahre 1853 an war den Ingenieuren aller Länder ein neues, ausgedehntes Speculationsfeld eröffnet und war es wieder auch hier die französische Schule, welche sich gleich im Beginne des Betretens dieses Feldes hervorragend bemerkbar machte.

Sehen wir von der Querschnittsconstruction des schmiedeisernen Bogenträgers und von den mannigfachen Gestalten ab, welche die Construction der Ausfüllung der sogenannten Gewölbezwickel, respective der Ueberbau der Gewölbeschenkel besitzt, weil diese kein speciellcs Kriterium der Bogenconstruction, sondern nur ein Hilfsmittel ihres Wesens sind, so kann man in dem Baue schmiedeiserner Bogenbrücken drei wesentlich sich trennende Systeme unterscheiden, nämlich *a*) zwischen den Widerlagern steif verspannte Bogenträger, *b*) Bogenträger mit beweglichen Auflagern und *c*) solche mit beweglichen Auflagern und Scheitelharnieren.

a) Steif verspannte Bogenträger.

Nach diesem Systeme wurden unter Anderem projectirt und ausgeführt:

1. 1853 Project von Stehlin für die Eisenbahnbrücke bei St. Gallen über die Sitter: 3 Rippen, 147 Meter Spannweite.
2. 1853. Aarbrücke bei Olten, erbaut von Etzel, zweigeleisig, 3 Oeffnungen à 31.₅ Meter Spannweite.
3. 1854. Areolebrücke in Paris, erbaut von Oudry, 80.₀ Meter Spannweite, 6.₁₂ Meter Pfeil.
4. 1857. Theissbrücke bei Szegedin von Cesanne und Ruppert, erbaut nach dem Vorbilde der Maubeugebrücke in Frankreich, 8 Oeffnungen à 42.₃₃ Meter.
5. 1859. Die Frankgassen-Brücke und Lupusplatz-Brücke in Köln, erbaut von Hartwich, 15.₇ Meter und 13.₂ Meter Spannweite.
6. Die Kinzigbrücke bei Gelnhausen, ausgeführt von Schmick, 30.₀ Meter Spannweite.
7. 1863. Lahnbrücke in Ems, ausgeführt von Schmick, 2 Oeffnungen à 27.₀ Meter Spannweite.
8. Die Rheinbrücke bei Constanz, ausgeführt von Gerwig, zweigeleisig, 3 Oeffnungen à 40.₀ Meter Spannweite.
9. Die Schluchtbrücke bei Waldshut. dto., 1 Oeffnung à 33.₀ Meter.
10. L'Oued-Rionbrücke in Algier, 50.₀ Meter Spannweite, 5.₄ Meter.
11. Die Mainbrücke in Frankfurt, 4 Oeffnungen à 32.₂ bis 33.₆ Meter Spannweite (Project).
12. Albertbrücke über den Clyde bei Glasgow, 3 Oeffnungen, Maximalspannweite 34.₇₅ Meter, 8 Rippen, 1.₂₁₉ Meter im Kämpfer und 0.₉₁₄ Meter im Scheitel hoch, 1¹/₈ Meter Pfeil.
13. 1871(?) Die inneren 8 Bogen der Brücke über die Aire bei Leeds, 31.₃ Meter Spannweite.
14. 1874. Die Margarethenbrücke in Pest, 6 Oeffnungen, 87.₉ Meter Maximalspannweite.
15. 1874. Mississippibrücke bei St. Louis, 3 Hauptöffnungen, zwei à 152.₄ Meter, eine à 158.₅ Meter Spannweite. Aus Chromstahl erbaut.

b) *Bogenträger mit beweglichen Auflagern.*

Schon die bisherige chronologische Schilderung der Entwicklung der eisernen Bogenbrücken hat dargethan, dass man gleich beim Auftreten der Verwendung des neuen Materiales im Brückenbaue sein Augenmerk auf die Nothwendigkeit einer gewissen Bewegung der Construction, bedingt durch die Einflüsse der Temperatur, bedacht war, und ist es nicht ohne Interesse, darauf hinzuweisen, dass 1801 gelegentlich der Besprechung der Entwürfe für den Umbau der Londonbrücke dieser Gegenstand zwischen Telford, Douglas, Southern, Dr. Maskelyne und Professor Robeson zur Sprache kam, indem der Letztere die Existenz eines bedeutenden Horizontalschubes bei eisernen Bogenbrücken annahm und den Vorschlag zur Anwendung von Scheiteltgelenken machte, während Maskelyne eine Bogen-Eisenconstruction überhaupt für so versteift hielt, dass sie auf die Auflager nur „verticale“ Drücke ausübe. Als nun mit dem Baue der Aarbrücke bei Olten (1853) die neue Zeit für den Bau der Bogenbrücken durch die Anwendung des Schmiedeisens eintrat, und als die Erfahrungen bei der Arcolebrücke, der Manbeugebrücke und der nach dieser construirten Szegeediner Brücke dahin geführt hatten, dass ein festes Verspannen schmiedeiserner Bogenbrücken bei ganz starrer Construction des Bogens auch seine wesentlichen Nachtheile habe, so bot sich insbesondere den Theoretikern im Fache eine bedeutsame Gelegenheit, über die Nothwendigkeit und Durchführung einer gewissen Beweglichkeit des Bogens nachzudenken.

Schon die französischen Ingenieure Couche und Salie, unzweifelhaft angeregt durch den Gedanken, dass festvernietete schmiedeiserné Bogenträger nicht so biegsam seien, als verschraubte gusseiserne Segmente, fassten bereits 1858 den Entschluss zur Einführung beweglicher Auflager bei schmiedeisernen Bogenbrücken. Später gelangten auch die deutschen Ingenieure, besonders die rühmlichst bekannten Theoretiker und Constructeure Köpke und Schwedler zu denselben Erwägungen, und geben die theoretischen Abhandlungen in den „Annales des ponts et chaussées“ 1860; „Zeitschrift für Bauwesen“, 1861 und 1862; und der „Zeit-

schrift des Hannoveranischen Ingenieur- und Architektenvereines“, 1860, 1861 und 1865, hierfür ausreichende Belegschaft.

Insbesondere hat Köpke in seinem am 2. September 1868 während der XV. Versammlung deutscher Architekten und Ingenieure zu Hamburg abgehaltenen Vortrage schon darauf hingewiesen, dass seine Bogenconstruction mit beweglichen Auflagern insbesondere bei sehr grossen Spannweiten vortheilhaft sei, indem die durch eine solche Beweglichkeit ermöglichte Bogenconstruction von einer desto grösseren Materialersparung begleitet sei, je grösser die Spannweite sich gestaltet. Herr Köpke führte zu jener Zeit aus, wie beispielsweise bei einer Spannweite von 800 Fuss und bei derselben Inanspruchnahme des Eisens sich der Materialaufwand seiner Bogenconstruction zu jenen der sonst damals üblichen Constructionen einer Balkenbrücke wie 8 : 21 verhalte.

In der That wurden nun die Brücken mit fester Verspannung zwischen den Auflagern, wie sehr sie auch durch rationelle Anordnung der Verkeilung an den Widerlagern verbessert und von vielen Ingenieuren, besonders auch durch Schmick standhaft vertheidigt wurden, einigermassen in den Hintergrund gedrängt, weil die erste Ausführung einer schmiedeeisernen Bogenbrücke mit beweglichen Auflagern, nämlich der St. Denis-Brücke (Paris-Creil) eine neue Epoche in der Construction schmiedeeiserner Bogenbrücken einleitete, und sofort mehrere hervorragende Bauwerke dieses System belegten.

Unter die wichtigsten diesfälligen Brücken können die folgenden gezählt werden:

1. 1858. St. Denis-Brücke (Paris-Creil), erbaut von Couche und Salle, 45.¹⁶ Meter Spannweite, 4.⁷ Meter Pfeil.
2. 1862. Rheinbrücke bei Koblenz, erbaut von Hartwich, zweigeleisig, 3 Oeffnungen à 96.⁶⁵ Meter Spannweite.
3. 1865. Ruhrbrücke bei Mühlheim, erbaut von Hartwich, zweigeleisig, drei Oeffnungen à 36.⁰⁸ Meter Spannweite.
4. Die Draubrücke bei Marburg, dreigeleisig, drei Oeffnungen à 52.⁴⁷ Meter Spannweite, 11.⁷ Meter Pfeil, erbaut von Etzel.
5. Ousebrücke bei Littleport, 32.⁰ Meter Spannweite, 2.⁴⁴ Meter Pfeilhöhe.

6. 1870(?) Abvodnoibrücke in Petersburg, eine Oeffnung von 22.4 Meter Spannweite, 2.6 Meter Pfeil, 0.406 Meter Scheitelhöhe.

7. 1873. Rheinbrücke bei Rheinhausen, zweigeleisig, vier Hauptöffnungen à 96.97 Meter.

c) Bogenträger mit beweglichen Auflagern und mit Scheitelcharnier.

Obschon die Theorie der eisernen Bogenbrücken darauf aufmerksam gemacht hatte, dass Scheitelcharniere auch noch neben den beweglichen Auflagern angewendet werden sollten, und obschon der Engländer Robeson zuerst (1801) und die französischen Ingenieure Salle und Couche bereits gelegentlich der 1858 nur mit Auflagercharnieren erbauten Brücke (Nr. I) über den Canal St. Denis (Paris-Creiler Eisenbahn), wie auch Köpke in seinen Abhandlungen vom Jahre 1860 ausdrücklich die theoretischen Vortheile von Scheitelcharnieren hervorgehoben hatten, so gelangte doch die Anwendung solcher Charniere erst mehrere Jahre später zur Geltung. und gebührt einem österreichischen Ingenieur, nämlich dem Inspector Herrmann zu Wien das Verdienst ihrer Einführung in die Praxis, indem derselbe 1864 eine Blechbogenbrücke über die Wien mit einer solchen Scheitelcharniere versah. Von grösseren Brücken ist (soweit unsere Quellen reichen) die 1865 in Berlin erbaute Unterspreerbrücke („Erbkam, Zeitschrift für Bauwesen“ 1866) wenigstens in Deutschland das erste nach diesem Systeme angeordnete Bauwerk, dasselbe besitzt drei Strom- und zwei Seitenöffnungen, eine maximale Spannweite von 16.4 Meter, eine Bogenstärke am Widerlager von 15 Zoll, eine Bogenstärke im Scheitel von 12 Zoll und $\frac{1}{12}$ Pfeil.

Kurz darauf (1866) wurde wieder auf österreichischem Boden eine zweite Scheitelcharnierbrücke und zwar aus Gusseisen hergestellt; es ist dies die ebenfalls von Herrmann erbaute Radetzkybrücke in Laibach, welche 30.0 Meter Spannweite, 2.2 Meter Pfeil und 5.7 Meter Brückenbreite hat und 650 Wiener Centner wiegt: bei einer gleichförmigen Belastung von 1600 Wiener Centner senkte sich der Scheitel um 20 Millimeter, welche Senkung nach Entfernung der Belastung wieder vollständig zurückging.

Diesen Bauwerken folgten unter Anderm 1867 die beiden Scheitelcharnier-Brücken von St. Denis (Nr. II.) bei Villette (42.0 Meter Spannweite) und jene in den öffentlichen Anlagen von Butte-Chaumont bei Paris; dann 1869 in Amerika die sechsgeleisige Bogenbrücke in Philadelphia im Zuge der Pennsylvania-Eisenbahn (12 Rippen, 19.5 Meter Spannweite, 3.65 Meter Pfeil der elliptischen Bogenfurtungen, erbaut von Wilson); ferner die wieder von Herrmann 1870 erbaute Stumpergassenbrücke in Meidling über die Wien; des Weiteren die von Quassowski erbaute Ulrichstrassenbrücke in Magdeburg (72 Fuss preussisch Spannweite), endlich auch die 1872 von Köstlin und Battig construirte Tegetthoffbrücke in Wien, auf die wir noch zu sprechen kommen. —

Ueberblicken wir das bisher über die Bogenbrücken überhaupt Gesagte, so müssen wir vor Allem noch betonen, dass die Wahl der Bogenform, weil diese mit einer bedeutenden Materialersparung und mit dem hochwerthigen ästhetischen Momente (das auch in Ingenieurkreisen volle Würdigung findet) ausgetüftet ist, in der neueren Zeit überall, namentlich auch in Amerika voll gewürdigt wird, und hat diese Würdigung, welche ausser den genannten Brücken auch noch durch die Ausführungen der Esplanadebrücke zu Montpellier, der Leabrücke in Bockton (52.4 Meter Spannweite, 3.97 Meter Pfeil), der Blackfriarsbrücke in London (56.4 Meter maximale Spannweite) bethätiget ist, zu höchst interessanten, praktischen und theoretischen Auseinandersetzungen, unter welch' letzteren wir auch auf die Bestrebungen insbesondere der Professoren Mohr, Keck und Winkler, sowie des Ingenieurs E. Häselser (verbesserte Charniereconstruction), hinweisen, geführt.

Namentlich bewegt sich die fachliche Discussion noch um die Nothwendigkeit der beweglichen Auflager überhaupt und der Scheitelcharniere im Besonderen, wobei wir der Thatsachen erwähnen: dass Hartwich schon bei dem Baue der Coblenzer Brücke und nachmals bei jenem der Rheinhausener Brücke als Gegner der Scheitelcharniere auftritt („Zeitschrift für Bauwesen“ 1864); dass sich die Frage um Gelenke überhaupt oder um feste Verspannung gelegentlich der Projecte zur neuen Isarbrücke in München zwischen Werner und Schmick schied; dass A. Föppel gelegentlich der Heidelberger Bogenbrücke (47.2 Meter Spannweite) nach dem Muster der

Coblenzer mit zwei Gelenken vorging; und dass die neuen Ausführungen der bedeutsamen Brücke über die Donau bei Pest und über den Mississippi bei St. Louis überhaupt ohne Gelenke geschahen, und nur auf die Anwendung von Justirkeilen basiren.

§. 3. Ausstellungsobjecte.

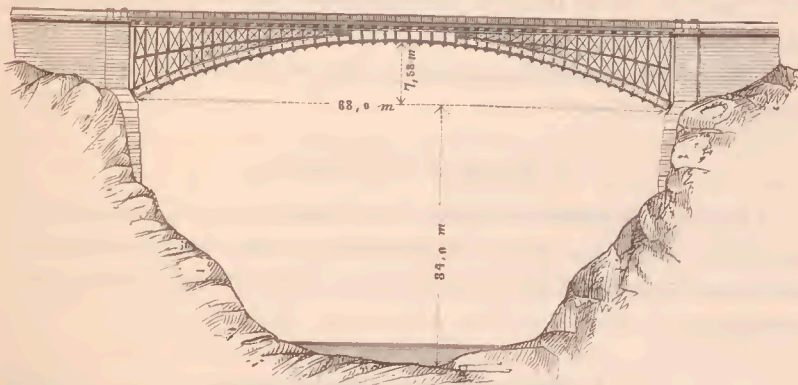
Das Gebiet der eisernen Bogenbrücken, welches nach dem Vorstehenden bezüglich der noch zu erwartenden, principiellen Erfahrungen von ungewöhnlichem Interesse ist, war auf der Wiener Weltausstellung 1873 unter Anderm durch folgende Objecte vertreten:

1. Gradobrücke über den Cinefluss.

(Spanischer Pavillon.)

Dieses kühne Bauwerk, in der Strasse zwischen Grado und Benazque (Figur 182), hat eine Spannweite von 68.0 Meter, eine

Fig. 182.



Pfeilhöhe von 7.585 Meter, eine Fahrbahnbreite von 5.9 Meter und eine Maximalhöhe der Kämpfer über dem Terrain von 34.0 Meter. Die Eisenconstruction, welche 1868 ausgeführt wurde, wiegt 247.000 Kilogramm.

Die Erbauer der Brücke, die Société du Creuzot (M. Schneider, Director), hatten durch ein Aquarell die Montirung derselben anschaulich gemacht, welche Montirung in einer Weise geschah, wie dies die folgende Skizze (Figur 183) verdeutlicht.

Fig. 183.



2. Chiffabriquerbrücke in Algier.

(Maschinenhalle.)

Die Société du Creuzot, welche diese Brücke 1868 ausgeführt hat, verzeichnet sie mit 47.15 Meter Spannweite der 5 Bogen, einer Pfeilhöhe von 4.85 Meter und einem Eisengewichte von 419.000 Kilogramm.

3. Trianabrücke in Spanien.

Eiserne Bogenbrücke von drei Oeffnungen, ausgestellt im spanischen Pavillon durch (Photographie), aus welchem Bilde zu entnehmen war, dass die Gewölbezwickel durch Kreisformen ausgefüllt sind.

4. Tauberbrücke bei Weikersheim.

(Ausgestellt im deutschen Pavillon Seitens der königlich württembergischen Staatseisenbahn.)

Diese Brücke ist unter der Oberleitung des Oberbaurathes v. Morlok durch den Bauinspector Knoll construiert und ausgeführt; sie übersetzt den Tauberfluss in einer Länge von 400 Fuss mittelst drei Oeffnungen à 105 Fuss = 30.5 Meter Spannweite und 3.4 Meter Pfeil. Die Brücke ist mit Kämpfergelenken construiert und zeichnet sich, wie dies die 3 Figuren auf Tafel IX ersichtlich machen, durch grosse

Einfachheit und Schönheit der Composition aus; die Brückenbahn ist eingleisig, der Pfeilerbau jedoch zweigleisig.

5. Project zur Mainbrücke in Frankfurt am Main.

(Ausgestellt von Ingenieur P. Schmick.)

Dieses Project schliesst sich principiell an jenes über die Isar in München und an die Ausführungen der Brücken über die Kinzig in Gelnhausen und über die Lahn in Ems (ebenfalls von Schmick) an, vermeidet Charniere und zeichnet sich sowohl in seiner Construction, als auch in der ästhetischen Behandlung sehr vortheilhaft aus.

Die Auffahrten bestehen aus gewölbten Inundationsbrücken, auf der einen Seite zwei Oeffnungen mit 12.35 Meter und 14.75 Meter von Pfeilermitte zu Pfeilermitte, auf der anderen Seite aus vier Oeffnungen von 10.85, 11.75, 12.50 und 15.50 Meter Distanzierung von Pfeilermitte zu Pfeilermitte.

Die eigentliche Strombrücke hat fünf Oeffnungen, von denen die drei mittleren eine Distanzierung von je 32.2 Meter von Pfeilermitte zu Pfeilermitte, die beiden äusseren aber eine solche von je 33.6 Meter besitzen. Die ausgestellt gewesenen Zeichnungen liessen nicht nur die schöne Wirkung der gesammten Anlage, sondern auch vielfache Constructionsdetails erkennen, von denen wir nur auf die sorgsame Verkeilung am Kämpfer (welche uns Herr Ingenieur Schmick durch die Veröffentlichungen der Zeichnungen der Brücke über die Lahn in der „Zeitschrift für Bauwesen“ 1865 bereits im Principe vorgeführt hat), und auf die zahlreichen Schnitte hinweisen, welche durch die verschiedenen Theile des Bogens und der darüber liegenden Schenkelausfüllung gedacht waren. Diese Querschnitte liessen die I-Form als Grundform erkennen, welche durch gerade und durch Winkelbleche verschiedener Anzahl gebildet wurden.

6. Elbebrücke bei Hamburg.

(Ausgestellt von der Köln-Mindener Eisenbahngesellschaft.)

Die Hauptstrombrücke, auf welche wir noch weiter unten zu sprechen kommen, hat auf jeder Uferseite je zwei kleinere Oeffnungen, welche mit eisernen Bogenconstructions überbaut sind, die auf Kämpfergelenken ruhen. Die Spannweite jedes Bogens

misst 21.42 Meter, und ruht die zweigeleisige Bahn, welche eine Geleiseentfernung von 11 Fuss (Mitte zu Mitte) besitzt, auf vier Bogenträgern, die in Distanzen von $5\frac{1}{2}$ Fuss erbaut sind. Die Bogenträger selbst sind durch einen horizontalen Gitterverband und durch verticale Querverbindungen zu einem steifen Ueberbrückungskörper vereinigt. Neben diesen Trägern liegen auf jeder Seite in neun Fuss Entfernung ähnliche, aber leichter construirte Bogenträger zur Aufnahme der beiderseitigen Fusswege. Die Bogenträger selbst sind in der zumeist üblichen Weise aus der bogenförmigen, unteren Gurtung; einer horizontalen, oberen Gurtung; und aus einer Zwischenfüllung construirte, welche durch senkrechte Ständer und gegen den Bogen geneigte Diagonalstreben gebildet ist. Der Bogengurt stützt sich auf halbcylindrische Stützkeile, deren Lager auf gusseisernen Bockplatten ruhen, die im Mauerwerke fest verankert sind; die Auflager der oberen Gurtung bestehen aus einfachen gusseisernen Platten. Die Zeichnung auf Tafel I (Band I) macht die Anordnung dieser Fluthbrücken näher ersichtlich, von denen noch zu bemerken ist, dass das Gesamtgewicht einer einzelnen Ueberbrückung exclusive Bahngleise

an Walz- und Schmiedeisen	109·400 Zollpfund
an Gusseisen	6·500 ..

in Summa . 115.900 Zolleentner

beträgt.

7. Rheinbrücke bei Rheinhausen.

(Ausgestellt von der Rheinischen Eisenbahngesellschaft.)

Dieses grossartige Bauwerk ist eines der bedeutendsten, welche in den letzten Jahren in Deutschland entstanden sind; es ist der Coblenzer Brücke nachgebildet und war auf der Ausstellung durch ein Aquarell repräsentirt. Die Brücke ist bestimmt, den Rheintraject zu ersetzen, und trägt zwei Eisenbahngleise und zwei Fusswege rechtwinklig über den Strom. Die Strombrücke hat vier Oeffnungen à 96.67 Meter Lichtweite. Am linken Ufer befindet sich eine Fluthbrücke, welche aus zwei Oeffnungen à 13.33 Meter für eine eiserne Drehbrücke und aus 16 Oeffnungen à 15.69 Meter Weite aus Ziegeln gewölbt besteht. Die Fluthbrücke am rechten Ufer ist ebenso, jedoch nur in sechs überwölbten Oeffnungen errichtet.

Die Gesammtlänge der Strombrücke einschliesslich der Widerlagspfeiler misst 433.⁸⁴ Meter, die linksseitige Fluthbrücke 344.⁶⁹ Meter, die rechtsseitige 157.⁵⁷ Meter, wornach die ganze Bauwerkslänge 936.¹⁰ Meter beträgt.

Das Schienengeleise liegt 19.⁰¹ Meter über Düsseldorfer Null, oder 10.³⁶ Meter über dem Hochwasser von 1845.

Die Construction der Ueberbrückung der Stromöffnungen besteht aus drei verbundenen Bogenträgern, von denen der mittlere doppelt so tragfähig ist, als jeder der äusseren; diese Träger sind 3.¹⁴ Meter hoch und stehen in Distanzen von 4.⁰⁸ Meter. Die Breite des mittleren Trägers misst 0.⁹⁹⁴ Meter, jene der äusseren 0.⁶⁸⁰ Meter.

Die Zusammensetzung jedes Bogenträgers besteht aus parallelen Gurtungen, Verticalen und diagonalen Gitterstäben. Der Bogen selbst ruht auf Kämpfergelenken, welche aus cylindrischen Achsen bestehen, die auf gusseisernen, vom Pfeilermauerwerk umschlossenen Platten lagern. Die Entfernung dieser Lagerachsen entspricht einer Spannweite von 98.⁰³ Meter, bei 8.⁹¹ Meter Pfeilhöhe. Die verticale Stellung der Bogenträger ist durch Querverbindungen gesichert; die Bahnschwellen ruhen auf besonderen Langträgern, und die zu beiden Seiten der Brücke angebrachten Fussstege von 1.⁰ Meter Breite ruhen ausserhalb auf Consolen. Das gesammte Eisengewicht der vier Stromüberbrückungen wiegt:

an Schmiedeeisen	2,493.500 Kilogramm,
an Gusseisen	148.400 "

und wurde dieses Eisenwerk (inclusive der Aufstellung) durch die „Gutehoffnungshütte“ bei Sterkrade geliefert.

Die Aufstellung der Eisenconstruction war wie bei der Coblenzer Brücke projectirt. Die Bogenträger werden danach auf Zulagsstellen am linken Rheinufer und unterhalb der Brückenachse montirt und mit Ausschluss des Mittelstückes genietet. Jede Bogenhälfte gelangt auf einem Gerüste in den Strom, wird mit Hebekrahnen aufgerichtet, in verticaler Stellung auf zwei Schiffe gestellt und in die Oeffnung eingefahren. Die Mitte der Oeffnung und die Pfeilerflächen sind mit Gerüstungen versehen, auf welche nunmehr die sechs Bogenhälften gesetzt werden; sodann wird (nach dem Projecte) die Mittelrüstung vervollständigt und werden die Bogenhälften durch Schraubepressen auf die richtige Höhe gehoben, worauf der Einsatz der

Anfänge und der Einbau des Scheitelstückes, letzteres entsprechend der Temperatur, und schliesslich die Vernietung erfolgt. Nach dieser Schliessung des Bogens wird die Querverbindung theilweise angebracht, sodann die Mittelrüstung entfernt, und werden die übrigen Constructionstheile mit Hilfe leichter in den Bogenträgern ruhenden Rüstungen montirt.

Diese Methode der Aufstellung, welche sich schon in Coblenz bewährte und bei der seither (1876) fertiggestellten Brücke eingehalten worden sein dürfte, hat gegenüber der Montirung der einzelnen Bogentheile über durchgängigen Lehrgerüsten bedeutende Vorzüge, weil der Einwirkung der Temperatur besser Rechnung getragen, die Schifffahrt weniger gesperrt, die Gesamtmontirung weniger gefährdet und der Montirungspreis wesentlich vermindert wird.

Bezüglich der Fundirung der Brücke und der Anordnung der Baustelle verweisen wir auf das schon früher Seite 213 u. f. Gesagte.

S. Margarethenbrücke zu Buda-Pest.

(Ausgestellt von der Société des Batignolles unter der Direction des Herrn E. Gouin.)

Dieses bedeutende Bauwerk, welches sich sowohl durch die Kühnheit seiner Construction, wie durch die Festhaltung des Principes der architektonischen Schönheit auszeichnet und mit unter die hervorragendsten Leistungen im Brückenbau der Neuzeit gezählt werden muss, war auf der Wiener Weltausstellung (in der Maschinenhalle) durch ein sehr sorgfältiges Modell repräsentirt.

Die Situirung der Brücke gleicht der Mont-Blanc-Brücke in Genf, welche bekanntlich in gebrochener Linie über die Rhône gespannt ist und durch eine Abzweigung im Brechpunkte zur Rousseau-Insel führt.

Die Margarethenbrücke ist unterhalb der Margaretheninsel derart errichtet, dass die zwei Hälften der Brücke senkrecht auf die zwei Donauarme gestellt sind und sich in einem Durchschneidungswinkel von 150 Grad 4 Minuten 6 Sekunden treffen, an welchem Punkte die Abzweigung nach der Insel projectirt ist. Es besteht also die Brücke aus zwei Sectionen und enthält jede Section zwei Strom-

pfeiler. Die beiden nächst den corrigirten Ufern befindlichen Oeffnungen messen je 73.⁵⁰¹ Meter, die beiden Mittelöffnungen je 82.⁶⁶⁵ Meter, und die beiden an den Winkelpfeiler sich lehnenen Oeffnungen je 87.⁸⁸² Meter Spannweite, während die Distanzen von Pfeilermitte zu Pfeilermitte, 76.⁵⁰⁷ Meter, 88.⁶⁶³ respective 100.⁶⁹⁶ Meter messen, und beträgt die gesammte Brückenlänge von Widerlager zu Widerlager 528.⁷³⁰ Meter.

Die ganze Breite der Brücke misst 16.⁷⁵³ Meter, wovon auf die Strassenbahn 11.⁰⁶³ Meter und auf jeden Fussweg 2.⁸⁴⁵ Meter entfallen.

Die Ueberbrückungen bestehen aus steifverspannten Bogenträgern, deren sechs die gesammte Brückenbahn tragen. Die Pfeilhöhe der Bogen misst 5.¹³⁴ Meter, 6.⁴⁸⁰ Meter, respective 7.³⁷¹ Meter; variirt also zwischen $\frac{1}{11.9}$ und $\frac{1}{14.3}$. Der Fahrweg steigt gegen die Mitte an und liegt oberhalb des Mittelpfeilers 18.⁹³⁴ Meter, an den Brückenköpfen aber 15.⁹⁷¹ Meter über Donau-Null. Die Unterkante der Bogenscheitel wechselt deshalb zwischen 14.⁹³³ Meter und 17.⁴⁸³ Meter, die Schlusshöhe der Bögen misst 0.⁹⁵ Meter, 0.⁹⁰ Meter respective 0.⁹⁵ Meter, während die Bogenstärke am Kämpfer 1.²⁰⁹ Meter, 1.³⁰⁷ Meter, respective 1.⁴³² Meter beträgt.

Die Kämpferhöhe der sämtlichen Pfeiler liegt 10.¹¹⁵ Meter, jene an den Widerlagern 9.⁴⁸³ Meter über Null. Die Träger haben eine bogenförmige Untergurte und eine geradlinige Obergurte, welche beide durch Verticale und sich kreuzende Diagonale verbunden sind; diese sechs Träger befinden sich in Achsendistanzen von 2.⁶⁵ Meter, weil die Fusswege auf Consolen von 1.⁵ Meter Auskragung ruhen.

Die Bogengurte der Träger, deren Höhe wir schon früher bezeichneten, hat die I-Form zur Grundform; die gerade Obergurte ähnelt der \square -Form, und ist nur 0.⁵ Meter hoch. Beide Gurten sind in der früher benannten Weise verbunden, wobei zu bemerken ist dass die Vertikalen je nach der Bogenöffnung 3.²⁹⁸⁷ Meter, 3.²³⁰ Meter respective 3.²³⁹ Meter distanzirt sind.

Zur Einhaltung der perpendicularären Lage der Träger sind bei den Obergurten Querverbindungen ausgeführt, welche zugleich die Fahrbahn tragen, es befinden sich zu diesem Zwecke an jedem

Knotenpunkte bei den Obergurten 40 Centimeter hohe Querträger, zwischen welche 17.₅ Centimeter hohe Hilfsträger zur weiteren Aufnahme der Fahrbahn eingeschaltet sind; bei den Untergurten besteht aber diese Querverbindung aus Winkeleisen, welche Andreaskreuze aufnehmen, deren Kreuzpunkte durch Eisenröhren distancirt sind. An den Auflagern ist der gesammte Bogenträger versteift; das Auflager selbst ist ähnlich wie bei der Arcolebrücke aus gusseiserner Lagerplatte und Keilen hergestellt, welche Brücke, wie schon erwähnt, bei 80.₀ Meter Spannweite und 6.₁₂ Meter Pfeilhöhe, eine Schlusshöhe von 38 Centimeter hat.

Der Bau der Brücke ist insgesamt zu 4,200.000 Gulden, zahlbar zur Hälfte in Gold, zur Hälfte in Papier mit 10 Percent Coursaufschlag, also rund mit 4,620.000 Gulden österreichischer Währung in Papier der oben genannten Gesellschaft, welche durch die Pläne des Herrn Fouquet in der Concurrenz siegte, übergeben worden. Zur näheren Beurtheilung dieses Preises, welcher die gesammten Brückenkosten, exclusive der Ornamente, betrifft und von denen auf die Träger allein 1,848.000 Gulden österreichischer Währung entfallen, wurden die beiden folgenden Tabellen zusammengestellt, welche Preise städtischer Strassenbrücken in London, Paris, Wien und Pesth, reducirt auf den Quadratmeter Ueberbrückungsfläche (wegen der verschiedenen Breite der Brücken bei städtischen Strassenbrücken vortheilhafter, als pro Quadratmeter des verbauten Längenprofils) enthalten und den Kostenvergleich zwischen gewölbten und eisernen Brücken gestatten.

Kosten städtischer, gewölbter Brücken.

(Die Länge der Brücke ist zwischen den Widerlagern gemessen.)

Bezeichnung der Brücken	Stadt	Bau- beginn	Länge	Breite	Preis pro Quadrat- meter Brücken- grundfläche, Gul- den österr. Währ.
Pont au Double	Paris	1847	31.0	16.0	315.97
Pont-Neuf	"	1850	233.0	21.0	143.22
Petit-Pont	"	1852	31.75	21.0	342.84
Pont Notre-Dame	"	1853	104.0	21.0	137.76
Pont du chemin d. f. de ceinture	"	1852	188.5	15.9	313.32
Pont d'Austerlitz	"	1854	173.6	18.0	127.85
Pont des Invalides	"	1855	140.7	16.6	177.87
Pont de l'Alma	"	1855	135.0	21.0	246.96
Pont St. Michel	"	1857	57.6	31.0	129.78
Pont au Change	"	1859	102.8	31.0	167.71
Pont Louis Philipp	"	1860	100.0	16.0	151.20
Pont de Bercy	"	1863	159.0	20.0	132.30
Pont-viaduc du Point-du-Jour .	"	1864	174.8	31.0	207.06
Elisabethbrücke	Wien	1850	45.62	21.00	430.80
Radetzkybrücke	"	1854	40.81	19.00	496.15
Schwarzenbergbrücke	"	1863	38.21	21.00	373.88
Westminsterbrücke	London	1739	372.8	13.4	818.70
Blackfriarsbrücke	"	1760	282.23	12.8	444.24
Waterloobrücke	"	1811	377.94	12.8	2.287.70
Neue Londonbrücke	"	1824	239.0	16.46	1.448.88
Durchschnitt exclusive West- minster, Waterloo und Neue Londonbrücke					255.23

Kosten städtischer, eiserner Brücken.

Die Länge der Brücken ist zwischen den Widerlagern gemessen.)

Bezeichnung der Brücken	Stadt	Bau- beginn	Länge	Breite	Preis pro Quadrat- meter Brücken- grundfläche, Gul- den österr. Währ.
Pont d'Arcole	Paris	1855	80.0	20.4	294.20
Pont de Solferino	"	1858	126.5	20.0	181.02
Pont Saint-Louis	"	1861	64.0	16.0	268.93
Southworkbrücke	London	1814	215.8	12.8	3.041.01
Vauxhallbrücke	"	1811	238.35	10.97	1.468.00
Hammersmithbrücke	"	1824	223.33	9.14	437.21
Hungerfordbrücke	"	1841	412.24	4.27	617.23
Leopoldsbrücke	Wien	1864	30.34	12.00	190.17
Pilgrambrücke	"	1865	31.28	20.18	143.30
Tegetthoffbrücke	"	1870	35.08	18.96	399.46
Brigittabrücke	"	1870	65.08	19.00	233.05
Kaiser Joseph-Brücke	"	1872	58.30	19.00	216.04
Sophienbrücke	"	1872	65.10	19.00	261.83
Augartenbrücke	"	1872	58.30	20.60	270.73
Margarethenbrücke	Pest	1872	528.73	16.75	532.70
Durchschnitt exclusive South- workbrücke und Vauxhall- brücke					311.23

9. Tegetthoffbrücke zu Wien.

Diese Brücke ist von den Herren Köstlin und Battig construiert und in den Jahren 1870—1872 unter dem städtischen Oberingenieur Herrn Paul und dem Ingenieur Herrn Ehret, von der „Société anonyme des Hauts Fourneaux Usines et Charbonnages“ zu Selessin bei Lüttich erbaut worden; die Brücke zeichnet sich durch ihre sehr schöne Form aus und bildet unter den neueren Ingenieurbauten Wiens eine der schönsten Zierden. Die Construction ist die einer Bogenbrücke mit Widerlags- und Scheitelgelenken; die Spannweite beträgt 35.₀₈ Meter; die theoretische Spannweite von Mitte zu Mitte des Auflagergelenkes aber nur 34.₅₅₁ Meter; die

theoretische Pfeilhöhe beträgt 2.9_{82} Meter; die Breite der Fahrbahn misst 11.4 Meter und jeder der seitlichen Fusswege eine Breite von 3.7_0 Meter. Die 11 Bogen sind aus Röhren gebildet, welche aus vier Quadranteisen bestehen; Verticalständer und Gurtungen für die Aufnahme der Fahrbahn, wie auch die Diagonalverstrebenungen sind vermittelst Winkeleisen hergestellt. Zur Fahrbahn dienen Granitwürfel, welche in Schotter liegen, der auf 6 Millimeter starken Buckelplatten ruht. Die Gesamtlänge misst 45.0 Meter. Das gesammte Eisengewicht, inclusive der Buckelplatten, beträgt circa 4600 Centner, wovon nicht ganz 1 Percent Gusseisen; die Gesamtkosten der Brücke betragen $265.682.18$ Gulden österreichischer Währung, wovon für die Eisenconstruction, die Sand- und Betonbettung der Fahrbahn, wie für das Granitpflaster rund 140.000 Gulden österreichischer Währung entfallen. Den auf den Quadratmeter Grundfläche reducirten Preis der von Widerlager zu Widerlager gemessenen Ueberbrückung haben wir schon aus der früheren Tabelle kennen gelernt; es ist jedoch nicht ohne Interesse zu beachten, wie sich der Preis der Tegetthoffbrücke unter den anderen Wiener Brücken bezüglich eines laufenden Meters der Brückenlänge und eines Quadratmeters des verbauten Längenprofils verhält, wobei ich bemerke, dass ich die folgenden Angaben der Güte des Herrn Ingenieurs Berger vom Wiener Stadtbauamte verdanke, und dass die Eisenpreise der unterschiedlichen Bauzeiten, wie auch der Einfluss der Spannweiten nicht übersehen werden dürfen.

Kosten der städtischen Brücken in Wien.

Benennung der Brücke	Construction	Spannweite	Länge zwischen den Widerlagern	Gesamtlänge	Verbautes Längenprofil, Quadratmeter	Gesamtkosten, Gulden österr. Währung	Preis pro	
							Quadratmeter Längenprofil	Laufenden Meter
		Meter						
Elisabeth-Brücke . . .	Steinbrücke	3 × 13.1	45.62	51	512.20	412.783.00	805.90	8.093.78
Schwarzenberg-Brücke .	"	2 × 18.0	38.21	53	447.55	300.000.00	670.31	5.660.37
Radetzky-Brücke . . .	"	2 × 19.3	40.81	60	966.56	384.717.00	398.02	6.411.95
Pilgram-Brücke	Halbparabel-Träger	31.28	31.28	34	227.40	90.457.56	397.79	2.660.52
Leopold-Brücke	4 faches Netzwerk	30.34	30.34	33	285.23	69.236.13	242.76	2.098.06
Tegetthoff-Brücke . . }	Eiserne Bogen mit 3 Gelenken	35.08	35.08	45	306.61	265.682.18	866.51	5.904.50
Kaiser Joseph-Brücke .	Parabelträger	58.30	58.30	63	836.76	239.311.50	285.99	3.798.58
Sophie-Brücke	Trapezträger	65.10	65.10	70	900.00	323.864.30	359.84	4.626.63
Augarten-Brücke . . }	Steifes combinirtes Hängewerk	58.30	58.30	63	982.51	325.203.71	330.99	5.161.96
Brigitta-Brücke	Trapezträger	65.08	65.08	70	900.00	288.178.93	320.19	4.116.84

Brückenbau.

10. Boulevardüberbrückung: Port-Royal in Paris.

(Französische Abtheilung.)

Diese Strassenüberbrückung ist ebenfalls eine Bogenbrücke, welche in Modell zur Ausstellung gelangt war. Verticale, verstärkt durch Netzwerk, tragen die Fahrbahn in einer solchen Anordnung, wie sie in England vielfach üblich ist und auch in Paris unter Anderem bei der St. Louisbrücke angewendet wurde, indem statt der Buckelplatten Ziegelgewölbe zwischen die I-Eisen gespannt werden.

11. Ulrichstrassenbrücke in Magdeburg.

Diese von der Berlin-Potsdam-Magdeburger Eisenbahn unter der Oberleitung des Herrn Baurath von Quassowski 1872 erbaute Brücke besitzt 3 Charniere, eine N-Fachung über den Bogenschenkeln und führt die Eisenbahn über die Ulrichstrasse, welche eine 36 Fuss breite Fahrbahn und zwei Gehwege von 21 Fuss und 15 Fuss preussisch besitzt. Die Spannweite misst 72 Fuss preussisch, die Anläufe liegen 7 Fuss $7\frac{3}{4}$ Zoll, der Scheitel 14 Fuss 3 Zoll über der Strasse; der Pfeil misst 6 Fuss $3\frac{5}{8}$ Zoll; die Stützweite beträgt 73 Fuss $11\frac{3}{4}$ Zoll (23.217 Meter). Fahrbahn und Bogengurte sind Π förmig, vereinigen sich in der Mitte zu einem Kasten und liegt das Scheitelcharnier in der Bogengurte.

Die Verticalen der Ausfachung haben 1.883 Meter Achsen-
distanz; der innere Raum der Π Gurten hat $6\frac{3}{4}$ Zoll Breite und ist die Obergurte 12 Zoll, die untere 16 Zoll in den Deckplatten breit; die Obergurte besteht in ihren Seitenwänden allein aus Winkeln von 4 Zoll \times $2\frac{1}{2}$ Zoll \times $\frac{3}{8}$ Zoll; die Untergurte hat $8\frac{1}{2}$ Zoll Höhe und sind ihre Wände durch 2 Winkeleisen von 5 Zoll \times 4 Zoll \times $\frac{1}{2}$ Zoll (max.) festgehalten.

Trotz der sorgfältigsten Herstellung des Scheitelcharnieres, zeigte sich diese Anordnung bei dem Gebrauche der Brücke wegen der rasch wechselnden Belastungen nicht vortheilhaft, wesshalb noch die Einschabung eines Keiles vorgenommen und die Untergurten verlascht wurden.

Das Gesamtgewicht der Brücke beträgt für die zwei Hauptgeleise und zwei Hauptgütergeleise, dann eine 7 Fuss breite Karrenbahn und für 2 auf Consolen ruhende Gehwege von je 3 Fuss

10 Zoll Breite: 2350 Zolcentner Walz-, Guss- und Schmiedeisen und 103 Zolcentner Stahl und hat dieser Eisenbau 21.425 Thaler gekostet.

Für ein Geleise mit beiderseitigen Fusswegen berechnet sich die Eisenconstruction zu:

522.30	Zolcentner	Walzeisen,
20.20	"	Gusseisen,
16.50	"	Schmiedeisen

Summe 568.00 Zolcentner, oder pro laufender Meter 1260 Kilogramm.

12. Ueberführung der Colonnenstrasse

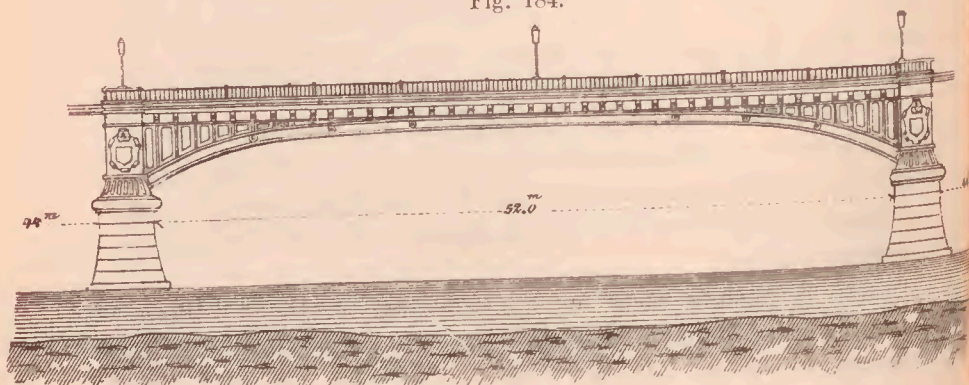
bei Schöneberg im Zuge der Berlin-Potsdam-Magdeburger Eisenbahn.

Diese ebenfalls durch von Quassowski (1871) erbaute Brücke besitzt 4 Bogenträger von 58 Fuss Lichtweite, 4,5 Fuss preussisch Pfeilhöhe und N-Fachung über den Schenkeln; die Fahrbahnbreite misst 18 Fuss preussisch, jedes der auf Consolen ruhenden Trottoirs 5 Fuss.

Das Gewicht der Brücke beträgt 703 Zolcentner Walzeisen, 245 Zolcentner Gusseisen und 17 Zolcentner Schmiedeisen und hat dieser Ueberbau 7250 Thaler gekostet.

Obwohl, streng genommen, zu den eigentlichen Bogenbrücken nicht gehörig, wollen wir hier diejenigen zwei Ausstellungsobjecte anreihen, welche durch das Auftreten einer Bogenform an die Construction der eigentlichen Bogenbrücken mahnen.

Fig. 184.



1. Pont de Suresnes.

(Projectirt von Herrn Legrand und ausgestellt im Modell von der Stadt Paris).

Die Brücke besitzt drei Oeffnungen von 44.^o Meter, 52.^o Meter und 44.^o Meter Spannweite und haben die Bögen eine sehr flache, elliptische Form. Die 6 Bogen sind mit der Fahrbahn durch Verticale verbunden und ist ihre Construction, wie auch die Auflagerung auf die Mittelpfeiler aus der Skizze Figur 184 ersichtlich, welche Zeichnung das Wesen einer continuirlichen Bogenbrücke kenntlich macht.

2. Pont de St. Quen.

Diese höchst eigenthümliche Construction, welche aus der Figur 185 ersichtlich ist, ist ein Project des Herrn Ingenieurs Leg-

Fig. 185.



rand und einem Hefte entnommen, welches, verschiedene andere Projecte enthaltend, derselbe zur Ausstellung gebracht hatte.

V. Abtheilung.**Eiserne Balkenbrücken.**

Im Gegensatze zu den Bogenbrücken, welche einen Horizontal-schub äussern, verstehen wir hier unter Balkenbrücken alle diejenigen, sehr zahlreichen und verschiedenartigen Systeme und Formen der eisernen Ueberbrückungen, welche, einen Balken repräsentirend, die Auflager im verticalen Sinne belasten.

Es kann nicht in der Tendenz des vorliegenden Berichtes liegen, alle diese Systeme zu skizziren und ihre chronologische Entwicklung in Gänze zu geben, sondern wir beschränken uns in letzterer Be-

ziehung auf die folgende Uebersicht, wie lückenhaft diese auch sei, weil für unsere Zwecke die Uebersicht mehr Werth hat, als das detaillirte Eingehen in ein förmliches Labyrinth verkörperter Ideen. Der Einfachheit der Eintheilung halber rechnen wir unter die Balkenbrücken auch jene Systeme, wo der Balkenträger durch Sprengwerke unterstützt ist.

I. Capitel.

Einfache Barren.

Als nach den französischen Kriegen zu Anfang unseres Jahrhunderts die Entwicklung der Roheisenproduction mächtig auftrat, schritt man in Nachahmung der gegossenen Schienen dazu, grössere gusseiserne Tragrippen zu Ueberbrückungen anzuwenden, und gebrauchte man schon 1824 solche bis zu 40 Fuss Brückenweite.

Mit der Entstehung der Eisenbahnen nahm die Anwendung solcher Barren zur Ueberbrückung der Durchlässe sehr überhand, weil die Gewährleistung eines tieferen Niveaus und die Bequemlichkeit und Raschheit der Herstellung zu dessen Gunsten sprachen.

Insbesondere war es England, welches mit dieser Brückenconstruction den Reigen der Anwendung eröffnete, und folgten Belgien, Frankreich und Deutschland diesem Beispiele in einer Art, welche sich durch die verschiedensten Formen im Querschnitte und im Längenschnitte solcher Barren äusserte.

Wir weisen in dieser Beziehung nur auf die Beispiele hin, welche Seitens der Blackwallbahn (14.⁰² Meter Spannweite), der York-Midland-Northern- und Easternbahn (bis 20.¹⁶ Meter), der Badischen Staatsbahn (3.⁰ bis 5.¹ Meter), hier besonders bei den Brücken zu Malsch, Ettlingen und Oos, und bei der Main-Weserbahn in den Brücken zu Häuserbach, Vilbel, Niederwöllstadt gegeben wurden. Auch Zusammensetzungen solcher gusseisernen Barren aus mehreren Stücken mit Zuhilfenahme von Schmiedeeisen fanden statt, wie dies zum Beispiele in der von Marcellis und Duval verfassten und von dem Minister Rogier protegirten Construction der 18.⁴ Meter weiten Scheldebrücke zu Gent (1840), wie auch bei der Appenweierbrücke (7.² Meter Spannweite) der Fall war.

Dieses System gusseiserner Barren wurde indess insbesondere durch die misslichen Erfahrungen, welche man in England damit gemacht hatte und die in der Natur des Gusseisens begründet waren, gar bald durch gewalzte und, wie wir weiter unten anführen werden, durch einfache Blechträger verdrängt, so dass wir heute, wo der Walzprocess der Bauträger, wie es das auf der Ausstellung in Wien Seitens der Burbacher Hütte ausgestellt gewesene 26.⁰ Meter lange, 157 Millimeter hohe und 12 Millimeter dicke, mit Ausladungen von 96 Millimeter versehene Winkelleisen erwies, bedeutsam fortgeschritten ist, von der Anwendung gusseiserner Träger fast gänzlich absehen.

In der That spielt auch bekanntlich der Walzträger bei dem modernen Eisenbahn- und bei dem gesammten Hochbaue eine solche bedeutsame Rolle, dass die zahlreiche Vertretung solcher sogenannten „Bauträger“ auf der Wiener Weltausstellung einen Umfang angenommen hatte, wonach derselbe hier im Detail nicht weiter verfolgt werden kann.

Wir erwähnen hier nur, dass die Ausstellung förmlich darauf hinwies, wie die Industrie in der Herstellung der Bauträger sich geradezu separirt hat und wie, darauf bauend, die ausgestellt gewesenen Normalien verschiedener Eisenbahndirectionen diese Separation ausgenützt haben. Insonderheit haben die Lemberg-Czernewitzer Bahn, die Nordwestbahn, die Venlo-Hamburger Bahn und die Württembergische Staatsbahn derlei bestimmte Normalien zur Ausstellung gebracht.

Die Venlo-Hamburger Bahn wendet derlei Träger zwischen 4 und 12 Fuss Weite principiell an; bei 6 Fuss 10 Zoll Trägerlänge nimmt dieselbe Träger von $11\frac{1}{2}$ Zoll, bei 15 Fuss 2 Zoll Trägerlänge solche von $16\frac{1}{2}$ Zoll Höhe an, in welchem letzterem Falle beiderseits 1 Fuss 11 Zoll auf Auflager gerechnet werden. Die Württembergische Staatsbahn geht mit ihren gewalzten Trägern ebenfalls bis 12 Fuss = 3.¹³⁸ Meter Lichtweite bei 4.²⁴ Meter Trägerlänge, welche Träger 396 Millimeter Höhe, 17 Millimeter Steg messen und 97.²⁷ Kilogramm pro laufenden Meter wiegen.

II. Capitel.

Armirtе Barren.

So lange der Walzprocess nicht genügend ausgebildet war, construirte man in der ersten Zeit der Eisenbahnen auch armirtе und zusammengesetzte Barren.

Sehr beliebt war die Armirung durch Zugbänder, und hat man derlei Combinationen auf der York- und Midland-Countiesbahn und auf der Northern-Easternbahn in Spannweiten von 18 bis 19,8 Meter Weite angewendet. Eine der wesentlichsten Brücken dieser Construction ist die Leabücke im Zuge der Nord-Ost-Eisenbahn, welche mittelst aus je zwei Stücken bestehenden Balken von insgesamt 70 Fuss englischer Länge eine lichte Weite von 66 Fuss überbrückt. Auch in der York-Scarborough-Bahn befindet sich eine derartig construirte Brücke über die Ouse bei York.

Die Nachtheile derlei Constructionen, besonders hervorgerufen durch die Verwendung zweier Eisengattungen, zeigten sich jedoch als sehr bedeutend, und hat insbesondere der Einsturz der Chesterbrücke über den Dee im Zuge der Chester-Shrewsbury-Bahn zum Verlassen dieser Construction, respective zur Auffindung und Verbesserung anderer Constructionen wesentlich beigetragen.

Eine andere, unter die Kategorie der armirten Barren zu rechnende Construction, welche in den Vierziger Jahren besonders häufig für kleinere Spannweiten auftrat und auch heute noch vielfach angewendet wird, besteht in der Benützung verschiedenartig zusammengefügteter alter Eisenbahnschienen.

Wir erwähnen diesbezüglich nur die Brücke über den Mühlendamm zu Berlin (10,64 Meter Spannweite), die Brücken der Thüringer Bahn, der Krentz-Küstriner, Marburg-Villacher, Niederingelheimer und der Hannöverschen Eisenbahnen.

Auf der Ausstellung war unseres Wissens diese Constructionstypus nur in ganz untergeordneter Weise vertreten.

III. Capitel.

Blechträger.

§. 1. Ihre Geschichte.

Die schon früher erwähnte, seit Henry Cort aus Southampton (1783) erfolgte Ausbildung im Walzprocesse des Eisens, führte nicht nur zur ausgedehnten Fertigkeit in der Herstellung von Winkelblechen, sondern auch zur billigen Darstellung grosser und starker flacher Bleche, und war mittelst dieser Factoren bereits 1820 das Signal gegeben worden, grössere Spannweiten mittelst sogenannter Blechträger zu überbrücken, da in diesem Jahre Aron Manby in dem Eisenwerke Tipton bei Birmingham ein Schiffsdeck von 120 Fuss Länge und 18 Fuss Breite in der Weise construirte, dass er statt der Lagerbalken I-förmige, durch Winkelbleche und Vernietung gestaltete eiserne Tragrippen verwendete.

Wesentlich gefördert wurde diese Gestaltung von Tragbalken durch die Anwendung solcher im Lagerhause zu Portsmouth, woselbst die Blechträger bereits eine Länge von $41\frac{1}{4}$ englischen Fuss erhielten, nachdem die neue Constructionsart schon früher (1832) für die Tragung von Fussböden im Hochbaue sehr beliebt geworden war.

Ihre wesentlichste Verbreitung erhielten jedoch diese vollwandigen Blechträger zuerst beim Strassen- und später beim Eisenbahnbau, indem die Vortheile der beliebigen Verstärkung, der beliebigen Länge und der beliebigen Form (letztere im Querschnitte, wie im Längenschnitte) die früher erwähnten Barren bedeutend überboten. So bildete beispielsweise Brunel auf der Süd-Wales-Bahn die neue Constructionsart vielfach aus, indem er Spannweiten bis zu 30.0 Meter überbrückte und dem Querschnitte, statt der gewöhnlichen I-Form, namentlich bei der Wyebrücke nächst Chepstow (1850) eine Gestalt gab, bei der das Oberquerblech segmentförmig gebogen und durch schräge Winkelbleche gestützt wurde.

Dieser Querschnitt Brunels wurde 1851 von Flachat, Gouin & Comp. bei der schiefen Brücke von Clichy (21.65 Meter Spannweite) im Zuge der französischen Westbahn angewendet.

Eine ganz eigenthümliche Gestaltung erhielten die Blechträger bei der 1855 erbauten Cironbrücke (32.⁹² Meter Trägerlänge) in der französischen Südbahn, woselbst herabgezogene Trägerenden in die Widerlager hineingebaut wurden.

Eine besondere Ausbildung der Versteifung der vollen Tragwand fand bei der 1855 erbauten Garonnebrücke (74.⁴ Meter Spannweite) nächst Langon (Bordeaux-Cette) statt, indem entsprechend der Beanspruchung derselben an den geeigneten Orten Rippen verschiedenen Querschnittes angebracht wurden, eine Construction, welche seinerzeit wegen der gebrauchten grossen Spannweite Aufsehen hervorrief.

In anderer Weise angeordnet und durch die Materialmischung interessant gemacht, wurden die Blechträger der Ijsselbrücke bei Westerwoort in Holland (49.⁹⁹ Meter Spannweite) construiert; es bestehen dieselben aus einer gusseisernen Obergurte und schmiedeisernen verticalen Verstärkungsrippen der vollen Blechwand.

Eine ausgedehnte Anwendung der Blechträger zu Brücken erfolgte schon beim Baue der Murgbrücke bei Rastatt; dieselbe hat drei mittlere Oeffnungen à 12.⁸⁷ Meter von Mitte zu Mitte der Pfeiler, und zwei seitliche Oeffnungen à 11.⁶⁵ Meter. Die Brücke ist 5.¹ Meter breit, wird durch zwei äussere I-Träger von 0.⁸ Meter Höhe, einen mittleren von 0.⁶ Meter Höhe und zwei zwischen die Querträger geschaltete Längsträger von 0.²⁸ Meter gebildet.

In Deutschland wurde der Bau der Blechträger, welche 1846 in England schon sehr verbreitet waren, besonders bei den Hannövrerischen Bahnen zuerst eingeführt und waren bei der Herstellung der Hannövrerischen Südbahn (eröffnet 1853 und 1854) bereits diesbezügliche Normalien geltend.

Auch die Rheinische Eisenbahn, Hessische Ludwigsbahn, die Orientbahn und die französischen Bahnen, wie auch die französischen Behörden für die Bauten der Vicinalwege haben ausgedehnt zur Verbreitung und Vervollkommnung der Construction voller Blechträger, also dazu beigetragen, dass wir über diesen Gegenstand heute sehr eingehende Normalien besitzen, unter denen wir nur jene der Orleansbahn, der Badischen, Württembergischen und Bayerischen Bahnen, der Hannövrerischen Linien, der Rheinischen, der Venlo-Hamburger, der Oesterreichischen Nordwestbahn, der Oesterreichischen

Staatsbahn und der Oesterreichischen Südbahn nennen, welch' letztere Normalien durch Etzel, Pressel und Thommen so berühmt und mustergiltig gestaltet wurden.

§. 2. **Ausstellungsobjecte.**

Die Wiener Weltausstellung brachte auf dem Gebiete der vollen Blechträger viele und zum Theile sehr interessante Objecte, aus denen wir nur die folgenden zur Besprechung wählen:

1. **Blechträger der Oesterreichischen Nordwestbahn.**

Die Normalien dieser Bahn schreiben für Stützweiten bis 12.0 Meter I-förmige Blechträger vor; jedes Geleise erhält in der Regel eine besondere Brückenconstruction, die nur aus zwei Trägern gebildet wird; kann die Fahrbahn oberhalb gelegt werden, so beträgt die Trägerdistanz 2.0 Meter; kleinere Brücken bis 6.0 Meter Weite erhalten eine Querverbindung, welche aus mehreren Winkeleisen in T oder Kreuzform zusammengelegt erscheint; Brücken über 6.0 Meter Weite erhalten eine Querverbindung durch zwei Traversen und ein Andreaskreuz; die Trägerhöhe beträgt in der Regel $\frac{1}{10}$ der Spannweite; bis zu 6.0 Weite bestehen die Windkreuze aus Flacheisen, bis 10.0 Meter aus Winkeleisen; grössere Blechbrücken erhalten an der Ober- und Untergurte je ein Winkelkreuz, das obere aus Flacheisen, das untere aus Winkeleisen liegt die Bahn zwischen den Trägern, so werden nur Flacheisen in der unteren Gurtung angeordnet.

Nach der Verordnung des k. k. Handelsministeriums zu Wien vom 30. August 1870 wurden die Hauptträger mit 8 Kilogramm pro Quadratmillimeter, die Quer- und Längsträger mit $6\frac{1}{2}$ Kilogramm pro Quadratmillimeter berechnet.

Aus dem Dimensionenverzeichnisse der Barren- und der Blechbrücken der Oesterreichischen Nordwestbahn entnehmen wir die folgenden Daten:

Stützweite	Trägerlänge	Trägerhöhe	Entfernung der Trägermitten	Lage der Fahrbahn	Gesamtwicht in Zolleentnern		Gewicht pro laufenden Meter in Zolleentnern		Beanspruchung des Schmied-eisens in Kilogramm pro Quadrat-Millimeter
					Schmied-eisen	Gusseisen	Schmied-eisen	Gusseisen	
Meter									
3.20	3.54	0.3	2.0	oben	26.48	6.28	8.28	1.96	7
				unten	51.47	6.28	16.08	1.96	
3.60	3.94	0.34	2.0	oben	31.19	6.28	8.67	1.75	8
				unten	56.44	6.28	15.68	1.75	
4.80	5.34	0.43	2.0	oben	46.59	8.25	9.71	1.72	8
				unten	79.24	8.25	16.51	1.72	
6.40	6.94	0.58	2.0	oben	66.40	9.15	10.38	1.43	8
				unten	129.39	4.65	20.22	0.73	
8.00	8.80	0.68	2.0	oben	93.66	11.37	11.71	1.42	8
				unten	166.32	5.97	20.79	0.75	
9.60	10.40	0.87	2.0	oben	126.38	12.27	13.17	1.28	8
				unten	231.86	5.97	24.15	0.62	
11.20	12.40	1.05	2.0	oben	167.45	14.81	14.95	1.32	8
				unten	283.12	7.61	25.28	0.68	
12.80	14.00	1.26	2.0	oben	201.86	15.71	15.77	1.23	8
				unten	332.96	7.61	26.01	0.59	
13.43	14.55	1.05	4.5	unten	382.84	7.61	28.49	0.57	8
16.71	17.65	1.37	2.0	oben	345.3	20.41	20.66	1.23	8

2. Blechträger der Venlo-Hamburger Bahn.

Blechträger wurden zwischen 12 und 50 preussischen Fuss Weite angewendet; für die Berechnung wurde eine gleichmässige Vertheilung der Belastung, wie folgt, angenommen, welche Berechnung schon den Einfluss der Stösse berücksichtigt.

Laufende Nummer	Lichte Weite der Brücke in preussischen Fuss	Mobile Belastung in Zollpfunden für 1 Geleise pro laufenden Fuss preussisch
1	12	6,600
2	14	6,500
3	16	6,300
4	20	5,900
5	24	5,400
6	30	4,800
7	40	4,000
8	50	3,600

Für die Berechnung diente eine Inanspruchnahme des guten deutschen Schmiede Eisens von 9200 Zollpfund pro Quadratzoll preussisch = 6.75 Kilogramm pro Quadratmillimeter.

Bei der Berechnung wurde den Lichtweiten 2 Fuss hingesezt, um die richtige Berechnungsweite von Mitte zu Mitte Auflager annähernd einzuhalten.

Die Höhe der Blechträger ist im Allgemeinen zu $\frac{1}{12}$ bis $\frac{1}{8}$ der lichten Weite angenommen, und wurde nur in besonderen Fällen auf $\frac{1}{15}$ ermässigt.

Die Entfernung der Träger beträgt bis 50 Fuss Spannweite: 5 Fuss, sofern dieselben unter der Fahrbahn liegen; die Querträger haben 5 bis 8 Fuss Entfernung.

Die sogenannten Windstreben sind für einen Seitendruck von 500 Pfund pro laufenden Fuss der Träger gerechnet; Brücken unter 30 Fuss haben nur an den unteren Gurtungen horizontale Verstrebenungen; Brücken über dreissig Fuss dagegen horizontale Kreuze, sowohl oben, als unten.

Das Auflager besteht aus einem gehobelten, gusseisernen Gleitschuhe; die schon oben erwähnten Barren liegen direct auf; die Brücken über 12 Fuss Weite haben aber eine gehobelte Blechplatte angenietet; an dem einen Ende sind die Träger durch Schrauben festgehalten; der Druck der Auflagerschuhe auf die Quadern ist zu 90 bis 130 Pfund pro Quadratzoll angenommen; zwischen Schuhen und Mauerwerk liegen Bleiplatten.

Die folgende Tabelle gibt Dimensionen und Gewichte aus mehreren Fällen der Anwendung von Barren und von Blechträgern, construiert für nur ein Geleise der Bahn und für rechtwinklige Ueberbrückungen.

Art der Construction	Anzahl der Hauptträger für ein Geleise	Spannweite	Länge der Träger	Höhe der Träger	Entfernung der Hauptträger	Gesamttgewicht für eine Oeffnung und ein Geleise Zollpfunde		
						Schmied-eisen	Guss-eisen	Blei
preussische Fuss								
Barren . .	2	4	6' 10"	0' 11 $\frac{1}{2}$ "	5'	800	252	78
" . .	2	6	8' 10"	1' $\frac{1}{4}$ "	5'	1.410	288	78
" . .	2	8	10' 10"	1' 3 $\frac{1}{4}$ "	5'	1.760	288	78
" . .	2	10	13' 2"	1' 4 $\frac{1}{8}$ "	5'	2.830	428	88
" . .	2	12	15' 2"	1' 4 $\frac{1}{2}$ "	5'	3.720	444	92
Blechträger	2	14	17' 8"	1' 6 $\frac{1}{2}$ "	5'	4.790	400	88
"	2	16	19' 6"	2' 0"	5'	5.180	524	88
"	2	18	21' 2"	1' 10"	5'	6.850	520	109
"	2	20	23' 8"	2' 6"	5'	7.430	556	98
"	3	20	23' 1 $\frac{5}{8}$ "	2' $\frac{3}{8}$ "	4' 2 $\frac{3}{8}$ "	6.900	576	135
"	2	24	28' 0"	2' 6 $\frac{1}{4}$ "	5'	9.460	556	98
"	2	28	31' 6"	1' 10"	5'	16.160	800	127
"	2	32	35' 8"	3' 5 $\frac{1}{2}$ "	5'	14.760	936	73
"	2	35	39' 0"	2' 10"	5'	18.100	700	105
Barren . .	4	4	6' 6"	0' 8"	{ 2 à 12 $\frac{1}{2}$ " 3' 9 $\frac{1}{4}$ " }	1.280	324	73
" . .	4	8	10' 10"	0' 11 $\frac{1}{2}$ "	{ 2 à 13 $\frac{1}{4}$ " 4' 9 $\frac{3}{4}$ " }	2.800	340	86
Blechträger	4	12	15' 0"	1' 0"	{ 2 à 16" 4' 9 $\frac{3}{4}$ " }	5.640	400	160
Barren . .	4	14	17' 2"	1' 3 $\frac{1}{8}$ "	{ 2 à 14 $\frac{1}{4}$ " 3' 7 $\frac{1}{2}$ " }	6.760	380	88
Blechträger	2	20	23' 8"	2' 6"	8' 2"	11.560	556	98
"	2	24	28' 0"	2' 6 $\frac{1}{4}$ "	8' 2"	14.180	556	98
"	2	30	33' 10"	3' 0"	8' 6"	18.010	512	204
"	2	40	44' 8"	4' 0"	8' 6"	25.890	884	188
"	2	40	44' 8"	4' 0"	11' 6"	26.230	856	188
"	2	50	54' 8"	4' 3"	11' 6"	38.470	1.360	206

3. Blechträger der Württembergischen Staatsbahn.

Die Direction der Württembergischen Staatsbahn brachte 1873 in Wien neben den Normalien der Barren auch solche für Blechbrücken von 13 bis 16 württembergischen Fuss Lichtweite zur Anschauung, und gibt die nachstehende Tabelle die betreffende Zusammenstellung.


Spannweite	Trägerlänge	Trägerhöhe	Trägerbreite	Stegstärke	Gesamtwicht in Zollcentnern	
					Schmied-eisen	Guss-eisen
Meter		Millimeter				
3.721	4.527	406	200	8.6	23.00	4.00
4.011	4.870	435	200	8.6	25.00	4.00
4.297	5.157	464	200	8.6	28.00	4.00
4.581	5.587	492.8	200	8.6	32.00	4.00

Bei sämtlichen Barren- und Blechbrücken zwischen 6 und 16 Fuss (1.713 Meter — 4.581) Spannweite ist vorgeschrieben, dass keine Schwelle in die Mitte und entlang der Brücke kein Schienenstoss kommen soll.

4. Blechbrücken in Spanien.

Unter den zahlreichen Blechbrücken, welche 1873 zu Wien im spanischen Pavillon durch Zeichnungen zur Ausstellung gebracht waren, heben wir nur die folgenden hervor:

- a) Puente de Revilla, Eisenbahnlinie Alar del Rey à Santander. Zwei Oeffnungen à 13.92 Meter Weite, Maximalhöhe der Fahrbahn 8.70 Meter über Terrain.
- b) Puente sobre el rio Jucar, Eisenbahnlinie Almansa al Grao de Valencia. Blechträger mit gekrümmter Obergurte (Form der Halbparabelträger) mit 1.7 Meter Auflagerhöhe, 4.0 Meter Höhe in der Mitte und verticalen Versteifungsrippen. (Die Spannweiten dieses interessanten Bauwerkes konnten nicht ermittelt werden.)
- c) Puente sobre el rio Tordera, Eisenbahnlinie Barcelona à Francia por Figueras. Continuirliche Blechträger über

sieben Oeffnungen à 30.0 Meter Weite von Mitte zu Mitte Pfeiler. Die Blechwände sind in Distanzen von 0.5 Meter vertical versteift. Auf der Brücke liegen Brunel'sche  Schienen. Die Fundirung erfolgte mittelst Caissons von 13.5 Meter Länge und 3.5 Meter Breite, wobei die Enden halbkreisförmig abgerundet wurden.

- d) Puente de Zuera sobre el rio Gallego. Strasse Zaragoza à Canfranc. Continuirlicher Blechträger von 161 Meter Länge über fünf Oeffnungen à 30.0 Meter Lichtweite, welcher in Distanzen von 1.0 Meter durch verticale Rippen versteift ist. Die Fahrbahn misst 8.0 Meter im Lichten und ruht auf einem Schotterbette, welches auf Wellenblechen lagert. Diese Bleche laufen parallel den Hauptträgern und ruhen auf Querträgern.
- e) Strassenbrücke in Madrid. Die Blechträger dieser Brücke wurden bereits pag. 240 beschrieben.
- d) Lorabrücke über den Guadalquivir. Auch die Blechträger dieser Brücke wurden bereits früher auf pag. 229 näher beschrieben.

5. Ijsselbrücke bei Westerwoort.

Diese schon mehrmals erwähnte Brücke (vergleiche pag. 42) enthält in ihrer mittleren Partie eine zweiarmige Drehbrücke von je 15.42 Meter Lichtweite und zu beiden Seiten je zwei Oeffnungen à 49.99 Meter Spannweite; diese letzteren Oeffnungen sind mittelst continuerlicher Blechträger von 104.48 Meter Länge (ohne Auflagerlänge) überbrückt, und zwar wird die zweigeleisige Bahn durch drei Blechwände, die in je 4 Meter lichter Weite von einander liegen, getragen. Die Fahrbahn liegt unten, und sind die Querträger an die unteren Gurtungen befestiget; der Oberrahmen besteht aus Gusseisen und ist über den Mittelpfeilern durch schmiedeiserne Platten verstärkt; die Blechwände selbst haben zum grössten Theile ihrer Länge eine horizontale Obergurte und sind etwa auf ein Viertel der Länge der lichten Weite der Oeffnungen abgesehägt, auch sind diese Blechwände in kurzen Distanzen durch verticale Rippen versteift.

6. Krahnbrücke über den neuen Entwässerungscanal bei Zwolle.

Diese im Zuge der Eisenbahnlinie Zwolle-Meppel liegende und in der holländischen Abtheilung ausgestellt gewesene Brücke ist im Ganzen 73.₀ Meter lang und bildet eine schräge Ueberbrückung von sechs Oeffnungen, von denen fünf mittelst Blechträgern von 1.₁₀ Meter Höhe und 10.₀ Meter senkrechter Lichtweite (72 Klafter Schräge) überbaut wurden.

Die eine Oeffnung ist mit einer Krahnbrücke überbaut, welche 6.₅ Meter senkrechte Lichtweite hat und von der wir weiter unten noch sprechen werden.

Die Blechwände sind in Distanzen von 0.₇₅ Meter durch senkrechte Rippen versteift.

Die Anordnung der Träger, sowie die Lage der Fahrbahn ist auf der Tafel XI ersichtlich gemacht.

Die Pfeiler sind für zwei Geleise angelegt, die eigentliche Ueberbrückung jedoch nur für ein Geleise. Der Bau der Brücke währte vom August 1866 bis zum Juni 1867. Die Blechträger der festen Brücke wiegen 1286.₈₃ Kilogramm pro laufenden Meter.

Die Kosten der ganzen 73.₀ Meter langen Brücke, deren Pfeilerfundirung im Wasser (drei Pfeiler) mittelst Spundwänden und Beton und auf dem Lande mittelst pilotirter Roste stattfand, betragen 65.000 holländische Gulden, wovon auf die Krahnbrücke 3500 fl. entfallen.

Die Brücke ist erbaut von dem Ingenieur Hauptmann J. Kalff und von dem Sectionsingenieur K. H. van Brederode, von welchem in der „Zeitschrift des königlichen Institutes der Ingenieure“ 1869 und 1870, auch eine Beschreibung dieses höchst interessanten Bauwerkes gegeben wurde.

IV. Capitel.

K a s t e n t r ä g e r .

§. 1. Ihre Geschichte.

Nachdem seit Aron Manby von Tipton (1820) und seit dem Baue des Lagerhauses zu Portsmouth die vollen Blechträger mehr-

fach und insbesondere bei Eisenbahnbauten zur Anwendung gelangt waren, stellte sich gar bald heraus, dass die Blechwände der hohen Träger Verdrückungen ausgesetzt seien; man verfiel daher nicht nur auf die schon angedeuteten Wandversteifungen durch senkrechte Rippen, sondern auch auf eine Duplirung der Wände; welche, mit gemeinsamer Ober- und Untergurt versehen, alsdann Kastenträger bildeten, deren Hohlraum zu weiteren Versteifungen ausgenützt werden konnte.

Anfang der Vierziger Jahre führte Stephenson derlei Kastenträger mehrfach aus und wendete er für die Construirung der Obergurte Gusseisen an. Als besondere Beispiele derlei Constructionen von Kastenträgern dienen: die Brücke zu Camden der North-Western Eisenbahn (18 Meter Spannweite, 2.7 Meter Höhe der Wände, gusseiserne Kopfplatte von H -Form); die Eisenbahnbrücke in der Vorstadt Gateshead zu New-Castle u. T. (27.0 Meter Spannweite, 9 Fuss Wandhöhe, Verschraubung der gusseisernen H -förmigen Kopfplatten mit den Fussplatten und den Querträgern) und die Eisenbahnbrücke über die Althorpe-Street (18.0 Meter Spannweite, 1.95 Meter Wandhöhe, 0.75 Meter Breite, H -förmige gusseiserne Kopfplatte, diagonale Versteifung der Wände im Innern des Kastens vermittelt gusseiserner, durchbrochener und gerippter Platten und Auflängung der Querträger an diese Platten durch verkeilte eiserne Stangen). Eine besondere Ausbildung repräsentirt auch die von Stephenson und Fairbairn construirte Court-Street-Brücke in der Eisenbahn Rugby-Leamington; dieses Bauwerk überbrückt unter 47 Grad 50 Minuten mittelst dreier Träger eine Spannweite von 12.6 Meter schief, hat eine H -förmige gusseiserne Obergurte, und haben die Kastenwände eine schräge Stellung, so dass sich der Trägerquerschnitt als Trapez formirt; die Kopfplatte ist, wie auch bei den früher genannten Brücken durch angegossene Querplatten versteift, welche zugleich die Längenverbindung vermitteln.

Die neue Construction fand jedoch gleich in ihrem Entstehen desshalb nicht viel Anklang, weil viele englische Ingenieure sich principiell gegen eine Anwendung des Gusseisens bei Eisenbahnbrücken aussprachen, selbst wenn es nur auf Druck in Anspruch genommen wird. Unterstützt durch die ausgedehnten Versuche, welche anlässlich des damaligen Projectes der Britanniabrücke

gemacht wurden, Versuche, welche das Gusseisen gegen Erschütterungen und Stösse als nicht geeignet erklärten, brach sich die Anwendung des Schmiede Eisens auch in der Construction der Kastenträger Bahn, und datiren seit dem Patente Sir W. Fairbairn's vom 8. October 1846 mehrere solcher neuer Kastenträger, von denen wir nur jene der 1848 von Fairbairn erbauten Brücke der Blackburn-Boltonbahn (18.² Meter Spannweite); dann die von Cubitt construirten Landungsbrücken auf der Schiffswerfte St. Georg in Liverpool (43.²⁸ Meter Spannweite, 1.⁶⁷ Meter, respective 2.⁵⁹ Meter Höhe der halbparabelförmigen Träger); ferner die 50 Grad schiefe Brücke zu Gainsborough über den Trent im Zuge der Manchester-Sheffield-Lincolnshirebahn (46.⁹³ Meter Spannweite, zwei Oeffnungen mittelst continuirlicher Träger von 102.⁴¹ Meter Länge, 3.⁶⁶ Meter Trägerhöhe, 0.⁹⁴ Meter Trägerbreite), des Weiteren die vier von Cubitt construirten Landungsbrücken am Quai des Prinzenplatzes zu Liverpool (34.⁴¹ Meter Trägerlänge und 1.⁵² Meter, respective 3.⁰⁵ Trägerhöhe an den Enden, respective in der Mitte); endlich die von Fowler construirte Torkseybrücke über den Trent (zwei Oeffnungen à 39.⁶² Meter Spannweite, 3.⁰⁵ Meter Trägerhöhe, continuirliche Träger) nennen wollen.

Die aus Blechen construirten Kastenbrücken sind allerdings in der neueren Zeit verdrängt worden, indess bot gerade die Wiener Weltausstellung vom Jahre 1873 auch ein Beispiel ihrer Anwendung in unserer Zeit.

§. 2. *Ausstellungsobjecte.*

Es war nämlich in der dänischen Abtheilung ausgestellt:

Die Brücke über den Knippelbroo im Christianshafen zu Kopenhagen.

Die neue Ueberbrückung des Knippelbroo zu Kopenhagen wurde an Stelle einer alten Verbindung ausgeführt und von der Communalverwaltung der Hafenverwaltung übertragen. Die Firma Barneister und Wain übernahm nach der ministeriellen Genehmigung vom 27. Juli 1867 den Neubau zu 352.400 Reichsthaler, während die ganze Baudurchführung einschliesslich der Beseitigung der alten Werke und einschliesslich des Zuschüttens eines Grabens

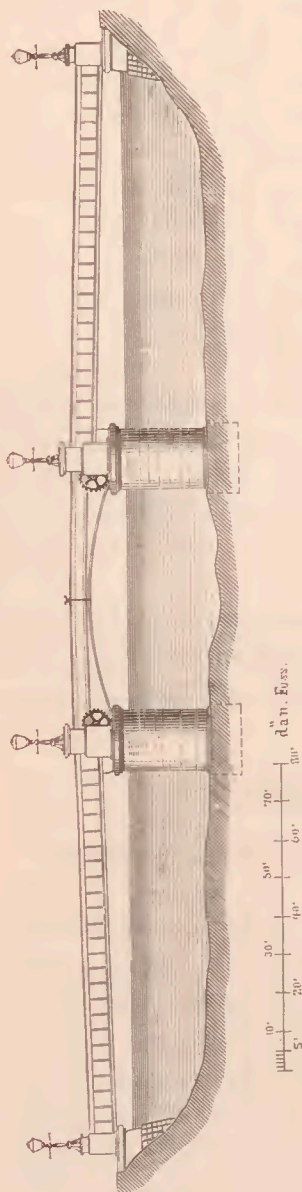
373.704 Reichsthaler gekostet hat. Der Bau wurde von dem bekannten Ingenieur, Hafenbaumeister Herrn Lüders geleitet.

Die Brücke besteht aus drei Oeffnungen, von denen die beiden äusseren 100 Fuss 6 Zoll dänisch und die Mittelöffnung 73 Fuss 2 Zoll dänisch von Mitte zu Mitte der Strompfeiler messen. Die Mittelöffnung ist durch zwei Klappen überbrückt, und werden wir die Construction dieser Klappenbrücke weiter unten in einem gesonderten Abschnitte besprechen, wobei bemerkt wird, dass die Fundirung dieses interessanten Bauwerkes schon früher pag. 119 abgehandelt wurde.

Die Ansicht der ganzen Brücke ist aus der Figur 186 ersichtlich.

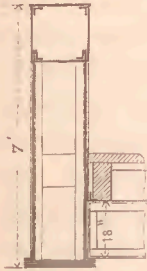
Der Querschnitt der Trägerbalken kennzeichnet sich durch die Construction eines Kastenträgers; derselbe ist 7 Fuss dänisch hoch, 18 Zoll dänisch breit und in Distanzen von 4 zu 4 Fuss durch verticale Winkeleisen versteift; an den Verstärkungsstellen befinden sich auch die Querträger welche eine I-Form besitzen und 18 Zoll hoch sind. Die Fahrbahn dieser Strassenbrücke misst 18 Fuss, jedes Trottoir 6 Fuss; getragen wird dieser Uebergangsweg durch $4\frac{1}{2}$ zöllige Eichenbohlen, und bestehen die Trottoirs aus Steinplatten, die Fahrbahn jedoch aus einer Pflasterung, welche im pulverisirten Asphalt ruht, der wiederum auf einer $\frac{3}{4}$ zölligen eigentlichen, auf Leinwand gestrichenen Asphaltlage angebracht ist. Diese Construction gilt

Fig. 186.



jedoch selbstredend nur für die beiden Seitenöffnungen; die Anordnung des Querschnittes der Kastenträger ist aus der Figur 187

Fig. 187.



ersichtlich. Die Belastung der Brücke betrug bei ihrer Erprobung exclusive des Eigengewichtes 100 dänische Pfund pro Quadratfuss dänisch. Die Querträger der Brücke sind derart construirt, dass jedes von ihnen die Last eines befrachteten Wagens von zusammen 40.000 dänischen Pfund zu tragen vermag.

Bei der erwähnten Erprobung betrug die Durchbiegung der festen Träger $\frac{1}{2}$ Zoll, die Senkung der Klappen $\frac{7}{8}$ Zoll dänisch. Das Object war auf der Ausstellung durch ein Memoire, durch einen Situationsplan, Ansicht, Grundrisse und diverse Durchschnitte sehr detaillirt repräsentirt.

V. Capitel.

Tunnelbrücken.

Die Thatsache, dass der menschliche Geist, welcher die technischen Wissenschaften pflegt und fördert, seinen Dienst niemals, auch dann nicht versagt hat, wenn es sich um Erfüllung von Aufgaben besonderer Schwierigkeit gehandelt hat, ja dass die wesentlichsten Fortschritte auf dem Gebiete der Bautechnik gerade dadurch entstanden sind, dass aussergewöhnliche Forderungen von Fall zu Fall gestellt wurden: diese Thatsache findet auch ihre Bestätigung im Baue versteifter, eiserner Brücken.

Als nämlich im Anfange der Vierziger Jahre die Verwirklichung des Eisenbahnprojectes Chester-Holyhead in Aussicht genommen wurde, entstand die Aufgabe, die Bucht von Conway und die Meerenge von Menai (Menai-straits) in einer Weise zu überbrücken, dass die Seeschiffahrt durchaus nicht gestört werde. Die Admiralität verlangte die Freihaltung eines Rechteckes von 450 englischen Fuss Länge und 105 Fuss Höhe über dem höchsten Wasserstande, liess auch von der Forderung nicht ab, dass die Schiffahrt durch temporäre Gerüste nicht versperrt werden dürfe. Wenn man nun bedenkt, dass es zu jener Zeit nur schwankende Hängebrücken gab, dass eiserne Bogenbrücken in so grosser geforderter Weite nicht existirten,

dass soeben die Ingenieure zu der Erkenntniss gelangten, wie das Gusseisen sich für den Bau von Ueberbrückungen von grosser Spannweite nicht eigne, dass der Walzprocess des Eisens sich eben erst entwickelte und dass der Bau von Blechbrücken und Kasten-trägern zu jener Zeit eben erst im Erwachen begriffen war: so lässt sich füglich erkennen, dass es eines kühnen und eines geschickten Mannes bedurfte, sich an die Realisirung einer Aufgabe zu wagen, deren Schwere dadurch lastete, dass die Theorie des eisernen Brückenbaues noch schlummerte und keine Versuche vorlagen, deren geistiges Gewicht die Gegenlast zu jenem Drucke geboten hätte.

Praktisch, wie es R. Stephenson immer war, vereinte sich dieser Ingenieur mit W. Fairbairn, Hopkinson und Clark (nachdem er seine Idee einer gusseisernen Bogenbrücke von zwei Oeffnungen à 360 Fuss Spannweite, welches er im Jahre 1844 dem Parlamente vorgelegt hatte, und ebenso auch ein zweites Project einer versteiften Hängebrücke, welche in Anregung der 1838 von Rendel erbauten, versteiften Montrose-Kettenbrücke erbaut werden sollte, fallen gelassen hatte) zur Ausführung einer Röhrenbrücke aus vollwandigen Blechen. Gefördert mochte diese Idee wohl dadurch worden sein, dass das zuletzt erwähnte Stephenson'sche Project an einer Röhre, einem hohlen Balken, festhielt, welcher durch Kettenwerke unterstützt wurde.

Der Widerstand Fairbairn's gegen eine solche Combination war Ausschlag gebend in Stephenson's Entschlüssen, befestigte aber jenen der Anwendung einer gänzlich freitragenden Röhre und führte hinsichtlich der Anordnung des Querschnittes einer solchen Röhre zu den sogenannten Hodgkinson'schen Versuchen, welche zwar der Bahngesellschaft 6530 Livres Sterling kosteten, aber Epoche machend für alle kommenden Zeiten wurden, weil sie die Theorie des Querschnittes eiserner Brückenträger inauguirten und sofort auch ihre Nutzenanwendung bei der eben im Gange befindlichen Cultivirung der Blech- und Kastenträger fanden, deren Aufschwung wir schon verzeichneten.

Es ist nicht überflüssig, hier daran zu erinnern, dass die Hodgkinson'schen Versuche die vortheilhaftesten Querschnitte bezüglich Form und Massenvertheilung auf streng empirischem Wege suchten und fanden, und insbesondere erwiesen, dass die Rechtecksform des

Röhrenquerschnittes vortheilhafter, als die Ellipsenform und diese wieder vortheilhafter, als die Kreisform sei, und dass die Praxis der Versuche lehrte, wie der (schmiedeiserne) Obergurt massiger, als der (schmiedeiserne) Untergurt sein müsste. Es zeigten nämlich zuvörderst die Versuche, dass die Tragfähigkeiten bei kreisförmigen, elliptischen und rechteckigem Röhrenquerschnitten sich verhalten wie 13.₀₃:15.₃₀:21.₅₀, also nahezu wie 4:5:7.

Nachdem diese Versuche die Querschnittsform feststellt und die gerundete Röhrenform, wiewohl sie wegen der verminderten Einwirkung des Windes so einladend erschien, für alle Zeiten verbannten, ergaben die weiteren, empirischen Versuche mittelst einer Modellröhre von $\frac{1}{6}$ der wirklichen Brückenlänge nicht nur die oben angedeutete Verwerfung der Aufhängung auf Ketten, sondern auch die schon erwähnte zweckmässige Flächenanordnung in der Ober- und Untergurte auf rein empirischem Wege, indem man die Obergurte mit 24.₀₂ Quadratzoll Querschnitt bei 75 Fuss Spannweite, 4 Fuss 6 Zoll Röhrenhöhe und 2 Fuss 11 Zoll Röhrenbreite constant hielt, und den Querschnitt der Untergurte successive von 8.₈₀ Quadratzoll Fläche bis auf 22.₄₅ Quadratzoll steigerte, bei welchen Querschnitten, die oben durch 8, unten durch 6 Zellen vermittelt waren, man nicht nur die gleiche Festigkeitsgrenze in der Ober- und Untergurte erzielte, sondern auch die Tragkraft (bis zum Brechen) von 79.578 Pfund auf 192.892 Pfund erhöht hatte.

Die auf Grund der vorstehend in Kürze geschilderten Versuche durchgeführte Ausführung der Conway- und Menai-Brücke (welche durch die vorzüglichen Arbeiten von Culmann und Stehlin in der deutschen Literatur niedergelegt worden sind) übergehend, erwähnen wir nur noch die historischen Daten und Dimensionen dieser beiden, epochemachenden Werke.

Beendigung der Hodgkinson'schen Versuche im April 1847.

Conwaybrücke. Erste Niete am 8. April 1847, Vollendung der ersten Röhre am 8. Jänner 1848, Placirung der Röhre am 6. März 1848, erster Probezug durch die Röhre am 18. April 1848, Eröffnung der Linie von Chester bis Bangon am 1. Mai 1848.

Menai- (Britannia-) Brücke. Grundstein am Charfreitage 10. April 1846, Beginn des Röhrenbaues am 10. August 1847, Voll-

endung der Pfeiler und Widerlager am 22. Februar 1849, Vollendung der ersten Röhre am 4. Mai 1848, der zweiten am 23. September 1848, Flüssen der ersten Röhre begonnen am 4. Mai 1848, der zweiten Röhre am 12. October 1848, völlige Placirung der ersten Röhre am 13. October 1849, erste Probefahrt durch Stephenson am 5. März 1850, letzte Inspection durch Capitain Simmons begonnen am 19. October 1850, Eröffnung der Brücke am 21. October 1850.

Die hauptsächlichsten Dimensionen (englisches Maass) beider Brücken sind die folgenden:

Gegenstand	Britannia	Conway
Grösste Spannweite im Lichten, Fuss	460	400
Höhe der Röhre in der Mitte, Fuss	30	25½
„ „ „ auf den Zwischenpfeilern Fuss	27	—
„ „ „ an den Enden, Fuss	23	22½
Grösste Breite der Röhre, Fuss	14 ² / ₃	14 ² / ₃
Ganze Röhrenlänge für ein Geleise, Fuss . .	1.524	424
Zahl der Oeffnungen	4	1
Nieten in einer Röhre entlang des ganzen Brückengeleises	882.000	240.000
Berechnetes Gewicht, Tonnen	10.570	2.892
Auflager auf dem Mittelpfeiler, Fuss	45	—
„ „ den Landpfeilern, Fuss	32	—
„ „ „ Widerlagern, Fuss	17½	12
Höhe über den Wasserspiegel, Meter	40	—
Kubatur des Mauerwerkes, Kubikmeter . .	70.000	—

Bezüglich der Festigkeitscoefficienten ist zu bemerken, dass die Conwaybrücke im belasteten Zustande den Quadratzoll Eisen im Boden mit 6.2, in der Decke mit 5.2 Tonnen in Anspruch nimmt; die Mittelöffnung der grossen Menaibrücke beansprucht in ihrer Mitte den Quadratzoll Eisen mit 3.5 respective 3.76 Tonnen; über den Seitenpfeilern beträgt daselbst die Belastung pro Quadratzoll englisch 4.39 respective 6.37 Tonnen.

Die Kosten für das Eisenwerk beider Brücken betragen rund 500.000 £, also pro laufenden Fuss eingleisiger Röhre (3048 + 848 Fuss) 128.₃ £ oder pro laufenden Meter = 4418 fl. österr. Währ. Das berechnete Gewicht beträgt pro laufenden Meter solcher Röhre 226.₆ Zolleentner.

Ein drittes grosses Werk aus dem Gebiete der Tunnelbrücken ist bekanntlich die Victoriabrücke über den St. Lorenzo-Strom bei Montreal in Canada.

Zu diesem kühnen Bauwerke wurden umfangreiche Studien betreffs der geeigneten Uebergangsstelle vorgenommen, so unter Andern: 1846 von Morton, 1847 von Gay, 1849 von Gzowski und 1851 von Keifer.

In ein bestimmtes Stadium trat das Project einer Ueberbrückung des Lorenzostromes aber erst, nachdem die Regierung 1852 die Herren Morton Petto, Thomas Brassey und E. Ladd-Betts zur Vorlegung eines bestimmten Planes aufgefordert hatte, welcher unter Mitwirkung von Jackson und Ross geliefert wurde. Stephenson wurde zur Prüfung dieses Projectes 1853 nach Amerika berufen und wurde nun festgestellt, die von Ross vorgeschlagene Tunnelbrücke an einer Stelle zu erbauen, wo der Fluss 9144 Fuss Breite und eine Wassertiefe zwischen 9 und 15 Fuss besass. Der felsige Untergrund gegen die Ufer, der bis 12 Fuss Höhe wechselnde Wasserstand, die höchst ungünstigen Eisverhältnisse, die Länge des Bauwerkes und die ausserordentliche Stromgeschwindigkeit, welche mit 3.₅ Meter pro Secunde festgestellt wurde, endlich die Aufgabe, in der Mitte des Werkes eine bedeutende Spannweite herzustellen, haben diesem Brückenbaue zur Zeit seiner Herstellung die Aufmerksamkeit aller Ingenieure der Welt zugezogen.

Die Brücke ruht auf 24 Pfeilern, welche im Vereine mit den Widerlagern 25 Oeffnungen bilden, von denen die mittelste 100.₆ Meter Spannweite misst und die anderen zwischen 72.₈ und 75.₃ Meter betragen; die Pfeiler enthalten zugleich vorgemauerte Eisbrecher; die zwei mittleren Pfeiler haben in der Mittelwasserlinie 28 Fuss (englisch), oben 24 Fuss Stärke; die 22 anderen Pfeiler messen 18 Fuss, respective 16 Fuss Stärke und in der Wasserlinie messen alle Pfeiler 90 Fuss Länge, während sie unter der Eisenconstruktion 33 Fuss Grundrisslänge besitzen.

Die Tunnelröhre hat eine lichte Weite von 16 Fuss (4.⁸⁸ Meter), also 3.²⁹ Meter mehr als die in Canada übliche Spurweite von 5 Fuss 6 Zoll (1.⁶⁸ Meter); die Röhre steigt nach der Mitte der Brücke zu mit 1 : 130 an und liegt an den Ufern 36 Fuss (10.⁹⁷ Meter), in der Mitte 60 Fuss (18.²⁹ Meter) über Mittelwasser; die Höhe der Röhren beträgt an ihren Enden 19 Fuss (5.⁷⁹ Meter), in der Mitte 22 Fuss 6 Zoll (6.⁸⁶ Meter), und ist ihre Construction für die Mittelöffnung die gleiche, wie bei der Britanniabrücke; die anderen Oeffnungen enthalten aber keine Zellen, sondern nur Rippen aus T-Eisen; die Röhre der Mittelöffnung wird mit einem Gewichte von 120 Zollcentner pro laufenden Meter (nach Laissle und Schübler) angegeben.

Der erste Fangdamm wurde am 24. Mai 1854 errichtet; der Grundstein am 20. Juli 1854 gelegt; die Eröffnung erfolgte am 17. December 1859. Das Gewicht des Eisens beträgt 9044 Tonnen, die Zahl der Niete 1,540.000, das Mauerwerk misst 2,713.095 englische Kubikfuss (76.835 Kubikmeter).

Die Kosten des Mauerwerkes betragen 1,000.000 £; jene des Eisenbaues 400.000 £; die ganze Brücke kostet also 1,400.000 £.

Wiewohl die hier verzeichneten drei Tunnelbrücken eine weitere Nachahmung bei den grossen Eisenbrücken der folgenden Zeit nur sehr vereinzelt gefunden haben, auch das Gebiet der Tunnelbrücken auf der Wiener Weltausstellung keine Vertretung gefunden hat, so konnte dasselbe, weil es eines der wesentlichsten Stadien in der Entwicklung des Baues eiserner Brücken bildet, ja als die Ausgangsstelle des modernen Baues grosser, eiserner Flussbrücken angesehen werden muss, in der vorliegenden Darstellung um so weniger übergangen werden, als die in der nachstehenden Tabelle der Hauptdimensionen und der Kosten grosser, eiserner Flussüberbrückungen verzeichneten materiellen Erfolge recht anschaulich nachweisen, welch' bedeutsamen Fortschritt der Bau solcher Brücken seit zwanzig Jahren gemacht hat.

Positionsnummer	Benennung der Brücke	Zahl der Geleise	Totallänge, Meter	Maximale Spannweite, Meter	Gewicht pro laufenden Meter in der grössten Spannweite, Kilogramm	Kosten pro laufend. Meter der ganzen Brücke, fl. ö. W.
1	Conway- und Menaibrücke (1848)	2	593.8	140.2	22,660	8,836
2	Weserbrücke (Bremen-Oldenburg) (1867)	2	193.0	46.8	5,526	2,800
3	Leek bei Kuilenburg (1868)	2	665.9	150.0	13,951	3,687
4	Hämerten (1868)	2	—	63.2	—	1,422
5	Elbebrücke bei Magdeburg (1869)	2	671.3	62.8	—	1,567
6	Donaustrombrücke bei Stadlau (1870)	2	398.3	75.9	5,373	3,360
7	König-Wilhelm-Brücke bei Hamm (1870)	2	829.0	103.5	6,320	2,135
8	Weserstrombrücke (Venlo-Hamburg) (1872)	2	570.0	60.7	4,591	1,347
9	Donaubrücke der Kaiser-Ferdinands-Nordbahn (1874)	2	770.0	81.8	6,293	3,286
10	Victoriabrücke bei Montreal (1854)	1	2,790.0	100.6	6,000	5,018
11	Bugbrücke bei Teresopol (1868)	1	290.0	72.6	3,362	2,700
12	Bommelbrücke (1869)	1	615.0	124.3	6,570	4,375
13	Theissbrücke bei Algyö (1870)	1	368.0	104.4	4,406	—
14	Iglava-Viaduct (1870)	1	373.7	62.7	2,811	2,074
15	Ohiobrücke bei Louisville (1870)	1	1,615.0	122.0	6,200	2,110
16	Donaubrücke der Oesterr. Nordwestbahn (1872)	1	778.5	82.2	3,280	—
17	Thaya-Viaduct bei Znaim (1872)	1	220.0	60.0	2,550	2,818
18	Elbebrücke der Oesterr. Nordwestbahn bei Tetschen (1873)	1	201.1	100.0	4,270	3,679
19	Moerdijkbrücke (1872)	1	1,470.0	100.0	4,510	2,991
20	St. Charles-Brücke über den Missouri	1	1,993.2	98.0	—	1,934
21	Varrugas-Viaduct (1872)	1	175.3	—	—	1,955
22	Taybrücke bei Dundee (1873)	1	3,145.4	61.0	—	—

VI. Capitel.

Gitterträger und ihre Geschichte.

I. Gruppe.

Gitterträger mit parallelen Gurtungen.

Bekanntlich hat jeder Gitterträger (bei Festhaltung dieser gewohnten Nomenclatur) drei wesentliche Bestandtheile: die Obergurte, die Untergurte und die Verbindung beider, nämlich die Füllung. Gitterträger mit parallelen Gurtungen unterscheiden sich also untereinander nur durch die Füllung und besteht dieselbe entweder aus einem sogenannten Gitterwerke, oder aus einem sogenannten Fachwerke. Das Gitterwerk ist eine starre, aber durchbrochene Wand von selbständigem Zusammenhange; das Fachwerk dagegen ist eine solche Ausfachung eines Rahmens, welche ohne denselben (hier Ober- und Untergurte) weder Starrheit, noch selbständige Tragfähigkeit besitzt: die Form und Grösse der Maschen, welche erst durch ihre Mehrzahl ein Netzwerk werden, ist weder ein Criterium für Gitter noch für Fachwerk, sondern lediglich Specialsache eingehender, theoretischer Untersuchungen.

Hiernach lassen sich zuvörderst die Gitterträger mit parallelen Gurtungen in Gitterwerksträger und in Fachwerksträger trennen.

§. 1. Gitterwerksträger.

Obzwar man die geistige Schaffung eiserner Gitterwerksträger schon auf die Construction von Sir G. Smart zurückführen kann, welche im Jahre 1824 patentirt wurde und welche im Wesentlichen darin bestand, dass die Füllung durch sich kreuzende und unter etwa 18 Grad geneigte Stäbe, die an den Kreuzungsstellen verbolzt waren, und durch eine Verticalversteifung hergestellt wurde: so muss man doch die heutigen Gitterwerksträger als eine Nachahmung der amerikanischen Lattenbrücken (lattice-work) bezeichnen, welche Town schon anfangs der Dreissiger Jahre ausgebildet hat, und deren Theorie und hervorragende, praktische Beispiele uns unter Andern

von K. Culmann in den Ergebnissen seiner 1849 bis 1850 im Auftrage der königlich-bayerischen Regierung unternommenen Reise nach den Vereinigten Staaten (Förster, „Bauzeitung“, 1851) geschildert worden sind.

Namentlich waren es die zwei grossen, schon früher (pag. 130) erwähnten Werke von Town in der New-York-Harlemer Eisenbahnlinie und zu Richmond in Virginien, welche wegen ihrer bedeutenden Spannweiten (33.⁵³ Meter, respective 46.⁶³ Meter) Vertrauen einflössend, zur Anwendung eiserner Gitterbrücken in einer Zeit aufmunterten, wo der Walzprocess des Eisens durch die Barren- und Blechbrücken schon wesentlich gefördert worden war, und wo die Kastenträger schon den sichtbaren Eindruck der Materialverschwendung bei vollen Blechwänden machten, eine Verschwendung, die uns in jüngster Zeit Prof. Dr. E. Winkler sehr lehrreich durch die folgende Tabelle generell übersichtlich gemacht hat.

Spannweite, Meter	Blechträger	Gitterträger
	pro 1 Geleise 2 Träger	pro 1 Geleise 1 Träger
10	1.05	1.00
20	1.11	1.02
30	1.17	1.04
40	1.23	1.06
50	1.30	1.08
60	1.36	1.10

Die ersten Gitterwerksträger in Eisen wurden in England schon im Beginne der Vierziger Jahre, jedoch nur bei kleinen Spannweiten angewendet und erscheint als erstes grösseres Werk 1845 in England die Royal-Canal-Brücke im Zuge der Dublin-Drogheda-Eisenbahn von 42.⁶⁷ Meter Spannweite, zwei Geleisen und drei Trägern à 5.³⁴ Meter Höhe, ein Werk, welches jedoch zu schwach in seinen Wänden und ohne Versteifung gegen seitliche Ausbiegung construiert war.

Fast gleichzeitig, nämlich 1846 trat der Altmeister Henz zu Zwecken deutscher Eisenbahnbrücken mit Versuchen auf, das

Town'sche Holzbrückensystem, welches noch bei der Ruhrbrücke zu Altstaven mit fünf Oeffnungen à 100 Fuss preussisch weiten und 12 Fuss 8 Zoll hohen Gitterwänden ausgeführt wurde, in Eisen nachzubilden. Wie uns der gegenwärtige preussische Ober-Baudirector T. h. Weiss haupt in seiner bekannten Arbeit über die Gitterbrücken der preussischen Eisenbahnen auseinandersetzt, war dieses Streben vom besten Erfolge begleitet und um so höher anzuschlagen, als zu jener Zeit auf den hannövrishen Linien nur vorzugsweise die Durchbildung von Blechträgern cultivirt wurde.


Die erste Anwendung eiserner Gitterwände in Deutschland, dessen Ingenieure auf dem Gebiete der Theorie und im Baue eiserner Brücken später so Grosses leisteten, erfolgte bei einigen Wegunterführungen und bei der Neussebrücke zu Guben, woselbst die 32 Fuss preussisch weiten Oeffnungen ein geflochtenes Gitterwerk erhielten, dessen Ober- und Untergurte aus quer liegenden, mit ihrer Basis zusammengenieteten Vignoleschienen bestanden.

Diese Flechtwerke wurden jedoch wieder aufgegeben und die gewöhnlichen Gitterwerke durch Vermittelung von Winkeleisen an der Ober- und Untergurte hergestellt. Es folgten nach diesem Principe die Erbauungen der schiefen Havelbrücke bei Potsdam (12.55 Meter Spannweite), der Elbebrücken bei Magdeburg (bis 21.44 Meter Spannweite), der zweiten Geleisebrücke bei Altstaden (31.38 Meter Spannweite), der Oderbrücken in der Küstriner Bahn (bis 24.48 Meter Spannweite), der Brücken in der Magdeburg-Leipziger Linie (bis 14.75 Meter Spannweite) und der in derselben Linie vorfindlichen Saalebrücke bei Grizehna (29 Oeffnungen à 48 Fuss = 15.06 Meter Weite von Mitte zu Mitte der Pfeiler), der Brücken der Berlin-Hamburger Linie (bis 47 Fuss Spannweite), der Küttdowbrücke bei Schneidemühl (50 Fuss Spannweite), der Brücken über die Elbing und Radaune (40 Fuss Spannweite) und auch jene der Brücken über den Danziger Festungsgraben (60 Fuss und 64½ Fuss preussisch Spannweite).

Einen Anstoss ganz wesentlicher Natur zu der Verwendung von Gitterwerksbrücken bei sehr grossen Spannweiten gaben bekanntlich die mit dem Gesetze vom 7. December 1849 beschlossenen Brückenbauten über die Weichsel bei Dirschau und über die Nogat bei Marienburg, erstere sechs Oeffnungen à 121.13 Meter, letztere

zwei Oeffnungen à 97.₉ Meter Spannweite, welche in den Jahren 1850 begonnen und von Lentze so ausführlich (1855) beschrieben wurden.

Eingehende theoretische Betrachtungen über diese Werke, Anordnung continuirlicher Träger über je zwei Oeffnungen, Höhe der Tragwände (Dirsehan 11.₈₃ Meter, Marienburg 6.₄₃ Meter), Versteifung durch Verticale und Zusammendrängung derselben an den Stützstellen, zellenförmige Anordnung der Gurten und Disposition der Querträger: dies sind die wesentlichsten Merkmale, welche diese beiden Bauwerke von älteren unterscheiden.

Eine nicht unwesentlich verschiedene Auffassung im Baue eiserner Gitterwerksträger, deren Theorie unterdessen bedeutsam durch die Arbeiten von Culmann (1851) und W. Schwedler (1851) gefördert worden war, trat anlässlich der von Ruppert geleiteten und unter der Assistenz der Ingenieure Möglich und H. Schmidt ausgeführten Reconstruction der am 1. August 1851 eingestürzten gusseisernen Bogenbrücke über die Kinzig bei Offen burg hervor. Dieser Fluss wurde in einer Spannweite von 210.₀₁ Fuss badisch = 63.₀ Meter mittelst dreier 6.₂₈ Meter hoher Träger überbrückt (vollendet 1. März 1853), welche nach dem Muster der vorhin genannten Dubliner Royalbrücke aufgefasst, einer verticalen Versteifung entbehren, dagegen massigere Dimensionen und horizontale, mit den Gurten parallellaufende Längsversteifungen aus -Eisen, ferner als Querträger Sprengwerke aus Vignolschienen mit aufgehobenem Horizontalschube durch Zugeisen besitzen.

Hatte schon der Bau der Britannia- und Conwaybrücke, sowie die Bruneſche Chepstower Brücke wegen der grossen angewendeten Spannweiten (140.₃ Meter, 122.₀ Meter, 91.₄₄ Meter) mit Recht grosses Aufsehen erregt, so war dies noch mehr durch die drei soeben genannten, deutschen Bauwerke der Fall, die eine Errungenschaft der Theorie, den Bau von Gitterwerksträgern nun nachgerade zur Modesache machten und selbst Blechträger bei kleinen Spannweiten, Blechkastenträger aber fast durchwegs, und letztere mit Recht verdrängten.

Es folgte nunmehr eine grosse Reihe Erbauungen von Gitterwerksträgern, aus welcher wir nur die folgenden Beispiele hervorheben:

1) 1853. Strassenbrücke über den Oos in Baden-Baden, erbaut von Keller (eine Oeffnung mit 12.0 Meter Spannweite).

2) 1853—1856, Sitterbrücke bei St. Gallen, erbaut von Etzel (zwei Oeffnungen à 38.4 Meter und zwei Oeffnungen à 36.24 Meter Spannweite).

3) 1855, Brücke über den Boynefluss bei Drogheda in England im Zuge der Dublin-Belfastbahn, erbaut von James Barton (drei Oeffnungen, zwei à 42.97 Meter und eine à 31.38 Meter Spannweite).

4) 1855—1859, Rheinbrücke bei Cöln, erbaut von Lohse (vier Oeffnungen à 98.22 Meter Spannweite).

5) 1856—1859, Aarbrücke bei Bern, erbaut von Etzel (eine Mittelöffnung à 57.2 Meter, zwei Seitenöffnungen à 50.0 Meter Spannweite).

6) 1857—1862, Saanebrücke bei Freiburg, erbaut von Etzel (fünf Oeffnungen à 48.8 Meter und zwei äussere Oeffnungen à 44.92 Meter Spannweite).

7) 1858—1860, Rheinbrücke bei Kehl (drei Oeffnungen à 56.0 Meter Spannweite und zwei Drehbrückenöffnungen à 26.0 Meter Spannweite).

8) 1858, Eipelbrücke in Ungarn, erbaut von Ruppert, unter Mitwirkung von Köstlin und H. Schmidt (eine Mittelöffnung à 56.88 Meter und drei Oeffnungen à 44.24 Meter Spannweite).

9) 1858, Granbrücke in Ungarn, erbaut von Ruppert, unter Mitwirkung von Köstlin und H. Schmidt (eine Mittelöffnung à 50.56 Meter und drei Seitenöffnungen à 43.23 Meter Spannweite).

10) 1860—1861, Brücken der Petersburg-Warschauer Eisenbahn zusammen 2694.3 Meter lang, mit zusammen 137 Oeffnungen.

11) 1863—1864, Blackfriarsbrücke über die Themse zu London, im Zuge der Chatam-Dowerlinie, erbaut von Cubitt (fünf Oeffnungen, eine à 62.48 Meter, zwei à 51.66 Meter und zwei à 59.33 Meter Weite von Mitte zu Mitte der Pfeiler).

12) 1865—1866, schiefe Eisenbahnbrücke über den Sicherheitshafen zu Bremen, erbaut von Berg (zwei Oeffnungen à 31.974 Meter Lichtweite, continuirlich 72.132 Meter lang, zwei Träger à 3.353 Meter hoch und eine Drehöffnung 19.97 Meter licht).

13) 1868—1869, Bugbrücke bei Terespol in der Eisenbahn Terespol-Brest, erbaut von Chrzanowski (zwei Oeffnungen à 69.525 Meter

und zwei Oeffnungen à 69.4 Meter Lichtweite, Gesamtlänge 290.17 Meter).

14) 1868—1870, Staatsbahnbrücke über die Donau in Wien (Stadlau), erbaut von Ruppert und H. Schmidt, construirt zu Crenzot (vier Hauptöffnungen à 79.666 Meter und eine Hauptöffnung à 77.766 Meter Weite von Mitte zu Mitte Pfeiler, acht Seitenöffnungen à 36.289 Meter zu 36.925 Meter und eine Seitenöffnung zu 35.024 Meter Weite von Mitte zu Mitte Pfeiler).

15) 1871—1876. Rudolph- oder Reichsstrassenbrücke zu Wien (vier Stromöffnungen à 79.97 Meter Lichtweite, 3.79 Meter Pfeilerstärke, linksseitig vier, rechtsseitig sechzehn gewölbte Oeffnungen).

Ueberblickt man die bisher genannten Beispiele von grösseren Gitterwerksträgern, so lässt sich die technische Durchbildung derselben kurz, wie folgt, zusammenfassen :

a) Durchbildung der Gurte.

Nachdem der Versuch der Verwendung von Schienen (Guben) vereinzelt geblieben war, wendete man gusseiserne Platten in der Obergurte (Altstaden) an und ging darauf zum Gebrauche des Schmiede Eisens in beiden Gurten über; es folgte nunmehr die zellenförmige Anordnung, entsprechend der Inanspruchnahme (Dirschau) und dieser die vollkommen ausgebildete, mehrfach combinirte Form der Gurtungen, wie solche durch horizontale und verticale Bleche in Verbindung mit Winkeleisen in der mannigfachsten Weise (z. B. Kinzig \perp , Köln Π , Stadlau Γ u. s. w.) auftreten. Auch die Theorie griff bezüglich der Querschnittsvertheilung in der Gurte Platz und verfolgte ihre Zwecke theils durch zellenförmige Anordnung, theils durch Vermehrung der Bleche, wie auch, entsprechend der Beanspruchung, durch die örtliche Lage dieser Verstärkungen.

b) Durchbildung der Füllung.

Den Füllungen der Gitterwände aus gleich starken, flachen Stäben (Royal-Canal-Brücke, Kinzig) folgten jene aus ungleich starken, flachen Stäben, welche so dimensionirt und placirt wurden, dass die Wand überall möglichst gleichen Widerstand ergebe (z. B. Dirschau, Marienburg, Cöln, Kehl u. s. w.). Zur Vermehrung des Widerstandes der Wand, besonders angeregt in Folge der Ver-

biegungen der Royal-Canal-Brücke wurden auch Verticalen und zwar in verschiedener Vertheilung derselben (Dirschau, Marienburg, Köln, Kehl u. s. w.), entsprechend den theoretischen Fortschritten, angewendet. Die unterdessen zum Durchbruche gelangte Klarheit in der Inanspruchnahme der Stäbe, bezüglich Druck und Zug, führte zur Verstärkung, respective Versteifung der Stäbe (z. B. Saaneviaduct und Blackfriarsbrücke \sqsubset -Form u. s. w.), und zu deren theoretisch richtiger Stellung und Vertheilung in der Gitterwand, nicht weiter zu gedenken jener Constructionen, welche die \cup -Form auch auf Zug in Anspruch nehmen (Gran, Eipel).

Ein wesentlicher Factor der Durchbildung der Füllung der Gitterwände liegt bekanntlich in der Vergrößerung der Maschenweite. Während alle Gitterwerke der ältesten Zeit engmaschig sind (Royal-Canal, Brücken der ersten preussischen Bahnen, Kinzig, Dirschau, Marienburg, Cöln, Kehl, Sitter, Aar u. s. w.), brach sich der Gedanke der Materialersparung durch den Gebrauch weiter Maschen in demselben Maassstabe Bahn, als die Theorie ihre Fortschritte bezüglich der Kräftewirkung kundgab, und damit jene in der praktischen Ausführung liegende Unsicherheit einer scharfen Berechnung aufhob, welche, in dem Wesen eines steif vernieteten Engmaschensystemes liegend, eben die Ursache der Materialverschwendung ist; Beispiele von weitmaschigen Gitterwerksbrücken sind unter Anderem: Freiburg, Eipel, Gran, Blackfriars.

Die Ausbildung der Verticalen bezüglich ihres Querschnittes und ihrer Vertheilung sind unter Anderem durch die Beispiele von Dirschau, Marienburg, Cöln u. s. w. gekennzeichnet.

Was die Kuppelung mehrerer Gitter zu einer Tragwand betrifft, so bieten die Beispiele von Drogheda, Cöln und Blackfriars genügende Erläuterung.

c) Querverbindungen.

Anbelangend die Windverstreben; die Querverbindungen der Träger, oben liegend (Cöln, Drogheda, Stadlau u. s. w.), über die ganze Höhe vertheilt (Saane); und des Weiteren die Querträger: so haben diese Constructionbestandtheile in demselben Maasse ihre Entwicklung gefunden, als der Bau eiserner Brücken sich

überhaupt in Theorie und Praxis verfeinerte. Speciell die Querträger betreffend, ist der hölzernen Querträger (Guben), dann der schon oben erwähnten Anwendung von Sprengwerken aus Schienen (Kinzig), der gusseisernen, armirten Balken (Brücken der ersten preussischen Bahnen), ferner der Blechträger (Grizehna, Köln, Kehl, Sitter, Aar, Eipel, Gran u. s. w.) und endlich der Gitterträger (Altstaden, Dirschau, Marienburg u. s. w.) zu gedenken, wobei zu bemerken, dass der Blechträger heute die bei Querträgern übliche Form ist.

§. 2. Fachwerksträger.

Wir finden unseres Wissens in der deutschen Literatur eine der ersten theoretischen Auseinandersetzungen über die Fachwerke gerade in K. Culmann's vortrefflicher Arbeit über die amerikanischen Brücken und in diesem höchst interessanten, und schon früher citirten Aufsätze zugleich den Belag für die Thatsache, dass jene hölzernen, amerikanischen Brücken wohl als Ausgangspunkte für unsere heutigen Fachwerksbrücken zu betrachten sind. Die Inanspruchnahme, Stellung, Vertheilung und Gruppierung der die Ober- und Untergurte ausfachenden Streben sind immer das Resultat verschiedener theoretischer Betrachtungen, welche zwar zu individuellen Formen oder sogenannten Systemen geführt, immer aber den gemeinsamen Zweck verfolgt haben, durch richtige Erkenntniss der wirkenden Kräfte bei gleicher Sicherheit die höchste Materialersparung in dem Träger zu erzielen. Es ist also das Fachwerk eine weit feinere, praktische Verfolgung der Theorie, als das Gitterwerk, indem es die erkannten Kräfte in ganz präzise Bahnen lenkt und nur damit gegenüber dem Gitterwerke Material erspart.

Verfolgen wir in grossen Zügen die Entwicklung des Fachwerkbaues in Eisen, so haben wir vor Allem:

1. des Systemes Neville zu gedenken, welches 1846 in Belgien eingeführt wurde. Mehrere Canäle und kleinere Flüsse wurden in der Charleroi-Erquelinesbahn, besonders aber die Sambre (21.6 Meter Spannweite) mittelst dieses Systemes überbrückt. Obschon durch das Ergebniss amtlicher Durchbiegungsversuche in Belgien nicht sehr beliebt, brach sich dieses System (welches bekanntlich in der Anwendung gleichschenkliger, schmied-

eiserner Dreiecke und in einer eigenthümlichen Längskuppelung derselben, auch in der Anwendung einer gusseisernen, gestückten Obergurte besteht und bei seinem Auftreten durch die Kuppelung und Verzwängung aller Trägertheile ein gewisses Aufsehen machte) dennoch in Frankreich, Italien, England, Deutschland und namentlich in Oesterreich Bahn; Culmann gab jedoch schon 1852 auf Grund seiner Reise nach Nordamerika eine abfällige Kritik und illustrierte insbesondere in sehr praktischer Weise schon damals die Verschiebbarkeit der Dreiecksverbindungen und die dadurch hervorgerufene aussergewöhnliche Inanspruchnahme der Langschienen. Im Nachfolgenden erwähnen wir hier nur einige Beispiele der Anwendung dieses Systemes:

1) Strassenbrücke über die Ruppel zwischen Boom und Petit-Willebroek (acht Oeffnungen und zwar sechs à 26.5 Meter, eine à 25.43 Meter Spannweite, die letzte Oeffnung Drehbrücke).

2) Brücke über die Bečva bei Prerau in der Kaiser Ferdinands-Nordbahn (fünf Oeffnungen à 19.91 Meter Spannweite).

3) Gumpendorfer Brücke über den Wienfluss in Wien (20.22 Meter Spannweite).

4) Karolinenbrücke über den Wienfluss in Wien (36.17 Meter Spannweite).

5) Elbebrücke bei Leitmeritz, Strassenbrücke (fünf Oeffnungen à 40.92 Meter Spannweite).

Eine grosse Verbreitung hat indessen das System Neville, welches gegenwärtig wohl fast nirgends mehr angewendet wird, überhaupt nicht gefunden, zumal es

2. durch das System Warren (1849) schon nach seinem Auftreten verdrängt wurde, indem Capitän Warren seine gleichschenkligen Dreiecke an eine zusammenhängendere Obergurte knüpfte, seine Stäbe auf Zug und Druck durch die Wahl entsprechender Querschnitte einrichtete und eine weit rationellere Detailverbindung in die Construction brachte. Das System wurde auch zu weit grösseren Spannweiten, wie das Neville'sche und namentlich auch vielfach zu Eisenbahnbrücken verwendet und besonders in Amerika, in England und in Indien ausgeführt.

Als Beispiele erwähnen wir:

1) die Trentbrücke bei Newark in der Great-Northern-Bahn, erbaut 1851 von Cubitt (eine Oeffnung à 73.3 Meter Spannweite);

2) den Crumlinviaduct in der Newport-Hereford-Eisenbahn, 1853 gänzlich in Schmiedeisen erbaut von den Constructeuren Liddle und Gordon (zehn Oeffnungen à 45.72 Meter Weite von Mitte zu Mitte der eisernen Pfeiler, 498.04 Meter Gesamtlänge); und

3) die Brücken über den Ohio bei Louisville, erbaut von Fink (112.85 Meter, respective 122 Meter Spannweite), mit 18.6 Meter entfernten Hauptknotenpunkten und secundären Dreiecken.

Eine weitere Anwendung der Systeme amerikanischer Holzbrücken in Eisen besteht

3. in dem Systeme Jones. Dasselbe ist den Howe'schen Trägern nachgebildet, hat eine Obergurte aus Gusseisen, eine Untergurte aus Schmiedeisen, Hängestangen aus Rundeisen, schmied- oder gusseiserne Streben und doppelte, sogenannte Hauptstreben: als Beispiel dieser wohl nur in Amerika angewendeten Construction dient die Canalbrücke in der Lehigh-Avenue zu Philadelphia; 30.48 Meter Spannweite.

Eine andere Nachahmung des Howe'schen Systemes fand bekanntlich

4. mit dem System Schifkorn, und zwar nur in Oesterreich statt. Dasselbe tauchte schon 1854 auf, wurde schon 1855 in Wien mit 9.5 Meter Lichtweite verwendet, und gelangte 1857 zuerst bei grossen Spannweiten zur Ausführung. Es besteht aus zerstückter, gusseiserner, durch schmiedeiserne, starke Bänder zusammengehaltener Obergurte; aus gusseisernen, in den Knotenpunkten lose zusammenstossenden Streben; durchlaufender, schmiedeiserner Untergurte und aus schmiedeisernen verticalen Zugstangen; ist öfters ein-, öfters zweietagig gegittert und im letzteren Falle vermitteltst einer schmiedeisernen, durchlaufenden Mittelgurte gekuppelt, und sind die einzelnen Tragwände aus mehrfachen (zwei bis vier) Gittern zusammengesetzt.

Bestechend durch leichte Herstellbarkeit und Billigkeit wegen der vielfachen Anwendung des Gusseisens, sowie durch die leichte Transportabilität und Aufstellung, verbreitete sich das System in Oesterreich auffällig raseh; zur Zeit seines Entstehens war jedoch

die Theorie des Baues eiserner Brücken schon so hoch ausgebildet, dass die Fachmänner Oesterreichs ihre Bedenken laut werden liessen, und sind es insbesondere Bukovský und Hornbostel, welche es schon 1865 angriffen.

Der bekannte Einsturz der Pruthbrücke bei Czernowitz am 4. März 1868 führte in Folge der eigenen Initiative des österreichischen Ingenieur- und Architektenvereines vom 7. März 1868 zu einem Exposé desselben, welches das System für Zwecke des Eisenbahnbaues zur Gänze verwarf.

Die bedeutenderen Brücken dieses Systemes sind:

1) Iserbrücke bei Rakaus, Linie Reichenberg-Pardubitz (sieben Oeffnungen à 24.⁶⁵ Meter Spannweite), erbaut 1857—1858;

2) Moldaubrücke bei Kralup, Linie Kralup-Turnau (vier Oeffnungen à 47.⁴ Meter Spannweite, zweifache Gitterwand), erbaut 1864;

3) Pruthbrücke bei Czernowitz (vier Oeffnungen à 57.⁸⁵ Meter Spannweite, zweifaches Gitterwerk), erbaut 1865, eingestürzt am 4. März 1868;

4) Brücke bei Böhmis ch - L e i p a in der böhmischen Nordbahn, 18.⁹⁶⁵ Meter Spannweite $\left(\frac{1}{955} \right.$ Einsenkung bei der Erprobung $\left. \right)$, erbaut 1867;

5) Polzenbrücke bei Bensen in der böhmischen Nordbahn $\left(37.^{930}} Meter Spannweite, Einsenkung $\frac{1}{1050} \right)$, erbaut 1867;$

Brücke bei T h e r e s i e n a u in der böhmischen Nordbahn. $\left(37.^{930}} Meter Spannweite, Einsenkung $\frac{1}{992} \right)$, erbaut 1867;$

7) Polzenbrücke bei Tetschen in der böhmischen Nordbahn $\left(37.^{930}} Meter Spannweite, Einsenkung $\frac{1}{992} \right)$, erbaut 1867;$

8) Elbebrücke bei Tetschen in der böhmischen Nordbahn $\left(53.^{576}} Meter Spannweite, Einsenkung $\frac{1}{990} \right)$, erbaut 1867;$

9) Elbebrücke bei Tetschen (anstossend an die vorige), in der böhmischen Nordbahn (34.³⁷ Meter Spannweite, Einsenkung $\frac{1}{2000}$), erbaut 1867.

5. System Rider. Dieses System ist in seiner Wesenheit eine Nachahmung in Eisen der im Jahre 1829 aufgetretenen, von dem Erfinder 1841, dann von Gauss 1842 und von Culmann 1851 näher beschriebenen und theoretisch entwickelten hölzernen Brücken von Long, und wandte Rider sein System schon 1850 an; es besteht dasselbe aus gusseiserner Obergurte, gusseisernen Verticalen, schmiedeiserner Untergurt und schmiedeisernen Diagonalen, welche Bestandtheile derart verbunden sind, dass durch Schrauben oder Keile die überall nöthige Spannung, also Druck in den Verticalen und Zug in den beiderseitigen Diagonalen hervorgerufen und damit das dem Howe'schen Träger entgegengesetzte Kräftespiel erzeugt wird. Schon 1852 erklärte Culmann das Rider'sche System zweckmässiger als jenes der Chepstower Brücken, stellte es auch höher, als das Neville'sche System und erklärte den Einsturz der 62 Fuss englisch Spannweite haltenden Brücke der New-York-Eriebahn vorzugsweise durch unrichtige Dimensionirung der betreffenden Theile.

Abarten des Rider'schen Systemes sind:

6. durch Whipple, Linville und Post geschaffen worden, welch' letzteres System indessen die Druckstreben geneigt stellt; auch von diesen Brücken kann eine grosse Verbreitung zu Eisenbahnzwecken dermalen nicht gemeldet werden, und schildert uns Henz (Erbkam 1862) insbesondere das Whipplesystem nach dem Beispiele der Troybrücke über den Erie canal als eine selbst Seitens der amerikanischen Ingenieure als bedenklich erachtete Construction.

Als hervorragendste Beispiele des Rider'schen Systemes und seiner Variationen mögen die folgenden dienen:

- 1) Wegüberführung über die New-Jersey-Bahn in Bergen (17.³⁷ Meter Spannweite);
- 2) Strassenbrücke über den Rock-Creek zwischen Washington und Georgstown (eine Oeffnung 35.³⁵ Meter Spannweite);
- 3) Passaubrücke bei Newark der Morris-Essexbahn (drei Oeffnungen à 18.²⁹ Meter Spannweite);

4) Brücke der Vermont-Canadabahn (44.5 Meter Spannweite, System Whipple);

5) Erie canalbrücke bei West-Troy in der Northern-Albany-Bahn (45.66 Meter Spannweite);

6) Brücke von Quincy über den Missouri (76.0 Meter Spannweite, System Linville);

7) Brücke von Omaha über den Missouri (76.0 Meter Spannweite, System Post).

7. System Pettit. Diese, auch Triangularsystem genannte Construction verfolgt in ihrer Grundidee das weiter unten genannte System Mohrié, welches sich bekanntlich durch die N-Fachung kennzeichnet; da jedoch die amerikanischen Träger sehr hoch genommen werden, also eine grosse Fachbreite resultirt, so wird die Fahrbahn in Mitten des Faches nochmals unterstützt, und zwar durch untergeordnete, von den Diagonalen ausgehende Spreng- oder Hängewerke, je nachdem die Fahrbahn oben oder unten liegt; die hierzu verwendeten secundären Verticalen werden durch secundäre Zugbänder gestützt, die normal auf die Diagonale greifen, welche Verticalen je nach der Lage der Fahrbahn, entweder auf Druck oder Zug construirt sind. Beispiele bieten die Monongahela-Brücke bei Pittsburg und die Delawarebrücke bei Trenton. Näheres darüber unter den Ausstellungsobjecten.

Als ganz charakteristische Unterscheidung vom Systeme Mohrié dient selbstredend auch der Gebrauch von Gelenken statt Nieten.

8. System der gitterförmigen Fachwerke mit Verticalen. Wir haben früher schon erwähnt, dass sich das Fachwerk von dem Gitterwerke dadurch unterscheidet, dass Ersteres vermöge bestimmter Zuweisung des Zuges oder Druckes auf einzelne Streben (inclusive der Verticalen) mittelst dieser die Ober- und Untergurte ausfacht; hat man es nun mit einem Ausfachungssysteme zu thun, bei dem diese Streben sich kreuzen, so ist der äusseren Form nach allerdings ein Gitterwerk nachgeahmt, keineswegs aber in seiner Wesenheit. Denn diese hier als gitterförmig bezeichneten Fachwerke unterscheiden sich von den Gitterwerken, die wir schon abgehandelt haben, wesentlich dadurch, dass die Maschen weiter sind, dass die Nieten oder die Verbindungsarten der Kreuzungs-

stellen überhaupt durchaus nicht mehr jene Function haben, welche dem Gitterwerksträger eigen ist, und endlich ganz besonders dadurch, dass im gitterförmigen Fachwerke der strenge Unterschied zwischen den auf Zug und zwischen den auf Druck in Anspruch genommenen Streben gemacht ist. Es ist hiernach das gitterförmige Fachwerk eine theoretisch wesentliche Verfeinerung des gewöhnlichen Gitterwerkes und der Form halber nur ein Uebergangssystem zum reinen Fachwerke.

Das System der gitterförmigen Fachwerke hat wesentlich in Deutschland und in Frankreich seine Cultivirung erhalten, und wir greifen aus der grossen Reihe derartiger Brücken nur die folgenden Beispiele heraus:

1) Flackenseebrücke bei Erkner in der Niederschlesisch-märkischen Bahn (25.73 Meter Spannweite), mit kreuzförmigen Druckstreben und flachen Zugbändern, steifen Verticalen, erbaut 1857;

2) Moselbrücke bei Coblenz im Zuge der linksrheinischen Bahn (41.42 Meter Spannweite), erbaut 1857;

3) Nahebrücke bei Bingen in derselben Eisenbahnlinie (drei Oeffnungen à 34.53 Meter Spannweite), erbaut 1858;

4) Brücke bei Heilbronn über den Neckar in der Württembergischen Staatsbahn (zwei Oeffnungen à 25.785 Meter Spannweite), erbaut 1860—1862;

5) Brücke über den Wilhelmseanal in der Württembergischen Staatsbahn (25.785 Meter Spannweite), erbaut 1860—1862;

6) Brücke über den Fabrikseanal in der Württembergischen Staatsbahn (22.95 Meter Spannweite), erbaut 1860—1862;

7) Weissenbachviaduct in der Kronprinz Rudolfs-Bahn, construirt von Köstlin und Battig (drei Oeffnungen, eine à 47.4 Meter, eine à 41.71 Meter und eine à 37.92 Meter Spannweite), erbaut 1870 durch C. v. Schwarz

8) Theissbrücke bei Agyö in der Alföld-Fiumaner Linie (104.4 Meter Spannweite, Hauptöffnung), erbaut von Julius Herz 1870;

9) Viaducte der Gannat-Commentrylinie in Frankreich und zwar: Bouble, Bellon, Sioule und Neuvial, erbaut von W. v. Nördling (Dimensionen und Bauzeiten schon früher, pag. 240 angeführt).

9. System der gitterförmigen Fachwerke ohne Verticalen. Während die vorstehenden Brücken sich kreuzende Stäbe mit Verticalen besitzen, finden sich auch Beispiele von Brücken, wo die gitterförmige Ausfachung ohne Anwendung von Verticalen durchgeführt ist. Die Ausfachung erfolgt in der Regel in vierfacher Form:

a) Einfache Kreuzung gleichschenkliger Dreiecke, constant geneigte Streben, deren Querschnitte nach der Berechnung variiren, z. B.:

1) Lahnbrücke bei Oberlahnstein in der Linie Coblenz-Oberlahnstein, erbaut 1863 (45.50 Meter Spannweite);

2) Fluthbrücken der Theissbrücke bei Algyö (30.0 Meter Lichtweite);

3) Ebrobrücke in der Linie Zaragoza - Barcelona (20 Oeffnungen, zusammen 650.5 Meter lang).

b) Mehrfache Kreuzung gleichschenkliger Dreiecke bei constant geneigten Streben und variablem Querschnitte der letzteren, z. B.:

Donaubrücke der österreichischen Nordwestbahn.

c) Constante Stabneigung mit veränderter Maschengrösse bei constantem Querschnitte der Stäbe, z. B.:

Wienflussbrücke bei Wien im Zuge der Elisabethbahn.

d) Veränderte Stabneigung mit veränderter Maschengrösse bei constantem Stabquerschnitte, z. B.:

einige Brücken der Oesterreichischen Staatsbahn, worunter der Aninaviaduct (100 Fuss österreichisch Lichtweite, 100 Fuss Höhe über Thal) und der Szittinviaduct (100 Fuss österreichisch Lichtweite, 120 Fuss über dem Thale hoch) beide erbaut durch Baudirector Ruppert, Constructeur Köstlin und Bauleiter Stephanowsky.

10. System Mohnié. Dasselbe facht die durch die Verticale gebildete einzelnen Fachräume mittelst solchen Diagonalen aus, welche eine constante, jedoch von den Trägerenden nach der Mitte zu eine entgegengesetzte Neigung haben; bei grösseren Spannweiten, also bei grösseren Trägerhöhen, erscheinen die Verticalen enger zusammengestellt, es kreuzen dann die Diagonalen in schräger Weise die Verticalen, und findet in der Trägermitte selbstredend

auch eine Kreuzung der entgegengesetzten Streben statt. Mohnié hat aber noch die Kreuzungsstellen schwach vernietet; er trat mit seinem Systeme (nach Erbkam, „Zeitschrift für Bauwesen“) im Jahre 1858 auf, während eine grössere Anwendung desselben jedoch erst anfangs der Sechziger Jahre, und zwar bei der Jumna-Brücke in Indien erfolgte.

Dieses Brückensystem, für welches wir in Rücksicht auf den gegebenen Grundgedanken die Bezeichnung System Mohnié beibehalten wollen, und welches in der deutschen Literatur zumeist als einfaches, respective mehrfaches, unsymmetrisches Fachwerksystem im Gegensatze zu dem symmetrischen mit Auskreuzung jedes Fachraumes bezeichnet zu werden pflegt, hat sich in der Neuzeit in ganz Europa und in jenen überseeischen Ländern, wo die europäischen Ingenieure hinwirken, derartig verbreitet, dass es heute als ein sehr beliebtes System bezeichnet werden muss, zumal die schon bedeutende Materialersparung, die grosse Einfachheit, die leichte Montirung und eine gewisse Durchsichtigkeit des Systemes Factoren bilden, welche in ihrer Gesamtwirkung sehr günstig auftreten. In Deutschland hat sich um die Einführung dieses Systemes Herr Director Gerber in Firma Klett und Comp. zu Nürnberg, in Oesterreich haben sich die Directoren v. Ruppert und v. Hornbostel darum wesentlich verdient gemacht.

In neuerer Zeit wurde das System Mohnié noch dahin vervollkommnet, dass, wenn es mit mehrfachen Diagonalen zwischen den Verticalen angewendet wurde, die betreffenden Kreuzungsstellen entweder gar nicht oder zur Vermeidung des Schlotterns nur lose genietet werden. Beispiele, welche für die Entwicklung dieses Systemes Zeugniß ablegen, sind:

1) Die 1861 erbaute Jumna-Brücke bei Alahabad im Zuge der Delhi-Calcuttabahn, erbaut von Strong (14 Oeffnungen à 62.48 Meter Lichtweite);

2) Brücke über den alten Rhein bei Griethausen in der Linie Cleve-Zevenaar in der Rheineisenbahn, erbaut 1863 bis 1864 von Hartwich (eine Hauptöffnung von 100.12 Meter Lichtweite und 20 Oeffnungen à 18.29 Meter Lichtweite);

3) Inundationsbrücke über den Lek bei Kuilenburg, erbaut 1866 von van Diesen und von Jacoby, Haniel und Huysen (acht Oeff-

nungen, und zwar eine à 80.⁰ Meter und sieben à 57.⁰ Meter Lichtweite, zweigeleisig, Gewicht pro Geleise und pro laufenden Meter 3816, respective 2437 Kilogramm);

4) Rhein-Brücke zwischen Ludwigshafen und Mannheim, erbaut 1865 bis 1867 (drei Oeffnungen à 90.⁰ Meter Spannweite);

5) Brücke über das Kleparov-Thal in der Karl-Ludwigs-Bahn, erbaut 1867 von Herrmann (drei Oeffnungen à 57.⁰ Meter Spannweite);

6) Isar-Brücke bei München, erbaut zu Ende der Sechziger Jahre von Klett und Comp. durch Gerber (drei Oeffnungen à 48.⁶⁴² Meter Lichtweite, 50.²⁰⁸ Meter Stützweite, einfach unsymmetrisch, 6.²⁷⁶ Meter Achsenstand der Verticalen, zweigeleisig, 2634 Kilogramm pro Geleise und pro laufenden Meter):

7) Donau-Brücke bei Ingolstadt, ebenfalls zu Ende der Sechziger Jahre durch die obigen erbaut (drei Oeffnungen à 52.⁵⁶ Meter Lichtweite, 54.²⁴ Meter Stützweite, 6.⁷⁸ Meter Distanz der Hauptknotenpunkte, respective 3.³⁹ Meter der Verticalen überhaupt, 6.⁷⁸ Meter Trägerhöhe, zweifach unsymmetrisch, eingleisig, 2909 Kilogramm Constructionsgewicht pro laufenden Meter);

8) Brücke der Staatsbahn über den Donaucanal bei Wien, erbaut 1869 unter der Oberleitung von Ruppert (zweigeleisig, eine Oeffnung à 82.⁸² Meter Stützweite, 79.⁶⁶ Meter Lichtweite, 3320 Kilogramm pro Meter und pro Geleise);

9) Donaubrücke der Kaiserin Elisabeth-Bahn bei Steyeregg, erbaut 1870 von Hornbostel (Strombrücke fünf Oeffnungen à 78.⁸⁷ Meter Stützweite, eingleisig, 3185 Kilogramm pro laufenden Meter);

10) Donaubrücke der Kaiserin Elisabeth-Bahn bei Mauthausen detto, 3180 Kilogramm pro laufenden Meter;

11) Brücke der Südhahrbahn, erbaut 1871 (16.⁶⁴ Meter Spannweite);

12) Kaiser Franz Josefs-Brücke (Taborbrücke) über die neue Donau bei Wien, erbaut von Hornbostel 1872 bis 1874, Straßenbrücke (vier Stromöffnungen à 82.¹⁸ Meter Stützweite, 8.¹⁶⁵ Meter Achsendistanz der Träger, 8.⁶⁶ Meter Trägerhöhe, 3.⁷³ Meter Abstand der Verticalen, 5470 Kilogramm pro laufenden Meter); Inundationsöffnungen und Anderes, siehe im späteren Texte bei der Vorführung der Ausstellungsobjecte.

13) Elbe-Brücke bei Aussig der österreichischen Nordwestbahn, erbaut unter der Leitung von Hellwag und Gerlich 1874, Strasse- und Eisenbahn-Brücke (in der eigentlichen Strombrücke drei Oeffnungen, eine à à 74.2 Meter, zwei à 73.9 Meter Stützweite, 7.36 Meter Trägerhöhe, 5.5 Meter Achsendistanz der Hauptträger, 3.68 Meter Distanz der Verticalen, 4270 Kilogramm pro laufenden Meter); Weiteres im späteren Texte.

§. 3. Continuirliche Gelenkträger.

In der geschichtlichen Entwicklung des Baues der eisernen Gitterträger mit parallelen Gurtungen tritt eine Neuerung auf, deren wir zu gedenken haben: nämlich die von H. Gerber, dem verdienstvollen Director der Brückenbauanstalt Klett und Comp. in Nürnberg erfundenen Träger mit Gelenken oder, wie er sie nennt, Träger mit freiliegenden Stützpunkten. Soviel uns bekannt, ist diese Construction (bis 1875) erst zweimal und zwar bei der im Jahre 1872 vollendeten Strassenbrücke über die Donau bei Vils-Ofen in Bayern und 1873 bei der Eisenbahnbrücke über die Luhe in der Wittenberge-Buchholz-Bahn angewendet worden. Das erstere Bauwerk hält fünf Oeffnungen, eine à 64.5 Meter und vier à 51.3 Meter Spannweite und besitzt eine Fahrbahnbreite von 6.4 Meter. Die Anordnung der Gelenke ist derart gewählt, dass sich in Mittelfelde zwei und in jedem der äusseren Felder ein Gelenk befindet. Professor Dr. E. Winkler, welcher die Gerber'sche Erfindung näher behandelt und insbesondere die Vertheilung der Gelenke speciell untersucht hat, findet eine namhafte Ersparung an Material bei diesen, wie er sie richtig nennt, *continuirlichen Gelenkträgern*, gegenüber den einfachen *continuirlichen Trägern*, und berechnet er dieselbe

bei	10	50	100	150	Meter
auf	7	14	21	25	Procent

Die zweite nach dem Systeme Gerber erbaute und von dem Maschinenmeister C. Reyman construirte Brücke übersetzt die Luhe in drei Feldern à 12.55 Meter Lichtweite; 13.653 Meter — 14.124 Meter — 13.653 Meter Stützweite; 16.478 Meter — 8.474 Meter — 16.478 Meter Distanzierung der Gelenke. Nicht ohne Interesse ist es

zu erwähnen, wie der Wahl des Gerber'schen Systemes ein Vergleich mit Kosten gewöhnlicher Träger, jedoch für zwei Geleise, zu Grunde lag; es wurde nämlich das Project I, vier Oeffnungen, 9.⁴² Meter Lichtweite, mit 468 Centner pro Geleise à Centner 30 Mark + 9000 Mark Mauerwerk = 37.080 Mark; das Project II, drei Oeffnungen zu 12.⁵⁵ Meter Lichtweite, mit 534 Centner pro Geleise und 6000 Mark Mauerwerk = 38.040 Mark; und das Project III (System Gerber) mit 490 Centner pro Geleise und 6000 Mark für Mauerwerk = 35.400 Mark veranschlagt.

§. 4. Parallelförmige Gitterträger mit abgeschrägten Ecken.

Verschiedene Constructeure haben die Gitterträger mit parallelen Gurtungen, seien es nun Gitter- oder Fachwerke, zum Zwecke der Materialersparung in ihren oberen Ecken derart abgestumpft, dass daselbst die Obergurte entweder abgeschrägt oder aber an ihren Enden gekrümmt erscheint. Es gehören also hierher die sogenannten Trapezträger, wie wir sie in der Köstlin-Battig'schen Fachwerksconstruction der Brigitta-Brücke über den Donaucanal in Wien (65.¹ Meter Lichtweite) und der Sophien-Brücke (ebenfalls 65.¹ Meter Lichtweite) in Wien, dann in der nach diesem System von Harkort ausgeführten Moldaubrücke der Verbindungsbahn in Prag (eine Geleise, fünf Stromöffnungen à 180 Fuss österreichischer Lichtweite) vorfinden — und jene in einigen wenigen Beispielen ausgeführten runden Eckenabstumpfung, unter Anderem bei der schon früher als Ausstellungsobject (Fig. 90, pag. 27) vorgeführten Gitterwerksbrücke über den Besos in Spanien.

Professor Dr. E. Winkler hat ebenfalls die durch eine Abschrägung erzielte Materialersparung für gewisse Spannweiten näher untersucht und bei der Köstlin-Battig'schen Construction (vergleiche „Vorträge über Brückenbau“) je nach der Trägerhöhe eine Materialersparung gegen den vollförmigen Gitterträger von 7 bis 10% gefunden.

§. 5. Ausstellungsobjecte.

Das Gebiet der Gitterträger mit parallelen Gurtungen war auf der Weltausstellung zu Wien 1873 in zahlreichen Objecten vertreten, von denen wir nur die folgenden hervorheben:

A. Brücken in Spanien.

1. Puente de Llorach, Eisenbahnlinie de Lerida à Reus y Tarragona. Weitmaschige Gitterwerksbrücke mit Verticalversteifungen von 8 Meter zu 8 Meter, 50.0 Meter lichte Weite, 5.5 Meter Trägerhöhe, zwei Tragwände in 3.08 Meter Entfernung, steife Gitterstäbe, Fahrbahn oben, Brückenbreite 4.4 Meter, Querträger aus I-Eisen, Brücke eingeleisig, Auflager zweigeleisig, Fundirung auf Piloten (499 Stück pro Widerlager).

2. Puente de la Riba über den Fluss Francoli, Eisenbahnlinie wie oben. Construction wie oben, Spannweite 53.0 Meter, Fahrbahn 18.736 Meter über dem tiefsten Terrainpunkte, schiefe Uebersetzung, auf welcher die Bahn im Bogen liegt.

3. Brücke über den Fluss Nova, Eisenbahnlinie de Tarragona à Martorell y Barcelona. Schiefe Gitterwerksbrücke, continuirlich über drei Oeffnungen, eine von 31.0 Meter und zwei à 23.0 Meter senkrechter Lichtweite.

4. Puente curvo de Osquia über den Fluss Araquil, Eisenbahnlinie de Zaragoza a Alsasua. Schiefe Gitterwerksbrücke über drei Felder à 29.0 Meter Lichtweite, Brücke nicht continuirlich, Bahn im Bogen.

5. Puente oblicuo de Osquia über den Araquil, Eisenbahnlinie wie vorstehend. Dieselbe Construction und Spannweite über drei Felder, Bahn gerade.

6. Brücke über den Fluss Nova, Eisenbahnlinie und Construction wie ad 3. Zwei Oeffnungen à 30.0 Meter und eine à 40.0 Meter Spannweite.

7. Brücke über den Besavafluss, Eisenbahnlinie de Alar del Rey à Santander. Schiefe Gitterwerksbrücke über fünf Oeffnungen zwischen 18 und 23 Meter schiefer Lichtweite.

8. Brücke über den Fluss Mijares, Eisenbahnlinie de Valencia à Tarragona. Continuirllicher Gitterwerksträger über vier Oeffnungen von à 33.0 Meter Weite, 12.0 Meter Maximalhöhe des Auflagers über Terrain, Trägerhöhe 3.0 Meter, Fahrbahn unten, tiefste Fundirung 7.0 Meter, Brunel'sche Schienen auf der Brücke.

9. Brücke über den Fluss Besos (vergleiche Figur 90 auf Seite 27), Eisenbahnlinie de Barcelona à Francia por Figueras.

Continuirliche Gitterwerksbrücke über fünf Oeffnungen, drei à 30.0 Meter, zwei à 25.0 Meter von Mitte zu Mitte Pfeiler.

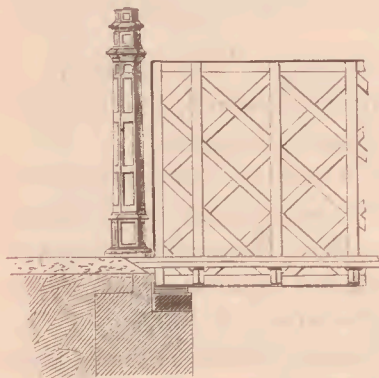
10. Puente de las Rochelas über den Fluss Francoli; Eisenbahnlinie de Lerida à Reus y Tarragona. Continuirliche Gitterwerksträger auf eisernen Thurmpfeilern (vergleiche pag. 238) über drei Oeffnungen, eine à 50.57 Meter, zwei à 51.47 Meter Spannweite; die Träger sind mit Verticalen versteift, welche sich über den Pfeilern zusammendrängen.

11. Viaducto de Can-Palan, Eisenbahnlinie de Granollers à S. Juan de las Abadesas. Gitterförmiges Fachwerk ohne Verticale, continuirlicher Träger über vier Oeffnungen, zwei à 38.8 Meter und zwei à 32.4 Meter Lichtweite, Höhe über Nullwasser 23.7 Meter; Berechnung der Brücke lag bei dem in Zeichnung ausgestellten Objecte.

12. Brücke über den Fluss Gállego, Eisenbahnlinie de Zaragoza à Barcelona. Engmaschiges Gitterwerk ohne Verticalversteifung (wie Royal-Canal-Brücke), continuirlich über drei Oeffnungen von à 60 Meter Lichtweite, ganze Trägerlänge 188.0 Meter, Pfeilerstärke 3.2 Meter, Auflager über Terrain im Maximum 13.8 Meter, Trägerhöhe 5.6 Meter, Fahrbahn unten und 4.2 Meter lichtweit.

13. Brücke über den Guadalquivir (vergleiche pag. 228). Continuirliche Gitterwerksträger über eiserne Röhrenpfeiler, vier Oeffnungen, zwei à 57.60 Meter, zwei à 44.8 Meter von Mitte zu Mitte

Fig. 188.



der Pfeiler; Fahrbahn unten, Maximalhöhe derselben = 18.0 Meter, Trägerhöhe = 5.78 Meter, Construction aus Figur 188 ersichtlich; Diese Brücke ist durch ihre schönen Portale ausgezeichnet.

14. Brücke über den Fluss Esla, Eisenbahnlinie de Palencia à la Coruña. Continuirlicher Gitterwerksträger über neun Oeffnungen von 299.5 Meter Totallänge, Fahrbahn ober der Mitte.

15. Brücke über den Ebro in der Provinz Logroño, Eisenbahnlinie de Zaragoza à Pamplona y Barcelona. Gitterförmiges Fachwerk ohne Verticale ad *a*), gesammte Brückenlänge über 21 Oeffnungen = 650.²⁵ Meter, Construction bereits durch Fig. 176, pag. 230 ersichtlich gemacht.

16. Strassenbrücke de Peña Rajona über den Fluss Cidacos in der Provinz Soria. Gitterwerksbrücke mit Verticalversteifung von 37 Meter Gesamtlänge, 3.³ Meter Trägerhöhe, Fahrbahnen und 6.⁵ Meter lichtbreit, Maximallhöhe über Terrain = 15.⁰ Meter.

17. Strassenbrücke de Archena über den Fluss Segura, Linie Albaceta à Cartagena. Weitmaschiges Gitterwerk mit Verticalversteifungen von 96.⁰ Meter Gesamtlänge über drei Oeffnungen à 30.⁰ Meter licht.

18. Strassenbrücke über den Fluss Guadalhorce, Linie Cadiz-Malaga. Viaduct mit drei Hauptöffnungen und je fünf elliptisch gewölbten Seitenöffnungen à 12.⁰ Meter Spannweite. Gesamtlänge = 79.⁸ Meter + 110.⁴ Meter + 79.⁸ Meter = 270 Meter; die drei Mittelfelder à 36.⁸ Meter sind mit einer versteiften Gitterwerksconstruction continuirlich überbrückt; die Fahrbahn liegt in der Mitte, 5.⁰ Meter lichtbreit; die Trottoirs ruhen an der Aussen-seite auf Consolen und sind 1.¹ Meter breit; die Fahrbahn ruht auf Wellenblechen.

19. Guarizzaviaduct. Dieser 146.⁹⁸ Meter lange, 41.⁰ Meter hohe, durch seinen eisernen Pfeilerbau bekannte Viaduct hat einen continuirlichen Gitterwerksträger, und ist derselbe bereits pag. 237 beschrieben und durch die Zeichnungen (Fig. 177 und 178) dargestellt worden.

B. Brücken anderer Länder.

a) Italien.

Dieses Land brachte auf dem Gebiete der Gitterträger mit parallelen Gurtungen Photographien, Modelle und specielle Zeichnungen, aus welchen Ausstellungsobjecten wir die folgenden hervorheben.

20. Brückenmodelle und Photographien ausgeführter Brücken, ausgestellt vom Ingenieur R. Alfred Cot'ran. Hervorgehoben werden

muss das 4.3 Meter lange, 0.535 Meter hohe Modell einer schiefen Ueberbrückung, welches die Lagerung der Bahn im Bogen zuließ und eine Anordnung senkrecht auf die Tragwände gestellter Querträger enthielt; die Längsträger für die Schienen lagen bei diesem Modelle ebenfalls im Bogen; die Brückenbahn war mit Wellblechen gedeckt; die Construction der Ober- und Untergurte entsprach der mittelst Winkeleisen hergestellten T-Form, die Gitterstäbe bestanden aus Winkeleisen.

Ein weiteres Modell betraf eine Gehbrücke; die im Modelle 0.4 Meter hohen Tragwände trugen eiserne \square -förmige Brückenträger, deren überkragende Enden, durch Consolen gestützt, die Trottoirs aufnahmen, und besaßen diese Träger eine Windversteifung aus T-Eisen.

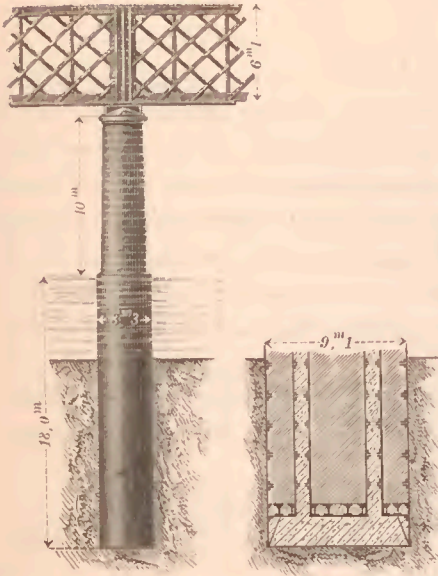
Ein drittes, ebenfalls sehr sorgfältig gearbeitetes Modell betraf eine eingleisige, engmaschige Eisenbahnbrücke, deren Tragwände in der Spurweite gelagert waren; Ober- und Untergurten besaßen T-Form, die Gitterstäbe waren Winkeleisen; angeletete Consolen stützten die Gehwege; die Obergurten trugen die Langschweller, auf denen die Schienen direct lagerten.

21. Andere eiserne Brücken, durch welche Italien sich bekanntlich ausgezeichnet hat, so z. B. der mit eisernen Pfeilern versehene Viaduct von vier Oeffnungen in der Linie Bari-Taranto, der Gravinaviaduct bei Castellaneta (204 Meter Länge, 70.0 Meter Höhe), der St. Stefano-Viaduct mit eisernen Pfeilern, der ebenfalls mit eisernen Pfeilern versehene, sehr bemerkenswerthe, 52.0 Meter Spannweite haltende Viaduct von Pescara in der Linie Pescara-Popoli und mehrere andere waren leider nur in Photographien ausgestellt.

22. Pobrücke bei Borgoforte. Ausgestellt von der Gesellschaft der Oberitalienischen Eisenbahnen zu Turin. Dieses in der Literatur bekannte Bauwerk, welches in der Linie Mantua-Modena liegt, war durch Zeichnungen und durch das Modell eines Feldes, sowie durch die bereits pag. 77 beschriebene Modellirung des Pfeilerfundamentes anschaulich gemacht.

Ein continuirliches, 432.2 Meter langes Gitterwerk überbrückt sieben Oeffnungen, fünf à 64.3 Meter, zwei à 53.0 Meter von Mitte zu Mitte der Pfeiler. Die Träger haben 6.1 Meter Höhe, sind durch

Fig. 189.



□ Eisen versteift und besitzen eine Gurtenbreite von 0,5 Meter; sie liegen in 4,894 Meter Entfernung, tragen die Fahrbahn unten, und liegen die Längsträger auf Querträgern, welche, durch Andreaskreuze verbunden, in Distanzen von 5,89 Meter situirt sind. Die Anordnung des Pfeilerbaues und des Gitterwerkes ist aus der schon gelegentlich der Fundirung auf pag. 77 vorgeführten Figur, hier Nr. 189 zu erkennen.

b) Dänemark.

23. Project der Ueberbrückung des Lümfjords-Broen. Der Ingenieur Lütters hat für diese Ueberbrückung mehrere Projecte ausgearbeitet, und bestand das eine aus sechs stabilen und einem Dreh-Felde, das andere aus zwei stabilen und einem drehbaren Felde. Im ersteren Projecte waren die sechs stabilen Felder mit à $160\frac{1}{2}$ dänischen Fuss bei 14 Fuss Trägerhöhe und das Drehfeld mit 204 Fuss vorgedacht; bei dem anderen betrug die stabilen Felder 314 Fuss 11 Zoll dänisch Lichtweite, zwei kleine Uebergangsfelder zur Drehbrücke zu je 25 Fuss 4 Zoll, die halbe lichte Drehöffnung 79 Fuss, $1\frac{1}{2}$ Zoll bei einem Drehpfeiler von 23 Fuss 4 Zoll Längendistanz. Die Träger des ersteren Projectes sind in den festen Ueberspannungen nach dem Systeme Molnié (zweifach), die Drehbrücke aber als Gitterwerksbrücke mit engen Maschen ohne Verticalversteifung vorgedacht; im anderen Projecte sind die grossen Lichtweiten von 314 Fuss 11 Zoll dänisch mittelst engmaschiger, durch Verticale versteifter Gitterwerke, die Drehöffnung aber mittelst eines in der Mitte unterstützten Halbparabelträgers construiert. Die in diesen Projecten zum Ausdrucke gebrachte Fundirungsmethode ist schon früher

pag. 23 und 221 besprochen worden; die Drehbrücke wird weiter unten vorgeführt werden.

c) England.

Dieses Land, welches im Baue eiserner Brücken so Hervorragendes geleistet hat, war in diesem Gebiete auf der Wiener Ausstellung 1873 fast gar nicht vertreten, denn es brachte nur die Firma Bergue et Comp. zu London, Manchester und Cardiff das *Aquarell* der 24. Taybrücke von Dundee. Diese im Zuge der North-British-Railway gelegene Brücke ersetzt eine Dampffähre über den Firth of Tay; derselbe hat eine Breite von 3.25 Kilometer und eine Wassertiefe von 13.7 Meter. Nach den Mittheilungen von Piossek (Deutsche Bauzeitung 1873) beträgt der Fluthwechsel 5.18 Meter, und besteht das Bauwerk aus 89 Oeffnungen, und zwar vom südlichen Ufer ab gerechnet:

3 Oeffnungen à 18.29 Meter Lichtweite, 2 à 24.38 Meter, 22 à 36.59 Meter, 14 à 61.0 Meter, 16 à 36.59 Meter, 25 à 20.08 Meter, 1 à 48.79 Meter und 6 à 8.23 Meter.

Die Brückenachse hat eine **S**-Form von 402.0 Meter Rad, und steigt die Trace vom südlichen Ufer an zuerst mit 1 : 100, dann mit 1 : 350 bis zur Höhe von 26.82 Meter über Fluth, welche Höhe über den 14 Feldern à 61.0 Meter beibehalten ist und dann in 1 : 73 bis unter die Stadt Dundee herabsteigt. Die Brückenträger sind einleisig und Fachwerksträger mit parallelen Gurtungen bis auf jene der Oeffnungen von 48.79 Meter und 61.0 Meter, welche gekrümmte Obergurte und Fahrbahn unten haben. Die Fundirung und der Pfeilerbau der Brücke ist bereits früher (pag. 227) beschrieben worden.

Von grossem Interesse ist bei diesem Bauwerke die Hebung der Träger, welche grösstentheils durch mehrmalige Zuhilfenahme der Fluth und Ebbe (5.18 Meter Wechsel) bewerkstelliget wurde.

Das ganze 3440 Yard = 3155.1 Meter lange Bauwerk, unseres Wissens (wie schon bemerkt) das längste über schiffbares Wasser, ist an die Firma Bergue et Comp., vertreten durch die Ingenieure A. Grothe und R. Austin, zu dem Preise von 217.000 £, also pro Meter zu 69 £ (auszuführen binnen drei Jahren) vergeben worden. Construiert und Seitens der Gesellschaft überwacht wurde das Bauwerk durch die Herrn Bouih und Paterson.

d) Russland.

In diesem Reiche, welches sich durch die rapide Schaffung seiner Eisenbahnen so bemerkbar macht, wurde das Gebiet der eisernen Ueberbrückungen aus localen Gründen sehr cultivirt, und hat schon der Bau der Petersburg-Warschauer Linie in den Jahren 1860 und 1861, wie dies die folgende Tabelle verschiedener zweigeleisiger, mit eisernen, pneumatisch fundirten Röhrenpfeilern und detto Eisbrechern versehenen Brücken zeigt, grossartige diesbezügliche Leistungen aufzuweisen.

Ueberbrückter Fluss	Länge der Ueber- brückung, Meter	Zahl der Oeffnungen	Zahl der Säulen eines eisernen Pfeilers	Durchmesser der Säulen, Meter	Totalgewicht des Ueberbaues, der Pfeiler und der Eisbrecher	
					Schmied- eisen	Guss- eisen
					Zollcentner	
Dwina	266.3	3	4	4.5	64.840	35.360
Niemen (Kovno)	300.4	4	4	3.5	39.320	42.000
Bug	283.2	5	3	3.0	32.840	25.500
Niemen (Grodno)	188.6	3	3	3.5	26.480	22.260
Narew	170.4	3	2	3.0	18.640	7.480
Vilia	69.5	1	2	3.0	10.640	340
Bakka	83.4	3	2	2.0	5.620	5.200
Vileika	76.2	3	2	2.0	4.840	4.240
Suprasi	76.2	3	2	2.0	4.260	340
Livieck	76.2	3	2	2.0	4.260	340
Ulla	49.4	1	2	2.0	5.960	200
Rejstza	49.4	1	2	2.0	4.860	260
Meretchanka	45.1	1	2	2.0	4.860	200
Verschiedene Ueberbrückun- gen	960.0	103	2	2.0	41.200	3.160
Summe	2.694.3	137	—	—	268.620	14.688

Auf der Ausstellung zu Wien 1873 war Russland bezüglich der Gitterwerksträger mit parallelen Gurtungen, unseres Wissens nur durch Zeichnungen vertreten, von denen wir die folgenden nennen:

25. Brücke über den Fluss Kliasma bei Kovrov. Engmaschige Gitterwerksbrücke ohne Verticalversteifung, fünf Felder à 182 Fuss 8 Zoll russisch.

26. Brücke über den Fluss Vilia. Engmaschiges Gitterwerk mit Verticalversteifung; weit 30.₀ Saschen. (1 Saschen = 2.₁₃₃₅₆ Meter.)

27. Brücke über den Fluss Kliasma bei Gorochov. Schiefe, continuirliche, engmaschige Gitterwerksbrücke ohne Verticalversteifung, Röhrenpfeiler, fünf Oeffnungen und zwar: 3 à 32.₀ Saschen und zwei à 27 ₀ Saschen.

28. Brücke über die westliche Dvina bei Vitebsk. Continuirlieher Gitterwerksträger von 70 Saschen Länge über zwei Felder à 35.₀ Saschen.

29. Brücke über die Oster. Gitterträger von 20.₀ Saschen Spannweite.

30. Brücke über die Desna. Gitterträger von 30.₀ Saschen Spannweite.

31. Brücke über die Vitma. Gitterträger von 15.₀ Saschen Spannweite.

32. Brücke über den Dnjeper bei Smolensk. Gitterwerksbrücke über zwei Oeffnungen ohne Angabe der Spannweite.

33. Brücke über den Moskaufloss, zwei Oeffnungen à 25 Saschen.

34. Verschiedene Normalien für Gitterträger zwischen 12 und 20 Saschen Spannweite.

35. Brücke über den Fluss Aa. Fachwerkbrücke, Fahrbahn unten, Gesamtlänge 75.₀ Saschen.

36. Brücke über den Bug. Continuirlieher Gitterträger von 952 Fuss Länge über vier Felder à 228.₃₇ Fuss Lichtweite, Fahrbahn unten, eingleisig.

37. Brücke über die Wolga. Weitmaschiges Gitterwerk, mit nur einer Verticalen in der Mitte jedes Brückenfeldes, zwei Mittelfelder à 49.₅₇ Saschen Lichtweite, zwei äussere Felder à 41.₁₂ Saschen Lichtweite und zwei Fluthöffnungen, à 16.₀ Saschen licht;

die Stromöffnungen haben die Fahrbahn unten, die Fluthöffnungen sind mit engmaschigem Gitterwerk überbrückt und tragen die Fahrbahn oben.

38. Bugbrücke bei Terespol, Linie Terespol-Brest. Ein geleisige Gitterwerksbrücke mit Verticalversteifungen, repräsentirt auf der Ausstellung durch eine Photographie der ganzen Brücke und durch ein Modell des Pfeilerbaues. Die Brücke ist unter dem Comitépräsidenten General Schouberski vom Ingenieur Th. Chrzanowski construirt und erbaut, das Eisenwerk wurde von Lilpop, Rau et Comp. in Warschau (Director Lévêque) geliefert.

Die Brücke hat vier Oeffnungen, zwei à 72.5 Meter Stützweite und zwei à 72.6 Meter Stützweite, 290.17 Meter Gesamtlänge. und liegt die Untergurte 20 Fuss 5 Zoll englisch über Niederwasser. Die Gurtungen sind T-förmig, die Gitterstäbe besitzen ungleichen Querschnitt, dessen Stärke gegen die Stützen zunimmt.

Die Querträger sind in Distanzen von 10.2 Fuss englisch angebracht, bestehen aus Blechträgern und tragen durchwegs durch Längsträger unterstützte Langschwellen, auf denen die Schienen ruhen; die oberen und unteren Windverstrebenungen sind durch Andreaskreuze von 40.8 Fuss englisch Länge hergestellt; die Trägerhöhe misst 24 Fuss englisch, die Gurtenbreiten 20 Zoll, die Mittelentfernung der Träger beträgt 16 Fuss 9 $\frac{1}{4}$ Zoll; die Fahrbahn liegt unten und besitzt eine Spurweite von 5 Fuss englisch = 1.524 Meter.

Der Bau wurde am 15. August 1868 begonnen, am 15. September 1869 beendet und kostete 421.903 Silberrubel; diese Kosten vertheilen sich, wie folgt:

zwei Widerlager	à	31.058.8	Silberrubel.
drei Pfeiler	à	42.442.9	Silberrubel.
fünf Auflager	à	756.3	Silberrubel.
der Ueberbau . . .		228.675.2	Silberrubel.

Der Pud Gusseisen kostete 1.75 Silberrubel, das Schmiedeseisen 3.80 Silberrubel; der laufende Saschen Träger hat 1681.4 Silberrubel, der laufende Saschen der ganzen Brücke 3102.2 Silberrubel gekostet.

Das Gesamtgewicht des Ueberbaues beträgt 59.574.8 Pud = 975.835 Kilogramm oder 3362.63 Kilogramm pro laufenden Meter.

Die Fundirung dieser Brücke wurde bereits früher, pag. 117 erwähnt.

e) Frankreich.

39. Viaduct von Osse, Linie Agen-Tarces. Dieses Bauwerk, welches bereits früher, pag. 226, geschildert wurde, hat Fachwerksträger mit oberliegender Fahrbahn über Maximalöffnung von 38.4 Meter.

Die ganze Brückenlänge misst 249.6 Meter.

40. Eiserne Viaducte von Bouble, Bellon, Sioule und Neuvial. Die bereits früher (pag. 240 und 243) gelegentlich ihrer eisernen Pfeiler vorgeführten, hier genannten, von W. v. Nördling erbauten eingelesigen Viaducte bestehen in ihren Ueberbauten aus Fachwerksträgern, deren Construction auf Tafel VII ersichtlich gemacht wurde. Hier dürfte nur noch zu bemerken sein, wie schwer diese Träger sind und welchen Kostenpreis sie verursacht haben.

Eingelesige Träger	Bouble	Bellon	Sioule	Neuvial
Gewicht pro lauffd. Meter. Kilogramm	2.330	2.170	2.615	2.355
Preis pro laufenden Meter. Francs	1.317	1.245	1.542	1.350

Auf der Ausstellung zu Wien war der Boubleviaduct durch Zeichnungen und Text, die drei anderen Viaducte durch Photographien und generelle Angaben vertreten; vom Boubleviaduct wurde die Verschiebungs- und Pfeileraufbaumethode bereits erwähnt und ist hier noch nachzutragen, dass die continuirlichen Fachwerksträger mit oben liegender Fahrbahn in 3.5 Meter Distanz situirt sind und eine Trägerhöhe von 4.00 Meter besitzen; einschliesslich der auf Consolen ruhenden und in der Ebene der Obergurten liegenden Trottoirs misst die gesammte Brückenbreite innerhalb der Geländer 4.5 Meter.

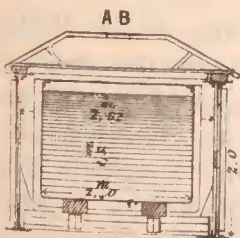
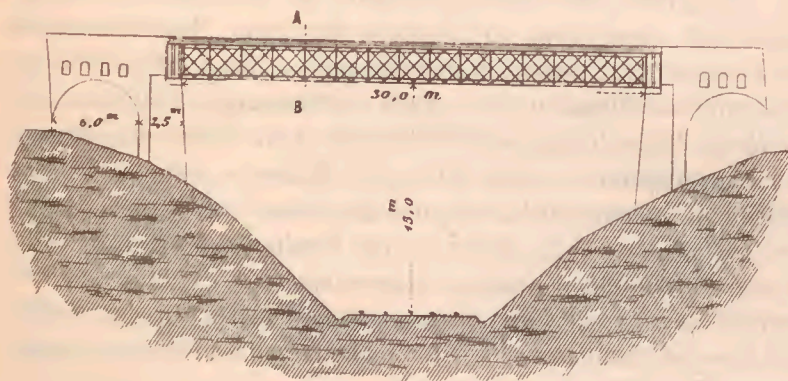
Die eigenthümliche Lagerung der Brückenträger auf die eisernen Pfeiler, welche in der Anwendung von Kipp lagern für jeden Träger, die auf Traversen der Röhrenköpfe ruhen, besteht, ist

durch die Veröffentlichungen der Herren W. v. Nördling und Dr. E. Winkler genügend bekannt.

41. Aquäduct der Wasserleitung der Vanne. Derselbe überbrückt die zweigeleisige Eisenbahn Paris-Lyon in dem Bourbonnais mittelst eines durch Verticale versteiften Gitterwerksträgers in 30.0 Meter Lichtweite und in einer Höhe von 15.0 Meter, die gemauerte Zuleitung besteht aus gewölbten Oeffnungen von 6 und 7 Meter Spannweite bei 2.5 Meter Stärke des Trennungspfeilers.

Die in zwei Röhren à 1.15 Meter Durchmesser ankommenden Wasser werden über den Aquäduct vermittelt eines eisernen Gerinnes von 2.0 Meter Breite geleitet, und gibt die Figur 190 die nöthige, diesfällige Erläuterung.

Fig. 190.



42. Seinebrücke bei Argenteuil. Dieses schon bei den Fundirungen (pag. 65) besprochene Bauwerk war weiters durch eine Photographie repräsentirt. Die Brücke enthält fünf Oeffnungen, drei à 40.0 Meter Lichtweite, zwei à 30.0 Meter Lichtweite bei Pfeilerstärken von 3.20 Meter

und besteht aus einem continuirlichen Gitterwerke von 198.0 Meter Gesammtlänge, welches durch Verticale versteift ist. Die Trägerhöhe misst 3.4 Meter; die Fahrbahn befindet sich unten, die Untergurte liegt 13.681 Meter über Nullwasser. Die zweigeleisige Brücke hat im

Ganzen 1,300.000 Francs, also pro laufenden Meter 6435 Francs und pro Quadratmeter der Ansichtsfläche 375 Francs gekostet. Das Gewicht des zweigeleisigen Ueberbaues beträgt 799.200 Kilogramm oder 4036 Kilogramm pro laufenden Meter.

43. Ausser diesen Bauwerken waren Gitterbrücken noch mehrfach durch photographische Darstellungen vertreten, und heben wir insbesondere den Viaduct von Prival über die Seine (fünf Strompfeiler), die Brücke von Culoz über die Rhône und die Brücke von Elboeuf über die Seine hervor.

f) Deutschland.

44. Tauberbrücke bei Mergentheim. Diese unter den Ingenieuren von Morlok und Knoll ausgeführte Brücke ist eine sogenannte doppelte Fachwerksbrücke mit einfachen Verticalen und mit versteiften und flachen Streben; sie überbrückt den Fluss schief, ist eingleisig und besteht aus einer Mittelöffnung von 120 Fuss württembergisch Stützweite bei 3.5 Meter Trägerhöhe, und aus fünf Fluthöffnungen à 51.6 Fuss württembergisch Stützweite bei 1.5 Meter Trägerhöhe; im Mittelfelde liegt die Fahrbahn unten, in den Fluthbrücken in der Mitte. Die Schienen ruhen auf Querschwellen, welche auf Längs- und Querträger situirt sind; letztere sind Distanzen von 2.1 Meter in den Fluthbrücken und 2.4 Meter in der Mittelöffnung (immer entsprechend der Stellung der Verticalen) angebracht; die Gesamtlänge dieser Brücke beträgt 450 Fuss württembergisch. Die Zeichnung dieser Brücke befindet sich auf Tafel IX.

45. Enzbrücke bei Brötzingen. Diese in dem Pfeilerbau zweigeleisige, in dem Ueberbau aber eingleisig angelegte Brücke ist eine Fachwerksbrücke mit oberliegender Fahrbahn, enthält einen Mittelpfeiler von 3.44 Meter Stärke und zwei Oeffnungen à 48.703 Meter (170 Fuss) Lichtweite. Die Untergurte liegt 11.4 Meter über dem tiefsten Punkte der Flusssohle, im Mittel 9.1 Meter über Terrain. Die zwei eisernen Brückenfelder liegen auf den Widerlagern auf Walzen, auf dem Mittelpfeiler auf getrennten Kipplagern. Die Tragwände sind 5.140 Meter hoch, stehen in Entfernungen von 3.437 Meter und tragen Trottoirs auf Consolen, so dass die lichte Entfernung der Geländer 4.870 Meter beträgt.

Die Querträger sind Fachwerke. Die Breite der Widerlager misst am Sockel 41.¹⁸⁹ Fuss württembergisch und in der Schienenhöhe 40 Fuss.

46. Laucherbrücke bei Sigmaringendorf in der Württembergischen Staatsbahn. Dieselbe hat eine Stützweite von 30.⁸⁰ Meter, eine Trägerlänge von 31.³ Meter, ist eine eingleisige Fachwerksbrücke ohne Verticale mit oben liegender Fahrbahn (vergleiche Tafel VIII), hat Trägerhöhen von 2.⁸⁶⁵ Meter und trägt die Fahrbahn auf hölzernen Querschwellen in einer Geländerweite von 4.²⁴ Meter; die Diagonalen bestehen aus T-Eisen.

47. Donaubrücke bei Zwiefaltendorf in der Württembergischen Staatsbahn. Schiefe, eingleisige Fachwerksbrücke ohne Verticale mit oben liegender Fahrbahn. Die Diagonalen bestehen aus Kreuzungen von zwei Flach- und zwei T-Eisen, ausgenommen in der Mitte, wo sich nur steife T-förmige Streben kreuzen. Die Träger haben 4.²⁷ Meter Höhe, liegen in 3.⁴³⁸ Meter Entfernung, und werden die Trottoirs mittelst Consolen getragen, welche eine leichte Geländerweite von 4.⁸⁷ Meter vermitteln. Die Lichtweite misst 42.⁹⁷⁴ Meter, die Stützweite aber 45.³ Meter; die Querträger ruhen in Entfernungen von 2.²⁵ Meter, sind Fachwerke und tragen Längsträger, auf denen die hölzernen Querschwellen ruhen, die T-förmigen Ober- und Untergurten haben 0.⁴³ Meter Breite.

48. Blauviaduet bei Gerhausen in der Württembergischen Staatsbahn. Die nicht continuirlichen Fachwerke dieser eingleisigen, in einer Curve liegenden Brücke bilden vier Felder à 20.⁶ Meter Spannweite bei 2.⁰ Meter Stärke der drei gemauerten Pfeiler, die eine Höhe von 11.⁴⁵ Meter über Nullwasser haben. Das Fachwerk ist wie vorhin bezeichnet construiert; die beiden, mit Gurten von 0.²²⁹ Meter Breite versehenen Träger ruhen in 2.⁰⁰⁵ Meter Achsen-Entfernung, tragen direct auskragende hölzerne Querschwellen von 0.²⁶ Meter Höhe, welche eine Geländerentfernung von 3.⁴³⁸ Meter vermitteln. Der mittlere Strom- und die beiden Landpfeiler sind zweigleisig construiert.

49. Brücke über die Nagold bei Calw in der Württembergischen Staatsbahn, erbaut von Abel und Sipper, ausgeführt in der Esslinger Maschinenfabrik. Die Spannweite dieser Fachwerksbrücke ohne Verticale beträgt 51.⁶ Meter.

50. Brücke über die Nagold bei Kentheim; drei Oeffnungen à 43.0 Meter, Construction wie vorhin.

51. Viaduct über die Kocher bei Tullau. Drei Oeffnungen à 71.5 Meter, Construction wie vorhin.

52. Viaduct über die Kronenstrasse in Stuttgart, Fachwerksbrücke von 17.0 Oeffnung.

53. Schifffahrtscanalbrücke in Berlin. Dieser im Zuge der Berlin-Potsdam-Magdeburger Eisenbahn liegende Viaduct überbrückt den Canal mittelst eines Fachwerkes und die beiden Seitenstrassen mittelst Blechträgern, welche auf Säulen ruhen; die gesammte Lichtweite der sieben Oeffnungen misst $200\frac{1}{2}$ Fuss preussisch, hat ein Gewicht von 4023 Centner und hat 81.945 Thaler gekostet.

g) Oesterreich.

54. Theissbrücke bei Algyö. Diese im Zuge der Alföldbahn liegende, 1869 und 1870 vom Baudirector Julius Herz unter Mitwirkung des Oberingenieurs Ritter und des Ingenieurs Müller erbaute, von A. Castor in Paris fundirte und von J. Körösi in Graz gelieferte, eiserne Fachwerksbrücke besteht, wie schon oben bemerkt wurde, aus einer Mittelöffnung von 104.4 Meter Stützweite (bei 100.0 Meter Lichtweite) und aus beiderseitigen Fluthöffnungen in der Gesamtweite von 264.0 Meter.

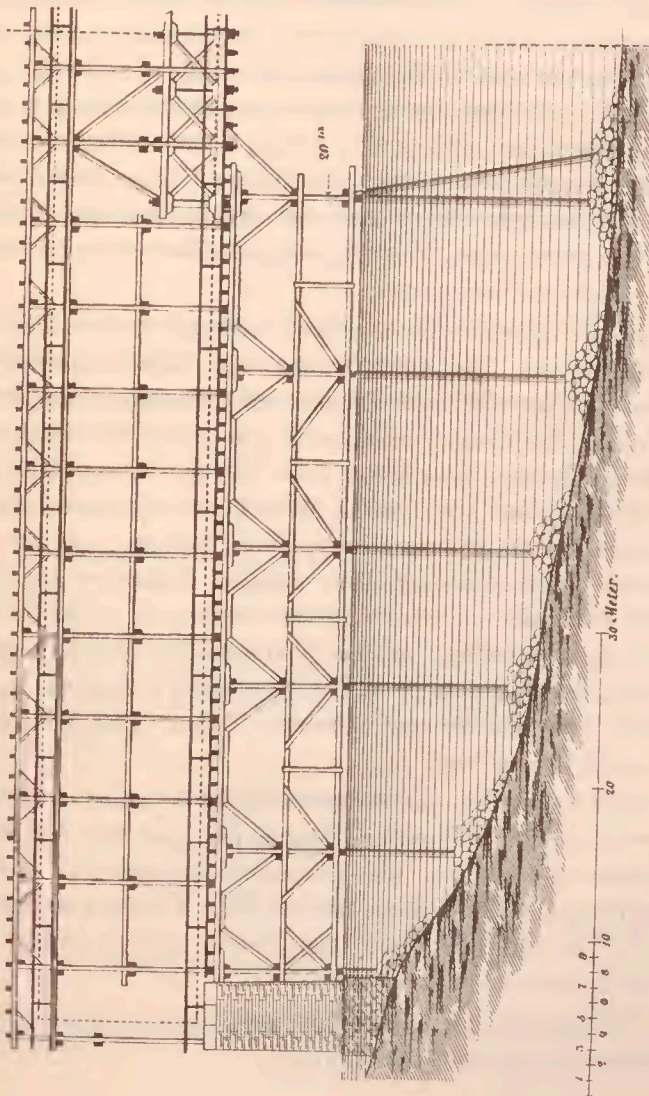
Das Fachwerk der Mittelöffnung hat \square -förmige Gurten und eine gesammte Höhe von 10.44 Meter; die Trägermitten haben 5.0 Meter Entfernung, die inneren Tragwände eine solche von 4.40 Meter. Die Gurtenbreite beträgt 1.04 Meter und die Entfernung der Verticalbleche der \square Gurten misst 0.564 Meter. Die unten liegende, eingleisige Fahrbahn ruht auf ausgefachten Querträgern; der obere Theil der Träger, nämlich jener oberhalb des Ladeprofiles ist von 6.39 Meter angefangen, also auf 4.05 Meter Höhe mit Querverbindungen und mit Andreaskreuzen versteift.

Das dreifache Fachwerk besteht aus Diagonalen von viererlei Querschnitten und aus vergitterten Verticalen. Die Zeichnungen auf Blatt X verdeutlichen die Construction.

Die Maximaldurchbiegung von 35 Millimeter erfolgte bei der Probelastung durch einen Zug von sieben Maschinen, respective 3.18 Tonnen pro laufenden Meter.

Das Eisengewicht beträgt 9200 Zollcentner (88.12 Centner = 4406 Kilogramm pro laufenden Meter) bei 800 Kilogramm Inanspruchnahme pro Quadrateentimeter.

Fig. 191.



Von Interesse war auch das Montirungsgertüst dieser Brücke, welches in der Fig. 191 wiedergegeben ist.

55. Brücke der Staatsbahn über die Donau bei Stadlau nächst Wien. Diese Brücke übersetzt die Donau in fünf Feldern von 75.⁸⁶⁶ Meter Lichtweite, respective 79.⁶⁶⁶ Meter Achsendistanz mittelst eines über die vier Strompfeiler (à 3.⁸ Meter Stärke) lagernden continuirlichen Gitterwerkes von 398.³ Meter Gesamtlänge. An diese Strombrücke stösst eine eiserne Inundationsbrücke von zehn Oeffnungen à 33.⁷⁶ Meter Lichtweite, welche über den Trennungspfeiler und über neun Steinpfeiler à 2.⁵²³ Meter lagernd, eine Gesamtlänge von 360.³⁶⁵ Meter besitzt, so dass die gesammte Eisenüberbrückung eine Länge 758.⁶⁶ Meter hat, an welche Brücke sich weiters noch eine provisorische Holzbrücke von 193.⁴⁶ Meter anschliesst, wonach das ganze Bauwerk eine Gesamtlänge von 952.¹² Meter besitzt.

Das Gitterwerk der zweigeleisigen Strombrücke besteht aus Trägern von 7.⁵⁹⁵ Meter Höhe, 8.⁴³ Meter Achsenweite und 7.⁵⁹ Meter Lichtweite; die Träger der Inundationsbrücke hängen über je vier Oeffnungen zusammen (das Ende der Brücke liegt in der Curve) und sind 3.²⁹⁸ Meter hoch. Bei der Strombrücke liegt die Fahrbahn unten und zwar auf 0.⁸⁷ Meter hohen Blechquerträgern und vier Längsträgern, je einer unter jeder Schiene; bei der Inundationsbrücke liegt die 8.⁰⁶ Meter breite, theilweise auf Consolen ruhende Fahrbahn oben und wird das Gitterwerk durch vier gekuppelte Träger gebildet, welche wiederum in den Distanzen der Schienengeleise angebracht sind, wonach jedes Trägerpaar 1.⁵¹³ Meter Achsenstellung und die beiden inneren Träger eine Achsenstellung von 1.⁹⁶⁵ Meter besitzen.

Die Construction der Strombrücke ist die eines weitmaschigen Gitterwerkes mit versteiften Diagonalen und mit Verticalen in 6.¹²⁸ Meter Entfernung; die Gurtenbreite misst 0.⁹ Meter; die Construction der Fluthbrücke ist ebenfalls die eines weitmaschigen Gitterwerkes mit versteiften Diagonalen, jedoch ohne Verticalen; die Gurtenbreite misst 0.⁴ Meter.

Die Auflager der Inundationsbrücke sind Gleitlager, jene der Strombrücke sogenannte Stelzenlager.

Eine Eigenthümlichkeit dieser Brücke besteht in der Anbringung des Schienengeleises, indem hölzerne Schwellen ausgeschlossen und die Schienen mit Zuhilfenahme von Keilplatten direct auf die Längsträger der Hauptconstruction und auf die Hauptträger der Inundationsbrücke, also in anderer Art wie bei dem Iglava-viaducte befestigt sind.

Die Brücke wurde unter der Direction von Ruppert, von dem Generalinspector H. Schmidt in den Jahren 1868 bis 1870 erbaut, die Fundirung und der Pfeileraufbau war der Firma Castor & Comp. übergeben, die Lieferung der Eisenconstruction der Gesellschaft Schneider & Comp. in Creusot.

Das Gewicht der 398.3 Meter langen Strombrücke beträgt 42.800 Zolcentner oder 5373.0 Kilogramm pro laufenden Meter; die zweigeleisige Inundationsbrücke wiegt 3202 Kilogramm pro laufenden Meter.

Die gesammten Kosten dieser Brücke betragen in Gulden österr. Währung Banknoten:

		Gulden öster- reichischer Währung Banknoten
1	Ein Widerlager, vier Strompfeiler und ein Endpfeiler, 12 bis 16 Meter unter Null, 8.33 Meter über Null, zusammen	571.200
2	Neun Inundationspfeiler und ein Widerlager, 11 bis 12½ Meter unter Null, 6½ Meter über Null zusammen . .	396.000
3	Regulirungsarbeiten und Verschiedenes, zusammen . .	59.800
4	Eisenconstruction:	
	a) Gewicht der Strombrücke . . 42.800 Zolcentner	
	b) " " Inundationsbrücke 23.085 "	
	c) " " Trottoirs 14.000 "	
	d) " " Auflager und Ab- steifungen 3.500 "	
	e) " " Frictionsrollen . . 700 "	
	Summe . 84.085 Zolcentner	1.039.000
5	Bedielung circa 2000 Quadratklafter	34.000
		2,100.000
6	Demnach pro laufenden Meter der ganzen 758.7 Meter langen Brücke	2.767.89

Nach den Veröffentlichungen von Köstlin können die Kosten der grossen, 398.3 Meter langen Strombrücke allein auf circa 1,343.000 fl., also pro laufenden Meter auf circa 3360 fl., jene der 360.4 Meter langen Inundationsbrücke dagegen auf circa 757.000 fl. oder pro laufenden Meter auf circa 2100 fl. österr. Währung Banknoten geschätzt werden.

Was die Belastungsproben betrifft, so betragen die Durchbiegungen bei 28.5 Zollcentner Belastung pro laufenden Fuss Geleise durch Locomotiven bei den Oeffnungen der grossen Strombrücke und zwar beim langsamen Fahren $\frac{1}{1517}$ im Maximum, bei ruhiger Belastung $\frac{1}{1850}$ im Maximum; bei der Schnellfahrt $\frac{1}{3312}$ im Maximum.


Von hervorragendem Interesse war die Aufschiebung des mit einem Schnabel von 31.46 Meter Länge versehenen continuirlichen Brückenträgers der Hauptbrücke. Diese von H. Schmidt näher beschriebene Manipulation begann am 2. Mai 1870 und war insgesamt am 6. September 1870 vollendet; vom 20. Mai bis 17. August trat eine Unterbrechung ein, so dass in der ersten Transportperiode 179.23 Meter in 17 Tagen, in der zweiten Periode 237.66 Meter in 21 Tagen, daher im Durchschnitte 11.0 Meter pro Tag bewältigt wurden. Die Vorwärtsschiebung der kolossalen Last, welche in der ersten Schiebepériode 25.400 Zollcentner betrug, wurde durch 16 Mann, in der zweiten Schiebepériode bei 41.400 Zollcentner Last mit 20 Mann bewerkstelligt.

Diese Verschiebung dieses kolossalen, continuirlichen Trägers ist eines der wesentlichsten Beispiele solcher Manipulationen, die wir, wenn auch bei geringeren Gewichten, so doch in den sonstigen Combinationen in kühnerer Weise bereits 1857 bis 1862 bei dem Saaneviaducte, später (1860 bis 1861) auch in einer sehr ausgedehnten Weise bei den Brücken der Petersburg-Warschauer Bahn, des Weiteren bei der Scorffbrücke der Orleansbahn 1862, bei der Weichselbrücke nächst Warschau 1863, und auch beim Bouleviaduct der Orleansbahn 1869 angewendet finden, bei welchen Bauwerken Krane und Pressen als Bewegungsmechanismen abwechselten.

Bei der Brücke zu Kovno über den Niemen wurde der 55.000 Centner schwere Träger, welcher im Zustande der Ruhe 14 %₀ im Zustand der Bewegung 8 %₀ des Gewichtes an Reibung

verursachte, an 100 Meter weit bis auf die Pontons geschoben; bei der Grodnobrücke über den Niemen wurde der 24.000 Centner schwere Träger mit Kurbelbewegung 300 Meter weit geschoben; bei der Scorffbrücke schob der Ingenieur Gouin mittelst hydraulischer Pressen den 175 Meter langen, 20.000 Centner schweren Brückenträger in 17 Stunden 152 Meter weit, und bei der Warschauer Brücke schob derselbe Ingenieur den 160 Meter langen, 28.000 Centner schweren Träger ebenfalls mit hydraulischen Pressen mit einer Geschwindigkeit von 50.0 Meter pro Tag über die Pfeiler.

56. Brücke der Staatsbahn über den Donaueanal bei Wien. (Photographische Abbildung.) Diese unter der Direction von Ruppert construirte und von Köstlin bereits im April 1869 beschriebene und von Harkort in Duisburg gelieferte Brücke hat nur eine Oeffnung mit einer freien Lichtweite von 252 österreichischen Fuss, eine Trägerhöhe von 25 Fuss, Achsenstände derselben von 25.5 Fuss und eine für zwei Geleise berechnete freie Lichtweite der Träger von 24 Fuss. Die Inanspruchnahme des Materiales beträgt bei den Gurtungen 7 Kilogramm pro Quadratmillimeter, in den Zugbändern 6 Kilogramm, in den Querträgern 7 Kilogramm und in den Längsträgern 6 Kilogramm pro Quadratmillimeter, in den Verticalstützen am Auflager 5.7 Kilogramm und in jenen gegen die Mitte zu, abnehmend bis herab zu 2.0 Kilogramm pro Quadratmillimeter.

Die Construction dieses Bauwerkes ist ein zweifaches Fachwerk mit von beiden Seiten gegen die Mitte zu geneigten Zugbändern, welche sich in der Mitte des Trägers kreuzen; zwischen der Ober- und Untergurte sind Verticalen in Distanzen von 12 österreichischen Fuss angeordnet. Das Eigenthümliche bei dieser Brücke ist die Querschnittsbildung der Gurtungen und der Verticalen; in weiterer Ausbildung der halbcylinderförmigen  oder sogenannten Omega-Eisen, welche bereits bei der Gran- und Eipelbrücke angewendet wurden, gebrauchte Ruppert hier Quadranteisen, um eine halbkreisförmige Untergurte, eine kreisförmige Obergurte und detto Verticalen in einer solchen Weise zu bilden, dass zwischen die Quadranten Bleche eingefügt werden können, welche jedwede Constructionsverbindung leicht ermöglichen.

Einschliesslich der schweren gusseisernen Portale, der Blechquerträger, sowie der Längsträger, die unter jeder Schiene ange-

ordnet sind, selbstredend auch einschliesslich der die Obergurten verbindenden Fachwerksträger und endlich einschliesslich aller Windkrenze, hat die ganze Eisenconstruction 11.000 Centner gewogen und 148.500 fl. österreichischer Währung Silber gekostet; es entfallen daher auf den laufenden Meter der circa 82.⁸² Meter zwischen den Stützpunkten langen Brücke 6641 Kilogramm und 1793 fl. österreichischer Währung Silber, letzterer Preis ohne die Widerlager.

57. Iglavaviaduct der Staatsbahn in der Linie Wien-Brünn. Dieser schon bei den eisernen Pfeilerbauten erwähnte und von der Sociéte de Fives-Lille gelieferte, auch von dieser Firma wie auch von dem Baudirector Ruppert zur Ausstellung gebrachte eiserne Viaduct über das Thal der Iglava bei Eibenschütz in Mähren besteht aus sechs Oeffnungen (vier à 62.7 Meter, zwei à 61.³⁵ Meter von Mitte zu Mitte der Pfeiler), ist in seinem gesammten continuirlichen eisernen Ueberbaue 373.⁷¹⁵ Meter lang, und hat eine Schienenhöhe von 38.³⁶ Meter über dem Hochwasser.

Die eingeleisige, mit oben liegender Fahrbahn versehene Construction ist die eines gitterförmigen Fachwerkes mit Verticalen und von derselben Beschaffenheit, wie bei dem Boubleviaducte, und unterscheiden sich die 21.⁰⁵ Meter und 26.⁰⁵ Meter hohen eisernen Pfeiler von jenen des Boubleviaductes, wie wir schon früher erwähnt haben, vorzugsweise nur durch die Hinweglassung der Nördling'schen Ausbreitung der Basis.

Die mit T förmigen Ober- und Untergurten versehenen Tragwände sind 5.⁵⁴ Meter hoch, mit 3.⁶⁰ Meter Achsenstand situirt, haben unten Querverbindungen aus 0.¹⁵ Meter hohen, 0.⁰⁹ Meter breiten Winkeleisen, welche einen 0.7 Meter breiten Gehweg tragen, oben 0.4 Meter I-förmige Querträger und sind durch Andreaskreuze aus Winkeleisen, sowie durch Windstreben versteift. Die oberen an Bleche genieteten Querträger tragen sieben gewalzte Längsträger von I-Form und von 0.²⁰ Meter Höhe, auf welchen die Zoresisen lagern und die vermittelst Keilplatten die Schienen aufnehmen. Auskragende Consolen, welche in Gemeinschaft mit der Obergurte zwei hölzerne Gehwege tragen, vermitteln eine Brückenbreite von 4.⁰⁰ Meter zwischen den Geländerachsen. Die Obergurten sind 0.⁵¹ Meter, die Untergurten 0.⁴⁹ Meter breit; die Verticalen in den Trägern sind

in 2.5 Meter, oberhalb den Pfeilern jedoch in 2.7 Meter situirt. Ansicht und Querschnitt dieser Brücke befinden sich auf Tafel VII und IX.

Abweichend vom Baue anderer Viaducte mit eisernen Pfeilern und begründet durch die örtlichen Terrainverhältnisse, denen nur eine beschränkte Montirungsbaustelle abgerungen werden konnte, erfolgte die Verschiebung des Trägers unter Vermehrung der Stützpunkte durch zwei hölzerne Pfeiler, welche nach jeder Verschiebungscampagne abgetragen und weiter vorwärts gestellt wurden.

In der ersten Campagne war der vorgeschobene Träger 162.9 Meter, in der zweiten 238.1 Meter, in der dritten 263.3 Meter, in der vierten 328.5 Meter, in der fünften 373.5 Meter lang, welche totale Trägerlänge nunmehr noch in einer sechsten und siebenten Campagne an die definitive Stelle geschoben wurde.

In 54 Arbeitstagen wurde der Nutzweg von 373.5 Meter, also pro Tag im Durchschnitte ein solcher von 6.907 Meter zurückgelegt. In der zwischen dem 5. August 1869 und 31. Mai 1870 vollführten Verschiebung figurirt der 6. August 1869 mit dem Vorschiebemaximum von 19.50 Meter; in der letzten Schiebescampagne allein betrug das Maximum am 27. Mai 1870 10.75 Meter.

Die Verschiebung erfolgte mittelst Schieberatschen von 6.1 Meter Hebellänge, welche über die Träger emporragend, mittelst Seilen gekuppelt, durch Krahn vorwärts bewegt und im Anfange der Schiebung mittelst Flaschenzügen, in den letzten Campagnen ebenfalls mittelst Krahn zurückbewegt wurden; in der letzten Campagne waren 22 Schieberatschen auf jeder Seite des Trägers, also 44 im Ganzen nothwendig, welche durch drei an der Spitze des Trägers befindliche Krahn vorwärts und durch einen am rückwärtigen Ende des Trägers zurückbewegt wurden; ansserdem war an demselben Ende des Trägers noch ein fünfter Krahn mit directem Anzug gegen das Widerlager wirksam; im Ganzen arbeiteten in dieser letzten, siebenten Campagne 23 Mann an der Vorwärtsbewegung des 21.600 Zolleentner schweren Trägers und sechs Mann am Zurückziehen der Ratschenhebel. Die Skizze einer solchen Ratsche befindet sich auf Tafel IX.

Das gesammte Eisengewicht des Trägers beträgt 1,050,300 Kilogramm; es entfallen daher pro laufenden Meter Trägerlänge 2811 Kilogramm.

Die Gesamtkosten des Bauwerkes betragen circa 775.000 fl. österr. Währung Banknoten; es entfallen daher auf den laufenden Meter der Brücke circa 2074 fl. österr. Währung Banknoten. Von diesem Preise entfallen:

pro laufenden Meter des Trägers	circa 980 fl. öst. W. Banknoten.
„ „ „ der Träger- länge für die Pfeiler	„ 378 „ „ „ „
pro laufenden Meter der Träger- länge am Mauerwerk	„ 716 „ „ „ „

Nicht ohne Interesse ist es zu bemerken, dass im Winter 1869 bis 1870 eine ausgedehnte Eissprengung auf dem Iglavaflusse mittelst Dynamit durchgeführt wurde; bei dieser Sprengung stellte sich heraus, dass die Wirkung des Dynamites erst dann eine vollständige wurde, nachdem entlang dem Flusse in Entfernungen von 12 bis 18 Fuss parallele Rinnen von etwa 2 Fuss Breite eingehauen wurden. Auf diesen noch zusammenhängenden Eisstreifen wurden in Distanzen von 30 bis 40 Fuss die Dynamitpatronen zur Wirkung gebracht und dadurch die vollständige Zersprengung des Eises bewerkstelligt.

Die Bauleitung des Iglava-Viaductes erfolgte unter dem Oberingenieur und derzeitigen k. k. Hofrath R. v. Pischof.

58. Brücken der Oesterreichischen Nordwestbahn. Die bedeutenden Brückenbauten, welche in dem gesammten Netze der Oesterreichischen Nordwestbahn ausgeführt worden sind (270 Blechbrücken, 47 Gitterbrücken, Gesamtgewicht 202.500 Zollcentner), haben der Baudirection Veranlassung zur Aufstellung bestimmter Constructionsregeln geboten, welche in Form einer Monographie als Ausstellungsobject vorhanden waren.

Wir glauben, dass dieses Schriftstück einen so grossen allgemeinen Werth hat, dass seine wörtliche Wiedergabe hier gerechtfertiget sei; um den Eindruck der Vollständigkeit in dieser Monographie nicht zu stören, wurden auch die auf die Blechbrücken Bezug habenden und schon früher erwähnten Stellen hier beibehalten.

59. „Constructionsregeln für den Bau der eisenen Brücken der Oesterreichischen Nordwestbahn.

a) Allgemeine Normen. Um sowohl den theoretischen Grundsätzen möglichst zu entsprechen, als auch um den praktischen

Anforderungen in Bezug auf leichte Ausführung Rechnung zu tragen, wurden folgende Normen für die Wahl des Constructionssystems eiserner Brücken aufgestellt:

Brücken mit Construction-Stütz-Weite bis circa 12 Meter sollen aus Blechträgern,

Brücken mit grösseren Stützweiten sollen aus Fachwerk- oder möglichst einfachen Gitterträgern gebildet werden.

Wenn es die Constructionshöhe irgend zulässt, soll die Fahrbahn, namentlich bei den Blechbrücken und kleineren Gitterbrücken, über den Trägern angeordnet werden, wobei es jedoch als Grundsatz gilt, bei letzteren die Befestigung der Fahrbahn stets so vorzunehmen, dass die Einwirkung der äusseren Kräfte auf das System des Trägers nur in den hierzu geeigneten Knotenpunkten stattfinde.

Bei der Wahl und Anwendung des Constructionssystems der Fachwerk- oder Gitterträger ist nicht sowohl nach neuen Formen zu streben, als vielmehr darauf zu sehen, dass die bekannten einfachen Systeme, auf welche schliesslich jede Constructionform wieder zurückgebracht werden kann, in Bezug auf einfache und praktisch leicht durchführbare Details möglichst durchbildet werden und nicht ein System ausschliesslich für alle Spannweiten, sondern den localen Verhältnissen entsprechend ein passendes System angewendet werde.

Brücken mit mehreren Oeffnungen werden bei Spannweiten von mehr als 20 Metern durch continuirliche Träger gebildet.

Jedes Geleise erhält in der Regel eine besondere Brückenconstruction, die nur aus zwei Trägern gebildet wird.

Alle Querschnitte sind so zu wählen, dass für Aussteifung der Träger kein besonderer Materialaufwand nothwendig ist.

Es sollen nur allgemein gangbare Eisenarten, womöglich nur Winkel-, Flacheisen und Bleche, verwendet werden.

Kröpfungen der Eisentheile sind zu vermeiden.

b) Anordnung des Querschnittes. Für den Fall, dass die localen Verhältnisse günstig und die Fahrbahn über die Träger gelegt werden konnte, wurden die letzteren bei den Blechbrücken 2 Meter, bei den Fachwerkbrücken von 16—30 Meter Stützweite

2.6 Meter, von 40 Meter Stützweite 3 Meter, von 50—60 Meter Stützweite 4 Meter und bei 70 Meter Stützweite 5 Meter weit von einandergestellt.

Der Querschnitt der Blechträger ist der doppelt-T-förmige.

Ebenso erhielten die Gurtungen aller Gitterträger bis 80 Meter Weite die einfache T-Querschnittsform. Erst bei der 100 Meter weiten Elbebrücke nächst Tetschen wurde der Stabilität halber die Querschnittsform mit zwei Stehblechen (Kastenform) in Anwendung gebracht.

Die Querverbindungen werden bei dieser Lage der Fahrbahn für die Blechbrücken, mit Ausnahme der Weiten bis 6 Meter, wo dies wegen der geringen Höhe der Träger nicht gut ausführbar ist, durch zwei Traversen und ein Andreaskreuz gebildet. Bei den Gitterbrücken ist die obere Traverse durch den Querträger, welcher zur Aufnahme der Fahrbahnträger dient, ersetzt.

Die kleinen Brücken bis 6 Meter Weite erhalten eine Querverbindung, welche aus mehreren Winkeleisen in T- oder Kreuzform zusammengelegt und durch zwei Diaphragmen mit den Blechträgern verbunden ist.

Wo es die beschränkten Höhenverhältnisse nicht zuließen, die Fahrbahn über den Trägern anzuordnen, wurde dieselbe zwischen die Träger gelegt, und erhielten diese dann einen Abstand, der dem Profile des lichten Raumes entsprach.

Die Querverbindung bei dieser Anordnung wird, mit Ausnahme einiger grösserer Brücken, nur durch die Querträger gebildet, welche mittelst verticaler Diaphragmen an die Hauptträger befestigt sind.

Bei den grösseren Brücken wurden die Tragwände, wenn die Fahrbahn unten lag, auch noch oben mit einander verbunden, wie es bei der Brücke über die Donau bei Wien, der Canalbrücke bei Prag, dann der Aussiger und Tetschener Brücke der Fall ist, wo die Höhe der Träger eine solche Verbindung ohne Anstand zuließ; während es an der Elbebrücke bei Königgrätz — 50 Meter Stützweite — nicht thunlich gewesen wäre, wenn die Träger nicht eine aussergewöhnliche Höhe erhalten hätten.“

c) „Construction der Brückenträger. Die Höhe der Träger wurde in der Regel mit $\frac{1}{10}$ der Stützweite angenommen.

Bei continuirlichen Trägern, welche mehr als zwei Oeffnungen überspannen, wurde in der Regel das Verhältniss der Grösse der Endöffnungen zu jener der Mittelöffnungen von 1 : 1.2 eingehalten und die Trägerhöhe = $\frac{1}{10}$ der ersteren bestimmt. Wurden die Träger nur über zwei Oeffnungen continuirlich hergestellt, so erhielten sie $\frac{1}{10}$ der Weite einer Oeffnung zur Höhe. Ausnahmen von dieser Regel wurden nur bei der Donaubrücke gemacht, bei welcher die Träger, um die Länge der Streben und dadurch den Materialaufwand zu verringern, bei Anordnung der Continuität über je zwei Oeffnungen nur $\frac{1}{11}$ der Weite zur Höhe erhielten.

Abweichend davon ist es auch bei der Elbebrücke nächst Aussig wegen der durch die Schiffahrtsverhältnisse bedingten Stellung der Pfeiler nothwendig gewesen, die drei Hauptöffnungen, die mit continuirlichen Trägern überbaut wurden, gleich weit zu machen, wodurch der ökonomische Effect der Continuität beeinträchtigt wurde.

Die Gurtungen der Träger werden auch bei Einzelöffnungen, mit Ausnahme eines einzigen Falles, immer parallel angeordnet. Gekrümmte Gurtungen wurden nicht in Ausführung gebracht, weil sich in allen Fällen, wo dies versucht wurde, wenn auch vielleicht nur in Folge der speciellen Verhältnisse, kein ökonomischer Vortheil ergab, während die Unbequemlichkeit der Ausführung manchen Nachtheil mit sich bringt und der ästhetische Eindruck eines solchen Bauwerkes, namentlich bei Brücken mit mehr als Einer Oeffnung, unbestritten ein höchst ungünstiger ist.

Das System der Verbindung der Gurtungen untereinander besteht aus einmal gekreuzten diagonalen Zugbändern und Streben, welche die Verticalkräfte zu übertragen haben, und aus verticalen Pfosten, welche lediglich die Function der Uebertragung des Gewichtes der Fahrbahn und der von dieser aufgenommenen zufälligen Last auf die Knotenpunkte der Träger haben

Dieses System, das den grossen Vortheil der höchst bequemen und leichten Ausführung gewährt, eine vollkommene Befestigung der Fahrbahn, sowie eine sehr solide Verbindung der Hauptträger miteinander gestattet und dabei, wie der Vergleich der in den beigegebenen Tabellen aufgeführten Gewichte und Proberesultate mit

anderen ergibt, einen sehr günstigen ökonomischen Effect hat, wurde bis zur Spannweite von 50 Metern beibehalten.

Seine Anwendung bei noch grösseren Spannweiten wurde jedoch unterlassen, weil die Herstellung der auf Druck in Anspruch genommenen Diagonalen, wegen der zu grossen freien Länge, und die zur Aufnahme der Fahrbahn nothwendigen Zwischenconstructions, die Quer- und Schwellenträger, in Folge der zu grossen Entfernung der Knotenpunkte, einen zu bedeutenden Materialaufwand erforderten, welcher die sonstigen Vortheile wieder aufhob, und weil die Anwendung eines mehrfachen Systems zu grosse Schwierigkeiten bei der Construction der Kreuzungspunkte der Kreuzstreben mit den Verticalen verursachte.

Uebrigens ist es bei grösseren Spannweiten, wo die Stehbleche der Gurtungen hinreichende Flächen darbieten, leichter möglich, die Querträger der Fahrbahn solid mit den Hauptträgern zu verbinden, und daher weniger nothwendig, zu diesem Zwecke ein besonderes Constructionsmitglied einzuschalten. Es ergab sich für die Weiten über 50 Meter in jeder Beziehung als vortheilhaft, ein reines Gittersystem mehrfacher Ordnung anzuwenden und bei einer, vollkommene Sicherheit gegen seitliche Ausbiegungen darbietenden Profilirung der Streben, die Verticalpfosten wegzulassen.

In solcher Weise wurde die Donaubrücke bei Wien mit vier Oeffnungen à 80 Meter Weite, die 70 Meter weite Canalbrücke bei Prag und die Elbebrücke in Tetschen mit zwei Oeffnungen à 100 Meter hergestellt.

Bei den drei grossen, 74 Meter weiten Oeffnungen der Aussiger Elbebrücke, die nebst der oben liegenden Fahrbahn für ein Geleise noch eine unten liegende Fahrbahn für eine Strasse trägt, wurde das Gittersystem, das sonst den besten Effect geliefert hätte, nicht in Anwendung gebracht, weil dieses eine so solide Verbindung beider Hauptträger, wie in dem vorliegenden Falle nothwendig ist, nicht zulässt, sondern für diese Brücke das in neuerer Zeit oft beliebte System mit verticalen Druckstreben und diagonalen Zugbändern in zweifacher Ordnung gewählt.

Die Streben der Fachwerk- und Gitterbrücken wurden durchwegs so profilirt, dass eine besondere Absteifung der Träger nicht mehr nothwendig war. Bei allen Brücken wurde dem Querschnitte

der Streben die Kreuzform gegeben, weil diese die bequemste und solideste Verbindung mit den Stehblechen der einfachen T-förmigen Gurtungen gestattet und den nicht zu unterschätzenden Vortheil gewährt, dass die Niete, mit welchen die Streben an die Wandbleche befestigt werden, doppelschnittig in Anspruch genommen werden, wodurch Material an den letzteren erspart wird. Die Streben wurden aus vier Winkeln gebildet, von denen zwei aussen und zwei innen so befestigt sind, dass der Querschnitt der Strebe sich symmetrisch zur Achse des Trägers verhält. Die Stösse der Wandbleche wurden in die Knotenpunkte gelegt und durch Platten gedeckt, über welche zugleich die Streben festgenietet wurden, wodurch man zwischen den äusseren und inneren Winkeln der Streben so viel Raum erhielt, um die auf die Stehbleche unmittelbar aufgenieteten Zugbänder ohne Biegung durchzuziehen, und erzielte auf diese Weise, dass der Strebenquerschnitt eine grössere Ausdehnung gewann.

Die äusseren und inneren Strebenwinkel erhielten in Distanzen von etwa 1 Meter eine Verbindung durch Stehbolzen oder Niete und Futtereinlagen. Ebenso wurden die Kreuzungsstellen der auf Zug mit den auf Druck angestregten Diagonalen vernietet, wobei die ersteren durch eine Einlage in der Dicke der Stehbleche auseinander gehalten wurden.

Gaben vier Winkel nicht mehr den hinreichend starken Querschnitt, dann wurden senkrecht zur Trägerachse zwischen die Winkel noch Flacheisenstreifen eingelegt.

Abweichend von dieser Strebenconstruction ist jene der Elbebrücke bei Tetschen angeordnet worden. Die Dimensionen der Querschnittsflächen sind nämlich bei den bedeutenden Spannweiten schon so gross, dass sich bei den Gurtungen die Annahme eines kastenförmigen und bei den Streben die des doppel-T-förmigen Querschnittes empfahl, um der Construction mehr Stabilität zu geben.

In den Mittelfeldern sind alle Diagonalen zur Aufnahme von Druck und Zug steif construiert. In ähnlicher Weise wie die Streben wurden auch die verticalen Pfosten, die als Träger der Fahrbahn dienen, aus vier schwächeren Winkeleisen gebildet und über den Stossplatten der Stehbleche an die Gurtungen befestigt. Die Dia-

phragmen, an welche die Querträger genietet sind, wurden senkrecht zur Achse der Träger eingeschoben und mit allen vier Winkeln vernietet.“

d) „Quer- und Längsträger. Die Querträger, deren Dimensionen je nach der Distanz der Hauptträger und Knotenpunkte wechseln, wurden in der Regel aus Blech hergestellt und nur in einzelnen Fällen, wo die Fahrbahn so hoch über der Unterkante der Eisenconstruction lag, dass eine besondere Diagonal- und Quer-Verbindung nicht mehr bequem auszuführen war, aus Stabwerk so gebildet, dass sie, den Querschnitt unter der Fahrbahn ausfüllend, zugleich die Quer- und Diagonalverbindung darstellten.

Die unteren Flantschenwinkel wurden in der Regel verkehrt angenietet, um den Längsträgern ein Auflager zu bieten.

Die Längsträger zur Aufnahme der Querschwellen wurden ebenso aus Blech und Winkeleisen hergestellt.“

e) „Auflagerconstructionen. Die Auflager bestehen bis zur Weite von 20 Metern lediglich aus Gusseisenplatten, die durch eine unten angegossene Nase in den Auflagersquadern gegen Verschiebung festgehalten werden.

Bei den grösseren Trägerlängen wurde auf die Längenveränderungen der Träger durch den Temperaturwechsel Rücksicht genommen, und zwar wurden bis zu Weiten von 40 Metern Schleifplatten aus Stahl, darüber hinaus aber Auflager mit Charnier und Rollen in Anwendung gebracht.

Die Befestigung der letzteren auf dem Mauerwerke geschieht durch Steinsehrauben.“

f) „Windkreuze. Die Blechbrücken bis 6 Meter Weite erhielten nur einfache Windkreuze aus Flacheisen, die Blechbrücken bis 10 Meter eben solche, aber aus Winkeleisen; die grösseren Blechbrücken erhielten an der oberen und unteren Flanche Windkreuze, von denen jedoch nur die unteren aus Winkeleisen sind.

Bei den Blechbrücken, wo die Fahrbahn zwischen den Trägern lag und bei welchen die Querträger ohnehin schon eine sehr feste Verbindung abgeben, wurden nur Flacheisen in der Ebene der unteren Gurtung angeordnet.

Bei Fachwerk- und Gitterbrücken wurden, wo es möglich war, die Windkreuze immer an der oberen und unteren Gurtung angebracht und steif construirt.“

g) „Inanspruchnahme des Schmiede Eisens. Zufällige Last. Bis zum Erscheinen der Verordnung des k. k. Handelsministeriums vom 30. August 1870, welche hierüber bestimmte Normen gab, wurde bei der Berechnung der Querschnittsabmessungen eine zulässige Inanspruchnahme des Schmiede Eisens, und zwar bei den Hauptconstructionstheilen (den Brückenträgern) von 7 Kilogramm pro Quadratmillimeter, bei den Quer- und Längsträgern von 6 bis 6.5 Kilogramm pro Quadratmillimeter vorausgesetzt, während nach dem Erscheinen dieser Verordnung, welche 8 Kilogramm pro Quadratmillimeter im Allgemeinen mit Ausnahme der Nieten für zulässig erklärt, 8 Kilogramm pro Quadratmillimeter für die Hauptträger und 6 bis 6.5 Kilogramm pro Quadratmillimeter für die Quer- und Längsträger in Rechnung gebracht wurden.

Die zufällige Last wurde mit specieller Rücksichtnahme auf die Locomotiven der Oesterreichischen Nordwestbahn bestimmt; bei den Brücken über 30 Meter Stützweite aber durchgehends mit 4 Tonnen pro laufenden Meter der Stützweite angenommen.“

Tabelle der Hauptabmessungen und Gewichte der eisernen Gitterträger mit parallelen Gurtungen im Zuge der Oesterreichischen Nordwestbahn.

A b m e s s u n g e n			Lage der Fahrbahn in Bezug auf die Träger	Gesamtwicht der Eisenconstruction in Zolcentnern		Gewicht pro laufenden Meter der Stützweite in Zolcentnern		Beanspruchung des Schmitt- eisens der Hauptconstruction in Kilogr. pro Quadratmillim.	B e m e r k u n g e n
Stützweiten	Trägerlänge	Trägerhöhe am Auf- lager		Schmitt- eisen	Gusseisen	Schmitt- eisen	Gusseisen		
i n M e t e r									
16.00	16.16	1.020	oben	358.78	21.52	—	22.42	1.34	{Brücken über die Chrudimka bei Staun, über den Seifenbach bei Arnau und für eine Durch- fahrt bei Tetschen.
20.00	20.16	2.020	unten	405.90	9.59	—	25.37	0.60	{Brücken über den Bach bei Kutenberg, über die Cidlina bei Podbrad, über die Mrlina bei Nymburg, Inundationsbrücken für die Elbe bei Kolin, Brücke über den Zobnitz- fluss bei Misek.
			unten, sehr beschränkt	443.87	9.59	—	27.74	0.60	
20.00	20.16	2.020	oben	480.37	21.52	—	24.02	1.08	{Brücke über den Roknitzbach bei Lieben, liegt im Gefälle von 12.50/100.
			Mitte	540.05	9.59	—	27.00	0.48	

20.00	20.16	3.020	unten	530.61	9.59	—	20.98	0.48	{Brücken über die Elbe bei Mönchsdorf, die Aupa bei Trautonan, den Fabrikanal bei Tetschen, über den Dednabach, den Ab- bach bei Castalowitz, Inundationsbrücke bei Königsgrätz.
25.00	25.18	3.520	unten, sehr beschränkt	574.00	9.59	—	28.70	0.48	{Brücken für die Strassen der Donaustadt bei Wien, Inundationsbrücke bei Gross-Wosseck.
			oben	675.31	41.37	3.22	27.01	1.74	
25.0—25.0	50.18	2.520	Mitte	746.20	18.60	3.22	29.85	0.88	{Brücken über den Adlerfluss bei Wetzdorf und Wichstadt, Inundationsbrücken der Elbe bei Tetschen. (Gleitlager und Dilatations- Vorrichtungen.)
			unten	745.57	18.60	3.22	29.82	0.83	
27.43	27.61	3.520	oben	1274.39	86.13	4.44	25.49	1.81	Brücke über die Chrudimka bei Slatinan.
			oben	806.21	44.71	2.22	29.69	1.71	
30.0	30.18	3.020	oben	880.19	44.71	2.74	29.34	1.58	{Brücke über die Sazawa bei Chlistov. Conti- nuirliche Träger, Gleitlager.
			Mitte	954.48	21.93	2.74	31.82	0.82	
31.50—31.50	63.20	3.170	oben	1731.80	75.33	1.27	27.49	1.31	{Brücke über die Sazawa bei Deutschbrod und über die Cidlina bei Chlumetz.
			unten	2612.09	72.50	10.20	29.03	0.92	
27.0—36.0—27.0 (Mittel. Stützwe.: 30.0)	90.18	3.020	unten	3859.70	94.40	12.03	33.60	1.06	{Brücke über das Inundationsgebiet des Donau- stromes bei Wien mit 14 gleich grossen Oeffnungen; über je zwei Oeffnungen sind continuirliche Träger mit nebenstehenden Weiten, im Ganzen also sieben solcher Con- structionen angewendet. Auflager sind Roll- schlitten.
			unten	2612.09	72.50	10.20	29.03	0.92	
30—40—30 (Mittel. Stützwe.: 33.333)	100.18	3.353	unten	3859.70	94.40	12.03	33.60	1.06	{Brücke über die Elbe bei Kolin, continuir- liche Träger über 3 Oeffnungen, Gleitlager.

Stützweiten		A b m e s s u n g e n			Lage der Fahrbahn in Bezug auf die Träger	Gesamtgewicht der Eisenconstruction in Zollcentnern		Gewicht pro laufenden Meter der Stützweite in Zollcentnern		Beanspruchung des Schmied- eizens der Hauptconstruction in Kilogr. pro Quadratmillim.	B e m e r k u n g e n	
		Trägerlänge	Trägerhöhe am Auf- lager	Entfernung der Trägermitlen		Schmied- Eisen	Stahl	Schmied- Eisen	Guss- Eisen und Stahl			
30-40-40-80 (Mittl. Stütz w.: 35.0)		140.18	3.353	4.60	unten	4906.34	111.20	14.80	35.05	0.92	7	Brücke über die Elbe bei Pardubitz, conti- nuirliche Träger über 4 Oeffnungen, Gleit- lager, zwei nebeneinander liegende Geleise. Brücke über die Iglawa bei Iglau, liegt im Bogen vom Rad. = 1000 Meter. Brücke über die Iser bei Jungbunzlau, conti- nuirliche Träger über beide Oeffnungen, Gleitlager. Brücke über die Elbe bei Čakovic, conti- nuirliche Träger über 4 Oeffnungen, Gleit- lager. Brücke über die wilde Adler bei Sopotitz, Walzenkipplager aus Gusseisen, liegt im Gefälle von 130/100. Brücke über die Elbe bei Königgrätz, Walzen kipplager aus Gusseisen. Brücke über die Brta bei Aussig, Walzenkipplager aus Gusseisen, liegt im Gefälle von 109/100 (10.789/100).
40.0		40.20	4.020	3.00	oben	1498.94	85.70	3.05	37.47	2.22	7	
40-40		80.20	4.020	3.00	oben	2846.14	118.73	6.10	35.58	1.56	7	
40-40-40-40		160.18	3.353	4.60	unten	5128.62	116.50	15.10	32.05	0.82	8	
50.0		50.60	5.024	4.00	oben	2261.59	127.47	0.40	45.23	2.56	8	
52.4		53.00	6.024	4.60	unten	2283.34	99.57	0.40	45.67	2.00	8	
			5.266	4.60	Mitte	2470.40	99.57	0.40	47.15	1.90	8	

50-60-60-60-60 (Mittl. Stütz w.: 55.0)	220.22	5.020	4.00	oben	10131.59	370.65	358.23	46.05	3.31	7.5	Viaduct über das Thayathal bei Znaim, conti- nuirliche Träger über 4 Oeffnungen, Walzen- kipplager aus Gusstahl, liegt im Gefälle von 59/100 in einer Höhe über der Thaisohle von 45 Metern, Mittelpfeiler aus Stein. Brücke über den Carolinenthaler Schifffahrts- und Landungscanal bei Prag unter 53° 25', vierfaches System ohne Verticale, schräg be- schränkte Höhe der Fahrbahn, Walzenkipplager aus Gusseisen. Brücke über den Elbestrom bei Aussig, hat continuirliche Träger über 3 Oeffnungen mit starken Verticalen und flachen Diagonalen, ein Eisenbahngleise über den Hauptträgern, 5.0 Meter Strassenbahn zwischen denselben und Seitenpfad von 1.4 Meter Breite für Fussgänger, ausserhalb Stelzenkipplager aus Gusstahl. Brücke über den Donaustrom bei Wien mit vier gleich grossen Oeffnungen, über je zwei Oeffnungen sind continuirliche Träger mit nebenstehenden Weiten angewendet, vier- faches System ohne Verticalen, Stelzenkipplager aus Gusstahl. Brücke über den Elbestrom bei Tetschen, continuirliche Träger über beide Oeffnungen mit kastenförmigen Gurten und vierfachen Gitterwerke ohne Verticalen, Stelzenkipplager. Die Brücke ist schräg unter 45° 6', und liegt im Gefälle von 59/100.
69.0	69.84	6.920	4.70	unten	3839.50	204.80	0.40	55.65	2.97	8	
73.9-74.2-73.9 (Mittl. Stütz w.: 74.0)	223.00	7.388	5.50	Eisenbahn- Geleise oben Strassen- bahn unten	19227.50	485.20	497.5	86.61	4.43	8	
82.170-82.170	165.819	7.524	4.70	unten	9437.33	173.64	280.0	57.42	2.76	8	
100-100	201.120	10.022	5.0	unten	16803.60	142.00	373.20	84.02	2.58	8	

Unter den einzelnen, Seitens der Oesterreichischen Nordwestbahn zur Ausstellung gebrachten und unter dem Baudirector Hellwag und dem Oberinspector Gerlich erbauten grösseren, eisernen Brücken heben wir die folgenden hervor:

60. Nordwestbahnbrücke über die Donau bei Wien. Dieselbe besteht aus vier Stromöffnungen à 83.4 Meter, 14 linksseitigen Inundationsöffnungen, und zwar: zwölf à 31.65 Meter, eine à 32.45 Meter und eine à 32.65 Meter, überall von Mitte zu Mitte der Pfeiler, und aus einer rechtsseitigen (seither definitiv ersetzten) Auffahrt; die Stützweiten betragen 82.17 Meter, respective 31.5 Meter. Die Strombrücke ist ein vierfaches, gitterförmiges Fachwerk ohne Verticalen, die Inundationsbrücke aber besteht aus einem einfachen Fachwerke mit Verticalen; bei der ersteren Brücke liegt die Fahrbahn unten, bei der anderen oben.

Die Trägerhöhe der Strombrücke beträgt 7.5 Meter, jene der Inundationsbrücke 3.15 Meter; die Gurtenbreite der Strombrücke misst 0.6 Meter, jene der Inundationsbrücke 0.3 Meter; die Trägerentfernung der ersteren beträgt 4.70 Meter, jene der letzteren 2.6 Meter, während ihre auskragenden Schwellen 4.5 Meter lichte Geländerweite zugelassen.

Die Strombrücke hat über je zwei Oeffnungen von 82.17 Meter theoretische Stützweite continuirliche Träger von 166.35 Meter Länge, welche inclusive der Fahrbahn zu 3280 Kilogramm pro laufenden Meter berechnet wurden. Die Diagonalen bestehen aus Druck- und Zugbändern, erstere aus zwei T-Eisen, letztere aus Flacheisen; die Knotenweite misst 3.785 Meter, die Entfernung zweier Kreuzungspunkte im Fachwerke 2.646 Meter. Die oberen Gurtungen sind durch 0.637 Meter hohe Gitterträger quer verbunden, die oberen Windkreuze bestehen aus einfachen und doppelten Winkeleisen, die unteren aus Flacheisen. Die Fahrbahn ruht auf Blechträgern.

Bei der Inundationsbrücke haben ebenfalls je zwei Oeffnungen einen continuirlichen Träger von 31.5 Meter Stützweite und 63.2 Meter Länge bei 1750 Kilogramm Eisengewicht pro laufenden Meter.

Das gesammte factische Eisengewicht inclusive der Befestigung der Fahrbahn und der Geländer, sowie der Auflager beträgt 32.000 Centner, hiervon entfallen auf die Träger der Strombrücke 18.600 und auf jene der Inundationsbrücke 11.900 Centner.

Die Montirung erfolgte auf Gerüsten, wurde am 23. August 1871 begonnen und im Februar 1872 beendet; die durchschnittliche tägliche Leistung der Montirung betrug bei der Strombrücke 133 Centner, bei der Fluthbrücke 80 Centner; die Maximalleistung pro Tag 175 Centner.

Die mit zwölf Locomotiven durchgeführte Erprobung bei ruhiger Last ergab eine maximale Einsenkung von 50 Millimeter.

Construirt ist die Brücke für eine Inanspruchnahme von 7.25 Kilogramm pro Quadratmillimeter.

Die lichte Höhe der Brücke über Nullwasser beträgt bei der Strombrücke circa 10.0 Meter, bei der Inundationsbrücke circa 5.0 Meter.

Die Fundirung der Brücke wurde schon früher (pag. 97) angeführt.

Die Construction der Brücke ist auf Tafel X ersichtlich gemacht.

61. *Thayaviaduct* bei Znaim. Dieses interessante Bauwerk, welches in seiner generellen Ansicht auf Tafel VI ersichtlich gemacht ist, besteht aus einem continuirlichen Fachwerksträger, der, mit seiner obenliegenden Fahrbahn 48.0 Meter über Mittelwasser situirt, über drei steinerne Pfeiler von circa 3.7 Meter Kopfbreite gestreckt ist und eine Brücke von vier Oeffnungen bildet, von denen zwei à 60.0 Meter und zwei à 50.0 Meter Stützweite besitzen. Die Hauptdimensionen der Träger wurden schon früher genannt. Nicht ohne Interesse ist das Montirungsgerüste dieser Brücke, von dem sich eine Skizze auf Tafel VIII befindet.

Die gesammte Eisenconstruction wiegt 11.200 Centner, also pro laufenden Meter 2550 Kilogramm; die Kosten des ganzen Bauwerkes betragen (rund):

a) Montagegerüst	20.000 fl. ö. W.
b) Mauerwerk	440.000 „ „ „
c) Eisenconstruction (11.200 Zolcentner)	160.000 „ „ „
	Summe 620.000 fl. ö. W.

oder pro laufenden Meter 2818.2 fl. österr. Währung.

62. *Elbebrücke* bei Aussig. Die Gesamtanordnung dieses eingeleisigen, 1874 vollendeten Bauwerkes, welches oben

die Eisenbahn und unten die Strassenbahn trägt (für welche letztere besondere und kostspielige Zufahrtswege errichtet werden mussten) ist auf der Tafel VI ersichtlich und bereits in der obigen Tabelle textirt; die Fundirung dieses Bauwerkes wurde ebenfalls schon pag. 107 abgehandelt.

Das gesammte Bauwerk besteht aus einer Strombrücke und aus Zufahrtsbrücken, welche theils über die Rampen der Strassenbahn, theils über die Obersedlitzer Strasse, theils über das Doppelgeleise der Staatsbahn führen; die linksseitige Strassenrampe ist ausserdem durchbrochen, um den Quai freizuhalten, so dass die betreffende Auffahrtsöffnung auch über den Quai führt.

Zwischen den äussersten Landwiderlagern ist das gesammte Bauwerk 309.²³ Meter lang, wovon 228.⁶⁵ Meter auf die Strombrücke (einschliesslich ihrer Landpfeiler) und 80.⁵⁸ Meter auf die vorerwähnten Zufahrten entfallen.

Die Mittelpfeiler der Strombrücke messen am Schaft 3.⁰ Meter, sie bilden drei Brückenfelder, eines mit 74.² Meter und zwei à 73.⁹ Meter = 222.⁰ Meter Stützweite; die gesammte Trägerlänge der Strombrücke misst 223.⁰ Meter.

Die Schienenhöhe des Bauwerkes befindet sich 17.⁷⁵ Meter, die Unterkante der Eisenconstruction 10.³ Meter über Normalwasser. Die Trägerhöhe misst 7.³⁶ Meter, der verticale Abstand zwischen den beiden Fahrbahnen misst 6.⁶ Meter, die lichte Breite der Strasse 5.⁰ Meter, die Achsendistanz der Hauptträger misst 5.⁵ Meter; an der stromaufwärtigen Aussenseite der Eisenconstruction befindet sich ein Gehweg von 1.²⁵ Meter Breite.

Die Stützweite der Hauptträger ist in 20 Fächer à 3.⁶⁸ Meter getheilt; die anderen Anordnungen sind aus den vorher bemerkten Constructionsregeln ersichtlich.

Die nicht continuirlichen Eisenconstructionen der vier Zufahrtsöffnungen haben quadratische Fächer; 20.⁷² Meter Stützweite, 20.⁸⁸ Meter Trägerlänge, 2.⁰⁷² Meter Trägerhöhe, Fahrbahn unten und eine Achsendistanz der Träger von 4.⁵ Meter.

Sämmtliche Eisenconstructionen wiegen an Schmiedeeisen, Gusseisen und Gussstahl:

a) Strombrücke	20.250 Zollcentner
b) Zufahrtsbrücken	2.200 „ „
c) Geländer der Strassenrampen	250 „ „
Summe	22.700 Zollcentner.

Inclusive Geländer und Auflager entfallen pro laufenden Meter der Strombrücke 91.2 Zollcentner = 4560 Kilogramm, wovon auf die eigentliche Construction 85.4 Zollcentner = 4270 Kilogramm zu zählen sind.

Die berechnete Durchbiegung in der Mittelöffnung von 49 Millimeter wurde bei der Belastungsprobe nicht erreicht, denn in Wirklichkeit ergab sich nur eine Maximaleinsenkung von 40 Millimeter = $\frac{1}{1900}$ der Stützweite; eine bleibende Durchbiegung wurde gar nicht wahrgenommen.

63. Elbebrücke der Oesterreichischen Nordwestbahn bei Tetschen. Diese schiefe, eingleisige Brücke besteht aus einer Strombrücke über einem Mittelpfeiler und aus zwei Zufahrtsbrücken, die erste hat eine unten liegende, die anderen haben oben liegende Fahrbahn; die continuirliche Strombrücke hat zwei Oeffnungen à 100.0 Meter Stützweite und 201.12 Meter Trägerlänge; die beiden Landbrücken haben 25.0 Meter Stützweite. Die Lichtweiten der 45 Klafter 6 Fuss übersetzenden Brücke messen bei jeder Stromöffnung 96.03 Meter, bei jeder Inundationsöffnung 23.2 Meter.

Der Mittelpfeiler liegt 12.74 Meter unter und 13.374 Meter ober Null; die Differenz zwischen Nieder- und Hochwasser misst 10.9 Meter, da fast das sämmtliche Wasser Böhmens, bezüglich dessen Untersuchungen wir auf die ausgezeichneten Abhandlungen des Professors Harlacher in Prag verweisen müssen, diese Stelle passirt. Die Tragwandhöhe der Strombrücke beträgt 10.0 Meter, der Achsenstand der Träger 5.0 Meter. Die Gurten sind \perp -förmig, und 0.72 Meter breit; die lichte Weite der \perp -Form misst 0.45 Meter und die 12 Millimeter starken Stehbleche sind 0.65 Meter hoch; die unteren Querträger sind Blechträger, welche die mit 1.8 Meter distanzirten Längsträger aufnehmen; die Verbindung der Obergurten erfolgt durch ein Gitterwerk, und besitzen die Träger oberhalb des lichten Ladeprofiles eine Querverbindung in Gestalt eines

Horizontal- und eines Verticaleisens und zweier Andreaskreuze. Die Ausfachung der Ober- und Untergurte erfolgt (wie bei der Donaubrücke der Oesterreichischen Nordwestbahn) durch ein vierfaches gitterförmiges Fachwerk ohne Verticale, dessen Knotenpunkte in 5.0 Meter distanzirt sind.

Die Inundationsbrücken mit oben liegender Fahrbahn haben dieselbe Construction wie die Zufahrtsbrücken der Aussiger Brücke; ihre Träger sind 2.5 Meter hoch, in 2.8 Meter Achsendistanz situirt, mit T-förmigen Gurten versehen, besitzen flache, doppelte Zugbänder, H -förmige, aus vier Winkeleisen gebildete Druckstreben und Verticale in 2.5 Meter Distanz.

Dieses im Juli 1873 begonnene und im September 1874 vollendete Bauwerk, dessen gesamter Pfeilerbau nur zwölf Monate in Anspruch nahm, verursachte folgende summarische Leistungen:

Fundamentaushub über Null	1900 Kubikmeter
„ „ „ unter „	3500 „ „
Beton	1300 „ „
gewöhnliches Fundamentmauerwerk	2900 „ „
Fundamentquadern	320 „ „
freies Bruchsteinmauerwerk	4220 „ „
dessen Hausteilverkleidung	180 „ „
Verkleidungs-, Güll- und Auflagsquadern	2500 „ „
drei Caissons in Summe	3900 Zolcentner.

Eisen der Strombrücke:

a) Tragwerk (Schmiedeisen)	17.080 Zolcentner
b) Geländer (Schmied- und Gusseisen)	125 „ „
c) Auflager (Guss- und Schmiedeisen)	125 „ „
d) „ „ (Stahl)	345 „ „

Summe 17.675 Zolcentner,

also pro laufenden Meter des Trägers = 85.4 Zolcentner = 4270 Kilogramm.

Eisen der beiden Inundationsbrücken:

a) Tragwerke (Schmiedeisen)	1330 Zolcentner
b) Geländer (Schmied- und Gusseisen)	50 „ „
c) Auflager (Gusseisen)	25 „ „
d) „ „ (Stahl)	5 „ „

Summe 1410 Zolcentner

also pro laufenden Meter des Trägers = 26.6 Zollcentner = 1330 Kilogramm.

Die Montirung der Eisenconstruction erfolgte auf festen Gerüsten, die auf Pfahljochen ruhten und in der Stromöffnung aus Howe'schen Trägern von 25.0 Meter Spannweite bestanden.

Für die Berechnung der Eisenconstruction wurden die Tragwände mit 8.0 Kilogramm, die Fahrbahnträger mit 6.5 Kilogramm, die Nieten mit 6.0 Kilogramm in Ansatz gebracht.

Die grösste elastische Durchbiegung in der Strombrücke wurde mit 39.0 Millimeter = $\frac{1}{2500}$ der Stützweite bei 40.5 Meter Entfernung vom Endauflager und bei zwölf Locomotiven à 60 Tonnen Gewicht ermittelt.

Die Kosten des Bauwerkes betragen (rund):

a) Unterbau	438.000 fl. ö. W. B. N.
b) Eisenconstruction	360.000 " " " " "
c) Holzbelag	10.000 " " " " "

Summe . 808.000 fl. ö. W. B. N.

Nach den Mittheilungen des Professors Brick und nach den bei der Fundirung gegebenen Notizen lassen sich diese Kosten in (rund) 73.300 fl. für die Inundationsbrücken und 734.700 fl. für die Strombrücke trennen, so dass der laufende Meter der ersteren circa 1466 fl. österr. Währung Banknoten, der letzteren circa 3679 fl. österr. Währung Banknoten kostet.

Die Fundirung dieses Bauwerkes wurde bereits pag. 109 beschrieben und von Klein, Schmoll & Gaertner ausgeführt; die Eisenconstruction ist von Benkiser in Pforzheim geliefert; das Bauwerk ist ebenfalls unter der Oberleitung von Hellwag und E. Gerlich erbaut und von J. Mast in der Ausführung überwacht.

64. Donaubrücke der Kaiser Franz Joseph-Bahn bei Tulln. (Ausgestellt von der Société de Fives-Lille.)


Diese zum Ersatze der früheren hölzernen Brücke dienende und im Jahre 1873 vollendete eiserne Brücke überschreitet die Donau vermittelt eines continuirlichen Gitterwerkes, welches, auf vier Stropfteilern ruhend, fünf Felder bildet, von denen zwei à 85.105 Meter und drei à 90.0 Meter Stützweite besitzen, wonach sich eine gesammte Trägerlänge von [2 à (85.105 Meter + 1.0 Meter) +

+ 3 à 90.⁰ Meter] = 442.²¹ Meter herausstellt. Der Pfeilerbau dieser Brücke ist so breit (22.⁷⁰ Meter), dass er ausser der zweigeleisigen Eisenbahnbrücke noch eine Strassenbrücke trägt; wir beziehen uns hier nur auf die erstere.

Die Trägerhöhe misst 8.²⁰ Meter; die T-förmigen Ober- und Untergurten messen 0.⁹ Meter Breite, ihre Stehbleche 0.⁸ Meter respective 0.⁹⁵ Meter Höhe.

Die Schienengeleise ruhen in Vermittelung hölzerner Schwellen auf vier Längsträgern, welche durch 0.⁹⁵ Meter hohe Blechquerträger gestützt sind; der obere Theil der Tragwände ist durch ein 0.⁸ Meter hohes Fachwerk verbunden; Windstreben aus Winkel-eisen.

Die Construction der Tragwände ist die eines weitmaschigen (2.⁰ Meter diagonal) Gitterwerkes mit steifen Diagonalen und mit Verticalen, in 4.⁰ Meter Distanz.

Die Diagonalen bestehen aus zwei Winkeleisen und aus dazwischen genieteten Schienenkopfeisen, so dass der Querschnitt an den Kreuzungsstellen förmig erscheint; die Verticalen bestehen aus zwei T-förmigen Ständern; welche derartig verfaecht sind, dass die vier Kreuzungsstellen der Diagonalen in bestimmte Maschen dieser verfaachten Ständer fallen; die Verbindung der Kreuzstellen mit dem Fachwerke der Verticalen erfolgt durch Bleche, welche die eben genannten Maschen durchsetzen und sich zwischen die Kreuzung der Diagonalen schieben.

Der Achsenstand der beiden Tragwände misst 9.¹⁰ Meter, die innere Lichtweite dagegen 8.²⁵⁵ Meter.

Die Fundirung geschah auf pneumatischem Wege.

Das gesammte Eisenwerk der zweigeleisigen Brücke wiegt 49.600 Zollcentner, oder 112.²² Zolcentner = 5611 Kilogramm pro laufenden Meter der Trägerlänge.

65. Kaiser Franz Josef. (Tabor-) Brücke bei Wien. Diese von Director C. R. v. Hornbostel construirte und erbaute Strassenbrücke ist in ihrem steinernen Unterbau und der pneumatischen Fundirung vom Hause Castor, Hersent und Zschokke und in ihrem Eisenbaue vom Hause Harkort in Duisburg errichtet worden.

Das vor dem erfolgten Donaudurchstiche errichtete Bauwerk besteht aus einer Strombrücke, aus einer rechtsseitigen Auffahrtsrampe und einer Quaibrücke und aus einer linksseitigen Fluthbrücke; die Rampe enthält drei gewölbte Oeffnungen, alle übrigen Ueberbrückungen sind in Eisen construirt; die Quai- und Inundationsbrücke haben eine oben liegende, die Strombrücke eine unten liegende Fahrbahn. Letztere steigt mit 1:38 in der Rampe, bleibt in der Quai- und in der Strombrücke horizontal und fällt auf der Fluthbrücke mit 1:217.

Das Eisenwerk der Strombrücke ist 335.⁰⁵ Meter, jenes der Inundationsbrücken 433.⁰³ Meter und jenes der Quaibrücke 85.³⁴ Meter, im Ganzen also 853.⁴² Meter lang; die Auffahrtsrampe hat eine Länge von 151.⁷² Meter, demnach das ganze Bauwerk, welches eine interessante Parallele zu der Reichsstrassenbrücke, ebenfalls über die neue Donau bei Wien, bietet, eine Totallänge von 1005.¹⁴ Meter.

Die Strombrücke ruht auf zwei Trennungs- und drei Strompfeilern; erstere haben 10.⁰⁶ Meter und 11.³⁸ Meter, letztere 11.⁶⁹² Meter, 14.⁰¹ Meter und 13.⁰⁵ Meter Tiefe unter Null, und stehen alle im festen Wiener Tegel; die Pfeilerhöhe ober Null beträgt 10.⁰ Meter. Die Achsenweite der Pfeiler beträgt 83.⁷⁶ Meter.

Die Träger dieser Brücke haben π -Gurten, sind also doppelwandig, besitzen eine Constructionshöhe von 8.⁰⁶ Meter (25 Fuss 6 Zoll österreichisch), eine Achsendistanz von 8.¹⁶⁵ Meter (25 Fuss 10 Zoll), haben als untere Querverbindung Blechtäger, welche mit Hilfe von sechs Längsträgern die Fahrbahn tragen, und als obere Querverbindung einen gitterförmigen Bogenträger; die Gurtenbreite misst 0.⁷⁴ Meter (28 Zoll), die Stützweite 82.¹⁸ Meter (260 Fuss), die Trägerlänge 83.³² Meter (263 Fuss 6 Zoll).

Die Achsen der Querträger liegen 3.⁷³ Meter (11 Fuss 8 Zoll), jene der Längsträger 0.⁸⁹ Meter von einander entfernt. Die Lichtweite der Träger misst 24 Fuss 7 Zoll, die Breite der Fahrbahn 19 Fuss 8 Zoll, die Trottoirs liegen nach Aussen, ruhen auf Consolen, messen in der Ausladung 6 Fuss 5¹/₂ Zoll und ragen in den Innenraum der Brücke circa 3 Fuss.

Jede der vier Stromöffnungen ist getrennt überbrückt, und besteht die Construction aus einem Fachwerke (zweifach) nach dem

Grundgedanken von Mohrié, also mit Verticalen und mit Diagonalen, welche von beiden Seiten gegen die Mitte des Trägers zu geneigt sind und sich dort kreuzen; die Verticalen haben wie die Querträger 3.73 Meter Distanz. Diese von Hornbostel gewählte Construction ist also dieselbe, welche von ihm schon früher bei den grösseren Bauten der Kaiserin Elisabeth-Bahn, nämlich bei den Donaubrücken zu Mauthhausen und zu Steyeregg angewendet wurden.

Der Wichtigkeit dieser letzteren, eingelegigen Objecte halber sollen deren Hauptdimensionen und Gewichte hier noch angegeben werden.

Beide Brücken sind gleich construirt, und hat eine jede fünf Stromöffnungen à 80.0 Meter Pfeilerachsenstand, 78.37 Meter theoretische Stützweite, 79.66 Meter Trägerlänge, 8.06 Meter Trägerhöhe, 4.74 Achsenstand der Träger.

Die Mauthhausener Brücke hat drei Inundationsöffnungen auf der rechten Uferseite, à 30.95 Meter Achsenstand der Pfeiler, 30.03 Meter theoretische Stützweite, 30.66 Meter Trägerlänge und 3.11 Meter Trägerhöhe, sowie ebenfalls 4.74 Achsenstand der Träger; die Steyeregger Brücke hat dagegen nur zwei Inundationsbrücken und ebenfalls auf dem rechten Ufer, welche Brücken jedoch 25.95 Meter und 26.32 Meter Achsenstand der Pfeiler besitzen; sämtliche Fachwerksüberbrückungen beider Bauwerke sind Einzelträger; die Gesamtlänge des Eisenwerkes bei der Mauthhausener Brücke misst 493.73 Meter, jene der Steyeregger 452.77 Meter. Die Gewichte sind aus der weiter unten folgenden Tabelle ersichtlich. —

Was nun die Quaibrücke der hier als Ausstellungsobject in Rede stehenden Taborbrücke anbelangt, so enthält dieselbe acht Felder, welche vermittelt Blechträgern von 9.385 Meter theoretischer Stützweite überbrückt sind, die auf eisernen Pfeilern von 9.48 Achsenstand ruhen und Trägerlängen (über je zwei Oeffnungen) continuirlich von 18.78 Meter besitzen.

Diese Säulenpfeiler bestehen aus je zwei Tragsäulen, deren jede einen separaten Sockel besitzt, welche Sockelsteine auf einem gemeinsamen Fundamente ruhen, das bis zum Nullwasser, in einzelnen Fällen 4 Fuss darunter reicht.

Die Säulen sind oben durch ein Fachwerk gekuppelt, tragen vier Längsträger und besitzen 10 Fuss 5 Zoll + 6 Fuss 4 Zoll + 10 Fuss

5 Zoll Achsenstand; zwischen die Längsträger sind in 0.⁸⁹⁴ Meter Distanz Querträger zur Aufnahme der Fahrbahn eingeschaltet; diese Fahrbahn misst 25 Fuss Breite und ist von zwei Trottoirs à 7 Fuss 6 Zoll Breite eingerahmt, so dass die gesammte Breite der Quaibrücke einschliesslich der Consolen 40 Fuss misst. Die beiden äusseren Träger haben 0.⁸⁷ Meter, die beiden inneren 0.⁷² Meter Höhe.

Die linksseitige Inundationsbrücke enthält zwölf Brückenfelder à 35.⁵ Meter Achsenstand der Pfeiler, 34.⁰⁶ Meter theoretische Stützweite und (über je drei Felder continuirlich) 70.⁹³ Trägerlänge.

Die Fahrbahn ruht auf vier Tragwänden gleichen Achsenstandes wie bei der Quaibrücke und hat dieselben Breitendimensionen; die beiden äusseren Träger sind je 2.⁹⁵ Meter, die beiden inneren je 2.⁶³ Meter hoch. Die Construction des Fachwerkes ist dieselbe, wie bei der Strombrücke. Die Verticalen und die Querträger haben 2.⁶² Meter Achsenstand; der Achsenstand der zehn Längsträger misst 0.⁸⁸ Meter.

Die zwölf Pfeiler (einschliesslich des Landpfeilers) sind bis 8 Fuss unter Null in Beton fundirt.

Die Fahrbahn ruht auf Buckelplatten; die Brücke ist für Granitpflaster berechnet, jedoch von der Firma J. Norris in Stöckelpflaster ausgeführt, für welches 13 Jahre gegen eine jährliche Vergütung von 2600 fl. (pro 1728 Quadratklafter) garantirt wurde.

Die Hauptträger und Consolen sind für eine zufällige Belastung von 7.⁷⁸⁵ Zolcentner pro Quadratmeter, die Quer- und Längsträger für 250 Wiener Centner schwere Wagen mit 4½ Fuss Geleiseentfernung und 12 Fuss Achsenstand berechnet.

Die Constructionslast beträgt pro Brückenfeld und in Wiener Centnern:

Bei	Holzpfaster	Granitpfaster
Quaibrücke	1.123	1.555
Strombrücke	13.350	16.250
Inundationsbrücke	4.660	6.320

Die Inanspruchnahme des Eisens beträgt bei den Gurten, Streben und Verticalen 125 Wiener Centner pro Quadratzoll = 10

Kilogramm pro Quadratmillimeter; für die Quer- und Längsträger aber 100 Wiener Centner pro Quadratzoll = 8 Kilogramm pro Quadratmillimeter.

Das Gewicht der Taborbrücke vertheilt sich, wie folgt:

Theil der Brücke	Schmied-	Gusseisen	Stahl	Zusammen	Summe pro Brückentheil
	eisen				
Wiener Centner					
1. Auffahrtsrampe:					
Geländer und Candelaber	295	295	—	—	590
2. Quaibrücke:					
Constructionstheile	3.810	90	—	3.900	
Geländer und Candelaber	155	95	—	250	
Tragsäulen und Auflager	—	1.225	—	1.225	5.375
3. Strombrücke:					
Constructionstheile	33.100	170	—	33.270	
Geländer und Candelaber	625	255	—	880	
Auflager und Portale	40	450	915	1.405	35.555
4. Inundationsbrücke:					
Constructionstheile	27.300	400	—	27.700	
Geländer und Candelaber	700	460	—	1.160	
Auflager und Geländer und Candelaber der Stiege	—	620	—	620	29.480
Summe .	66.025	4.060	915	—	71.000

Bei dem gesammten Brückenbaue, welcher in dem kurzen Zeitraume vom 6. Juni 1872 bis August 1874 ausgeführt wurde, kamen folgende Leistungen vor:

Aus- und Abgrabungen	Kubikklafter	2.000
Wiederanschüttungen	"	1.000
Baggerung unter Null (bis 8 Fuss)	"	560
Fundirung in Caissons	"	560
Steinwürfe	"	30
Betonirung	"	770

Bruchsteinmauerwerk	Kubikklafter	1.000
Gewölbe	"	15
Piloten unter Mauerwerk	Stück	1.660
Deren gesammte Rammlänge	Fuss	28.000
Pilotenschuhe, Klammern und Dübel	Wiener Centner	270
Riegel- und Zangenhölzer	laufende Klaftern	370
Pilotirte Schutzwandungen	" "	470
Hausteinverkleidung	Kubikfuss	10.500
Quadermauerwerk	"	150.600
Platten	Quadratfuss	7.360
Stiegenstufen	laufende Fuss	865
Pflasterungen aus Granit	Quadratklafter	460
Holzpflaster	"	1.728
Eisen zu den Caissons	Zollicentner	5.000
Verwendeter hydraulischer Kalk	Wiener Centner	50.000
Trottoirbelag (Kubikfuss 17.000)	Quadratklafter	1.280
Gesamtmasse des Eisens	Wiener Centner	71.000

Die Probelastung wurde für ein Feld der Strombrücke mit 10.669 Zollicentner vorgenommen, wobei 7168 Centner auf die Fahrbahn und 3501 auf die zwei Fusswege entfielen; vertragsmässig war die elastische Durchbiegung bis 82 Millimeter, die bleibende bis 20 Millimeter zulässig; bei den vorgenommenen Erprobungen erwies das zweite (rechtsseitige) Feld die Maximaldurchbiegung von 49.0 Millimeter, respective 7.5 Millimeter.

Was die Kosten dieses Bauwerkes anbelangt, so sind dieselben unter dem Voranschlage geblieben und haben sich summarisch in Gulden österr. Währung folgend gestaltet:

	fl.	kr.	fl.	kr.
I. Pfeiler und Widerlager.				
a) 12 Pfeiler der Inundationsbrücke	295.313	40		
b) 5 Pfeiler der Strombrücke	464.849	52		
c) Untermuerung der 9 Eisenpfeiler der Quaibrücke	26.242	91	786.405	83
II. Auffahrtsrampe	—	—	186.102	86

	fl.	kr.	fl.	kr.
III. Eisenconstruktion (inclusive Geländer und Candelaber).				
a) Strombrücke (abgerundet)	672.904	—		
b) Inundationsbrücke (abgerundet)	552.174	—		
c) Quaibrücke (abgerundet)	100.011	—		
d) Armatur der Auffahrt und der Stiegen (abgerundet)	16.148	—	1,341.237	—
IV. Pflasterungen, Fusswege und Diverse (abgerundet).				
a) Stöckelpflaster	60.000	—		
b) Fusswege	39.000	—		
c) Estrich	7.728	—		
d) Revisionsgerüste	3.000	—	109.728	—
Summe	—	—	2,423.473	69
Hiernach stellen sich in abgerundeter Weise die Kosten der einzelnen Theilbrücken folgend:				
1. Strombrücke (335.05 Meter lang) pro laufenden Meter	3.524	—	1,180.841	—
2. Inundationsbrücke (433.03 Meter lang) pro laufenden Meter	2.086	—	903.171	—
3. Quaibrücke (85.34 Meter lang) pro laufenden Meter	1.608	—	137.185	—
4. Auffahrtsrampe (151.72 Meter lang) pro laufenden Meter	1.333	—	202.277	—
Demnach das ganze, mit der Rampe 1.005.14 Meter lange Bauwerk, pro laufenden Meter	2.411	—	2,423.474	—

Was endlich die Gewichte der einzelnen Theilbrücken, und zwar exclusive der Geländer und der Candelaber betrifft, so gibt die folgende Tabelle, in welcher zugleich die beiden anderen grösseren Werke von Hornbostel aufgenommen wurden, in genereller Weise Auskunft:

Theilbrücke	Franz Josephs- (Tabor-) Brücke	Mauthhausen- brücke	Steyeregg- brücke
	Kilogramm		
a) Strombrücke . . Summe	1,941,800	1,266,600	1,268,750
„ pro lauf. Meter	5,470	3,180	3,185
b) Inundationsbrücke			
„ Summe	1,579,200	149,200	79,650
„ pro lauf. Meter	3,647	1,596	1,517
c) Quaibrücke (incl. Säulen)			
„ Summe	287,000	—	—
„ pro lauf. Meter	3,364	—	—

Die Gesamtanordnung der Brücke ist auf Tabelle VII ersichtlich gemacht.

66. Kronprinz Rudolf- (Reichsstrassen-) Brücke über die Donau bei Wien. Die allgemeine Anordnung dieses Bauwerkes haben wir bereits früher gelegentlich der Vorführung ihrer pneumatischen Fundirung (pag. 111) beschrieben.

Die auf drei Pfeilern ruhende Strombrücke hält vier Felder von 83.75 Meter von Achse zu Achse der Pfeiler, misst zwischen den Widerlagern 331.0 Meter, trägt eine Strasse von 7.60 Meter Breite und zwei Trottoirs à 1.9 Meter; das Eisengewicht beträgt 2,400,000 Kilogramm oder 7553 Kilogramm pro laufenden Meter der Distanz zwischen den Widerlagern.

Die auf den 3.79 Meter starken Pfeilern ruhenden Tragwände bestehen aus einem sechsmaschigen Gitterwerke mit steifen Druckstreben aus T-Eisen und Zugstreben aus Flacheisen. Diese im Jahre 1871 unter der Leitung der schon früher genannten Baubeamten begonnene und in ihrer Vollendung auf das Jahr 1876 präliminirte (seitdem am 21. August 1876 eröffnete) Brücke dürfte in ihrem Mauerwerksbau circa 2.9 Millionen Gulden und in ihrem von Schneider und Comp. in Creuzot, Chefingenieur Mathieu, gelieferten Eisenwerke circa 0.81 Millionen Gulden österr. Währung, im Ganzen also 3.71 Millionen Gulden oder etwa 3609 fl. pro laufenden Meter insgesamt kosten, da die Gesamtlänge der Brücke rund 1028 Meter misst.

67. Stahlbrücke aus den Witkowitz'er Eisenwerken.

Wir haben aus der Geschichte der Brücken in Eisen gesehen, wie die erste und ausgedehnte Anwendung des Gusseisens im Laufe der Zeit, und zwar nach Maassgabe der Entwicklung des Walzprocesses und unter dem Eindrücke der Construction zahlreicher Hängebrücken, die sich des geschmiedeten und gezogenen Eisens bedienten, immer mehr verschwand und das gehämmerte und gewalzte, sogenannte Schmiedeeisen immer mehr und mehr Platz griff.

Ein ähnlicher Verbesserungsprocess der Constructionen bereitet sich im Brückenbau durch die Anwendung des Stahles vor, dessen Massenproduction in unserer Zeit durch den Bessemerprocess schon in hohem Grade gewonnen hat; und wir können wohl sagen, dass die Veredlung des Metalles auch eine Veredlung der Construction nach sich ziehen und dieselbe dann verallgemeinern wird, sobald der Erfindungsgeist die vollständige Herrschaft über die Qualität einer Massenproduction und solche Minimalkosten der Stahlerzeugung errungen haben wird, dass die constructive und materielle Concurrenz mit dem groben, aber billigen Materiale ermöglicht ist.

Von diesen Gesichtspunkten aus betrachtet, muss es jeden österreichischen Ingenieur mit hoher Befriedigung erfüllen, dass unsere heimische Industrie den fortschrittlichen Gedanken in der Veredlung des Brückenbaues mit jener Tiefe empfunden und aufgefasst hat, welche es ermöglichte, eine Originalbrücke in Stahl zur Ausstellung zu bringen; es gebührt deshalb den Rothschild'schen Werken zu Witkowitz und ihrem Ingenieur Brenner, welche das obige Ausstellungsobject geliefert haben, die volle Anerkennung Seitens der Ingenieure.

Bekanntlich reicht die Anwendung des Stahles zu Brückenbauten schon eine geraume Zeit zurück, und scheint Oesterreich das Land zu sein, in welchem dieses Materiale zum ersten Male überhaupt zur Anwendung gelangte, indem Mitis in den Jahren 1827 und 1828 den Karlsteg über den Donau canal (95.12 Meter Spannweite) auf Stahlketten hängte.

Weiters wurde Stahl bei der Götha-Elf-Brücke im Jahre 1866 vom Ingenieur Major Adelsköld in zwei Gitterträgern mit gerader Ober- und gekrümmter Untergurt und Ausfachung durch gleich-

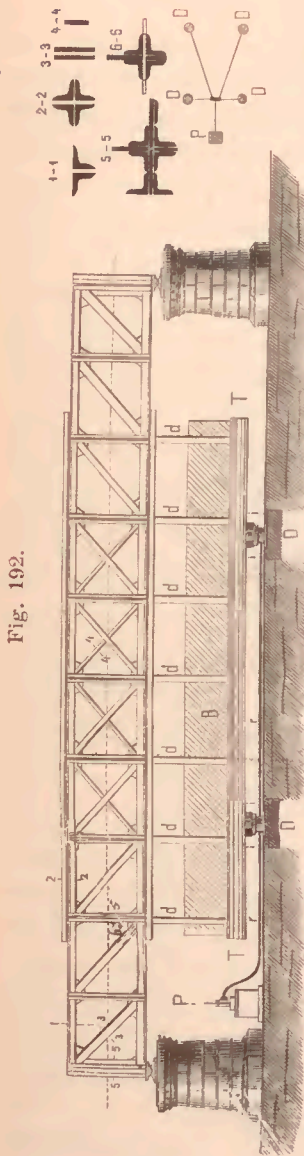


Fig. 192.

schenklige Dreiecke in einer Spannweite von 42.0 Meter angewendet.

Neuere, theilweise in Stahl construirte Brücken sind die 1869 fertiggestellte Kaiser Franz Joseph-Brücke in Prag (Hängebrücke, System Ordish, stählerne Ketten) und die 1875 vollendete Brücke über den Mississippi bei St. Louis, ganz in Chromstahl erbaut von Eads.

Eine theilweise Benützung des Stahles fand auch beim Baue der Küilenberger Brücke (1868) statt, woselbst Stahl zur Herstellung der Fahrbahn in den Quer- und Längsträgern angewendet wurde. Eine ganz in Bessmerstahl construirte Fachwerksbrücke neuester Zeit ist auch die von dem seit dem Baue der Aarauer Kettenbrücke (1849/50) rühmlichst bekannten Brücken-Ingenieur H. Schmidt erbaute Ueberbrückung des Bahnhofes in Pest, auf welches Bauwerk wir weiter unten noch zu sprechen kommen werden.

Das aus dem Etablissement von Witkowitz hervorgegangene Ausstellungsobject einer vollständigen Stahlbrücke hat nach dem Vorstehenden auch grossen historischen Werth; der fachliche Werth culminirt jedoch in dem Umstande, dass der Stahl zu einer Fachwerksbrücke verwendet wurde.

Das Ausstellungsobject bestand aus einer Originalbrücke von 19.914 Meter theoretischer Stützweite, 20 Meter Länge, 1.991 Trägerhöhe, 4.425 Achsenstand der Tragwände und einer Construction mit in der Mitte liegender Fahrbahn; die Figur 192 gibt eine Ansicht des ausgestellt gewesenen Brückenfeldes und Skizzen der diversen Querschnitte.

Die einzelnen Fachwerke des Trägers sind quadratisch und mit Diagonalen versteift, welche sich gegen die Mitte des Feldes neigen und sich dort kreuzen; die skizzirten Querschnitte sind mit Zahlen bezeichnet, welche den Schnitten durch die Gurten, durch die Diagonalen und durch die Verticalen entsprechen; die Querträger der Brücke sind ebenfalls Fachwerke und nehmen die I-förmigen Längsträger auf.

Nach einer, das Ausstellungsobject erläuternden Monographie beträgt die berechnete Inanspruchnahme des Bessemerstahles bei den Hauptträgern 180 Zolcentner pro Quadratzoll österreichisch, oder = 1297 Kilogramm pro Quadratcentimeter, bei den Quer- und Längsträgern 150 Zolcentner pro Quadratzoll = 1081 Kilogramm pro Quadratcentimeter, welche Inanspruchnahme noch unter jener der Götha-Elf-Brücke bleibt, woselbst 14 Kilogramm pro Quadrat-Millimeter als zulässig erklärt wurden. Diese grössere Inanspruchnahme gegenüber dem Schmiedeeisen, welches bei uns bekanntlich mit 112 Zolcentner pro Quadratzoll = 800 Kilogramm pro Quadratcentimeter gesetzlich belastet werden darf, hat selbstverständlich zu einem geringeren Brückengewichte geführt; es beträgt dasselbe:

1. Zwei Hauptträger <i>a)</i> obere und untere Gurtung	65.04	Zolcentner
	<i>b)</i> Verticale	27.27 "
	<i>c)</i> Zugbänder	23.02 "
2. Elf Querträger	74.62	"
3. Zwanzig Längsträger	35.17	"
4. Windstreben inclusive Laschen	8.25	"
5. Nieten	12.72	"
6. Schrauben	1.27	"
7. Auflagerplatten (Gusseisen)	8.94	"
	Summe	256.30 "

es entfällt sonach pro laufenden Meter der Stütz-

weite 12.87 Zolcentner
 oder 643.5 Kilogramm.

Zum Vergleiche dieses Gewichtes mit jenem schmied-eiserner Brücken von 20 Meter Weite seien hier folgende Angaben gemacht:

a) Formeln.

Launhard (Ueberschlag) = $800 + 30.l.$ (Kgr.) = 1400 Kgr. pro l. M.

Schmidt (Ueberschlag) = $550 + 30.l.$ „ = 1150 „ „ l. M.

Schwedler (Ueberschlag) = $8 + 0.6.l.$ (Ctr.) = 1000 „ „ l. M.

b) Ausgeführte Brücken annähernd gleicher Spannweite:

1) Weresczycabücke bei Lem- berg (System Schiffkorn, 19 Meter Spannweite)	1144	Kilogramm	pro	laufenden	Meter
2) Brücken der Ferdinands- Nordbahn (System Neville, 19 Meter Spannweite)	911	„	„	„	„
3) Brücke bei Clichy (Blech- träger, 20. ⁶⁵ Meter Spannweite)	1237	„	„	„	„
4) Miskolczbrücke (System Ne- ville 20. ⁸⁶ Meter Spannweite)	890	„	„	„	„
5) Eisenzbrücke bei Heidelberg (Gitterträger, 21. ⁰ Meter Spannweite)	1437	„	„	„	„
6) Gitterbrücken der Petersburg- Warschauer Bahn (21. ³³ Meter Spannweite)	1485	„	„	„	„
7) Ohlaubrücke bei Breslau (Gitterbrücke, 21. ⁴⁸ Meter Spannweite)	1380	„	„	„	„
8) Kleinlaufenbergbrücke in Baden (Gitterbrücke, 21. ⁷⁵ Meter Spannweite)	1237	„	„	„	„
9) Zimnavodabrücke bei Lem- berg (Schiffkorn, 21. ⁸ Meter Spannweite)	1387	„	„	„	„

Die von den Witkowitz Werke ausgestellte Brücke war für eine mobile, gleichförmig vertheilte Last von 31.5 Zollcentner pro laufenden Fuss österreichisch construirt.

In Wirklichkeit war das Object durch aufgehängte Bahnschienen und, zwar angeblich mit 1800 Centner belastet.

Diese Last *B* ruhte in Vermittelung hölzerner Klötze *i* auf vier hydraulischen Pressen *D, D*, welche durch die Pumpe *P* vermittelt der Leitröhren *r, r* bewegt wurden; man konnte demnach die Last frei spielen lassen und die Durchbiegung beobachten, zu welch' letzterem Zwecke stabile Sealen aufgestellt waren.

Nach erhaltenen Angaben soll die grösste Durchbiegung in der Mitte nur 25 Millimeter, also $\frac{1}{800}$ betragen haben.

Es möchte nicht ohne Interesse sein, darauf hinzuweisen, dass die stählerne Götha-Elf-Brücke, welche von der Bergsund'schen Maschinenfabrik zu Stockholm gearbeitet wurde, bei ihrer Spannweite von 42.0 Meter nur 1120 Zolcentner, also 1333 Kilogramm pro laufenden Meter wog und bei einer Belastung von 68.000 Kilogramm in der Mitte, entsprechend einer gleichmässig vertheilten ruhigen Belastung von 136.000 Kilogramm, um 30 Millimeter = $\frac{1}{1400}$ sich senkte.

Wir können die Betrachtungen des Witkowitz'er Ausstellungs-werkes nicht schliessen, ohne des erst in neuester Zeit (1874) ganz in Bessemerstahl durchgeführten, schon oben erwähnten, von H. Schmidt errichteten Bauwerkes der Ueberbrückung des Bahnhofes in Pest, in der Verlängerung der Zweierzengasse zu gedenken: diese Brücke ist die erste dienstbare Fachwerksbrücke aus Stahl, welche Oesterreich-Ungarn besitzt. Sie überbrückt vier Hauptgeleise des Bahnhofes, hat eine unter 84 Grad 30 Minuten schiefe Lage, eine Spannweite von 64 Fuss = 20.230 Meter, eine Fahrbahnbreite von 24 Fuss = 7.586 Meter, beiderseits Trottoirs zu je 6 Fuss = 1.896 Meter und demnach eine Gesamtbreite von 36 Fuss = 11.380 Meter. Die Fahrbahn liegt unten und sind die beiderseitigen auf Consolen ruhenden Trottoirs von derselben durch die Hauptträger getrennt; letztere besitzen 2.00 Meter Höhe, und haben die Querträger eine Höhe von 0.50 Meter. Die Gurtungen messen 300 Millimeter Breite, und besitzt die Obergurte eine Höhe von 300 Millimeter, die Untergurte eine solche von 900 Millimeter.

Der Berechnung wurde eine grösste zufällige und gleichförmig vertheilte Last von 400 Kilogramm pro Quadratmeter, ferner die eines vierräderigen Wagens von 15.680 Kilogramm Gewicht zu Grunde gelegt.

Die Inanspruchnahme des Bessemerstahles wurde mit 12 Kilogramm pro Quadratmillimeter als zulässig in Rechnung gezogen.

Das ganze Gewicht der Bessemerstahlbrücke beträgt 48.930 Kilogramm, also 2418.7 Kilogramm pro laufenden Meter der Spannweite.

68. Brigittabrücke über den Donaucanal in Wien. Dieses bereits früher (pag. 322) erwähnte, von den Herren Köstlin und Battig construirte und 1870 errichtete Bauwerk ist ein Trapezträger mit einfacher N-Ausfachung im Schnabel und doppelter N-Fachung im Mitteltheile; es war auf der Ausstellung durch Photographie vertreten, und gibt die Zeichnung Figur 193 schematisch

Fig. 193.



ihre Anordnung. Die Brücke ist in der Fahrbahn 11.4 Meter in den aussenliegenden Trottoirs je 3.8 Meter, zusammen also 19.6 Meter breit; die Spannweite misst 65.08 Meter. Sie wurde, wie die ganz gleich construirte, jedoch 1872 erbaute Sophienbrücke von der Witkowitz Gewerkschaft geliefert und wiegt 7549.4 Zolcentner, also pro laufenden Meter 5807 Kilogramm. Ihre Kosten betragen laut der früheren Tabelle pag. 278 pro laufenden Meter 4116 fl. 84 kr.; von den Gesamtkosten per 288.178.93 fl. entfallen auf den Eisenbau rund 220.000 fl. österr. Währung.

Die Sophienbrücke wiegt 8032.4 Zolcentner, also pro laufenden Meter 6179 Kilogramm und hat pro laufenden Meter 4626 fl. 60 kr. österr. Währung gekostet.

Es ist nicht uninteressant, hier an das pag. 249 gegebene Gewicht der Augartenbrücke, welche 58.3 Meter Spannweite und 20.6 Meter Breite, also nahezu dieselben Dimensionen besitzt, zu erinnern, welches pro laufenden Meter (exclusive der Verzierungen und Geländer an der Rampe) 7227 Kilogramm beträgt.

Die schon früher (pag. 322) hervorgehobene Materialersparung der Köstlin - Battig'schen Trapezträger ist neuestens durch einen

Vergleich zweier Brückenbauten in Böhmen wieder sehr wirksam zu Tage getreten; es wiegt nämlich die Eisenconstruction der Trapezträgerform der Prager Verbindungsbahnbrücke pro ein Feld von 180 Fuss österreichisch Lichtweite 2487 Zolcentner, und dagegen die Eisenconstruction der 180 Fuss österreichisch Lichtweite messenden Radbuzabrücke bei Pilsen, welche die gleiche Ausfachung, jedoch durchwegs parallele Gurten, also keine Schnabelenden besitzt, 2659 Zolcentner. Bemerkt man hierbei noch, dass bei der Prager Brücke die Fahrbahn unten, bei der Radbuzabrücke aber oben liegt: so erhellt die Trapezträgerform als desto vortheilhafter.

h) Rumänien.

69. Brücke von Bahlui. Diese im Zuge der Lemberg-Czernewitz-Jassybahn gelegene Brücke hält 30.0 Meter Spannweite und ist nur um dessentwillen erwähnenswerth, weil sie nach dem Systeme Warren erbaut war.

Detailzeichnungen und Berechnungen waren dem Ausstellungsobjecte beigegeben.

i) Niederlande.

70. Brücke über den Lek bei Kuilenburg in Holland. Dieses berühmte Bauwerk, für welches die Vorstudien schon in dem Zeitraume 1850 bis 1860 gemacht wurden, Studien, welche nach den Erfahrungen der Dammdurchbrüche vom Jahre 1747 und der Hochwasser und Eisgänge vom März und December 1855 mit ganz besonderer Sorgfalt durchgeführt werden mussten, liegt in der Linie Utrecht-Kuilenburg und wurde im December 1862 begonnen.

Die zweigeleisige Brücke hat eine grosse Oeffnung von 150.0 Meter Lichtweite, eine zweite Stromöffnung von 80.0 Meter Lichtweite und sieben Fluthöffnungen à 57.0 Meter Lichtweite; die gesammte Trägerlänge der Brücke beträgt $(1 \text{ à } 156.964 \text{ Meter} + 1 \text{ à } 85.50 \text{ Meter} + 7 \text{ à } 60.5 \text{ Meter}) = 665.964 \text{ Meter}$.

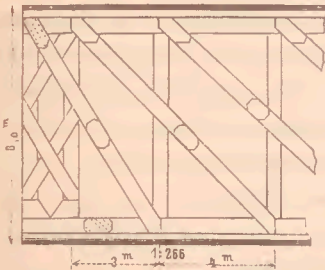
Die grosse Stromöffnung von 150.0 Meter Lichtweite ist durch einen Halbparabelträger überbrückt, welchen wir weiter unter beschreiben werden; die übrigen Oeffnungen sind Gitterträger mit parallelen Gurtungen, hergestellt durch Fachwerke doppelten Systemes mit entgegengesetzt geneigten Diagonalen und mit Verticalen.

Die theoretischen Stützweiten betragen eine à 154.4 Meter, eine à 84.5 Meter und sieben à 59.5 Meter.

Die Träger der 150.0 Meter weiten Oeffnung besitzen 9.26, jene der 80.0 Meter weiten Oeffnung aber 8.86 Meter, endlich die der 57.0 Meter weiten Oeffnungen 8.73 Meter Achsendistanz von einander.

Die Träger der 80 Meter weiten und der 57.0 weiten Ueberbrückungen haben durchwegs 8.0 Meter Höhe, und ist die Anordnung ihrer Gurten jene einer **II**-Form.

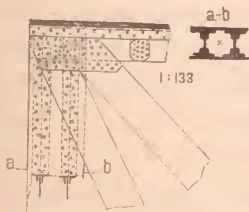
Fig. 194.



Das Fachwerk der 80.0 Meter weiten Ueberbrückung ist durch die Ansicht Figur 194 näher erläutert; die divergirende Anordnung an den Enden der 57.0 Meter weiten Ueberbrückungen ist durch Figur 195 gekennzeichnet.

Die Verticalen der 80.0 Meter weiten Oeffnung haben die I-Form, deren Breite von 0.5 Meter sich gegen die Mitte zu bis auf 0.3 Meter vermindert und deren Höhe von 0.54 Meter bis auf 0.584 Meter wächst; die Diagonalen bestehen aus Flacheisen, welche von den Enden nach der Mitte zu von $2 \times (0.56 \text{ Meter} \times 0.015 \text{ Meter})$ Querschnitt bis zu $1 \times (0.12 \text{ Meter} \times 0.03 \text{ Meter})$ abnehmen; die Höhe der Stehbleche der Gurtungen misst 0.7 Meter.

Fig. 195.



Betreffs der 57.0 Meter weiten Oeffnung ist zu bemerken, dass die Verticalen von 0.4 Meter Breite bis zu 0.3 Meter abnehmen und dass deren Höhe von 0.462 bis 0.484 Meter wächst, wobei die Stehbleche 0.01 Meter, respective 0.007 Meter Stärke besitzen.

Die von P. Quent in Amsterdam ausgeführten Widerlager und steinernen Pfeiler dieses Bauwerkes, sowie die Fundirung derselben wurden bereits pag. 211 und pag. 5 besprochen; die totale Ansicht des Bauwerkes befindet sich auf Tafel VI.

Das Eisenwerk für die grosse Oeffnung wurde von J. C. Harkort auf Harkorten, jenes der übrigen Ueberbrückungen von Jacoby Haniel und Huysen in Sterkerade geliefert.

Das Mauerwerk wurde 1865 vollendet, das Eisenwerk über die Inundationsbrücken wurde in dem Zeitraume vom Juli bis

December 1866, jenes über die Hauptöffnung vom Jänner bis November 1867 fertiggestellt, und erfolgte die Uebergabe des Bauwerkes an den Staat am 1. April 1868.

Der Pfeiler- und Widerlagsbau erforderte

9800	Kubikmeter	Beton,
9400	"	Quadersteine,
3000	"	Hausteine.

Jeder der 57.₀ Meter Brückenträger wiegt 290.000 Kilogramm, der 80.₀ Meter-Träger wiegt 645.000 Kilogramm; endlich der 140.₀ Meter-Träger 2,154.000 Kilogramm, so dass das gesammte Eisenwerk der ganzen Brücke 4,829.000 Kilogramm beträgt. Die Einzelgewichte betreffend, entfallen für diese zweigeleisige Brücke

pro laufenden Meter der 59. ₅ Meter-Träger (Stützweite) =	4874	Kilogramm,
pro laufenden Meter des 84. ₅ Meter-Trägers (Stützweite) =	7633	"
pro laufenden Meter des 154. ₄ Meter-Trägers (Stützweite) =	13.951	"
im Durchschnitte	7251	Kilogramm.

Für die Construction der Brücke wurde eine Inanspruchnahme von 7.₀ Kilogramm in den Gurten, 6.₅ Kilogramm in den Zugbändern und 8.₀ Kilogramm in den Verticalen festgesetzt.

Die Kosten des gesammten Bauwerkes vertheilen sich folgend:

a) Pfeiler und Widerlager	893.800	Gulden	holländisch
b) Unterbau-Nebenarbeiten	22.200	"	"
c) Uferarbeiten	62.400	"	"
d) Eiserner Ueberbau	1,814.000	"	"
e) Diverse Arbeiten	46.600	"	"

Summe . 2,839.000 Gulden holländisch

oder Gulden österr. Währ. (1 holländischer Gulden

rund 87 kr. gerechnet) 2,469.930 in Silber;

oder pro laufenden Meter des Bauwerkes innerhalb der äussersten Enden des Eisenwerkes

(670.₀ Meter) = 3687 fl. öst. Währ.

Construirt und ausgeführt ist diese Brücke von dem Oberingenieur van Diessen und den Ingenieuren J. D. Everts und J. Rauppe.

k) Amerika.

71. Monongahelabrücke bei Pittsburg. Dieses von Wilson und Pettit in Philadelphia construirte Bauwerk war zu Wien 1873 in Zeichnungen und Photographie ausgestellt und bot eines der wenigen, zur Ausstellung gebrachten Beispiele amerikanischer Constructionen. Diese Brücke betrifft das auf Tafel X schematisch dargestellte, sogenannte Pettit- oder Triangular-System, das nicht unwesentlich an Material spart und jene Vor- und Nachteile hat, die wir weiter unten bei den amerikanischen Constructionen überhaupt berühren werden.

Die Brücke ist für zwei Geleise mit drei Trägern construiert und besteht aus fünf Oeffnungen à 38.4 Meter, die Fahrbahn liegt oben, die Trägerhöhe beträgt 2.88 Meter.

72. Delawarebrücke bei Trenton. Dieses ebenfalls von Wilson und Pettit construirte und durch Zeichnungen und Photographien zur Anschauung gebrachte Bauwerk hat eine unten liegende Fahrban und repräsentirt daher das entgegengesetzte Constructionsbispiel der Monongahelabrücke, welche Constructionenunterschiede bereits früher, pag. 316, hervorgehoben wurden.

Die Brücke (deren System auf Tafel X schematisch dargestellt ist) besteht aus fünf Oeffnungen à 55.5 Meter Spannweite, ist zweigeleisig und hat drei Träger von 8.1 Meter Höhe und Fächer von 8.1 Meter Breite.

73. Ohiobrücke bei Louisville. Dieses Bauwerk war durch Modell, Zeichnung und Photographien zur Anschauung gebracht und besteht in den Stromöffnungen aus zwei Waarenträgern von 122.0 Meter, respective 112.5 Meter Spannweite, und aus Fluthöffnungen mit Fink'schen Trägern. Die Waarenträger sollen weiter unten, gelegentlich der Vorführung der Fink'schen Träger erwähnt werden.

II. Gruppe.

Gitterträger und gekrümmte Gurtungen.

§. 1. Geschichte der acht Hauptssysteme.

In die Gruppe der Gitterträger mit gekrümmten Gurtungen reihen wir alle jene Constructionen, welche gerade Ober- und gekrümmte Untergurten; gerade Unter- und gekrümmte Obergurten;

gekrümmte Ober- und Untergurten; sich durchschneidende gekrümmte Ober- und Untergurten; ferner statt reiner eine polygonale Krümmung; des Weiteren die Construction paralleler Gurtungen mit abgerundeten (zum Unterschied gegen die abgeschrägten) Ecken; endlich jene Constructionen, wo die gekrümmte Obergurte, sei sie continuirlich oder mit Einschaltung einer Horizontalen gekrümmt, an den Enden mittelst Verticalen begrenzt erscheint.

Wir sehen also, dass wir es hier mit einer Constructionsgruppe zu thun haben, welche die grösste Mannigfaltigkeit im Baue eiserner Brücken aufweist und bei der es schwierig und ohne Lücken nicht erreichbar erscheint, ihre chronologische Durchbildung insgesamt aufzufassen, weil eben die verschiedenartigsten Ideen sich mitunter sehr eng zusammendrängen.

Nachdem durch die Anregung der Steingewölbe und der hölzernen Bogen, welche letztere uns schon im Relief der Trajanssäule gezeigt werden, die werkhätige Durchführung eiserner Bogen und zwar schon 1775 durch Garrin in Lyon geliefert worden war, gelangte man, wie wir theilweise schon gesehen haben, auch zur Erfüllung des Wunsches, den hölzernen Balken durch Eisen zu ersetzen. Diese Erfüllung erfolgte in einer dreifachen Weise: nämlich *a*) in der Weise der Beibehaltung der parallelen Balkenlinien, deren Durchbildung wir, vom einfachen gusseisernen Barren angefangen, zum Blechbalken übergehend, im Gitterwerke cultivirt und im Fachwerke, in ihrer entfaltetsten Form, bereits kennen gelernt haben — *b*) in der Weise der armirten Balken (deren höchste Ausbildung — Bollmann, Fink — wir später kennen lernen werden), und *c*) in der dritten Weise, nämlich der einer allmähigen Vermehrung der Balkenhöhe nach seiner Mitte zu.

Wenden wir uns nun, hierhergehörig, und zwar in thunlichster Beachtung der chronologischen Reihenfolge, dieser letzteren Weise, nämlich der künstlichen Verstärkung eines Balkens zu.

1. System Laves.

Gleich im Beginne dieser Betrachtungen stossen wir selbst in Rücksicht auf die hervorragende, weiter unten zu besprechende Erfindung von Hoffmann und Madersbach in Mehadia auf die Thatsache, dass es einem deutschen Ingenieur gegönnt war, das Ziel

der künstlichen Verstärkung eines langen Balkens für grössere Spannweiten durch Vermehrung seiner Höhe in der Mitte sowohl theoretisch, als durch hingestellte Bauwerke ins Leben zu rufen.

Wir meinen die Erfindung des Ober-Baudirectors Laves zu Hannover, welche am 8. Mai 1834 zum erstenmale in der Literatur auftretend ihre Sesshaftigkeit daselbst durch die Aufsätze und Monographien vom 29. Juli 1835, vom 16. Jänner 1839, vom Juli 1839, August 1839, ferner durch die Arbeiten in den Jahrgängen 1841 und 1844 der „Romberg’schen Bauzeitung“ bemerkbar gemacht hatte, und welche durch die Patente vom 27. October 1838 (Oesterreich), vom 14. Juli 1839 (England) und vom 26. August 1839 (Frankreich) geschützt worden war.

Die Idee, einen künstlich verstärkten Balken zu erzeugen, muss schon vor 1834 bei Laves festgestanden haben, denn er sandte bereits in diesem Jahre ein Modell, dessen Schöpfung vorher gewiss geistig durchgearbeitet war und welches die Spanngurte nach einer Kettenlinie geformt zeigte, an den Ingenieur Sir Brunel nach England, und wir pflichten der Meinung Köpke’s bei, dass diese Sendung zu der Construction der später von Brunel erbauten Saltashbrücke über den Tamar wesentlich beigetragen haben mag.

Wie jedem Ingenieur bekannt, wandte Laves sein System zuerst 1835 bei der 100 Fuss weiten Stadtgrabenbrücke zu Hannover in Holz, und 1838 zuerst bei dem 28 Fuss langen, 4 Fuss breiten, 514 Pfund schweren Gehstege im Graf Münster’schen Parke zu Derneburg in Eisen an, und hat seitdem das Laves’sche System grosse Verbreitung gefunden.

Als ältere Laves’sche Brücken in Eisen führen wir nur die folgenden vor:

1) *Fahrbrücke* aus Schmiedeisen im königl. Hannover’schen Garten zu Monbrillant;

2) *Drehbrücke* über den oberländischen Hafen in Bremen erbaut 1838;

3) *Fahrbahnbrücke* im königlich Hannover’schen Garten zu Herrenhausen, erbaut 1839 (84 Fuss hannövr. weit, 20 Fuss breit, 259 Centner schwer);

4) Brücke über den freiherrlich Knigge'schen Hausgraben zu Leveste, erbaut 1841 (50 Fuss hannövrish weit, 10 Fuss breit, 2585 Pfund schwer);

5) Gehbrücke über den Stadteanal zu Potsdam, erbaut 1842 nach dem Entwurfe von Persius (12.³⁵ Meter Spannweite [39 Fuss 4 Zoll] und 24.⁶⁷ Meter [8 Fuss 6 Zoll]);

6) Fahrbrücke über die Ocker bei Meinersen, erbaut 1850 (zwei Oeffnungen à 61 Fuss hannövrish = 17.⁸² Meter Lichtweite, fünf Traggurten, 16¹/₂ Fuss = 4.⁸² Meter Breite, 254 Centner schwer).

Das System Laves wurde sofort im Auslande aufgegriffen und zwar zuerst von Brunel und später von Maynard.

a) Construction Brunel.

Eine der hervorragendsten Anwendungen Laves'scher Träger in Eisen für grosse Spannweiten fand (nach Obigem) durch Brunel 1854 bei der Saltashbrücke über den Tamar (Cornisheisenbahn) statt; diese Brücke hat bekanntlich ausser den Fluthöffnungen zwei Hauptöffnungen à 455 englische Fuss = 138.⁶⁸ Meter Spannweite, sie bietet also das erste grosse Bauwerk mit sogenannten Linsen-trägern, im Gegensatze zu den Balkenbrücken mit parallelen Gurten dar. Ihre Construction kennzeichnet sich, wie wir wissen, durch die Anwendung einer röhrenförmigen Obergurte, deren Querschnitt aus einer Ellipse mit 5.¹⁸ Meter grosser und 3.⁶⁶ Meter kleiner Achse besteht, und durch den Gebrauch einer doppelten Spannkette als Untergurte; beide Gurten sind durch Verticale in 12.² Meter Distanz versteift, und sind diese Fächer durch diagonale sich kreuzende Zugbänder verfestiget, die Brücke ist eingleisig, die Fahrbahn ist aufgehängt, und beträgt der maximale Achsenstand der Gurten 18.³ Meter.

Das Eisengewicht der zwei Stromöffnungen beträgt nach H. Schmidt 50.720.³ Centner, also 9155 Kilogramm pro laufenden Meter; diese Brücke ist also leichter, wie die 1848 erbaute Stephenson'sche Conwaybrücke (121.⁹ Meter Spannweite), welche pro Geleise und pro laufenden Meter 12.050 Kilogramm wiegt; ferner leichter, wie die Träger über die grossen, 140.² Meter weiten Oeffnungen der 1850 erbauten Britanniabrücke, welche pro Geleise und pro laufenden Meter 12.211 Kilogramm wiegen; endlich auch leichter,

wie die 1856 von Lentze erbauten eingleisigen Weichselbrücke bei Dirschau, welche pro laufenden Meter 11.716 Kilogramm wiegt: woraus mit einem Schlage die scharfe Auffassung Sir Brunels sich signalisirt. Es bietet sich hier auch Gelegenheit zu der Bemerkung, dass die zwei grössten Ingenieure jener Zeit, Brunel und Stephenson, durch die Einschlagung zweier verschiedenen Wege in der Herstellung eisernen Bahnbrücken mit grossen Spannweiten einen Doppelgang gebildet haben, welcher, bis auf unsere Tage sich erstreckend, der technischen Wissenschaft immense Vortheile brachte; die Geister jener Männer warfen mit einem Schlage die engen Bedenken der Fachgenossen ihrer Zeit durch den kühnen Griff nach riesenhafter Spannweite nieder; sie emancipirten sich von der damals modernen Gewohnheit der Anwendung des Guss-eisens, und sie brachen mit der zu jener Zeit gewohnten, in Stein, Holz und Eisen praktisch und theoretisch so hoch ausgebildeten und als schönste Blüte der Ingenieurwissenschaften verehrten Wölbform; ein jeder von diesen Männern verfolgte mit der Festigkeit des angebornen Nationalcharakters sein Ziel in seiner Weise, und es ehrt uns deutsche Ingenieure nicht gering, dass einer unserer Meister — Laves — seine Gedankenarbeit darreichen konnte, um mitzuwirken an jenem Aufschwunge technischen Wissens.

b) Construction Maynard.

Wir haben vorhin erwähnt, dass Laves 1834 ein Modell an Brunel sandte, und hatte dieses Modell eine gekrümmte Untergurte und eine gerade Obergurte; es war daher der erste sogenannte Fischbauchträger, welchen wir als Fachwerk kennen. Diese Grundform wurde später von Maynard wieder aufgegriffen, welcher in seiner Construction indess eine geradlinige, schmiedeiserne Obergurte aus Röhren und eine parabolische Untergurte aus Drahtseilen, Verticale und Diagonale aber aus II-Eisen herstellte.

2. System der Bogensehenträger.

Wir haben soeben, und nicht ohne Absicht der Laves'schen Erfindung einen gewissen Vortritt in der geschichtlichen Entwicklung des Baues eiserner Balkenbrücken eingeräumt, weil ihr der hohe geistige Werth der Erzielung eines Balkens von durchaus gleichen Widerstande innewohnt, und Laves durch diese geistige Arbeit bemüht war, Brücken ohne Horizontalschub zu erzielen.

Den gleichen Zweck, jedoch aus einem ganz anderen Grunde, verfolgten Hoffmann und Maderspach zu Nusskberg in Oesterreich-Ungarn. Diese Hüttenbesitzer hatten den Bau eiserner Bogenbrücken sicherlich mit sehr grosser Aufmerksamkeit verfolgt und wahrgenommen, dass die starre Einzwängung eines Bogens zwischen steinerne Widerlager ausserordentliche Nachtheile hatte, besonders auch den, dass die Widerlager sehr stark construirt werden müssen, also dadurch grosse Kosten entstehen. Als praktische Männer fassten sie daher den Gedanken: den Schub auf die Widerlager dadurch aufzuheben, dass sie die Bogenenden durch eine horizontale Zugkette verspannten. Dieser Gedanke wurde im Jahre 1833, also vorausseilend den theoretischen Erwägungen von Laves (1834), bei der eisernen Brücke zu Lugos im Krassoer Comitate thatsächlich zur Ausführung gebracht.

Nach den Aufzeichnungen von Domitrowich wandten Hoffmann und Maderspach bei dieser 60 Fuss langen, im Pfeile 9 Fuss hohen, 200 Centner schweren eisernen Brücke einen kastenförmigen Querschnitt in den Bogenträgern an, und ist dieses Bauwerk, wie wir Oesterreichischen Ingenieure es mit Stolz sagen dürfen, als der erste Bogensehnenträger, also eines Constructionsverfahrens zu verzeichnen, welches oft mit Unrecht einer anderen Nation zugeschrieben wird und welches in der ganzen Entwicklung des Baues eiserner Brücken eine so hervorragende Bedeutung erlangt hat.

Hoffmann und Maderspach erbauten einen zweiten, eisernen Bogensehnenträger in der Gichtbrücke der Hohöfen zu Russkitza, welches Bauwerk 114 Fuss lang war und nur 5 Fuss Pfeil besass. Das Hauptwerk von Hoffmann und Maderspach ist indess ihre im Jahre 1837 vollendete Czernabrücke bei Mehadia. Dieses Bauwerk erhielt eine Lichtweite von 127 Fuss 8 Zoll und wurde durch vier Bogensehnenträger von solcher Anordnung hergestellt, dass auf jeder Seite der 17 Fuss 3 Zoll breiten Fahrbahn zwei Tragwände von 4 Fuss 3 Zoll Achsenstand zu liegen kamen, zwischen welchen Wänden die Gehstege angebracht wurden. Die Träger erhielten eine Maximallhöhe von 15 Fuss, bestanden in der Obergurte aus 13zölligen $\frac{3}{4}$ Zoll in den Wänden starken Röhren von je 2 Fuss Länge, in der Untergurte aus Spannkette, und in der Füllung aus Verticalen und

aus Diagonalen, welche sich kreuzen und durchwegs Zugeisen sind; die Verticalen bilden 22 Felder und sind die Hauptverticalen Zugbänder, welche in einer steifen Röhre untergebracht sind. Die Tragwände sind oben durch Gitterwerk verbunden, und beginnt diese Verbindung oberhalb der Fahrbahn bei 12 Fuss Höhe, oberhalb der Gehwege aber schon bei 7 Fuss Höhe. Die vier Röhren der Obergurten wurden mit 129.⁵² Quadratzoll im Querschnitte bemessen, wobei die Rennie'schen Versuche zu Grunde gelegt wurden, welche die Zerdrückungslast mit 1777.⁷⁶ Pfund pro Quadratzoll verzeichneten. Die Spannketten maassen zusammen 12 Quadratzoll Fläche und wurden auf 169.240 Pfund Zug berechnet, während ihre Inanspruchnahme bis zum Zerreißen mit 696.000 Pfund angenommen wurde. Den sämtlichen Berechnungen wurde eine gleichförmig vertheilte Last von 59.⁴⁵ Pfund pro Quadratfuss zu Grunde gelegt.

Diese österreichische Erfindung der Bogensehnenträger trat mit gleichem Typus und nur in der Detailconstruction verschieden, Anfang der Vierziger Jahre gleichzeitig in England und in Amerika auf. In ersterem Lande wurde es besonders von Brunel Harrison, Loke, Fox und von Henderson cultivirt, generell als System der „bow-string-girder-bridges“ bezeichnet und, wie es scheint, zuerst von Sr. W. C. Harrison 1844 bei der Ousebrücke angewendet; in Amerika trat es als das System Murphy-Whipple auf; und wird uns dieses System durch die Reisebeschreibungen von Culmann (1849 bis 1850) und später auch von Henz (1859) als dort schon sehr verbreitet geschildert.

Von England gelangten die „Bowstrings“ wieder nach dem Festlande, von wo sie ausgegangen waren, und wurden sie in Deutschland als das System der „Bogensehnenträger“ aufgenommen.

Speciell die Variation Murphy-Whipple betreffend, sei noch hervorgehoben, dass dieses von Culmann und Henz so eingehend geschilderte System sich von den englischen Bowstrings bekanntlich wesentlich nur dadurch unterscheidet, dass die gusseiserne Röhren- oder π -förmige Obergurte die Gestalt einer Parabel verfolgt, die Untergurte aus kettenförmigen, runden Zugstangen construirt ist, und dass die Verticalen aus Flach- oder Rundeisen und die Diago-

nalen aus Rundeisen bestehen, die Vernietung ist vermieden und durch Schraubung ersetzt; Brücken dieser Construction sind sehr leicht und meist nur für Strassen verwendet.

Beispiele eiserner Brücken dieses Systemes sind:

a) Bowstrings.

1) Eisenbahnbrücke über die Ouse, erbaut 1844 von W. C. Harrison (zweigeleisig, Ober- und Untergurte geschlossene Kasten rechteckigen Querschnittes, Vereinigung beider Gurten an den Enden in einem gemeinsamen Blechschuhe, Spannweite 170 Fuss englisch, Trägerhöhe in der Mitte 15 Fuss englisch).

2) Eisenbahnbrücke in der Linie Stepney-Bow, der Blackwall-Countiesbahn erbaut unter Locke von Fox und Henderson Mitte der Vierziger Jahre (120 Fuss englisch = 36.57 Meter Spannweite), Obergurte Blechkasten, Untergurte Zugband, Abstand der Verticalen 8 Fuss englisch.

3) Eisenbahnbrücke derselben Linie über den Regent-Canal, erbaut unter Locke von Fox und Henderson; Spannweite 116 Fuss 8 Zoll englisch, 8 Fuss englisch Maximalhöhe der Träger, Obergurte eine rechtwinkelige Röhre aus $\frac{11}{16}$ zölligem Kesselblech und Winkeleisen, 2 Fuss hoch, 2 Fuss 10 Zoll breit, 81 Quadratzoll englisch Querschnittsfläche, Untergurte aus Kettengliedern von 69 Quadratzoll Querschnitt und $2\frac{3}{4}$ Zoll Bolzenstärke, Gesamtgewicht 59 Tonnen, Einsenkung bei einer gleichförmig vertheilten Last von 240 Tonnen = $3\frac{11}{16}$ Zoll.

4) Eisenbahnbrücke in der Blackwall-Junction-Eisenbahn in London, Obergurte schon T-Form, Untergurte Zugband, Spannweite 112 Fuss englisch.

5) Schiefe Themsebrücke in der Great-Western-Bahn bei Windsor, erbaut 1849 von Sir Brunel; Röhrenpfeiler, 60.96 Meter Spannweite, zwei Geleise, drei Träger, 428 Tonnen Constructionsgewicht (7016 Kilogramm pro laufenden Meter), 140 Tonnen Gewicht der eisernen Pfeiler, 14.000 £ Kosten (circa 2426 fl. ö. W. pro laufenden Meter), Obergurte versteifte T-Form von 1.0 Meter Höhe, Untergurte Brunel'scher I-Träger von 1.8 Meter Höhe,

7.6 Meter Maximalhöhe der Tragwände, 5.334 Meter Achsenstand der letzteren, 4.334 Meter lichte Weite zwischen den Trägern; Maximaldurchbiegung $\frac{5}{8}$ Zoll englisch.

6) Brücke von Isigny.

7) Brücke von Caën über die Orne in der Linie Paris-Cherbourg, erbaut 1858, eine Oeffnung à 44.0 Meter lichter Weite, drei Träger, 46.5 Meter Trägerlänge, 4.05 Meter in der Mitte hoch, Ober- und Untergurte T-förmig, Achsenstand der Träger 5.31 Meter, Lichtweite der letzteren 4.36 Meter, Eisengewicht pro laufenden Meter 3422 Kilogramm.

8) Eisenbahnbrücke über die Brahe bei Czersk in der Bromberg-Thornlinie, construirt von J. W. Schwedler, veröffentlicht (Erbkam) 1861. Schiefe Brücke, Obergurte Π Form, 12 Zoll preussisch hoch, 20 Zoll breit, 118 Quadracentimeter nutzbarer Querschnitt, Untergurte Zugbänder, durch zweizöllige Bolzen distanzirt, $12\frac{1}{8}$ Zoll preussisch hoch; Achsenstand der Tragwände 14 Fuss 8 Zoll, zwei Oeffnungen à 20.08 Meter Normalweite und (81 Fuss) 25.4 Meter Stützweite, neun Fächer à 2.82 Meter Weite; Maximalhöhe des Achsenstandes der Gurten 10 Fuss preussisch; Krümmung der Obergurte: Polygon innerhalb einer Parabel; Eigengewicht 1490 Kilogramm pro laufenden Meter, construirt mit 684 Kilogramm Inanspruchnahme pro Quadracentimeter.

Diese Brücke ist eine der ersten Anwendungen der Bowstrings in Deutschland.

9) Eisenbahnbrücke über die Ruhr bei Altstaden in der Linie Mülheim-Duisburg, erbaut 1862; fünf Oeffnungen à 100 Fuss Lichtweite, respective 105 Fuss preussisch Stützweite, Maximalhöhe der Träger 11.925 Fuss; eingleisig, 15 Fuss 6 Zoll preussisch Achsenstand der Tragwände, 14 Fuss 2 Zoll Lichtweite zwischen denselben, Abstand der Verticalen 9 Fuss 9 $\frac{1}{2}$ Zoll preussisch, Trägerlänge 109 Fuss 3 $\frac{1}{2}$ Zoll preussisch; die Obergurte ist $\overline{\Pi}$ -förmig, 16 Zoll breit und 6 Zoll + 7 Zoll = 13 Zoll preussisch hoch; die Untergurte ist $\overline{\Gamma}$ -förmig, 10 Zoll breit und 7 Zoll + 1 $\frac{1}{2}$ Zoll + 7 Zoll = 15 $\frac{1}{2}$ Zoll hoch. Die Verticalen sind $\overline{\Pi}$ -förmig, die Diagonalen flach und an der Kreuzungsstelle verschraubt; die Pfeiler sind 10 Fuss stark; die Inanspruchnahme des Eisens ist mit 100 Zollcentner pro Quadratzoll preussisch berechnet, der nutzbare Durchschnitt der Ober-

gurte beträgt 27.⁵³⁹ Quadratzoll preussisch, jener der Untergurte 25.⁶⁸⁷ Quadratzoll.

¹⁰⁾ Donaubrücke bei Rechtenstein, drei Oeffnungen, zwei à 39.³⁴ Meter, eine à 25.⁸¹ Meter Stützweite.

¹¹⁾ Brücke über die *Weser* zu Bremen in der Bremen-Oldenburger Eisenbahn, erbaut von dem Baudirector Berg in den Jahren 1865 bis 1867. Dieses bereits in seiner Fundirung (pag. 25) besprochene, zweigeleisige Bauwerk betrifft eine der hervorragendsten Anwendungen der Bowstrings in Deutschland. Die Brücke besteht aus drei grossen Stromöffnungen à 45.⁵⁷ Meter, aus einer zweiarmigen Drehbrücke à 18.⁶¹ Meter, und aus einem kleinen Felde von 18.²⁴ Meter lichter Weite, wonach die Gesamttlichtbreite 192.¹⁷ Meter beträgt. Die Bowstrings der grossen Felder messen 153.⁶⁷ Fuss englisch = 46.⁸⁵ Meter Stützweite und 157.⁸³ Fuss englisch Länge, 20.⁵ Fuss Trägerhöhe in der Mitte, drei Träger à 15 Fuss 6 $\frac{1}{2}$ Zoll Achsenstand, Ober- und Untergurte T-förmig. Die Metallgewichte betragen 1,551.795 Zollpfund für die drei grossen Brückenfelder, 440.738 Zollpfund für die Drehbrücke, 141.663 Zollpfund für das kleine Brückenfeld, zusammen inclusive des Geländers 2,134.196 Zollpfund; bei den grossen Feldern entfallen pro laufenden Meter der Stützweite 5526 Kilogramm, die ganze 214.⁰² Meter lange Brücke kostete 399.537 Thaler, also der laufende Meter 2800.³ österreichische Gulden Silber.

Die Construction der Bowstrings wurde seit der Zeit der hier genannten Werke bekanntlich vielfach auf dem Continente angewendet; in Oesterreich hat sich jedoch der reine Bowstring, einzelne Fälle ausgenommen (Kaiser Joseph-Brücke und Elisabeth-Bahnhofs-Brücke in Wien) nicht eingebürgert, da man das einzige grössere neuere Bauwerk mit gekrümmter Obergurte, nämlich die Kaiser Ferdinands-Nordbahn-Brücke, füglich schon unter die sogenannten Halbparabelträger rechnen muss.

b) Brücken nach Murphy-Whipple.

Wir haben schon oben (pag. 315) die wesentliche Charakteristik dieses amerikanischen Brückensystems mit der Bemerkung vorgeführt, dass es in Amerika meist nur zu Strassenbrücken verwendet wurde und selbst in diesem Lande zu Eisenbahnzwecken wenig Anklang.

vielmehr Bedenken gefunden hat. In der That ist auch die Anwendung dieser Construction nur eine geringe und unseres Wissens in Europa nicht durchgedrungen.

Wir vermögen daher nur wenige Beispiele vorzuführen und nennen vorzugsweise nach Henz-Bendel als solche die folgenden:

1) Strassenbrücke über den Erie canal bei Buffalo, Spannweite 72 Fuss englisch, Maximalhöhe 8 Fuss 3 Zoll englisch, Höhe der Π -förmigen gusseisernen Obergurte 6 Zoll mit $5\frac{1}{2}$ Zoll Steghöhe, 10 Zoll Breite in der Mitte und 28 Zoll Breite an den Enden; Stärke der Rundeisen bei den Verticalen $1\frac{3}{4}$ Zoll, bei den Diagonalen 1 Zoll; die Untergurte besteht entsprechend den Distanzen der Verticalen aus 8 Fuss englisch langen Kettengliedern von zwei Rundstäben à $1\frac{5}{8}$ Zoll Durchmesser; Querträger 12 Zoll hoch aus Holz, Längsträger in Bügeln befestigt; der Achsenstand der Träger misst 18 Fuss 4 Zoll und liegen die 6 Fuss breiten Trottoirs aussen.

2) Strassenbrücke über den Erie canal in Albany, Spannweite 80 Fuss englisch, drei Träger à 15 Fuss Achsendistanz, aussen liegende Gehwege à 6 Fuss Breite.

Der wesentliche Unterschied gegen die vorige Brücke liegt weniger in der Anordnung der Träger, als in derjenigen der Detailconstruction derselben, indem die Träger in ihrer Obergurte aus sechszölligen gusseisernen Röhren gebildet sind, welche an ihren Enden in einem Schuhe ruhen, der die Verbindung mit der Untergurte bewerkstelligt; letztere besteht aus zwei nebeneinander gestellten Rundeisen à $1\frac{3}{4}$ Zoll Stärke, welche in der Mitte durch Spanschrauben (Schraubenschlösser) justirt sind; die Diagonalbolzen sind Rundeisen, welche je an der Kreuzungsstelle durch die Vermittelung eines Ringes verschraubt sind, jede Vertical besteht aus zwei vierkantigen Eisen von 1 Zoll zu $1\frac{1}{2}$ Zoll Dimension, welche eine gespreizte Lage besitzen und unten Schlingen bilden, die den 8 Zoll hohen und $\frac{3}{4}$ Zoll breiten hochkantig gestellten Querträger aufnehmen.

3) Strassenbrücke über den Erie canal in Rochester Stützweite 81 Fuss 2 Zoll englisch, zwei Trägerwände im Maximum 8 Fuss 9 Zoll englisch hoch, welche 16 Fuss 4 Zoll Achsenstand besitzen, die 14 Fuss im Lichten breite Fahrbahn aufnehmen

und aussen die im Lichten $4\frac{1}{2}$ Fuss breiten Gehwege mittelst Consolen tragen. Die Verticalen besitzen 9 Fuss Achsenstand und bestehen je aus drei Eisen, von denen die zwei äussern gespreizt erscheinen; die gusseiserne Π -förmige Obergurte nimmt, wie bei der Buffalobrücke, gegen die Enden an Breite zu.

c) Brücken nach King.

Dieses System der Bowstrings unterscheidet sich lediglich durch die angewendete Fachung, indem statt der Verticalen Radialstreifen angewendet werden, zwischen denen die sich kreuzenden Diagonalen situirt sind. Nach neueren Mittheilungen werden diese Brücken sehr ausgedehnt in Amerika angewendet, und sollen bereits im Jahre 1870 deren über 700 bestanden haben, unter welchen Bauwerken die Cansasbrücke bei Topeka (45 Meter Spannweite) besonders hervorgehoben wird.

3. Construction Dallot. (System des Bowstrings.)

Eine interessante Veränderung an den Bowstrings hat bekanntlich der belgische Ingenieur Dallot bei der schiefen Scheidebrücke nächst Oudenarde (vergleiche Förster 1863) durchgeführt, indem er in die Obergurte eine Art Scheitelcharnier legte, um die Fixirung der Drucklinie auch bei einseitiger Belastung zu erzielen.

Diese, wie wir sehen, sehr eigenthümlich construirte Brücke ist zweigeleisig, im Jahre 1861 erbaut und befindet sich im Zuge der Hennegau-Flandrischen Linie in Belgien. Das Bauwerk übersetzt die Schelde mit circa 60 Grad und zwar mittelst einer Oeffnung von 24.0 Meter normaler, respective 27.8 Meter directer Spannweite. Die drei Träger haben eine lichte Entfernung von à 4.0 Meter bei einem Achsenstand von 4.4 Meter, die Höhe des Bogens misst 5.985 Meter, die I-förmige Obergurte nimmt vom Scheitel nach ihrem Anfange von 35 bis 80 Centimeter, die Untergurte ist ebenfalls I-förmig und hat 0.96 Meter Höhe.

Die beiden Tragbogenhälften der Obergurte endigen in Halbkreisform, sind mit Halbringen aus Stahl armirt, und nehmen die letzteren versetzte Stahlkeile von 50 à 70 Centimeter Gesamtquerschnitt auf.

4. System Pauli. (Verbessertes System Laves.)

Im Jahre 1857 erbaute der Director Pauli die Eisenbahnbrücke über die Isar bei Grossheselohe (zwei Stromöffnungen à 185 Fuss Spannweite) und behauptete in einem Memoire ddo. München, 11. April 1857, dass die dort angewendete Construction der linsenförmigen Träger seine Erfindung sei.

Köpke zu Harburg ist bekanntlich („Hannövrisehe Zeitschrift 1858) dieser Behauptung entschieden entgegengetreten und bezeichnet die Pauli'schen Träger principiell als Laves'sche. Man kann nicht umhin, dieser Anschauung vollständig beizutreten, muss jedoch gleich Köpke dem Director Pauli das Verdienst zuschreiben, wesentliche Detailveränderungen gemacht und die Laves'sche Construction in Eisen nächst Brunel mit zuerst in grossen Dimensionen und bei Eisenbahnbrücken eingeführt zu haben. Aus diesem Grunde allein behalten wir die in der Literatur übliche Separation der Pauli'schen Construction, welche sich bekanntlich dadurch kennzeichnet, dass die polygonförmigen Rahmen in einer Weise geformt erscheinen, die bei ruhiger Belastung eine constante Spannung entlang den Gurten herbeiführt, auch hier bei.

Die hauptsächlichsten Werke der Pauli'schen Construction sind:

1) Brücke über die Isar bei Grossheselohe, Linie München-Rosenheim, erbaut 1857, zwei Stromöffnungen à 54.06 Meter, zwei Seitenöffnungen à 28.22 Meter Lichtweite, respective 55.33 Meter und 29.77 Meter Stützweite, 52.5 Meter respective 26.6 Meter Lichtweite im Niveau des Hochwassers, 30.0 Meter Schienenhöhe über Mittelwasser, 5.80 Meter respective 5.72 Meter Trägerhöhe in der Mitte, eingleisige Fahrbahn oben, vier Tragwände mit 1.80 Meter Achsenstand; Obergurte []-förmig, bei den grossen Trägern 298.2 Quadracentimeter, bei den kleinen 81.8 Quadracentimeter Querschnitt; Untergurte aus über- und nebeneinander gelegten Flacheisen, 350 Millimeter breit, bei den grossen Trägern 253.2 Quadracentimeter effectiv Querschnitt, bei den kleinen 75.1 Quadracentimeter, Bogenschuh aus Gusseisen, Verticale kreuzförmig und 58.52 Quadracentimeter, Diagonale Flacheisen.

Gewicht nach Gerber bei den grossen Trägern 3622 Kilogramm, bei den kleinen 2079 Kilogramm pro laufenden Meter Stützweite,

exclusive Geländer, Zierungen und Fahrweg; gebaut bei Klett und Comp. durch deren Director Werder.

2) Strassenbrücke über den Main bei Schweinfurth, 1858, zwei Oeffnungen von 123 Fuss und von 58 Fuss Spannweite.

3) Mehrere Eisenbahnbrücken der Linie Rosenheim-Kufstein.

4) Brücke über die Rodach, Eisenbahn Hochstadt-Stockheim, 33.3 Meter Spannweite.

5) Strassenbrücke über die Donau bei Deggendorf, erbaut 1858 bis 1863 von J. Schmid (acht Oeffnungen à 38.0 Meter Spannweite, 6.3 Meter Fahrbahnbreite).

6) Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Mainz, erbaut 1860 bis 1862, grösste Brücke Pauli'scher Construction, 32 Oeffnungen, vier à 105.21 Meter Stützweite, sechs à 35.5 Meter Lichtweite, 13 à 15.0 Meter Lichtweite, zwei à 25.0 Meter Lichtweite, sieben à 15.0 Meter Lichtweite, alle Träger Pauli'scher Construction, in den Hauptfeldern Fahrbahn unten, in den Nebenöffnungen oben.

7) Strassenbrücke über die Donau bei Passau, erbaut 1869 durch Gerber (sieben Oeffnungen à 26.5 Meter Spannweite), Gewicht pro laufenden Meter bei 5.3 Meter breiten Fahrbahn und zwei Trottoirs à 1.7 Meter = 1931 Kilogramm.

5. System Schwedler.

Mit den grossen Brücken über die Weichsel bei Dirschau und über die Nogat bei Marienburg, beide 1850 begonnen, traten deutsche Ingenieure mit eingehenden theoretischen Betrachtungen und obenan 1851 W. Schwedler bezüglich des Baues eiserner Träger auf, und gelangten diese Untersuchungen gelegentlich des 1855 begonnenen Baues der Cölner Rheinbrücke in ein solches Stadium, dass seitdem der Name W. Schwedler sowohl bezüglich des Eingreifens in die Literatur, wie des Hinstellens grosser Brückenwerke zu den rühmlichsten gehört, welche wir auf dem Gebiete der eisernen Ueberbrückungen überhaupt aufzuweisen haben.

Mit der Erbauung der Brahebrücke bei Czernikow in der Bromberg-Thornlinie (1861) kennzeichnete Schwedler seine Richtung

des theoretischen Nachweises und der factischen Materialersparung durch die maassgebende Einführung der Bowstrings in Deutschland.

Nähere Studien über diese Bogenform führten 1863 zu der ersten Herstellung der sogenannten „Schwedler'schen Träger“ bei der Weserbrücke nächst Corvey (jenem in der Geschichte der Baukunst als classisch erscheinenden Sitze der Benedictinermönche, dessen wir früher schon gedachten), welches zweigeleisige Bauwerk, den Fluss in vier Feldern à 185.⁶⁴ Fuss preussisch Stützweite übersetzend, pro Geleise und pro laufenden Meter nur 1766 Kilogramm Constructionsgewicht besitzt und insgesamt in der zweigeleisigen Anlage pro laufenden Meter nur 1237 Gulden österr. Währung Silber gekostet hat.

Diese Träger, welche bekanntlich in der „Zusammenführung“ der beiden Gurtungen und in der Wahl einer solchen Krümmung der Obergurte culminiren, dass die Diagonalen nur auf Zug in Anspruch genommen werden, erschienen in einer Form, die von den Aesthetikern lebhaft angegriffen wurde und die, wie W. Schwedler in seinen Arbeiten vom Juni 1865 und vom 30. Jänner 1866 es selbst einräumt, mit geringen Opfern durch die Wahl einer Korblinie, halben Ellipse und dergleichen wohlgefälliger gestaltet werden kann. Indess gaben die wesentlichen materiellen Vortheile grossen Ausschlag und führten zu der ausgedehntesten Anwendung der Schwedler'schen Träger namentlich in Deutschland, eine Anwendung, welche sich auch in Russland verbreitet hat und neuestens bis auf die pyrenäische Halbinsel gedrunen ist. Beispiele solcher Brücken sind:

1) 1863. Brücke über die Weser bei Corvey (Höxter), vier Oeffnungen à 58.²⁹ Meter Stützweite, zweigeleisig, Doppelsystem.

2) 1864 und 1865. Fluthbrücke im Oderthale bei Stettin, zweigeleisig, 14 Oeffnungen à 84 Fuss preussisch Achsenstand der Pfeiler (Weiteres unten, Ausstellungsobject).

3) 1866. Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämerten (Weiteres unten bei der Vorführung der Ausstellungsobjecte).

4) 1866 und 1867. Parnitzbrücke bei Stettin (Weiteres unten).

5) 1867 und 1868. Zweigeleisige Oderbrücke in Stettin (Weiteres unten).

6) 1867 und 1868. Kurze und lange Oderbrücke in Breslau; Strassenbrücken, zusammen fünf Oeffnungen à 76 Fuss preussisch Lichtweite, 80 Fuss preussisch Stützweite, Fahrbahnbreite 25 Fuss. aussen liegende Trottoirs à 7 Fuss 6 Zoll; Gesamtgewicht 6379 Zolleentner Schmiedeisen, 3371 Centner Gusseisen, wovon 3057 auf Fahrbahnplatten, also pro laufenden Meter Constructionsgewicht 2665.4 Kilogramm.

7) 1867. Eisenbahnbrücke über die Oder in Breslau (Linie der „Rechten Oderufer-Bahn“), eingleisig, Oeffnungen von 90 Fuss Lichtweite, 94 Fuss Stützweite, einfache Diagonale, Gewicht pro laufenden Meter 1204 Kilogramm.

8) Elbebrücke bei Dömitz in Mecklenburg, Linie Berlin-Hamburg, 26 Oeffnungen, vier à 69.205 Meter, eine zweiarmige Drehbrücke à 19.302 Meter, zwei à 55.309 Meter, die übrigen 54.838 Meter Pfeilerachse, zweifache Diagonalen bei den grossen, einfache bei den übrigen Brückenfeldern, Gesamtlänge der Brücke 1011.241 Meter.

9) 1869. Strassenbrücke in Bromberg (Wilhelmsstrasse-Kornmarkt), 117 Fuss preussisch = 36.74 Meter schiefe, 104.72 Fuss normale Stützweite, 24 Fuss Fahrbahnbreite innerhalb der Hauptträger, zwei Fusswege à 6 Fuss Breite ausserhalb derselben, Constructionsgewicht 144.912 Zollpfund, also pro laufenden Meter 1972 Kilogramm; Gesamtkosten inclusive Nebenanlagen, Candelabern 45.000 Thaler, demnach pro laufenden Meter 1837.2 Gulden österreichischer Währung in Silber.

10) Beresinabrücke in Russland, drei Oeffnungen à 25 Saschen Lichtweite (ein Saschen = 2.13356 Meter); doppelte Diagonalen.

11) Brücke über den Fluss Nütman in Russland, zwei Oeffnungen à 22.5 Saschen Lichtweite.

12) Brücke über den Scharafluss in Russland, zwei Oeffnungen, eine à 15 0 Saschen, eine à 22.5 Saschen.

13) Brücke über den Fluss Grivdia in Russland.

14) Donaubrücke bei Sigmaringen in der Württembergischen Staatsbahn, doppelgleisig, schiefe Brücke, 60.0 Meter Stützweite.

15) Strassenbrücke über den Douro bei Regoa in Portugal. Diese im Norden Portugals liegende, in den Jahren 1869

bis 1872 von Harkort unter den Ingenieuren W. Liebe und J. Wex erbaute Schwedler'sche Brücke beanspruchte deshalb viel Zeit und Geld, weil die klimatischen, hydrotechnischen (22.0 Fuss Hochwasser von 1860 über Null) und örtlichen Verhältnisse sehr ungünstig auftraten. Sechs Oeffnungen, vier à 48.4 Meter, eine à 79.20 Meter und eine à 17.6 Meter Stützweite; Gewicht der 48.4 Meter-Oeffnungen 1260 Kilogramm, der grossen Oeffnung 2400 Kilogramm pro laufenden Meter, Fahrbahn 6.75 Meter breit; vorgeschriebene Last 400 Kilogramm pro Quadratmeter bei der Fahrbahn, 200 Kilogramm bei den Fusswegen; Pfeiler vermittelt fliegender Gerüste aufgebaut, Montirung auf Howe'schen Trägern von 4.0 Meter Höhe.


Nach Angaben von Wex liefert Harkort neuestens mehrfach derartige Brücken nach Portugal.

16) Elbebrücke bei Magdeburg, begonnen 1869 im Zuge der Berlin-Potsdam-Magdeburger Eisenbahn (als Ausstellungsobject weiter unten erwähnt).

17) 1871. Dreisambrücke in der Linie Freiburg-Breisach, eingeleisig; eine Oeffnung von 35.25 Meter Stützweite, I -förmige Ober- und Untergurte, 5.4 Meter Maximallhöhe, 1255 Kilogramm (exclusive Auflager) pro laufenden Meter, 7600 Thaler Gesamtkosten, also nur 323.4 Gulden österreichischer Währung in Silber pro laufenden Meter (885 Zollcentner Gesamtgewicht à 10.5 Gulden süddeutscher Währung, inclusive Aufstellung und Anstrich).

18) 1871 bis 1874. Drei Oderbrücken bei Dyhernfurth, Steinau und Deutsch-Nettkow, eingeleisig, die ersten beiden mit je zehn, die letztere mit elf Oeffnungen à 35.0 Meter Lichtweite, 36.45 Meter Stützweite, 37.8 Meter Pfeilerachse, Trägerhöhe 5.0 Meter; Obergurte II -förmig, 365 Millimeter breit, 200 Millimeter hoch, Untergurte I -förmig, 190 Millimeter breit, 222 Millimeter hoch, einfache Diagonalen; Gewicht pro Oeffnung inclusive Schwellenträger 42.958 Kilogramm, also pro laufenden Meter Stützweite 1178.5 Kilogramm.

Wie schon W. Schwedler in seiner Schrift vom Jahre 1866 es erwähnt hat, kann seinen Trägern eine gefälligere Form gegeben werden, und hat unter Anderen der rühmlichst bekannte Ingenieur F. Laissle bei der Brücke über den Kolomak in der Linie Charkow-

Krementschug eine solche angewendet, indem er der Obergurte eine polygonale Ellipsenform gab. Die Spannweite dieser Brücke misst 33.₈ Meter, die Gurten 457 Millimeter breit und -förmig; die Lichtweite der Hauptträger misst 4.₈₇₇ Meter; das Gewicht beträgt 1620 Kilogramm pro laufenden Meter, wovon 1160 Kilogramm auf die Hauptträger und 460 Kilogramm auf die Fahrbahn entfallen.

6. System der Halbparabelträger.

Das sogenannte System der Halbparabelträger (gerade untergekrümmte Obergurte, Enden vertical abgesehnitten) fand, obwohl wir Formanklänge schon bei den in den Dreissiger Jahren angewendeten eisernen Blechträgern im Lagerhause von Portsmouth (41 Fuss 3 Zoll Länge, 2 Fuss in der Mitte 1 Fuss am Ende hoch), ferner auch bei den amerikanischen Holzbrücken, wie z. B. bei der von Culmann 1851 geschilderten Desplainbrücke bei Joliet (49 Fuss Spannweite), des Weiteren bei den Fairbairn'schen, im October 1846 patentirten Trägern in der Blackburn-Boltenbahn, sowie bei den Liverpooter Landungsbrücken, endlich bei den Brunel'schen eisernen Balkenbrücken im Zuge der Süd-Wales-Bahn (nach Culmann) wahrnehmen: seine Anwendung im Grossen bekanntlich erst bei dem Baue der Kuilenburger Brücke (1863 bis 1868). Diesem Werke folgten allsogleich jene bei Bommel und bei Moerdijk in Holland, von welchen Bauwerken, und zwar unterstützt durch die Bestrebungen der Einführung von Balkenbrücken mit gekrümmter Obergurte überhaupt, die seitdem stattfindende grössere Anwendung ausging.

Brücken dieser Construction sind unter Anderm:

- 1) 1863 bis 1868, Brücke über den Lek bei Kuilenburg.
- 2) 1863 bis 1868, Brücke über das Holländische Diep bei Moerdijk.
- 3) 1863 bis 1868, Brücke über die Waal bei Bommel.
- 4) 1864, Brücke über die Reuss bei Luzern, fünf Oeffnungen à 22.₀ Meter.
- 5) 1865, Tauberbrücke bei Gerlachsheim, eine Oeffnung à 36.₀ Meter und zwei Oeffnungen à 18.₀ Meter.
- 6) 1865, Donaubrücke bei Scheer, vier Oeffnungen, zwei à 38.₀ Meter und zwei à 19.₀ Meter.

7) 1867, Elbebrücke bei Meissen, drei Hauptöffnungen à 51.0 Meter und drei Fluthöffnungen à 18.8 Meter, pro laufenden Fuss Spannweite der Hauptöffnungen (174 Fuss preussisch) 12.6 Zollcentner.

8) 1870, Neue-Maas-Brücke zu Rotterdam (als Ausstellungsobject weiter unten erwähnt).

9) 1871, Werdersteg über die Murg in Gernsbach, zwei Brücken, eine à 36.0 Meter und eine à 24.0 Meter Stützweite, 1.6 Achsenstand der Tragwände, 134 Centner, respective 76 Centner Gewicht; 4000 fl. süddeutsche Währung Gesamt Kosten.

10) 1871, König Wilhelms-Rheinbrücke bei Hamm, Linie Düsseldorf-Neuss.

11) 1872, Jalomitzabrücke bei Krivina, Linie Galatz-Bukarest; zwei Oeffnungen à 150 Fuss preussische Lichtweite, 156 Fuss Stützweite, 30 Fuss Maximalträgerhöhe, 1983 Centner Gewicht pro Oeffnung, 2024 Kilogramm pro laufenden Meter.

12) 1872 Teleagabrücke bei Plojesti, Linie Galatz-Plojesti; neun Oeffnungen, eine à 150 Fuss preussisch Lichtweite, 156 Fuss preussisch Stützweite, acht à 72 Fuss Lichtweite, 1919 Zollcentner Gewicht des Hauptfeldes, 1959 Kilogramm pro laufenden Meter.

13) 1872 bis 1874, Brücke über die neue Donau der Kaiser Ferdinands-Nordbahn in Wien (als Ausstellungsobject weiter unten beschrieben).

14) 1873 bis 1875 Weichselbrücke bei Thorn, Linie Insterburg-Thorn; fünf Stromöffnungen à 94.16 Meter, elf Fluthöffnungen, zehn à 34.52 Meter und eine von 44.88 Meter Lichtweite, ganze Brückenlänge 1272 Meter; Stromöffnungen Halbparabelträger mit gegabelten Enden der Obergurten, Fluthbrücken Fachwerke.

7. System der continuirlichen Linsenträger.

Dieses aus sich durchdringenden, gekrümmten Gurtungen bestehende System wurde bekanntlich 1864 von Ruppert anlässlich seines Projectes einer Bosphorusbrücke (205.0 Meter maximale Spannweite), fernereiner 253.0 Meter weiten Schluchtbrücke, endlich anlässlich einer Donauüberbrückung bei Wien, 119.0 Meter Spannweite aufgestellt, und darf nicht übersehen werden, dass es, wie Ruppert 1864 auf der XIV. Versammlung der Architekten und Inge-

nieure zu Wien diess selbst vortrug, auf rein empirischem Wege entstanden ist, da Ruppert 1862, angeregt durch die Besichtigung der Saltashbrücke, die Linsenträger gleichsam auf Pfeilerconsolen (wie Sattelhölzer bei Holzbrücken) legen wollte, wodurch eine Durchschneidung der Stemm- und Hängegurten sich ergab. Rein theoretisch wurde diese Idee der Brückenconstruction erst später und zwar insbesondere von Gerber in Firma Klett und Compagnie in Nürnberg verfolgt, welcher berühmte Constructeur, allerdings bei minderzähliger Gurtenkreuzung, zuerst mit seinem bekannten Projecte der Vilsöfner Brücke über die Donau auftrat und in der That mit dem ersten diesartigen Bauwerke der Strassenbrücke über den Main bei Hassfurt (drei Oeffnungen, eine à 37.9 Meter, zwei à 23.9 Meter) die Anwendung einer Constructionsweise inauguirte, die unbedingt mehr theoretischen als praktischen Werth besitzen dürfte, zumal die bizarren Formen alle Kunstkritiker geradezu, und nicht mit Unrecht aufgeregt haben.

8. Linsenträger, System Lohse.

Dieses ganz neue System, welches von dem Erbauer der Marienburger Nogatbrücke und der Cölner Rheinbrücke herrührt, den Grundgedanken von Laves verfolgt, in der Construction jedoch desshalb ganz individuell auftritt, weil die Ober- und Untergurte des Linsenträgers, an welchem die Fahrbahn hängt, aus steifen ausgefachten Bogen bestehen, und weil die Diagonalen zwischen den Gurten ausgelassen und die Verticalen als Hängestangen nur auf Zug construirt sind, wurde unseres Wissens bis jetzt nur bei den Elbebrücken der Venlo-Hamburger Linie nächst Hamburg und Hamburg angewendet. Wir kommen auf diese Bauwerke hier sofort unter den Ausstellungsobjecten zu sprechen.

§. 2. Ausstellungsobjecte der Gitterträger mit gekrümmten Gurtungen.

A. Linsenträger.

1. Elbebrücke bei Hamburg. Dieses im Juli 1868 begonnene Bauwerk besteht aus drei Hauptöffnungen Lohse'schen Systemes von 96.³⁵³ Meter Lichtweite und 99.¹⁷⁸ Meter Stützweite und auf jeder Uferseite aus je zwei eisernen Bogenbrücken à

21.42 Meter Spannweite, welche Fluthbrücken wir schon früher (pag. 269) beschrieben haben.

Die auf Tafel I gezeichneten Ueberbrückungen der Hauptöffnungen bestehen aus je zwei Tragwänden, deren Druck- und Zugbogen congruent und nach der Parabel geformt sind. Das Fachwerk jedes Bogens, also jeder Lohse'schen Gurte, besteht aus verticalen und diagonalen Zugbändern, und sind die correspondirenden Knotenpunkte des oberen und unteren Bogens mittelst Hängestangen (12 Fuss Distanz) verbunden; diese Hängestangen correspondiren mit jenen, welche (in gleicher Distanz sich befindend) an der Unterkante des Zugbogens (der wie der Druckbogen seine „secundäre“ Ober- und Untergurte besitzt) zu dem Zwecke aufgehängt sind, um die Querträger der Fahrbahn aufzunehmen. Diese Querträger sind mittelst Winkeleisen gebildete Blechträger I-förmigen Querschnittes von 30 Zoll Höhe in der Mitte; die vier Längsträger von 17 Zoll Höhe sind entsprechend der Lage des Doppelgeleises angeordnet.

Beide Tragwände sind ausserdem oben durch gitterförmige Querträger, sowie durch Windkreuze verbunden; die Anordnung der Träger, ihre Querverbindung und ihre Endauflager sind auf den Skizzen in Tafel IX ersichtlich gemacht. Der Achsenstand der Träger misst 26 Fuss 3 Zoll preussisch, ihre Lichtweite 24 Fuss, die Maximalhöhe des Längsträger 66 Fuss $\frac{3}{4}$ Zoll preussisch, die Fusswegbreite 4 Fuss 5 Zoll, ihre Achsendistanz 36 Fuss $7\frac{1}{2}$ Zoll preussisch, die Achsen der Geleise 11 Fuss. Jeder Brückenträger liegt mit dem einen Ende fest auf, mit dem anderen Ende auf einem Lager von sechs Stahlwalzen à 6 Zoll Durchmesser.

Das Gesamtgewicht der Eisenconstruction für jede Brückenöffnung beträgt, exclusive des Bahngeleises:

a) Walz- und Schmiedeisen	1,193.280	Zollpfund,
b) Gusseisen	30.580	„
c) Gussstahl	2.580	„

Summe . 1,226.440 Zollpfund,

also pro laufenden Meter Stützweite 6183 Kilogramm.

2. Elbebrücke bei Harburg. Dieses am 1. April 1869 ebenfalls von Lohse errichtete und wie das vorige im Zuge der

Venlo-Hamburger Eisenbahn liegende Bauwerk besitzt vier Stromöffnungen, sechs rechtsseitige Fluthöffnungen und am linken Elbeufer eine zweiarmige Drehbrücke; die vier Stromöffnungen sind genau so wie jene der Hamburger Brücke dimensionirt und construiert.

Die sechs Fluthöffnungen messen $94\frac{1}{2}$ Fuss preussisch, Lichtweite und sind mit Bowstrings à $98\frac{1}{2}$ Fuss preussisch Stützweite überbrückt; ihr Trägerachsenstand misst bei 24 Fuss Lichtweite 26 Fuss preussisch. Die aussen liegenden Fusswege haben, wie bei der Hamburger Brücke, 36 Fuss $7\frac{1}{2}$ Zoll Achsendistanz; auch die Querträger und die Längsträger sind ebenfalls gleichartig construiert; dergleichen sind die Bowstrings mit dem einen Ende fest, mit dem andern auf Rollen (fünf Stück à 3 Zoll Durchmesser) gelagert.

Das Gesamtgewicht für jedes Brückenfeld der Fluthbrücke exclusive Schienenbahn beträgt:

an Walz- und Schmiedeeisen	170.570 Zollpfund,
an Gusseisen	7.470 „

Summe . 178.040 Zollpfund,

also pro laufenden Meter Stützweite (30.84 Meter) 2886 Kilogramm.

Das Drehfeld der Harburger Brücke soll weiter unten im Abschnitte über bewegliche Brücken beschrieben werden.

B. Bowstrings.

Als Repräsentanten der Bowstrings waren ausser den so eben genannten Fluthbrücken unter anderen die folgenden Objecte auf der Weltausstellung zu Wien 1873 vertreten.

3. Strassenbrücke für Japan. Diese Brücke von 34.75 Meter Lichtweite, 35.95 Meter Stützweite und 6.1 Meter Breite war in einem aus Eisen gefertigten Modelle im Maassstabe 1 : 12 von den Erbauern, Firma Baleke, Kuntze und Comp. in Oberhausen, ausgestellt.

Das Object bot weniger wegen seiner Construction (Obergurte Γ -förmig, 628 Millimeter breit, 262 Millimeter, Untergurte \ddagger -förmig, 418 Millimeter breit und 262 Millimeter hoch, 3.609 Meter Achsenstand der Verticalen, 4.39 Meter Maximalthöhe des Trägers, Kipplager), als wegen der Umstände Interesse, dass es die erste von Deutschland nach Japan gelieferte Eisenbrücke ist und dass die

Art ihrer Montirung repräsentirt war. Bezüglich der letzteren war nämlich die Anordnung getroffen, dass die einzelnen Brückenbestandtheile in solchen Grössen zusammengesetzt waren, dass sie durch Schiffslucken von 14 Quadratfuss Fläche zur Verladung gebracht werden konnten; diese Stücke wurden vermittelst konischer Schrauben auf der Baustelle zusammengefügt, wodurch ein leitender Techniker mit Zuhilfenahme ganz beliebiger örtlicher Arbeitskräfte bei der Aufstellung genügte; an dem Modelle waren diejenigen Stellen kenntlich gemacht, wo die Zusammenschraubung stattfinden sollte.

Die ganze Eisenconstruction wiegt 38.750 Kilogramm Schmiedeseisen und 6786 Kilogramm Gusseisen, in Summa demnach 45.536 Kilogramm, also pro laufenden Meter der Stützweite 1278 Kilogramm.

Die Brücke war von F. Nering und Bögel zu Hiogo in Japan bestellt, wurde anfangs 1872 nach Rotterdam und London und von da mit dem Steamer „Canton“ nach Shangai befördert, wieder umgeladen und nach Hiogo geschafft; nach den Angaben des Herrn Professors Keck wurden ungefähr gleichzeitig auch andere eiserne Brücken von dem Lüneburger Eisenwerke nach Japan geliefert.

4. Donaubrücke bei Rechtenstein. (In Zeichnung ausgestellt durch die königliche Württembergische Staatsbahn-Direction.) Dieses Bauwerk ist schief, eingleisig und in seinen drei Feldern durch Bowstrings überbrückt, und zwar in zwei Oeffnungen à 39.³⁴ Meter Stützweite bei 4.⁵²⁶ Meter Maximalhöhe der Träger und in einer Fluthöffnung von 25.³⁰⁸ Meter Stützweite, bei 2.⁸³⁶ Meter Maximalhöhe.

Die Verticalen der grossen Felder sind mit 4 Meter, jene der kleinen Felder mit 2.⁸³⁶ Meter distanzirt.

Bei der grossen Oeffnung ist die Obergurte Γ -förmig, 573 Millimeter breit, 400 Millimeter hoch, die Untergurte Ξ -förmig, 538 Millimeter breit, 355 Millimeter hoch; die Gurten bei der kleinen Oeffnung sind T-förmig, 230 respective 258 Millimeter breit, beide 315 Millimeter hoch; die Verticalen sind kreuzförmig, die Diagonalen aus zwei Flacheisen construirt.

5. Puente de Prado sobre el rio Pisnerga en Valladolid. (Ausgestellt durch Zeichnung im spanischen Pavillon) Diese Strassenbrücke liegt 17.⁸ Meter über der Flusssohle und 1.⁶⁵ Meter über Hochwasser bei 8.⁵ Meter Widerlagshöhe über

Terrain. Die Lichtweite misst 67.7 Meter, die Strassenbreite 5.5 Meter. Die Construction ist aus Figur 196 zu ersehen, und zeichnet sich dieselbe lediglich durch die Eigenthümlichkeit der Fachung aus.

Fig. 196.



6. Landungsbrücke zu Norderney. Der Bowstring 8.76 Meter Spannweite, oder die Pontonbrücke ist bereits pag. 24 durch Fig. 87 ersichtlich gemacht; er dient hier nur zur Verstärkung des hölzernen Brückengebälkes.

7. Kaiser Joseph- (Schlachthaus-) Brücke über den Donaueanal in Wien. Diese von der Sociéte de Fives-Lille gelieferte und in der Ausstellung zur Anschauung gebrachte Strassenbrücke ist ein „Bowstring“ mit parabolischer Obergurte; die Lichtweite der Brücke misst 58.3 Meter, die Fahrbahnbreite 11.4 Meter, zwei Trottoirs à 3.8 Meter, die Gesamtbreite also 19 Meter.

Die Ausfachung der Ober- und Untergurte ähnelt dem Sprengbocksystem der Brunel'schen Chepstow'er Brücke, unterscheidet sich jedoch von dieser wesentlich durch die mehrfache Anwendung von Verticalen, wodurch die Versteifung des grossen Ausfachungsfeldes angestrebt erscheint; Figur 197 stellt diese Art der Ausfachung dar.

Fig. 197.



Das Eisenwerk der Brücke wiegt (exclusive der 32.145 Kilogramm schweren Verzierungen und Geländer) 383.068 Kilogramm, also pro laufenden Meter 6571 Kilogramm.

Die Gesamtkosten betragen (vergleiche Tabelle auf pag. 278) 239.311 fl. 50 kr., also pro laufenden Meter 3798 fl. 58 kr. österr. Währung.

Auf die Eisenerneconstruction entfallen 375.000 Francs à 42 kr. österr. Währung = 157.500 fl. österr. Währung in Banknoten.

C. Schwedler'sche Träger.

Von dieser Constructionsort waren ebenfalls auf der Wiener Weltausstellung 1873 mehrere Objecte vorhanden, und zwar vorzugsweise die folgenden.

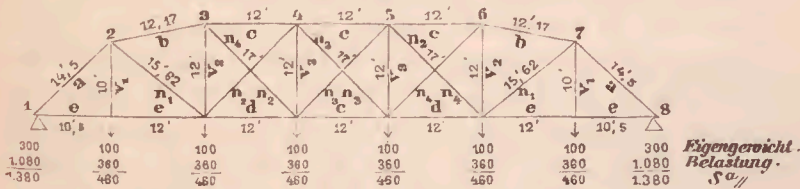
8. Fluthbrücke im Oderthale im Zuge der Berlin-Stettiner Eisenbahn. Diese schon oben (pag. 393) erwähnte zweigeleisige Brücke enthält insgesamt 13.906 Zolcentner, also 1896 Kilogramm pro laufenden Meter; dieses Eisen wurde zu 7.02 Thaler pro Centner geliefert und montirt.

Die Montirung der Träger erfolgte derart, dass das ganze fertig montirte Brückenfeld vermittelst vier hydraulischer Pressen gehoben und dann auf zwei untergebaute Arbeitswagen niedergesenkt und mittelst dieser und einer Interimsbahn an Ort und Stelle gefahren wurde. Diese Interimsbahn lag in der Brückenachse und zwischen den Steinsäulen, welche die Pfeiler bilden; die Träger waren auf den Wagen so hoch aufgebaut, dass sie über die Pfeiler hinwegragten.

Da der Montirungsschuppen auf der einen Seite der Brücke lag, so wurde zuerst das Brückenfeld für das entgegengesetzte Ende vorgeschoben, dem dann die anderen folgten.

Die Brücke besteht aus vierzehn Feldern von 84 Fuss preussisch Achsendistanz der Pfeiler, deren Aufbau bereits im Abschnitte Fundirungen (pag. 44) beschrieben wurde.

Fig. 198.



Die Schwedler'schen Träger haben 81 Fuss Länge und sind in der Weise berechnet, wie solche in ihren Resultaten durch Fig. 198 dargestellt sind. Unter Bezugnahme auf die hier vorfindlichen Buchstaben sind die Maximalspannungen und Querschnitte in der folgenden Tabelle verzeichnet.

	Maximalspannung Zollcentner	Querschnitt Quadrat- zoll preussisch
<i>a</i>	2,001	20.0
<i>b</i>	2,158	21.6
<i>c</i>	2,588	25.9
<i>d</i>	2,127	21.3
<i>e</i>	1,449	15.0
<i>r</i> ₁	460	6.0
<i>n</i> ₁	1,015	10.15
<i>r</i> ₂	650	6.5
<i>n</i> ₂	860	8.6
<i>r</i> ₃	606	6.07
<i>n</i> ₃	425	4.25
<i>n</i> ₄	67	0.67

9. Parnitzbrücke in Stettin. Dieses zweigeleisige, ebenfalls im Zuge der Berlin-Stettiner Linie dicht an die vorige Brücke angrenzende Bauwerk besteht aus zwei Brückenfeldern, deren Schwedler'sche Hauptträger 25 Fuss 6 Zoll Achsendistanz besitzen, und aus einer doppelarmigen Drehbrücke von zwei Oeffnungen à 40 Fuss Lichtweite. Die Brunnenfundirung der Widerlager, sowie die pneumatische Fundirung der 12 Fuss starken Trennungspfeiler und jene des 25 Fuss starken Drehpfeilers wurde bereits früher (pag. 44 und 113) erwähnt. Die Eisenconstruktion des Drehpfeilers hat 117 Fuss preussisch, jene jedes Schwedler'schen Trägers 120 Fuss preussisch Länge, die Brücke also eine Eisenwerkslänge von 357 Fuss. Für die Berechnung wurden pro laufenden Fuss Geleise 10 Centner und eine Belastung von 25 Centner angenommen. Mit Rücksicht auf die Zeichnung dieser Brücke (Tafel VIII) stellen sich die berechneten Querschnitte in preussischen Quadratzollen folgend:
 Obergurte = 31.5 - 33.6 - 38.1 - 43.2 - 45.0 - 43.2 - 38.1 - 33.6 - 31.5.
 Untergurte = 25.2 - 32.3 - 37.8 - 43.2 - 45.0 - 43.2 - 37.8 - 32.3 - 25.2.

Das Gewicht der festen Brücke beträgt pro laufenden Fuss preussisch 14.4 Centner und wurde der Centner zu 8.0 Thaler von der Cölnischen Actiengesellschaft zu Bayenthal geliefert und montirt.

Die Drehbrücke wird weiter unten besprochen werden.

10. Oderbrücke in Stettin. Dieses Bauwerk ist 450 Fuss preussisch lang, zweigeleisig und überschreitet den Strom schief in 59 Grad 20 Minuten.

Die Brücke besteht aus zwei mit Schwedler'schen Trägern überbrückten Feldern von 126 Fuss und 168 Fuss Spannweite und einer doppelarmigen Drehbrücke von 144 Fuss Länge, ähnlicher Construction wie bei der Parnitzbrücke.

Die Eisengewichte aller drei Felder betragen:

Brückenfeld	Spannweite Fuss preussisch	Summe		Schmied- eisen pro laufenden Fuss	Gusseisen pro laufenden Fuss
		Schmied- eisen	Guss- eisen		
		Zollcentner			
Festes Feld . . .	126	2.076	70	16.47	0.56
„ „ . . .	168	3.483	100	20.73	0.59
Drehfeld	144	1.926	120	13.38	0.83
Summe .		7.485	290	—	—

Die Gesamtkosten betragen im Unterbau 160.000 Thaler, im Ueberbau 56.000 Thaler, zusammen also 216.000 Thaler oder im Durchschnitte für die feste und Drehbrücke pro laufenden Fuss preussisch 355½ Thaler oder pro laufenden Meter 1.699 Gulden österr. Währ. in Silber.

Die hier erwähnten Stettiner Brücken wurden unter der Leitung des Geheimen Regierungsrathes T. Stein von den Abtheilungsbaumeistern Suche und Bollmann und den Baumeistern Deppe, Tobien und Brennhausen ausgeführt.

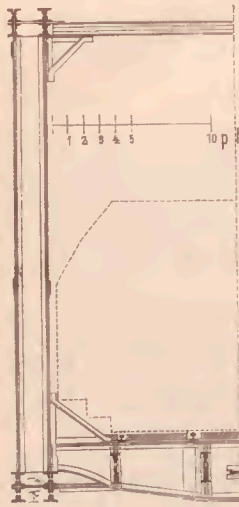
11. Brücken in Russland. In einer Sammlung russischer Brücken waren die Beresinabrücke, die Nüman-, Senara- und Grivdiabrücke durch Zeichnungen zur Anschauung gebracht, und haben wir die diesfälligen zu erlangen gewesenen Hauptdimensionen bereits pag. 394 vorgeführt.

12. Donaubrücke bei Sigmaringen. Diese doppelgleisige, schiefe, in der königlich Württembergischen Staatseisenbahn befindliche und von deren Direction zur Ausstellung gebrachte

Brücke enthält Schwedler'sche Träger von 60.0 Meter Stützweite, 7.5 Meter Höhe und ist in ihrer Ansicht auf Tafel VIII dargestellt. Die Verticalen sind in 3.75 Meter Distanz angeordnet, die Achsenstellung der Tragwände misst 9.0 Meter; die Construction der Gurtungen ist durch eine Combination von Winkeleisen gebildet und ebenfalls auf Tafel VIII ersichtlich gemacht; dortselbst befinden sich auch Details des beweglichen Auflagers.

13. Elbebrücke bei Hämerten. Diese im Zuge der Berlin-Lehrter Eisenbahn befindliche, früher für einen Flussübergang bei Tangermünde (14 Oeffnungen à 202 Fuss) projectirte, jedoch bei Hämerten ausgeführte und von Schwedler construirte Brücke ist in ihrer Ansicht auf Tafel VII zur Anschauung gebracht; sie ist zweigeleisig, besitzt ein Drehfeld von zwei Oeffnungen à 42 Fuss, fünf Stromöffnungen à 201 Fuss Lichtweite, vier Oeffnungen

Fig. 199.



zu 120 Fuss und acht zu 100 Fuss Lichtweite; das Durchlassprofil ist für 40.000 Quadratfuss bei Hochwasser hergestellt und gestattet die Passage von 180.000 Kubikfuss preussisch in der Secunde. Der Querschnitt der Brücke ist aus Figur 199 ersichtlich und kennzeichnet sich vornehmlich durch die gewählte Form der Gurtungen. Näheres über das ursprüngliche Tangermündener Project befindet sich in der „Zeitschrift für Bauwesen“ von 1868, woselbst das Eisengewicht für eine 202 Fuss Lichtweite = 210 Fuss Stützweite haltende Oeffnung mit 4792.8 Centner Schmiedeeisen und 153.3 Centner Gusseisen, zusammen 11.775 Centner pro laufenden Fuss berechnet ist. Das Bauwerk war durch Zeichnungen und besonders durch die Darstellung seiner Fundirung repräsentirt, welch' letztere bereits pag. 81 besprochen worden ist. Bezüglich

der Kosten dieser Brücke ist nach Jacobi Folgendes zu bemerken:

Zurichtung der Baustelle	26.500 Thaler
Rüstungen	22.800 „
Maschinen und Geräte	34.000 „
Mauermaterialien	180.000 „
Maurerarbeit, Erdarbeit und Fundirung	88.700 „
Unterbau Summe	352.000 Thaler
Ueberbau, Deiche und Nebenanlagen	448.000 „
Summe	800.000 Thaler,

also pro laufenden Meter der lichten Weite circa 1422 fl. österreichischer Währung in Silber, welche Kosten jedoch noch vor Rechnungsabschluss angegeben wurden.

Bezüglich der Einheitspreise ist zu bemerken, dass die gesammten Pfeiler 92 Thaler pro Schachtruthe, die Strompfeiler allein circa 95 Thaler pro Schachtruthe, die Eisenconstruktion der Stromfelder, fertig montirt, 6 Thaler pro Zolcentner, und jene der Fluthfelder 5 Thaler 24 Silbergroschen gekostet haben. Der Bau begann im Jahre 1868.

14. Elbebrücke bei Dömitz. Diese im Zuge der Berlin-Hamburger Eisenbahn befindliche Brücke hat, wie wir schon oben erwähnten, 26 Oeffnungen, darunter vier à 69.²⁰⁵ Meter, und eine Gesamtlänge von 1011.²¹¹ Meter. Auch dieses bedeutende Bauwerk war auf der Ausstellung durch Zeichnungen und vorzugsweise durch die Darstellung seiner Fundirung vertreten, welche wir bereits pag. 84 besprochen haben.

15. Elbebrücke bei Magdeburg. Diese im Zuge der Berlin-Potsdam-Magdeburger Eisenbahn liegende, in ihrer Fundirung bereits pag. 27 und pag. 40 geschilderte und von dem Herrn Baurath v. Quassowski erbaute Brücke (begonnen 1869) ist eines der grossartigsten neueren Werke Deutschlands und mit Schwedler'schen Trägern versehen; sie war auf der Ausstellung zu Wien 1873 durch Zeichnungen, Photographien und durch eine Monographie vertreten, welche letztere die statische und die Gewichtsberechnung enthielt. Das Bauwerk war anfänglich auf Grund specieller Profilaufnahmen mit 565 Meter Lichtweite projectirt, wurde jedoch Seitens der Behörde für 625 Meter Durchflussöffnung vorgeschrieben. Hiernach haben die fünf mittleren Felder je 200 Fuss preussisch

(62.8 Meter), und die auf jeder Seite angeordneten fünf Fluthfelder à 100 Fuss preussisch (31.4 Meter) Lichtweite erhalten. Inclusive der 15 Fuss starken Strompfeiler, zweier 12 Fuss starken Trennungs- und der 9 Fuss starken Fluthpfeiler besitzt die ganze Brücke zwischen den Widerlagern eine Länge von 671.332 Meter. Die Schwedler'schen Träger der grossen Oeffnungen haben 30 $\frac{1}{2}$ Fuss, jene der Fluthöffnungen 15 Fuss preussisch Maximalthöhe, ihre Unterkante liegt 16 $\frac{5}{7}$ Fuss über dem Hochwasser; die Träger der Hauptöffnungen haben doppelte, jene der Fluthöffnungen einfache N-Fachung. Die Obergurten der grossen Träger sind offen und vergittert.

Die ganze Strombrücke enthält:

38.232	Zollcentner	Walzeisen,
1.441	"	Gusseisen,
548	"	Schmiedeeisen,
20	"	Bleiplatten.

Summe 40.241 Zollcentner,

welche inclusive Montage 261.419 Thaler gekostet haben. Die gesammten Kosten des zweigeleisigen Bauwerkes betragen 701.406 Thaler 13 Silbergroschen 2 Pfennige, also circa 1567 fl. Silber pro laufenden Meter.

D. Halbparabelträger.

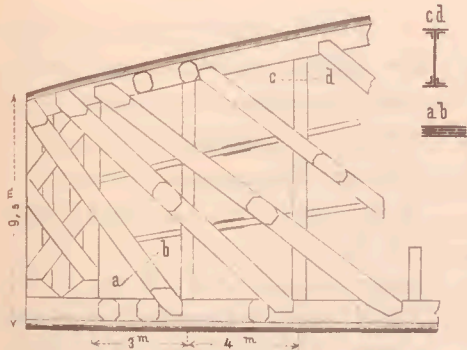
Diese Trägerformen mit gekrümmter Obergurte überhaupt und Verticalabschnitten der Enden, welche sich neuestens, besonders im Norden von Europa, bei den grossen Bauwerken Bahnbrechen, waren dieser technischen Richtung gemäss, auch auf der Wiener Weltausstellung bedeutsam vertreten, und zwar insbesondere durch die folgend genannten Werke.

16. Lekbrücke bei Kuilenburg in Holland. Wir stellen die Vertretung dieses Bauwerkes deshalb an die Spitze der diesfälligen Ausstellungsobjecte, weil die grosse Stromöffnung von 150.0 Meter Lichtweite nicht nur die grösste eiserne Balkenbrücke ist, welche bis jetzt überhaupt errichtet wurde, sondern weil dieser Halbparabelträger auch der erste ist, welcher bei dem Ueberbaue sehr grosser Spannweiten angewendet wurde. Die allgemeine Anordnung dieses riesigen Bauwerkes, welche schon in dem Zeitraume von 1850—1860 eingehend studirt und insbeson-

dere bezüglich der Eisverhältnisse und der Terrainüberfluthungen, wie wir bereits bemerkten, auf das sorgfältigste erwogen werden musste, ist schon pag. 5 und pag. 376 beschrieben worden; wir haben uns also hier nur mit dem Ueberbaue des Stromfeldes, also dem grossen Halbparabelträger zu befassen.

Derselbe hat bei 156.⁹⁶⁴ Meter Trägerlänge eine Stützweite von 154.4 Meter und in seiner Mitte die bedeutende Höhe von 19.⁷²⁵ Meter zwischen den inneren Flächen der Gurtungen. Ober- und Untergurte, Construction der Verticalen, Anordnung des Trägerendes und Construction der Querverbindung beider Gurten sind durch die beiden Holzsecte Figur 200 und Figur 201 ersichtlich gemacht.

Fig. 200.

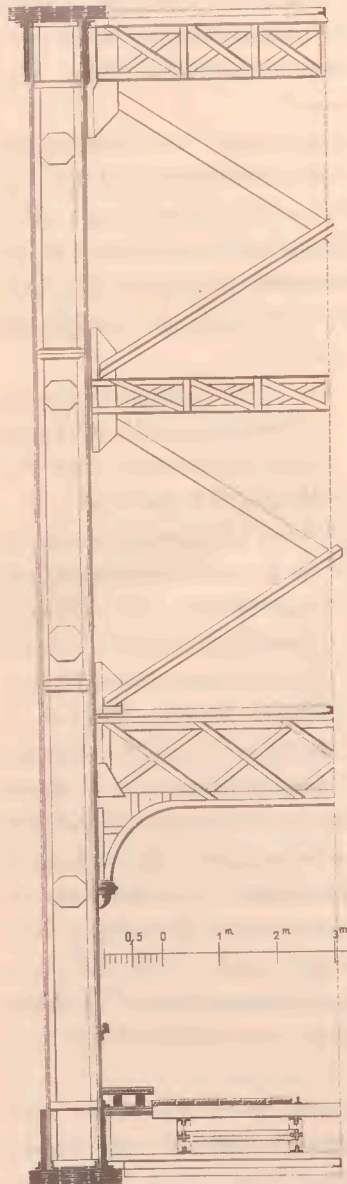


Die Gurten haben im Wesentlichen die Π -Form, ihre Stehbleche sind 1.04 Meter hoch und sind in 1.00 Meter Lichtweite distanzirt, die Breite der Gurten misst 1.80 Meter; die unteren Querträger sind 0.9 Meter hoch und tragen vier Längsträger; über 5.0 Meter oberhalb der Schienen befindet sich der erste, 1.65 Meter

hohe Fachwerksquerverband; in der Mitte des Trägers repräsentirt sich ausser dem zwischen den Obergurten liegenden 0.9 Meter hohen, in Fächer von 1.15 Meter getheilten Querverbande, 5.73 Meter unterhalb der Obergurte ein mittlerer Querverband von 0.6 Meter Höhe; die Räume zwischen diesen Querverbindungen sind durch Andreas-kreuze verbauf, deren Schenkel 10.76 Meter, respective 10.793 Meter lang sind, und bestehen diese Kreuze aus Winkeleisen von 0.10/0.01 Meter.

Die Lichtweite zwischen den Trägern misst 8.0 Meter und nimmt ausser zwei, entlang den Tragwänden situirten Gehwegen von 0.85 Meter Breite, zwei Geleise auf, von denen jedoch erst eines und zwar in die Achse der Brücke gelegt ist; der Achsenstand der Tragwände misst 9.26 Meter.

Fig. 20.



Der Verticalabschnitt der Trägenden ist bei der Trägerhöhe von 8.00 Meter durchgeführt; die Querträgerentfernung beträgt, entsprechend den Verticalen, 4.0 Meter, an den Enden findet jedoch eine Zusammendrückung beider statt.

Das System der Ausfachung ist ein sogenanntes dreifaches, überdies auch aus der Skizze auf Tafel VI ersichtlich. Die Maximalbreite der Zugbänder beträgt am Auflager 0.79 Meter.

Die beweglichen Auflager bei der Kulenburger Brücke wurden nach der Skizze Figur 202 angeordnet, und maass das bewegliche Auflager des grossen Trägers 2.00 Meter Länge bei 1.1 Meter Höhe; die Kippwelle misst daselbst 0.2 Meter Durchmesser und ruht in 0.35 Meter starken Kippbaeken, deren unterer auf acht Walzen von 0.2 Meter Durchmesser lagert. Die Dilationsvorrichtung besteht in einer Schienenunterbrechung von 125 Millimeter für das grosse Brückenfeld (68.4 Millimeter für das 80.0 Meter Nachbarfeld), und ist zur Leitung der Räder eine im Kopfe 30 Millimeter starke Lasche angebolzt.

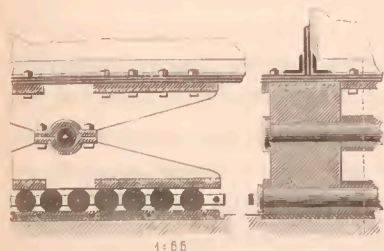
Das Gewicht der Ueberbrückung des grossen Feldes beträgt:

an Stahl 123.000 Kilogramm,
 an Schmiedeisen . . . 2,031.000

Summe . 2,154.000 Kilogramm,

also 13.951 Kilogramm pro laufenden Meter.

Fig. 202.



Von gewissem Interesse ist die Anfertigung und Montirung der Eisenconstruktion für das grosse Brückenfeld.

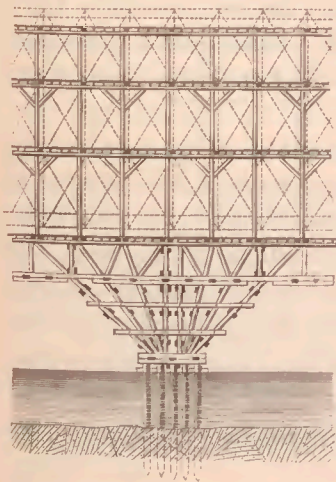
Herr Harkort baute zu diesem Zwecke eine 160 Meter lange und 37 Meter breite Werkstätte, in welcher die Eisenarbeit am 2 Jänner 1867 begonnen

wurde. Die Herstellung erfolgte auf Grund aufgebauter eiserner Lineale und gespannter Drähte, und wurden alle Messungen nur in früher Morgenstunde vorgenommen.

Am 15. November 1867 war die Werkstättenarbeit beendet.

Für die Aufstellung dieser grossen Ueberbrückung auf der Baustelle diente ein Montirungsgerüst Figur 203, welches im

Fig. 203.



März 1867 begonnen und im August desselben Jahres vollendet wurde; es enthielt 2300 Kubikmeter Holz, 50.000 Kilogramm Schrauben, Eisen und Klammern und ruhte auf fünf Jochen; bei der Montirung bogen sich die Holzträger in der Mitte 0,18 Meter durch.

Die Montirung wurde am 6. Juli 1867 begonnen, und am 15. November war dieselbe bereits soweit gediehen, dass die Unterkeilung entfernt werden konnte; am 25. November 1867 war die Montage beendet; während derselben wurde

ein Joch unterwaschen und konnte die Gerüstsenkung nur durch die mit grosser Schmelligkeit eingesetzte obere Gurtung ausgeglichen werden.

Bei der Erprobung wurde das grosse Brückenfeld mit 3000 Kilogramm pro laufenden Meter durch Schienen gleichförmig belastet, ausserdem wurden fünf Maschinen und Tender von je 50.000 Kilogramm und soviel Wagen à 15.000 Kilogramm auf die Brücke gebracht, als Geleiseraum vorhanden war; die Maximaleinsenkung betrug 34 Millimeter, welche nach Entfernung der Last vollständig zurückging.

17. Donaubrücke bei Scheer. Dieses Bauwerk, welches sich im Zuge der Württembergischen Staatseisenbahn befindet, war Seitens der Direction derselben durch Zeichnung ausgestellt und hat eine durch die Flussverhältnisse gebotene, eigenthümliche Anordnung, nämlich zwei äussere, grosse, mit Halbparabelträgern von à 38.0 Meter Länge, und zwei innere, mit Fachwerkträgern von nur 19.0 Meter Länge überbrückte Oeffnungen. Die Brücke ist eingleisig und liegt durchwegs im Bogen. Die Halbparabelträger der äusseren Oeffnungen haben J -förmige Gurten, welche 400 Millimeter hoch und bei 300 Millimeter Zwischenraum 512 Millimeter breit sind; die Träger sind in der Mitte 4.5 Meter, an den Enden 1.9 Meter hoch und je in zehn Fächer à 3.8 Meter getheilt.

18. Brücke über das holländische Diep bei Moerdijk in der Holländischen Staatsbahn zwischen Moerdijk und Willemsdorp. Diese wahrhaft grossartige eiserne Brücke ist in ihrer Anordnung auf Tafel VI dargestellt; sie ist eingleisig und enthält 14 Oeffnungen à 100 Meter Lichtweite. Die Fundirung wurde bereits pag. 80 beschrieben.

Die einzelnen Träger sind 104.4 Meter lang, in der Mitte 12.032 Meter, an den Endabschnitten 6.00 Meter hoch; die Gurten sind T -förmig, 1.01 Meter breit und 0.6 Meter hoch; der Achsenstand der Träger misst 4.98 Meter, ihre lichte Entfernung 4.5 Meter; die Querträger sind 0.5 Meter, die zwei Längsträger 0.41 Meter hoch; diese Querträger sind ebenso wie die oberen Querverbindungen Blechträger; in der Trägermitte sind drei solcher Querverbindungen enthalten, und zwar in 4.85 Meter + 3.18 Meter + 3.48 Meter über Schienenhöhe; Windkreuze und Andreaskreuze steifen die Tragwände ab.

Auf Tafel I befinden sich Detailzeichnungen und die Resultate der Berechnung. Die Träger wurden 1872, und zwar

ähnlich wie bei der Menai-Brücke vermittelst Ebbe und Fluth auf die 4.⁰ Meter breiten und 5.⁰ Meter über Mittelwasser hohen Pfeiler gehoben, und erlangten dabei die Arbeiter eine solche Übung, dass der Transport, die Hebung und das Niederlassen eines Trägers schliesslich in 1½ Stunden bewerkstelligt wurden.

Das Eigengewicht beträgt 6,311.000 Kilogramm oder 4510 Kilogramm pro laufenden Meter. Die Probelastung betrug 3260 Kilogramm pro laufenden Meter, wobei sich eine elastische Durchbiegung von 30.⁵ Millimeter ergab.

Die Kosten dieser von dem Oberingenieur van der Borgh und den Ingenieuren S. J. Vermaes und Th. Stanz erbauten und von Harkort gelieferten, circa 1470 Meter langen Brücke betragen 5,053.222 fl. holländisch oder circa 4,396.303 fl. österr. Währung Silber, also circa 2991 fl. österr. Währung Silber pro laufenden Meter.

19. Brücke über die Waal bei Bommel. Auch diese, im Zuge der Holländischen Staatsbahn liegende Brücke ist eingleisig und bildet im Vereine mit der Kuilenburger und der Moerdijker Brücke ein drittes Glied in der Reihe jener grossartigen Bauten eiserner Brücken, durch welche sich die Ingenieure Hollands neuestens so ausgezeichnet haben. Die Bommelbrücke hat elf Oeffnungen: drei à 120.⁰ Meter, acht à 57.⁰ Meter Lichtweite; sie wurde in den Jahren 1865—1869 unter der Oberleitung des Chefingenieurs G. van Dienen von den Ingenieuren E. F. Dissel und J. M. Felders erbaut und ebenfalls von Harkort geliefert; die Länge des Eisenbaues über die grossen Oeffnungen misst je 124.³ Meter, und das Gewicht dieser drei Oeffnungen beträgt je 829.000 Kilogramm oder 6570 Kilogramm pro laufenden Meter; die Kosten des ganzen, circa 615 Meter langen Bauwerkes haben 3,092.794 Gulden holländisch oder circa 4375 fl. österr. Währung Silber pro laufenden Meter betragen.

Schliesslich mag hier noch bemerkt werden, dass bei allen den drei genannten grossen holländischen Brücken keine continuirlichen, sondern nur Einzelträger gewählt wurden, weil man eine Beweglichkeit des Bodens, also ein Senken einzelner Pfeiler zu fürchten hatte.

20. Weserstrombrücke der Venlo-Hamburger Eisenbahn. Diese, Seitens der Direction der genannten Eisenbahn durch Herrn

Geheimen Oberbaurath Funk in Zeichnungen und Monographie aus-
gestellte und unter dessen anerkannter Oberleitung von dem In-
genieur E. Mackensen erbaute zweigeleisige Brücke besteht aus drei
Oeffnungen à 58.4 Meter Weite und 15 Fluthöffnungen à 84 Fuss
preussisch = 26.₃₇₆ Meter.

Die Träger der grossen Oeffnung haben 191 Fuss 3 Zoll
preussisch Stützweite, 193 Fuss 3 Zoll preussisch Länge (60.7 Meter),
26 Fuss 10¹/₂ Zoll maximale Höhe; sie sind in Fächer von 12 Fuss
preussisch Weite getheilt, an den Trägerenden ist die Distanz jedoch
geringer; der Achsenstand der zwei Tragwände beträgt 27 Fuss
4 Zoll preussisch; die Querträger haben 3 Fuss 5 Zoll Höhe in der
Mitte; die Längsträger jedes Geleises liegen in 5 Fuss Achsen-
distanz; in den zehn mittleren Knotenpunkten der oberen Gurtungen
befinden sich Querverbindungen. Die Diagonalen sind als Zug-
bänder construirt und greifen über je eine Verticale, bilden also ein
sogenanntes zweifaches System.

In der vorerwähnten Monographie ist die Ausmittlung der
Durchflussweite näher geschildert, welche gewissen Schwierigkeiten
unterlag. Die Höhenlage der Brücke beträgt bei einem höchsten
Wasserstande von 29.₁₂ Fuss preussisch über Amsterdamer Null
= 39.₃₃ Fuss preussisch, so dass Dampfschiffe mit umgelegten
Schornsteinen passiren können.

Der Bau der Weserbrücke wurde am 28. October 1870 be-
gonnen; die Montirung der eisernen Fluthbrücken, welche C. Back-
haus in Dortmund geliefert hatte, war am 1. Juni 1872 vollendet,
die grossen Oeffnungen, deren Ueberbau Harkort geliefert hat,
waren Anfangs October beendigt und erfolgte die erste Fahrt über
die Brücke am 18. October 1872. Bei gleichmässig vertheilter, ruhiger
Last von 30 Zolleentner pro laufenden Fuss ergab sich eine Durch-
biegung in den Trägern der Strombrücke von 0.₆₆ Zoll preussisch;
bei der Fahrt eine solche von 0.₇₁ Zoll preussisch; die bleibende
Durchbiegung betrug im Mittel 0.₆₁ Zoll preussisch.

Es ist nicht ohne Interesse, der Gesamtbaukosten der Weser-
brücke, welche insgesamt 570.₀ Meter (1818 Fuss preussisch)
lichte Durchflussweite besitzt, in Kürze zu gedenken und die wich-
tigsten Einheitspreise zu verzeichnen.

1. Blend-, Sockel und Vorkopfquadern, franco Baustelle, pro Kubikmeter 14 Reichsthaler — Groschen.
2. Auflagerquader aus Sandstein, pro Kubikmeter . . . 28 „ 25 „
3. Auflagerquader aus schwedischem Granit, pro Kubikmeter 35 „ 15 „
4. Unbearbeitete Bruchsteine, pro Kubikmeter 1 „ 10 „
5. Der eiserne Ueberbau inclusive Montirung und Rüstung pro 500 Kilogramm
 - a) bei den Hauptöffnungen 71 „ 22.6 „
 - b) „ „ Fluthöffnungen 59 „ — „

Gesamtkosten der Weserbrücke.

(570.0 Meter Lichtweite).

		Thaler
1	Einrichtung der Bauplätze	24.988
2	Erd- und Baggerarbeiten	4.200
3	Ramarbeiten und Rüstungen	5.359
4	Betonirung und Gründung der Landpfeiler	12.298
5	Mörtelbereitung	2.352
6	Pfeileraufmauerung bis zur Brückenbahn	10.082
7	Steinschüttungen, Uferdeckungen, Fangdämme und Wasserschöpfung	6.757
8	Allgemeine Transporte	3.807
9	Eiserner Oberbau	217.229
10	Mauermaterialien	81.661
11	Holzmaterial	22.436
12	Sonstige Materialien, Eisen, Nägel etc. zu den Pfeilerbauten	158
13	Magazinsverwaltung	2.451
14	Bedienung der Fahrzeuge und Maschinen	3.711
15	Insgemeinkosten	3.186
16	Geräthe und Maschinen	46.604
17	Aufsichtskosten	4.459
Summe		451.738
wonach pro laufenden Meter:		
	a) der lichten Durchflussweite in Summe	792
	b) für den eisernen Oberbau allein und	381
	c) pro Stück Pfeiler und Widerlager, im Durch- schnitt	12.342

In der mehrgenannten Monographie über die grosse Weserbrücke sind die Gewichte, wie folgt, angegeben:

pro Brückenfeld	Schmied- eisen	Guss- eisen	Blei	Summe
	Zollcentner			
Fluthbrücke, pro 1 Geleise 86' 8" preussisch (27.2 Meter) Trägerlänge	524.3	37.6	2.5	564.4
Strombrücke, pro 2 Geleise und pro 193' 3" preussisch (60.7 Meter) Trägerlänge	5.210.2	354.4	8.3	5.572.9
demnach pro laufenden Meter und pro Geleise der zweigeleisigen Fluthbrücke, Kilogramm				1.039
und pro laufenden Meter der zweigeleisigen Strombrücke, Kilogr.				4.591

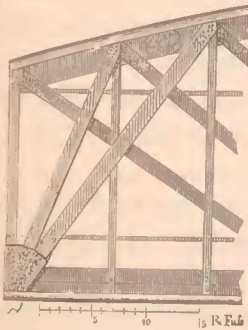
21. König Wilhelms-Brücke über den Rhein bei Hamm in der Verbindungsbahn Düsseldorf-Neuss. Dieses grossartige, von dem Geheimen Baurath Pichler construirte und mit Hilfe der Ingenieure Lohmann und Wittmann ausgeführte, von Harkort in Eisen gelieferte und durch Herrn Dreyer montirte Bauwerk im Zuge der Bergisch-Märkischen Eisenbahn ist zweigeleisig angelegt und in seiner Hauptdisposition auf Tafel VI ersichtlich gemacht.

Es besteht aus vier Stromöffnungen à 330 Fuss preussisch, = 103.56 Meter, einer zweifeldigen Drehbrücke à 42.75 Fuss = 13.8 Meter, aus 15 gewölbten Fluthöffnungen à 60 Fuss preussisch = 18.83 Meter und endlich aus einer am rechtsseitigen Brückenende liegenden, gewölbten Durchfahrt von 12 Fuss und aus einer am linksseitigen Brückenende hergestellten Auffahrtsbrücke von ebenfalls 12 Fuss Lichtweite.

Die gesammte Lichtweite misst demnach 2309.5 Fuss preussisch. Das linksseitige Landjoch hat 15.75 Fuss, der linksseitige Landpfeiler 20 Fuss, drei Strompfeiler à 20 Fuss, der rechtsseitige Landpfeiler der Strombrücke 23 Fuss, der Drehpfeiler 25 Fuss, der Trennungspfeiler der Drehbrücke 23.5 Fuss, zwei Trennungspfeiler der gewölbten Brücke haben 22.5 und 22.0 Fuss, die Mittelpfeiler dieser Brücke je 7 Fuss und die Widerlagspfeiler nächst der Durch-

fahrt 19.5 und 15.29 Fuss preussisch, so dass das ganze Bauwerk eine Gesamtlänge von 2640.04 Fuss preussisch = 828.97 Meter misst, also ungefähr die gleiche Länge der Brücken über die neue Donau in Wien besitzt; die eigentliche Strombrücke hat inclusive der Pfeiler und Widerlager eine Gesamtlänge von 1423 Fuss preussisch = 446.822 Meter.

Fig. 204.

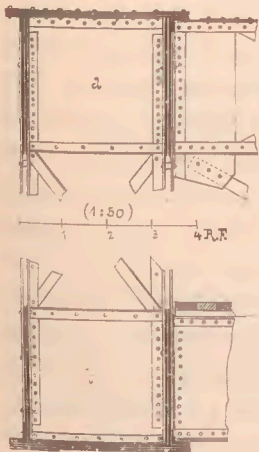


Die Fundirung dieser Brücke wurde bereits pag. 77 erwähnt.

Die Hauptträger haben 337.59 Fuss preussisch Stützweite, im Auflager 22 Fuss, in der Mitte $43\frac{1}{6}$ Fuss preussisch Höhe; 30 Verticale theilen jeden Träger in 29 Felder, wovon die 25 mittleren 12 Fuss, die vorletzten je 9 Fuss und die Endfelder je 9.795 Fuss Achsenstand der Verticalen messen; die Obergurte ist nach einem Kreisbogen gekrümmt, der bei 337.59 Fuss Sehnenlänge 21.16 Fuss Pfeil

hat; die Gurten sind von Gestalt eines durchbrochenen U, haben 36 Zoll Breite und 36 Zoll Höhe; ihre Anordnung in der Mitte des Trägers ist aus Figur 205 ersichtlich.

Fig. 205.

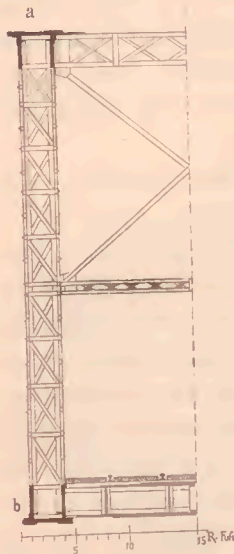


Das Fachwerk ist ein sogenanntes dreifaches und unterscheidet sich von anderen vornehmlich dadurch, dass an den Trägerenden zwei Contrastreben eingefügt sind, wie Solches die Figur 204 verdeutlicht.

Die Querträger sind in der Mitte 36 Zoll hoch, die Längsträger messen 28 Zoll Höhe und sind aus Blechen und Winkeleisen hergestellt.

Der Windstrebenverband besteht aus Flachstäben; die oberen Gurten sind durch Fachwerksträger an jedem Knotenpunkte versteift; die 28 mittleren Verticalen erhalten ausserdem noch in 15 Fuss 10 Zoll lichter Höhe über der Schiene einen Querverband durch einen 12 Zoll hohen Gitterträger; der darüber liegende Raum ist durch

Fig. 206.



verticale Andreaskreuze ausgefacht, wie das der Schnitt durch die Trägermitte, Figur 206, näher verdeutlicht. Der Achsenstand der Tragwände misst 27 Fuss 3 Zoll.

Die Auflager sind in der Weise angeordnet, wie Solches die Figur 207 verdeutlicht, sie sind in ihrer Grundplatte 54 Zoll breit, 56 Zoll lang und insgesamt $39\frac{1}{2}$ Zoll hoch.

Der Brückenbau wurde im Herbst 1867 vorbereitet und im Mai 1868 begonnen; die sämtlichen Pfeiler waren im Juli 1868 beendet und passirten die ersten Züge am 24. Juli 1870.

Während der Montirung kam ein nicht unerheblicher Zwischenfall vor, indem am 20. November 1869 ein Schiff gegen die Joche des Montirungsgerüstes im Felde Nr. 2 stiess und letzteres mit etwa zwei Fünftel der aufgebrauchten Eisentheile in den Fluss stürzte; wegen der späten Jahreszeit und der heftigen Regengüsse konnte der Wiederaufbau des Gerüstes erst im April 1870 begonnen werden.

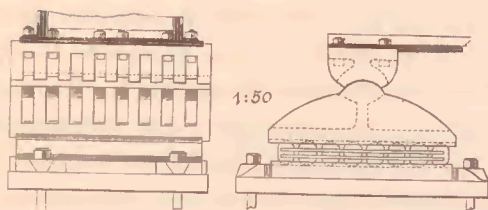
Die Arbeitsleistung für den gesammten Brückenbau bestand in:

Fundamentaushebung	Schachtruthen	6600
Spundwandeneinfassung	laufende Fuss	660
Piloten	Stück	400
Betonirung	Schachtruthen	800
Fundamentmauerwerk	" "	1450
aufgehendes Mauerwerk	" "	3400
Gewölbe	" "	760
Quader	Kubikfuss	130.000
Steinpackungen	Schachtruthen	1800
Eisenconstruktion	Zollcentner	57.500

Die gesammten Baukosten betragen rund 1,180.000 Reichsthaler.

Rechnet man für die Drehbrücke und die eiserne Auffahrt rund 50.000 Kilogramm Eisengewicht, so verbleiben für die Strombrücke

Fig. 207.



rund 2,825.000 Kilogramm oder 6320 Kilogramm pro laufenden Meter des zweigeleisigen Bauwerkes.

Bei 829 Meter Brückenlänge hat der laufende Meter 2135 fl. österr. Währung in Silber gekostet.

22. Neue-Maas-Brücke zu Rotterdam. Diese im Zuge der „Niederländischen Staatsbahn“ liegende Brücke ist ein viertes grösseres Bauwerk Hollands aus der neueren Zeit und schliesst sich würdig den Arbeiten von Kuilenburg, Moerdyk und Bommel an; sie vermittelt die Ununterbrochenheit des Schienengeleises zwischen Antwerpen und Amsterdam, überschreitet den Norderhafen und die Neue Maas und schliesst an einen Viaduct von 1400.0 Meter Länge an, der durch die Stadt Rotterdam führend, den Bahnhof für den Verkehr nach Amsterdam gewinnt. Durch die Benutzung der Insel in der Maas hat die Brücke folgende Disposition erhalten: Brücke über den Norderhafen, zwei Felder à 80 Meter, inmitten eine zweiarmige Drehbrücke von zusammen 56.0 Meter Länge, gemessen von Mitte zu Mitte der Pfeiler; Brücke über die Neue Maas drei Felder à 90.0 Meter, zwei Felder à 64.5 Meter von Achse zu Achse der Pfeiler; Brücke über den Wijn- und Scheepmaker-Hafen, zwei Felder à 70.0 Meter, eine zweiarmige Drehbrücke 50 Meter lang von Achse zu Achse der Pfeiler; demnach ganze Brückenlänge 805.0 Meter.

Ausser den beiden Drehbrücken sind die sämtlichen Ueberbaue Halbparabelträger, und haben die 90.0 Meter Felder eine Maximalhöhe von 14.5 Meter in der Mitte und $6\frac{1}{2}$ Meter am Auflager; die Unterkante der Träger liegt 3.66 Meter über Null des Amsterdamer Pegels.

Die Ausfachung ist jene der einfachen N-Form; die pneumatische Fundirung dieses Bauwerkes — für uns österreichische Ingenieure desshalb von doppeltem Interesse, weil in der Förde-

rung gleichartig, wie bei der Pester Margarethenbrücke — wurde bereits pag. 82 geschildert. Der Bau der Brücke begann 1870.

23. Brücke der Kaiser Ferdinands Nordbahn über die Neue Donau bei Wien. Die Regulirung der Donau bei Wien hatte der Kaiser Ferdinands-Nordbahn die Aufgabe gebracht, eine stabile, eiserne Brücke zu bauen, deren Zufahrt zugleich eine Veränderung der Bahnhofsgelände mit sich brachte und dadurch den Anstoss gab, nicht sowohl Strassenbrücken für die neue Donaustadt zu errichten, als auch bei dieser Gelegenheit die schon dringend nothwendig gewordene Erweiterung des Wiener Bahnhofes vorzunehmen. Die hierdurch entstandenen grossartigen Bauten, welche vor und während der Ausstellungszeit, und zwar in dem kurzen Zeitraume von 1872 bis 1874 durchgeführt werden mussten und welche zu den grossartigsten Leistungen gehören, die in jüngster Zeit in Oesterreich ausgeführt wurden: diese Bauten umfassen die 769.82 Meter im Ganzen lange Donaubrücke, die Erbauung von 13 Durchfahrten für die neue Donaustadt, die Reichsstrasse und den Quai; ferner die durch eine Aufschüttung von circa 1,000.000 Kubikmeter bewerkstelligte Erweiterung des Bahnhofes auf 113 Joch Flächenraum und 65½ Kilometer Geleiselänge, die Umänderung der Kohlenlagerplätze bis zu einem Fassungsraume von 2½ Millionen Centner Kohle, endlich die theilweise und während des Betriebes vorzunehmende Hebung der alten Anschlussgeleise um 2½ Fuss, welche Hebung um so schwieriger war, als sie auch die alte hölzerne Donaubrücke betraf.

In Rücksicht des Umfanges dieser Ausführung, ferner der gegebenen kurzen Bauzeit, sowie in Rücksicht der zu jener Zeit obwaltenden hohen Löhne und Materialpreise (Neubau von Wien, Wasserleitung, Donauregulirung, Weltausstellungsbauten, Herstellung dreier anderer Donaubrücken und riesige Eisenbahnbauten überhaupt) muss die Gesamtbausumme von selbst circa 8,000.000 fl., welche die Kaiser-Ferdinands-Nordbahn für die obige Bauherstellung aufgewendet hat, als eine mässige bezeichnet werden.

Von den vorhin genannten 13 Durchfahrten sind drei gewölbt, die übrigen sind Eisenconstructions bis zu 83.4 Meter gesammte Lichtweite, welche Constructions allein 16.672 Zolcentner Schmiedeeisen und 9694 Zolcentner Gusseisen, zusammen also

26.366 Zollcenter Eisen beanspruchen. Eine dieser eisernen Brücken schliesst sich als Viaduct des rechtsseitigen Donauquais mit 83.4 Meter Gesamtllichtweite direct an die grosse neue Donaubrücke an, ist jedoch in der folgenden Beschreibung dieses Bauwerkes ausgeschieden.

Was nun die eigentliche Donaubrücke anbelangt, so besteht dieselbe aus vier Stromöffnungen à 79.⁹⁶⁸ Meter und sieben Fluthöffnungen à 57.⁷¹⁷ Meter Lichtweite; die Strombrücke und die vier ersten Felder der Inundationsbrücke liegen in gerader, die übrigen drei Felder der letzteren Brücke in gekrümmter (815.²⁸ Meter Radius) Bahnachse. Die Anordnung der Brücke ist aus Tafel VII ersichtlich. (Das eingezeichnete Profil der neuen Donau ist das ursprünglich projectirte, grössere.)

Der Pfeilerbau und die Fundirung dieses grossen Bauwerkes wurden bereits früher pag. 104 beschrieben, und ist hier nur noch hervorzuheben, dass dem Pfeilerbaue insbesondere durch seine zweckmässige Quaderverkleidung und Quaderdurchbindung eine ebenso grosse Aufmerksamkeit gewidmet wurde, wie der Fundirungstiefe der Trockenpfeiler, welche auf Piloten und einem zwischen deren Köpfe eingegossenen Betonklotze ruhen.

Sämmtliche Träger der Strom- und Inundationsbrücke sind Halbparabelträger mit sogenanntem doppeltem Fachwerk, ihr Endabschnitt ist aber gering.

Die Hauptträger haben 258.⁹⁴ Fuss(österreichisch)theoretische Stützweite, 262.⁹⁴ Fuss (österreichisch) Trägerlänge bei 265 Fuss Achsenstand der Pfeiler, eine Maximalhöhe in der Mitte von 37 Fuss (österreichisch) und eine Höhe am Auflager von 6 Fuss(österreichisch). Die doppelgeleisige Bahn hat 12 Fuss(österreichisch) Achsenstand und haben die Tragwände bei 26 Fuss (österreichisch) Lichtweite einen Achsenstand von 27 Fuss 2 Zoll (österreichisch).

Die Träger der Strombrücke sind in 22 Fächer à 11.⁷⁷ Fuss Achsenstand der Verticalen eingetheilt.

Eine eigenthümliche Zusammensetzung der Π -förmigen Obergurte und in der \square -förmigen Untergurte waltet insofern vor, als anklingend an die württembergischen diesfälligen Constructionen in der Querschnittsbildung vielfach \square -Eisen verwendet erscheinen, welche eine günstigere Lage der Neutralachse hervorbringen; die

Obergurte, welche im Minimum 92.⁴⁷³ Quadratzoll, im Maximum 108.⁹¹⁷ Quadratzoll nutzbaren Querschnitt besitzt, ist bei 36 Zoll Breite in der That nur 18 Zoll im Lichten hoch; die Untergurte ist in ihren Stahlblechen 24 Zoll, in ihren Verstärkungen jedoch nur 14 Zoll hoch und hat 42.⁸³ Quadratzoll im Minimum und 109.⁵ Quadratzoll im Maximum nutzbaren Querschnitt; die Skizzen dieser Gurten befinden sich auf Tafel IX.

Die Fluthöffnungen sind durch Träger von 192.⁶⁷² Fuss österreichisch Länge 188.⁶⁷² Fuss theoretische Spannweite, 26.⁸⁵⁷ Fuss österreichisch Höhe in der Mitte und 6 Fuss am Auflager überbrückt und in 16 Fächer bei 11.⁷⁹² Fuss Achsenstand der Verticalen getheilt.

Die Querträger in der Strombrücke sind 34¹/₆ Zoll österreichisch und jeder der vier Längsträger 16 Zoll hoch; in 16¹/₂ Fuss lichter Höhe sind die Tragwände ausser den oberen Querverbindungen nochmals versteift.

Die Nivellette der Brücke befindet sich in Rücksicht auf die Dampfschiffahrt, wie schon früher bemerkt wurde, in 31 Fuss 10²/₃ Linien über Nullwasser. Auf der einen Seite der Brücke befindet sich ausserhalb der Träger ein 6 Fuss breiter Gehweg.

Die Gewichte der Eisenconstruction betragen:

Theilbrücke	Schmied- eisen	Guss- eisen	Summe	Kilogramm pro laufenden Meter Stütz- weite der zweigleisigen Bahn
Strombrücke (4 Felder à 81. ⁸²⁵ Meter Stützweite)	39.022. ²⁸	2.169. ²⁰	41.191. ⁴⁸	6.293
Inundationsbrücke (7 Felder à 59.4 Meter Stützweite) . . .	39.307. ⁵²	2.488. ⁸⁰	41.796. ³²	5.033
Geländer	109. ²⁰	—	109. ²⁰	—
Summe	78.439. ⁰⁰	4.658. ⁰⁰	83.097. ⁰⁰	—
Gesammtgewicht inclusive der Construction des Gehweges	86.088	4.658	90.746	—

Bezüglich der Kosten der ganzen 769.⁸² Meter langen Donau-
brücke, sowie der annähernd ausgemittelten Kosten für die 336.⁹¹
Meter lange Strombrücke und die 432.⁹¹ Meter lange Inundations-
brücke dient die folgende Tabelle, welche die von der Commune
getragenen Kosten des Gehweges und der Treppe nicht enthält:

T i t e l	Schmiedeisen	Fluthbrücke	im Ganzen
	Gulden österr. Währ. Banknoten		
Pfeilerbau	730,229.33	287,394.15	1,017,623.48
Eisenconstruction	717,163.51	725,407.02	1,442,570.53
Bedielung	30,435.75	39,105.90	69,541.65
Summe .	1 477,828.59	1,051,907.07	2,529,735.66
Kosten pro laufenden Meter Brückenlänge	4,386.1	2,429.8	3,286 1

Die Nordbahnbrücke wurde von dem Centralinspector R. v. Stockert, unter Mitwirkung des Inspectors Herrmann als Constructeur und des Oberingenieurs Blau als Bauleiter, hergestellt, welcher letztere, ebenfalls unter der Oberleitung des Herrn R. v. Stockert, auch die übrigen, eingangs geschilderten, grossartigen anderen Bauten ausgeführt hat.

Abweichend von anderen Bauherren hat die Kaiser-Ferdinands-Nordbahn absichtlich die Eisenconstructions nur von inländischen Gewerken liefern lassen, und zwar die vier Felder der Strombrücke durch die erzhertzogliche Gewerkschaft Teschen, vier Felder der Inundationsbrücke durch die Baron Rothschild'sche Gewerkschaft zu Witkowitz und die drei übrigen Felder der letzteren Brücke durch die Baron Klein'sche Gewerkschaft zu Zöptau.

E. Continuirliche Linsenträger.

Auch diese Constructionsart eiserner Brücken war, wie bereits auf der Pariser Ausstellung, auch 1873 in Wien, u. z. folgend vertreten:

24. Project einer Donauüberbrückung von C. R. v. Ruppert. Dieses allgemein bekannte und auf Tafel X schematisch dargestellte Brückensystem continuirlicher Linsenträger war auf der Ausstellung durch ein Aquarell vertreten, welches eine Brücke von drei Oeffnungen à 250 Fuss österreichisch und zwei Oeffnungen à 210 Fuss österreichisch mit vier eisernen Pfeilern à 9 Fuss österreichisch und zwei Trennungspfeilern aus Stein, nebst sechs Inundationsfeldern à 100 Fuss auf fünf steinernen Mittelpfeilern à 6 Fuss Stärke darstellte; später hat es von diesem Projecte sein Abkommen

gefunden und wurde die schon früher pag. 388 besprochene Stadlauer Brücke als Gitterwerksträger erbaut.

25. Mainbrücke bei Hassfurt, erbaut von Gerber in Nürnberg, ausgestellt durch Photographie. Wir beziehen uns anlässlich dieses Ausstellungsobjectes bereits auf das pag. 397 und pag. 398 Gesagte.

VII. Capitel.

Amerikanische Sprengwerke.

§. I. Geschichtliche Notizen.

Wiederholen wir in Kürze die in den vorhergegangenen Abschnitten gegebene chronologische Entwicklung des Baues eiserner Brücken, so gelangen wir zu folgender Uebersicht:

Nachdem im Jahre 1820 durch Aron Manby die Blechträger und 1824 die gusseisernen Barren, beide Sorten in England eingeführt, 1832 die Blechträger in England, bei Hochbauten und später in den Vierziger Jahren bei Eisenbahnbauten durch Brunel weitere Verbreitung gefunden und diese Verbreitung sich namentlich über Deutschland und Frankreich erstreckt hatte; nachdem ferner Stephenson und Fairbairn anfangs der Vierziger Jahre mit ihren Kastenträgern aufgetreten waren, erschien der Zeitpunkt des wissenschaftlichen Kampfes bezüglich der Wahl des Guss- und Schmiedeisens, welcher das letztere Material in Europa siegreich machte und dadurch zu dem Ausspinnen jener Constructionen führte, die wir als Tunnelbrücken, Gitterwerks- und Fachwerksträger mit parallelen und gekrümmten Gurtungen und als Bogenbrücken kennen gelernt haben, Constructionen, welche durch die Werke von Drogheda (1845), Conway (1847), Chepstow (1850), Aar bei Olten (1853), Saltash (1854) und Alahabad (1861) gekennzeichnet sind.

Jener Kampfbeginn trat auch in Amerika auf, wurde jedoch dort durch zwei wesentliche Momente in andere Bahnen gelenkt, nämlich durch das Moment des in Amerika vorfindlichen besseren Gusseisens und durch das Moment des Bedürfnisses rascher Brückenmontirung durch ungeübte Kräfte. Diese zwei Momente traten mit einer solchen Macht auf, dass die praktischen Amerikaner sich denselben unmöglich verschliessen konnten, und wurden desshalb diese

Momente, zunächst durch die Vorbilder ihrer hölzernen Brücken, die ja schon seit Howe theoretisch durchgearbeitet waren, geleitet. Es entstanden dadurch die Systeme Jones, Rieder, Post, Linville, Whipple, Pratt und die Varianten des Systemes Warren, Constructionen, die wir schon früher kennen gelernt haben und welche sich alle dadurch kennzeichnen, Nietten womöglich zu vermeiden, Bolzen einzuführen, Gusseisen ausgedehnt zu Druckstreben und Druckgurten und Schmiedeisen zu Zugbändern zu verwenden, die dabei immer generell die Parallelität der Ober- und Untergurte festhielten.

Bei diesem Streben verschlossen sich die amerikanischen Ingenieure keineswegs den Errungenschaften Europas, wie dies ja zahlreiche Werke europäischer Constructionen in Amerika beweisen, wobei wir an den Gebrauch von gusseisernen Bogenbrücken in verflochtenen Decennien und unter den neueren Werken nur an die Gitterbrücke über den Connecticut (sieben Oeffnungen à 54.0 Meter) und an die Bogenbrücke zu St. Louis über den Mississippi erinnern.

Die oben erwähnten zwei Momente, in Europa nicht so grell geltend, also hier durch ihre Abwesenheit amerikanische Copien und Varianten zu Falle bringend, behaupteten in der theilweise unwirthlichen, spärlich bewohnten und von den Gewerken entlegenen Gegenden Amerikas, das ja so riesige Fortschritte in den Entwicklung seines Eisenbahnnetzes macht, selbst dann die Oberhand, als die Erfahrung zum Ergreifen einfacherer Formen führte, Formen, welche wir heute durch die herrschenden Systeme von Bollmann und von Fink repräsentirt sehen.

Diese beiden Systeme wurden und werden heute noch von den europäischen Ingenieuren überall nicht wohlwollend beurtheilt; ihr Durchgriff ist jedoch jenseits des Oceans eine Thatsache, und wir meinen, dass sie im Hinweise auf die obigen Momente ihres Werdens, auch ihre locale Berechtigung haben. Es wird dies besonders dann zugegeben werden müssen, wenn wir in Europa erwägen, wie gewaltig bei uns der Factor der Gewohnheit ist; wie wir, durchdrungen von den Errungenschaften unserer theoretischen Betrachtungen, gerne scheu vor Gegensätzen stehen bleiben; wie wir bei den Amerikanern durchaus nicht mehr einen Mangel in ihren theoretischen Kenntnissen voraussetzen dürfen; wenn wir ferner erwägen, dass die Amerikaner nach den Mittheilungen von Ch. Bender und

von Pontzen in Rücksicht auf die bessere Güte des Eisens gegenwärtig durchaus nicht schwächer als wir Europäer, sondern ebenfalls mit 7, höchstens 8 Kilogramm pro Quadratmillimeter auf Zug, und nicht mehr mit jener grossen Inanspruchnahme construiren, welche bei der Harpers-Ferry Brücke in Maryland (1852) 11.²⁵ Kilogramm pro Quadratmillimeter und nach Koloman v. Toth (durch Bukovský) bei den Brücken der Gewerkschaft Kellog in Detroit (1860) 11.⁴ Kilogramm auf Druck und 9.⁰ Kilogramm pro Quadratmillimeter auf Zug betrug, und wenn wir endlich auch nicht übersehen, dass gewiegte europäische Fachmänner diese Systeme nach eigenen Anschauungen entschieden vertheidigen und diese Constructionen unter Anderen von Parker, Pittar, Bender, Pontzen, Koloman v. Toth, Steiner und Anderen und neuestens in vortrefflich belegter Weise von C. O. Gleim bei allen Ansprüchen gut geheissen werden.

Bezüglich der chronologischen Entwicklung der beiden obgenannten Brückensysteme von Bollmann und von Fink kann nur erwähnt werden, dass sie beide so ziemlich gleichzeitig auftraten. Die Bollmann'sche Construction ist zuerst 1852 bei der Harpersbrücke in der Eisenbahnlinie Baltimore-Ohio (124 Fuss englisch Lichtweite, 128 Fuss Trägerlänge, acht Sprengfelder nach Plattner, im Ganzen 986.⁶⁴ Centner schwer) angewendet und wurde diese Construction ganz kurze Zeit darnach bei einer 76 Fuss weiten Brücke in der Washingtoner Zweigbahn wiederholt; die Durchbiegung bei der ersten Brücke betrug bei der bewegten Last von 137 Tonnen $1\frac{3}{8}$ Zoll englisch, bei der letzteren bei $77\frac{1}{2}$ Tonnen bewegter Last im Maximum $\frac{14}{13}$ Zoll.

Das Fink'sche System scheint zuerst bei Norfolk über den Elisabethfluss (120 Fuss englische Spannweite) ausgeführt worden zu sein. Später wurde es bei der Wheeling-Creek-Brücke (75 Fuss Spannweite) in der Baltimore-Ohiobahn und 1852 bei der Monongahelabrücke (drei Oeffnungen à 200 Fuss englisch) in derselben Bahn verwendet.

Seit jener Zeit haben diese beiden Brückensysteme in Amerika sowohl bei Neubauten, wie bei Umbauten der hölzernen Brücken, deren immer mehr auftretende Nothwendigkeit Ch. Bender in seinen bekannten Aufsätzen („Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure“) besonders hervorhebt, eine sehr grosse Verbreitung gefunden, und

wird von ihnen besonders die Materialersparung, die staunenswerth rasche und leichte Aufstellung und ihre leichte und sichere Berechnung (Wegfall von Nieten, Vorhandensein von Gelenken) gerühmt.

Bezüglich der Verbreitung dieser Brücken berichtet schon 1865 Professor Bukovský, dass sie ausser der Baltimore-Ohiolinie bei der Illinois-Centralbahn, der Mandanzasbahn und in Chili verbreitet waren. Unter den grossen Fink'schen Brücken der neuesten Zeit müssen wir die St. Charles-Eisenbahnbrücke über den Missouri, den Varrugasviaduct und die Ohiobrücke bei Louisville nennen; die erstere ist die längste eiserne Brücke der Vereinigten Staaten, sie misst 1993.2 Meter, hat sieben Stromöffnungen von 93.3 Meter bis 98.0 Meter, ihre Kosten betragen 2,570.000 Thaler oder 1934 fl. österr. Währung Silber pro laufenden Meter. Die zweite Brücke, der Varrugasviaduct, hat bei 175.25 Meter Länge 343.000 fl. österr. Währung Banknoten gekostet, wovon 257.300 fl. auf Pfeiler und Brückenträger entfallen, der laufende Meter des Viaductes kostete demnach 1955 fl. österr. Währung Banknoten. Die dritte Brücke wird weiter unten beschrieben werden.

Bezüglich der Materialersparung, welche Bender mit 25, ja noch weit mehr Procent bezeichnet, scheinen eingehende Untersuchungen dringend nothwendig zu sein; bezüglich der raschen Aufstellung werden uns von Bender, Pontzen und Gleim geradezu überraschende Resultate mitgetheilt; indem z. B. die Highbridge über den Appomattokfluss (21 Felder à 34.0 Meter) innerhalb vier Monaten entworfen, fabricirt, montirt und angestrichen wurde; eine Spannweite von 45.0 Meter bei einer anderen Brücke nach vollendetem Gerüstbaue in 8¼ Stunden; eine andere Spannweite von 104 Meter Länge in 7 Tagen; der bekannte Varrugasviaduct (eingleisig 175.35 Meter lang, drei eiserne Pfeiler von 44.20 Meter, 54.25 Meter und 76.81 Meter Höhe) binnen 88 Arbeitstagen; die Sacobrücke (3 à 40.6 Meter, 2 à 30.3 Meter) binnen 40 Tagen nach Vertragsabschluss; endlich der Portageviaduct (250 Meter lang, 62 Meter hoch) binnen 82 Tagen nach Vertragsabschluss aufgestellt wurden, zu welcher Raschheit allerdings die grosse Einübung in eine Specialität beiträgt, und welche uns klar wird, wenn wir bedenken, dass allein die Americanbridge - Company in Chicago binnen 17 Monaten 11.822 Meter, die Baltimorebridge-Company bis 1. Jänner 1873

bereits eine Gesamtlänge von 13.330 Meter, die Keystone-Bridge-Comps (1865—1874) 19781 Meter, die Firma Clarke Beeves et Comp. (1869—1873) 10687 Meter Brücken verschiedener Constructionen hergestellt haben, Fabriksleistungen, welche indess von den Gewerkschaften Fives-Lille, Creuzot und Harkort weit überholt sind dürften.

Was die Brückengewichte anbelangt, so erwähnen wir, dass der Varrugasviaduct (System Fink) in seinem 38.1 Meter langen Felde 825 Kilogramm, in seinen drei anderen je 30.5 Meter langen Feldern aber nur 755 Kilogramm pro laufenden Meter wiegt, wie denn auch Malézieux die grosse Leichtigkeit amerikanischer Brücken (verschiedener Constructionen) überhaupt hervorhebt und generelle Angaben der Ingenieure Clark und Marill citirt, welche bei Brücken von 60.0 Meter Spannweite pro laufenden Meter 2000 Kilogramm,

„	75.0	„	„	„	„	„	3570	„
„	122.0	„	„	„	„	„	6200	„
„	158.0	„	„	„	„	„	7000	„

rechnen.

Nähere und neueste Mittheilungen über amerikanische Brücken enthält die höchst beachtenswerthe Arbeit von Gleim (Hannövrisehe Zeitschrift 1876), welche indess hier nicht mehr benützt werden konnten. Mit Spannung werden auch die Berichte unserer Collegen anlässlich der New-Yorker Ausstellung über diesen Gegenstand zu erwarten sein.

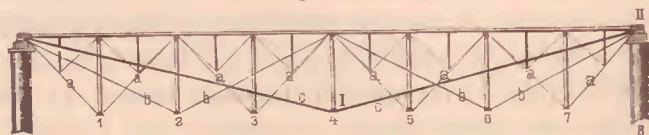
§. 2. Ausstellungsobjecte.

Die Wiener Weltausstellung brachte von den Brücken nach den Systemen Fink und Bollmann leider nur ein Ausstellungsobject u. z.:

die Brücke über den Ohio bei Louisville.

Dieses Bauwerk war durch Zeichnung, Modell und Photographien vertreten, es ist grösstentheils nach dem Fink'schen Systeme (Figur 207) construiert, wurde 1867 begonnen und am 12. Februar 1870 dem Betriebe übergeben.

Fig. 208.



Die Brücke hat eine Gesamtlänge von 1615.0 Meter, 26 Oeffnungen, von denen eine à 122.0 Meter, eine à 112.85 Meter, sechs à 74.88 Meter, die übrigen zwischen 15.3 Meter und 69.3 Meter, endlich eine Drehbrücke von 80.5 Meter. Die Fahrbahn liegt bei 101½ Fuss

Fig. 209.

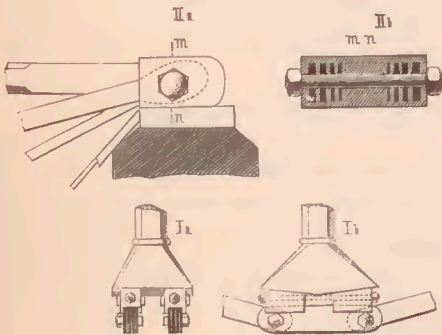


englisch über Nieder-, respective 50½ Fuss über Hochwasser auf 684.1 Meter Länge horizontal, die Anschlusslängen in einem Ansteigen 1.44%.

Die Brücke ist eingeleisig, hat zwei Fusswege à 1.9 Meter Breite und über den kleinen Oeffnungen 8.1 Meter, über den grossen 10.0 Gesamtbreite. Die beiden grossen Oeffnungen von 122.0 Meter und 112.85 Meter sind nach dem Systeme Warren, die übrigen nach dem Systeme Fink construiert.

Die Warrenträger sind 14.0 Meter hoch und haben 14.72 Meter Achsenstand; die Fink'schen Träger haben 4.88 Meter Achsenstand und bei oben liegender Fahrbahn 9.1 Meter Höhe in den grösseren Trägern. Detailconstructions der Fink'schen Träger, wie sie aus dem Modell zu ersehen waren, sind in den Figuren 209 und 210 ersichtlich gemacht. Der Berechnung wurde eine sechs- bis siebenfache Sicherheit in den gusseisernen und eine fünf- bis sechsfache in den schmiedeisernen Theilen zu Grunde gelegt.

Fig. 210.



Das gesammte Mauerwerk der Brücke enthält 30.000 Kubikyard, das Eisen wiegt 8,723.000 Pfund im Ganzen, das verwendete Holz mass 610.000 laufende Fuss; die Gesamtkosten betragen 1,550.000 Dollars, also rund 2110 fl. österr. Währung pro laufenden Meter.

Das Gewicht beträgt bei den 75.0 Meter weiten Oeffnungen 3570 Kilogramm, bei den Warrenträgern der 122.0 Meter weiten Oeffnung aber 6200 Kilogramm pro laufenden Meter.

Erbaut wurde diese Brücke von Sir H. Pettit.

VIII. Capitel.

Constructionshilfsmittel.

Das Gebiet der Hilfsmittel für die Construction eiserner Brücken fand auf der Wiener Weltausstellung ebenfalls seine Vertretung, und zwar durch Modellsammlungen von Details der eisernen Brücken und durch Apparate für die Bemessung des Kräftespieles in eisernen Brücken und für die Bemessung der Zugfestigkeit der eisernen Stäbe.

Unter den diesfalls ausgestellt gewesenen Objecten sind die folgenden die wichtigsten gewesen:

1. Modelle nach Angabe des Professors Dr. E. Winkler. Diese von den Herren C. Grund & Söhne in Wien angefertigten und im Vereine mit dem genannten Autor ausgestellten Detailmodelle eiserner Brücken zeichneten sich durch ihre Umfänglichkeit, durch ihre Auswahl, durch ihre vortreffliche Anordnung und durch ihre wirklich künstlerische Ausführung ganz hervorragend aus.

Professor Dr. E. Winkler, auf dem Gebiete der Theorie der Brücken rühmlichst bekannt, motivirt das Vorhandensein solcher Modelle als ein vortreffliches Lehrmittel, welcher Ansicht selbstredend beigeppflichtet werden muss, weil das Moment der Anschauung gerade auf diesem Gebiete bezüglich des Verständnisses ein sehr schwerwiegendes und neue Ideen anregendes ist. Es waren im Ganzen 40 Stück Modelle in $\frac{1}{3}$, $\frac{1}{4}$ und $\frac{1}{2}$ der natürlichen Grösse und dazugehörige Programme, Zeichnungen und Preisnotizen ausgestellt.

Die Modelle waren in folgender Gruppierung vorgeführt.

a) Modelle, betreffend Knotenpunkte für gerade Träger am Gurte.

1. Moselbrücke bei Coblenz.
2. Murbrücke bei Bruck.
3. Flackenseebrücke bei Erkner.
4. Donaubrücke bei Ingolstadt.
5. Thayaviaduct bei Znaim.
6. Iglavaviaduct bei Eibenschütz.
7. Eipelbrücke bei Gran.

8. Fachwerksträger mit Doppelgurt (Project).
9. Elbebrücke bei Meissen.
10. Donaubrücke der Kaiser-Ferdinands-Nordbahn bei Wien.
11. Charing-Crossbrücke in London.
12. Trentbrücke bei Newark (Obergurt).
13. " " " (Untergurt).
14. Schifkorn'sche Brücke (Obergurt).
15. " " " (Untergurt).
16. Donaubrücke bei Vilsofen.

b) Verbindung der Gitterstäbe untereinander.

17. Moselbrücke bei Coblenz.
18. Iglavaviaduct bei Eibenschütz.
19. Eipelbrücke in Ungarn.
20. Aarebrücke bei Buswyl in der Schweiz.
21. Drei verschiedene Streben für Schifkorn'sche Brücken.

c) Lager und Endverbindungen gerader Träger.

22. Schwedler'scher Träger.
23. Ende eines Bowstrings mit Auflager (Project).
24. Thayabrücke bei Znaim.
25. Isarbrücke bei Grosshesselohe.
26. Brücke bei Griethausen.
27. Walzenkipplager (Project).
28. Elbebrücke bei Hamburg.

d) Knotenverbindungen für Bogenträger.

29. Lahmbrücke in Ems.
30. Theissbrücke bei Szegedin.
31. Rheinbrücke bei Coblenz.
32. Tegetthoffbrücke in Wien.

e) Lager für Bogenträger.

33. Draubrücke bei Marburg.
34. Gelenklager einer Bogenbrücke (Project).
35. Stiegerbrücke in Wien.

f) Eiserne Pfeiler.

36. Viaducte von Bouble und Bellon.
37. Iglavaviaduct bei Eibenschütz.
38. Capitäl eines eisernen Pfeilers.
39. Gravingebrücke bei Castellanetta.
40. Festungsgrabenbrücke bei Königsberg.

2. Messapparat für das Kräftespiel in eisernen Brücken. Dieser auf Tafel X (Figur 23 bis 25) dargestellte Messapparat ist vom Oberingenieur Dupuy der Gesellschaft der Orleansbahn in Frankreich entworfen und im Pavillon des Ministeriums der öffentlichen Arbeiten in Frankreich ausgestellt worden. Er besteht darin, dass die Bewegung zweier Punkte von und zu einander auf einen Fühlhebel übertragen wird, wodurch man eine Zeigerbewegung erzielt, welche selbst ein sehr kleines Maass dieser Bewegung entlang einer Scala constatirt.

A und *B* in Figur 23 sind jene genannten zwei Punkte. Zwischen beide ist der Fühlhebel *ACB* eingeschaltet, der seine Bewegung auf die Scala *E* überträgt.

Die ausgestellten Zeichnungen stellten Alternativfälle der Befestigung in Diagonalen und Verticalen dar und wiesen eine zwanzigfache Vergrösserung der ursprünglichen Bewegung auf, wie Solches in den genannten Figuren erkenntlich ist.

Nach den angestellten Proben auf der Orleansbahn ergaben sich der Theorie zuwiderlaufende Resultate, welche indess auf die Starrheit der Knotenpunkte zurückzuführen sein möchten.

Jedenfalls sind derartige Apparate, die neuestens auch von verschiedenen Theoretikern in anderer Weise (in allerneuester Zeit Ende 1876 in genialer Weise vom Ingenieur Steiner zu Wien) construirt werden, von grossem wissenschaftlichen Interesse.

3. Apparat zur Prüfung der Zugfestigkeit in eisernen Stäben. An demselben Orte in der Wiener Ausstellung war ebenfalls eine vom Oberingenieur Dupuy construirte Hebelvorrichtung zur Anschauung gebracht, welche, aufdem gleichen Principe der Hebelbewegung beruhend, zur Bemessung der Zugfestigkeit in eisernen Stäben diente.

Die Zeichnungen der Figuren 26 bis 28 auf Tafel X verdeutlichen diesen Apparat zur Genüge.

VI. Abtheilung.**H ä n g e b r ü c k e n .****§. 1. Vorbemerkungen.**

Auch die Geschichte der Hängebrücken greift in die älteste Zeit, und ist ohne Zweifel als ihr frühestes Baumaterial Bast- und Wurzelwerk anzusehen, wie solche Brücken ja bekanntlich heute noch von den uncultivirten Völkern ausgeführt und wie sie unter Anderen von Alexander v. Humboldt in dem Beispiele der Seilbrücke über den Chambofuss in Südamerika (120 Fuss lange, 3 bis 4 Zoll starke Wurzelseile) genannt werden.

Die ersten nach kunstmässigem Systeme construirten Hängebrücken werden den Chinesen zugeschrieben und soll diese specielle Erfindung schon unter den ersten Herschern der Han-Dynastie (206 bis 263 n. Chr.) gemacht worden sein. In späterer Zeit und zwar im Beginne des XVI. Jahrhunderts wurden in Europa Seilbrücken bereits zu Kriegszwecken verwendet und wurden namentlich im Jahre 1625 derlei Brücken von Faustus Varantius als stabile Uebergangswerke vorgeschlagen.

Auch die ersten eisernen Hängebrücken werden, wie dies der französische Ingenieur Boudsot nach Tuner berichtet, den Chinesen zugeschrieben, und werden speciell die Eisenbrücke zu Ouay-Cheu und jene zu Selo-Cha-Jum (54 Fuss lang, 8 Fuss breit) als die ältesten solchen Werke genannt; auch erwähnt schon 1667 Kircherius in seinem Werke über China eine Brücke zu Kingtung, welche aus 20 Ketten bestand, und berichtet weiter Berghaus (1848) in seinen „Baudenkmälern“ von Hängebrücken in Tibet bei dem Schlosse Dürbi und bei Schuka in Butan.

In Europa tritt 1741 die erste eiserne Hängebrücke über den Tees bei Winch in England als Kettenbrücke für Fussgänger (60 Fuss Spannweite) auf, welches Bauwerk direct in die felsigen Ufer verankert war und die schwankende Bahn direct auf den Ketten trug.

Während man alle diese hier erwähnten Hängewerke als primitive bezeichnen muss, lässt sich die erste wissenschaftliche Durchbildung eiserner Kettenbrücken auf das Jahr 1796 zurück-

führen, in welchem Jahre Sir James Finlay in der Strasse von Town nach Greenburgh in Amerika den Jakobs-Creek mittelst eines Kettenwerkes überbrückte, das 21.³³ Meter Spannweite besass und die Fahrbahn in theils aufgehängter, theils gestützter Weise trug. Im Jahre 1801 liess sich Finlay sein System patentiren, und berichtet Cordier in seinem 1820 herausgegebenen Werke „Histoire de la navigation intérieure“, dass schon 1811 bereits 40 derlei Brücken in Amerika ausgeführt waren. Von den Finlay'schen Brücken müssen besonders jene über den Schuylkill mit 93.²⁷ Meter (306 Fuss englisch) Spannweite und über den Brandywine bei Wilmington mit 44.¹⁹ Meter (145 Fuss englisch) Spannweite und 9.¹⁴ Meter Fahrbahnbreite erwähnt werden, wobei zu bemerken, dass die erstere zwei Ketten aus 1½ zölligem Quadrateisen, die letztere vier Ketten aus 1¼ zölligem Rundeisen erhielt.

Mit der Erfindung Finlay's und der Hinstellung seiner Werke war das Signal zur wissenschaftlichen Durchbildung der Hängebrücken, die sich ja durch ihre Billigkeit und Leichtigkeit der Construction besonders bei der Herstellung grosser Spannweiten auf das Vortheilhafteste von den gewölbten und von den zu jener Zeit üblichen, gusseisernen Brücken unterschieden, gegeben, und ist es insbesondere die riesige Entwicklung des Strassenbaues im Anfange unseres Jahrhunderts gewesen, welche das System der Hängebrücken aussergewöhnlich förderte.

Wir wollen nun im Nachstehenden es versuchen, durch die Vorführung einiger prägnanter Beispiele die geschichtliche Entwicklung der neuen Disciplin, welche bekanntlich durch ihre Anwendung im Eisenbahnbau und durch die Einführung enormer Spannweiten (East-River-Brücke 492.⁸⁸ Meter) auf eine sensationelle Vollkommenheit gediehen ist, zu schildern, und trennen in dieser chronologischen Vorführung zur mehreren Uebersicht die Kettenbrücken von den Drahtbrücken, welche letztere ebenfalls von Amerika ausgegangen und dort heute noch die beliebteren sind.

§. 2. Kettenbrücken.

1) 1809. Merrinabrücke bei Newbury-Port in Massachusetts, erbaut von Sir John Tempelmann, 74.³⁷ Meter Spannweite, zwei

Fahrbahnen à 4.75 Meter Breite, zehn Ketten von 3 — 4 — 3 Anordnung, 25.000 Dollars Kosten, Fahrbahn in der Mitte gestützt, System Finlay.

2) 1815. Leheeghbrücke bei Nordhampton in Amerika, Längenanordnung zwei ganze und zwei halbe Kettenbogen, 144.78 Meter Gesamtlänge (475 Fuss englisch), Ketten aus $1\frac{3}{8}$ zölligem Quadrateisen, Fahrbahn und zwei Fusswege.

Während dieser amerikanischen Werke arbeiteten auch die Engländer an dem Baue von Kettenbrücken und traten mit einem neuen Aufhängesysteme, dem Diagonalkettensysteme auf, welches sich jedoch keiner grossen Verbreitung erfreute, da mehrfache Verunglückungen dieses Systems stattfanden.

3) 1817. Tweedbrücke bei Kings-Meadow in England, 33.53 Meter Spannweite, 1.22 Meter breit, erbaut von Redpath und Brown. (Diagonalsystem.)

4) 1817. Tweedbrücke bei Dryburgh-Abbey, Diagonalketten system, 79.25 Meter Spannweite, 1.22 Meter breit, erbaut von John und William Smith, stürzte schon im Jahre 1818 ein.

Diese Verunglückung, welcher später im Jahre 1825 jene der von Berghauer über die Saale in Köthen construirten Brücke gleichen Systemes folgte, ist vorzugsweise die Ursache des Fallenlassens dieser Construction, (Wiebeking, München 1835, berichtet in seiner „Wasserbaukunde“ pag. 273, wie es scheint, irrthümlich von einem Einsturze einer Oderbrücke, welche vom Baudirector Bandhauer zu Köthen construiert war).

5) 1818. Wiederaufbau der eben genannten Tweedbrücke, jedoch mit Ketten nach der Kettenlinie.

6) Angeregt durch die Fabrication von Ankerketten stellte Sir Samuel Brown in seiner Kettenschmiede Mill-Wall zu London im Jahre 1811 Ketten aus Flacheisen her, die hochkantig angewendet wurden, und construirte der Erfinder ein Modell von 105 Fuss englisch (32 Meter) Länge und 38 Centner Gewicht. Vervollkommenet durch einige Ausführungen, nahm Brown 1818 ein Patent und fanden seine Ketten darnach grosse Verbreitung.

7) 1819 bis 1820. Unionbrücke über den Tweed bei Northamford, System Brown. 136.85 Meter Oeffnung, 9.14 Meter Pfeil, Fahrbahn 5.8 Meter breit; zwölf Ketten, jederseits sechs, je zwei

in drei Reihen untereinandergestellt; Auflager auf Rollen; Kettenstangen aus Rundeisen. 4.57 Meter lang, mit angebogenen Oesen; Verbindung der Stangen durch 0.169 Meter lange Flacheisen, ovale Bolzen von 50 Millimeter kurzer und 62.5 Millimeter langer Achse.

8) 1820 bis 1821. Landungsbrücke zu Newhaven bei Edinburg, System Brown, gusseiserne Pfeiler.

9) 1822 bis 1823. Landungsbrücke bei Brighton, System Brown. Gusseiserne Pfeiler.

10) Leitbrücke zu Brighton, System Brown, gusseiserne Pfeiler.

11) 1818 bis 1826. Menai-Kettenbrücke. Dieses schon 1814 von Sir Telford mit drei Feldern (von denen das mittlere 560 Fuss englisch messen sollte) projectirte Bauwerk über die Meerenge bei Bangor verbindet die Küste von Carnavon mit der Insel Anglesea und ist das erste Brückenwerk riesiger Spannweite, ein Werk, welches den Namen der englischen Bauingenieure aussergewöhnlich hob und Veranlassung gab zu den kühnen Folgeschritten späterer Brückenbaukunst. 176.6 Meter Spannweite bei 13.07 Meter Pfeil, Fahrbahn 2 à 12 Fuss englisch mit 4 Fuss breitem in der Mitte liegendem Gehwege, 31.0 Meter über Springfluth hoch, Ketten über Rollensatteln, vier Tragrippen à 20 Ketten, die Tragrippen an vier Stellen durch Gitterwände quer verbunden, Gesamtgewicht 654.104 Kilogramm: 1839 durch Sturm beschädigt, wonach die Fahrbahn versteift wurde.

12) 1822 bis 1826. Conway-Kettenbrücke, erbaut von Telford. 99.67 Meter Spannweite, 6.8 Meter Pfeil.

13) 1823 bis 1827. Hammersmithbrücke, erbaut von Clark. 44.34 Meter + 121.8 Meter + 44.34 Meter Weite, Fahrbahn 6.0 Meter, ausserdem zwei Fusswege à 1.5 Meter und nach aussen liegend. Sowohl durch die Form, als durch die rationelle Construction bezüglich der Materialersparung und Detailanordnung, diente dieses Bauwerk, durch welches Clark sich in die Reihe der tüchtigsten Ingenieure seiner Zeit gestellt hat, den späteren Zeiten zum Muster und trug dazu sehr wesentlich bei, dass die englischen Gewerke sich immer ausgedehnter auf die schon seit Brown begonnene Fabrication von Kettenbrücken warfen und einen Exportartikel schufen, der sich nicht unwesentlich über Frankreich erstreckte und der dazu

beitrug, dass sich der Bau von Kettenbrücken überhaupt sehr hob, wie dies die zahlreichen Kettenbrücken jener Zeit in Frankreich, Russland, Oesterreich, der Schweiz und in Deutschland beweisen.

14) 1823. Brücken auf der Insel Bourbon. Sir Js. Brunel, der bekannte Tunnelbauer, constituirte für diese französische Colonie zwei Kettenbrücken, von denen jene über den Suzannefluss die grössere ist; sie ruht auf einem Mittelpfeiler (vergleiche pag. 231), hat zwei halbe Spannungen, drei Kettenreihen, zwei Fahrbahnen à 2.95 Meter und zeichnet sich durch die Anwendung von Gegenketten unterhalb der Fahrbahn aus.

15) 1821. Strassenbrücke zu Jaroměř in Böhmen, 23¹/₃ Klafter österreichisch Fahrbahnlänge, erste Kettenbrücke auf dem Continente.

16) 1824. Marchbrücke bei Strašnic in Mähren, erbaut von Schnirch, unserem auf dem Gebiete des Baues der Kettenbrücken berühmt gewordenen Landsmanne.

17) 1824 bis 1825. Sophienbrücke über die Wien in Wien, erste Kettenbrücke in Wien, erbaut von A. Schmidt. 27 Klafter 3 Fuss Lichtweite, 40 Klafter Stützweite, 2 Klafter 4 Fuss 1 Zoll 5 Linien Pfeil.

18) Zu dieser Zeit machte sich der Einfluss der französischen Ingenieure auf dem Gebiete des Baues der Kettenbrücken auch in Russland geltend und entstanden daselbst die hier zunächst verzeichneten Werke, zu denen sibirisches Eisen verwendet wurde.

19) 1824. Panteleimonsbrücke über die Fontanka in Petersburg, entworfen von Oberst G. de Traitteur, 37.03 Meter Spannweite. Der General Betancourt unterwarf anlässlich dieses Brückenbaues das sibirische Eisen eingehenden Untersuchungen, welche 14 bis 16 Tonnen pro Quadratzoll englisch für die Elasticitätsgrenze und 22 bis 24 Tonnen für das Zerreißen ergaben, wonach das Prüfungsgewicht für jede Stangen mit 12 Tonnen pro Quadratzoll englisch (18.9 Kilogramm pro Quadratmillimeter) festgestellt wurde.

20) 1824. Postbrücke über die Mojka in Petersburg, 35.03 Meter Spannweite, construiert von Oberst G. de Traitteur.

21) 1825 bis 1826. Aegyptische Brücke über die Fontanka zu Petersburg, 54.86 Meter Spannweite.

22) 1825 bis 1826. Vier-Löwen-Brücke über den Katharinacanal zu Petersburg, 23.⁴⁷ Meter.

23) 1825 bis 1826. Vier Greifen-Brücke über den Katharinacanal zu Petersburg, 24.⁴⁷ Meter.

24) Erwähnenswerth sind hier die zwei Projecte: a) vom Jahre 1825 von Generalmajor Bazaine, Major Lamé und Major Clapeyron: Kettenbrücke über die Newa mit der Riesenspannweite von 311.⁵¹ Meter; und b) das im Jahre 1829 vom Generalmajor Janisch entworfene Project der Jaroslawl-Kettenbrücke über den Fluss Katorosla.

25) 1827 bis 1828. Karlsbrücke über den Donaucanal zu Wien, entworfen von Mitis, 50 Klafter 3 Fuss Lichtweite, 52 Klafter 1 Fuss Stützweite; 19 Fuss 10 Zoll Pfeil; diese Brücke ist dadurch berühmt geworden, dass sie in Stahl (vergleiche pag. 370) construirt wurde.

26) 1827 bis 1828. Wienbrücke zwischen Laimgrube und Neue Wieden in Wien. 13 Klafter 5 Fuss 6 Zoll Lichtweite, Gehweg.

27) 1827 bis 1829. Invalidenbrücke über die Seine in Paris, erbaut nach dem Muster der Hammersmithbrücke, abgetragen 1853, ersetzt durch eine steinerne Brücke 1854.

28) 1828 bis 1831. Langonbrücke über die Garonne, 60 Meter + 80 Meter + 60 Meter Spannweite, Fahrbahn 5.⁴ Meter breit.

29) 1829. Kettenbrücke zu Saatz in Böhmen, 31¹/₂ Klafter österreichisch Fahrbahnlänge.

30) 1829. Regnitzbrücke in Bamberg. Diese Brücke misst 64.²⁶ Meter Spannweite und 4.³¹ Meter Pfeil und dürfte die erste Kettenbrücke Deutschlands sein; 62,720 Kilogramm Gewicht, 58.000 fl. süddeutsch, also pro Meter circa 768 fl. österr. Währung.

31) 1830. Wienbrücke zwischen den Vorstädten Wieden und Laimgrube in Wien, 13 Klafter 4 Fuss 6 Zoll laufende Weite, Gehsteg.

32) 1834. Elbogener Kettenbrücke in Böhmen, 33 Klafter Spannweite.

33) 1834 bis 1835. Ferdinandbrücke zu Graz. 334 Fuss österreichisch Länge, 312 Fuss Stützweite; die ersten Projecte zu dieser Brücke wurden 1802 bis 1816 gemacht, und sollte nach jenen Entwürfen das Bauwerk 228 Fuss lang und 21 Fuss breit werden.

34) Zu dieser Zeit trat in Frankreich eine Construction auf, welche als Material Bandeisen verwendete, die in gusseisernen Klemmbüchsen zusammengehalten wurden; es wurden in dieser Weise die nächstfolgenden zwei Brücken erbaut:

35) 1834. Hängesteg zu Abainville, 41 Meter + 62 Meter + 41 Meter laufender Weite, construiert von Flachat, und die 1840 ähnlich construierte Suresnesbrücke über die Seine, 43.5 Meter + 62 Meter + 43.5 Meter Spannweite.

36) 1836 bis 1839. Weserbrücke bei Hameln, erbaut von Baurath Wendelstadt. Von grossem Interesse wegen der erstmaligen Anordnung einer Versteifung der Kette, jedoch nur an localer Stelle, da es sich darum handelte, einige Hängestangen auszusecheiden, um den Zugang zu einer auf die Brücke führenden Treppe zu erlangen.

37) 1838 bis 1842. Kaiser-Franzens-Brücke über die Moldau zu Prag; durch die Schützeninsel in zwei Brücken mit gemeinschaftlicher Verankerung getheilt. Zusammen zwei Hauptöffnungen à 132.7₂ Meter Stützweite und vier Seitenöffnungen à 33.1₈ Meter, im Ganzen 463.2 Meter lang; kostete 275.100 fl. ö. W., oder circa 600 fl. ö. W. pro laufenden Meter.

38) 1839 bis 1845. Donaubrücke zu Pest, erbaut von Clark, 90.8₃ Meter + 202.9₉ Meter + 90.8₃ Meter Stützweite, 12 Fuss englisch Ansteigung der Brückenbahn gegen die Mitte, Fahrbahnbreite 24 Fuss 3 Zoll englisch, zwei Gehwege à 6 Fuss englisch.

39) 1840. Strakoniecbrücke in Böhmen, 20 $\frac{1}{2}$ Klafter Spannweite.

40) 1840. Elbebrücke zu Poděbrad in Böhmen, 99.8 Meter Spannweite.

41) 1842 bis 1845. Neckarbrücke bei Mannheim. In Deutschland die erste, deren Tragketten nach den Erfahrungen bei der Hamelner Brücke durch Dreieckausfachung versteift sind.

42) 1842 bis 1845. Franz-Karl-Kettenbrücke über die Mur in Graz, 63.8 Meter Lichtweite, 14.5 Meter Gesamtbreite, wovon 6.2 Meter auf zwei Fusswege, der Rest auf die Ketten und die 4.2₁₄ Meter breite Fahrbahn entfallen; diese zweite Grazer Kettenbrücke hat (exclusive der Häuserdemolirungen) 168.720 fl.

Conventionsmünze, also pro laufenden Meter circa 2784 fl. österr. Währung gekostet.

43) 1842 bis 1843. Maasbrücke in Seraing, 105.₀ Meter Spannweite, 7.₀ Meter Pfeil, 2.₅ Meter Fahrbahnbreite, zwei Fusswege à 1.₂₅ Meter, Inanspruchnahme der Ketten (47.557 Quadratmillimeter) 10 Kilogramm pro Quadratmillimeter, Gesamtkosten 401.956 Francs oder circa 1608 fl. ö. W. pro laufenden Meter.

44) 1844. Aarbrücke bei Aarau, versteifte Ketten.

45) 1845. Podolskobrücke in Böhmen, 46 Klafter österreichisch Fahrbahnlänge.

46) 1845. Hungerford- (oder Charing-Cross-) Brücke in London, erbaut von Brunel, drei volle Bogen à 206.₂ Meter Spannweite und 15.₂ Meter Pfeil, und zwei halbe Bogen à 103.₄₈ Meter Spannweite.

47) 1850. Postelbergerbrücke in Böhmen, 50 Klafter Fahrbahnlänge.

48) 1854. Elbebrücke bei Tetschen in Böhmen, 94 Klafter österreichisch Fahrbahnlänge.

49) 1859 bis 1860. Eisenbahnkettenbrücke über den Donaueanal in Wien, erbaut von Schnirch. 83.₄₂ Meter Lichtweite, 4.₂₆ Meter Achsenstand der Tragwände. Diese Brücke ist die erste versteifte Eisenbahnkettenbrücke der Welt. (Drahtbrücke über den Niagara als Eisenbahnbrücke — 1855 — älter.)

50) 1863 bis 1864. Aspernbrücke über den Donaueanal in Wien, erbaut nach den Plänen von Schnirch und Fillunger durch Dr. Rebhann, geliefert von der Gewerkschaft Witkowitz, 62.₃ Meter Spannweite, 10.₁ Meter Fahrbahnbreite, zwei aussen liegende Gehwege à 3.₂ Meter, Pfeilhöhe $\frac{1}{24}$ Meter, Versteifung der Ketten durch Dreiecksystem.

51) 1867 bis 1868. Franz Josephs-Brücke über die Moldau in Prag, System Ordish-Lefevre, 146.₆₂ Meter Mittelöffnung, zwei Seitenöffnungen à 47.₇ Meter Stahlketten.

52) 1868 bis 1869. Kettensteg in Prag, entworfen von Rowland M. Ordish, erbaut durch Finger und Vesely. Ein Mittelpfeiler, zwei Halbbogen à 96.₀₁ Meter Stützweite, 3.₃₅ Meter Breite des Gehweges, Baukosten 229.109 fl. ö.W., wovon 93.901 fl. für den gesammten Unterbau und 100.000 ö. W. auf den gesammten Ober-

bau, der Rest auf Concessionskosten, Grundablösungen und Ablösung der Ueberfuhr entfallen. Rechnet man die Concessionskosten für die Vorarbeiten, welche 30.000 fl. betragen haben, in die eigentlichen Brückenkosten ein, so kostet allein die technische Arbeit dieses circa 192 Meter langen Steges von 3.³⁵ Meter Breite rund 224.000 fl. oder circa 1166 fl. ö. W. Banknoten pro laufenden Meter.

⁵³⁾ 1869. Charnierhängebrücke über den Main in Frankfurt, erbaut von Schmick, geliefert von Fries und Sohn in Sachsenhausen Eine Mittelöffnung von 79.⁶⁹ Meter, zwei Halbbogen à 39.⁵⁶ Meter Gehsteg 14 Frankfurter Fuss breit, Gesamtkosten (im Unterbau 54.000 fl., im Ueberbau 66.000 fl.) 120.000 fl. süddeutsch, also pro laufenden Meter circa 650 fl. ö. W. in Silber. Diese Brücke ist mit drei Charnieren ausgestattet und durch N-Fachung zwischen Kette und Fahrbahn versteift.

⁵⁴⁾ 1870 bis 1872. Albertbrücke in Chelsea, Mittelöffnung 121.⁹ Meter, zwei Seitenfelder à 47.²⁶ Meter; 8.²³ Meter Fahrbahnbreite, zwei Gehwege à 2.¹³ Meter, System Ordish nach der Anordnung der Franz Joseph-Brücke in Prag.

⁵⁵⁾ 1870. Bassinbrücke in Bombay, Strassenbrücke, 8.³ Meter Mittelöffnung, zwei Seitenöffnungen à 15.⁷⁵ Meter; versteift durch Fachwerk zwischen Kette und Fahrbahn, Gesamtgewicht circa 15.240 Kilogramm.

⁵⁶⁾ 1871. Hängebrücke auf dem Bahnhofe zu Gotha. Gehsteg von 8 Fuss preussisch Breite, construirt von W. Bork. Mittelpfeiler, zwei Halbbogen à 48.⁰⁸ Meter Spannweite, Versteifung der Ketten durch N-Fachung, Inanspruchnahme des Eisens in der Kette 100 Centner pro Quadratzoll preussisch; Gesamtgewicht 1950 Centner Schmiedeeisen und 118 Centner Gusseisen, wovon auf den Mittelpfeiler und die Widerlager zusammen 209 Centner Guss- und Schmiedeeisen entfallen, sich demnach das Eisengewicht pro laufenden Meter auf circa 965 Kilogramm gestaltet.

§ 3. Drahtbrücken.

Gestützt auf die alte Erfahrung, dass die Festigkeit der eisernen Drähte eine grössere sei, als bei den Eisenquerschnitten der gewöhnlichen Schmiede- und Walzformen, wandte man sich zuerst in Amerika der Anwendung der Drähte für Hängebrücken-

constructionen zu, und ist, unseres Wissens, die 1815 erbaute Pittsburger Brücke das erste dieställige Bauwerk.

Als nun Navier im Jahre 1821 nach England geschickt wurde, um die dortigen Kettenbrücken zu studiren, wurden die amerikanischen Erfahrungen eingehend in Frankreich gewürdigt und führten diese Betrachtungen dazu, dass die Pionniere im Baue französischer Hängebrücken, nämlich die Brüder Seguin aus Annonay sofort mit den Drahtbrücken auftraten; auch haben wir hier die merkwürdige Thatsache zu verzeichnen, dass Drahtbrücken überhaupt nur in Frankreich, Amerika und der Schweiz verbreitet sind, während sich die anderen Länder mit geringen Ausnahmen (z. B. die Lambethbrücke in London) vorzugweise nur den Kettenbrücken zuwandten.

Im Nachfolgenden sind in Kürze die hauptsächlichsten Bauwerke der Drahtbrücken chronologisch zusammengestellt und dürfte diese Uebersicht den fachlichen Fortschritt, welcher sich durch die immer grösser werdende Spannweite und durch die Aufnahme der Benützung solcher Brücken zu Eisenbahnzwecken kennzeichnet, einigermaßen erläutern.

1) 1815. Drahtbrücke über den Schuylkill bei Pittsburg, 124.₃₆ Meter Spannweite, Drahtseile aus je sechs Drähten à $\frac{3}{8}$ Zoll stark; dieses Bauwerk erregt desshalb grosses Interesse, weil es als erste Drahtbrücke sofort die genannte riesige Oeffnung übersetzte.

2) 1821. Drahtsteg zu Annonay, erbaut von den Brüdern Seguin. 55 Fuss lang. 18 Zoll breit; angeblich nur 50 Francs Kosten.

3) 1821 bis 1822. Mehrere andere Gehbrücken von Seguin.

4) 1823. Drahtsteg zu Genf über zwei Festungsgräben, zwei Oeffnungen à 40.₀ Meter weit, 2.₀ Meter breit, sechs Drahttaue à 90 Drähte à 2.₁ Millimeter Durchmesser. Verticale Hängeseile à 12 Drähte.

5) 1824. Rhônebrücke zwischen Tournon und Tain, erste von den Brüdern Seguin erbaute Brücke für Fuhrwerke. Zwei Felder à 89.₀ Meter lichte Weite, 8.₀ Meter Pfeil, 4.₂ Meter Fahrbahnbreite, Mittelpfeiler 4.₅ Meter stark, 6 Drahttaue à 27 Millimeter Durchmesser, 190.000 Francs Kosten, oder pro laufenden Meter circa 450 fl. österr. Währung.

6) 1828. Jarnaebrücke, 70.₀ Meter weit, 7 $\frac{75}{100}$ Meter Fahrbahnbreite, 12 Drahttaue aus Drähten von 3 Millimeter Dicke.

7) 1832 bis 1834. Saanebrücke in Freiburg in der Schweiz, erbaut von Chaley. Grösste Spannweite in Europa. 265.₂₆ Meter Lichtweite der Thürme, 273.₀ Meter Spannweite, 246.₂₆ Meter Fahrbahnlänge, 19.₂₈ Meter Pfeil, 6.₄₆ Meter Fahrbahnbreite, 51.₀ Meter Höhe der Fahrbahn über dem Wasser; vier Drahttaue aus zusammen 4224 Drähten à 3.₀₈ Millimeter Dicke; jedes Tau aus 20 Strängen, wovon 12 à 56 und 8 à 48 Drähte enthalten; Stranglänge 374.₂₄ Meter; gesammter Querschnitt der vier Taue 31.468 Quadratmillimeter.

8) 1835. Seinebrücke in Conflans St. Honorine. 37.₈₅ Meter + 77.₅₀ Meter + 37.₈₅ Meter Spannweite, Fahrbahn 6.₅ Meter breit, eiserne Pfeiler.

9) 1835. Bercybrücke zu Paris, drei Oeffnungen à 47.₀ Meter Spannweite; jetzt durch eine gewölbte Brücke ersetzt.

10) 1835 bis 1839. Dordognebrücke zwischen la Grave d'Ambare und Cubzacc, vier Mittelpfeiler aus Gusseisen, fünf Felder à 100 Meter Lichtweite, 109 Meter Stützweite, Fahrbahn 50 Meter über Fluth hoch, so dass Schiffe mit vollen Masten passieren können; mit den gewölbten Zufahrten 1545 Meter lang; die eisernen, 28 Meter hohen Pfeiler auf 13.₀ Meter über Niederwasser ragenden Sockeln; Diagonalverband aus Drahtseilen zwischen den Pfeilern. Eine der kühnsten Brücken Frankreichs.

11) 1839 bis 1841. Rochefortbrücke über die Charente, 35 Meter + 80 Meter + 35 Meter Weite, eiserne Pfeiler, welche durch diagonale Drahtseile oberhalb der Fahrbahn versteift sind.

12) 1840. Roche-Bernard-Brücke über den Vilaine-Fluss, 198.₂₇ Meter Spannweite, berühmt durch die grosse Spannweite; erbaut von le Blanc; 6.₁ Meter Brückenbreite (0.₆₅ Meter + 4.₇₂ Meter + 0.₆₅ Meter), zwei Kabel à 0.₁₇ Meter Durchmesser. Nach dem Muster dieser Brücke wurde auch jene von Lorient über den Scorff erbaut, dieselbe hat 183.₆ Meter Spannweite, 14.₃₄ Meter (1/12.₈) Pfeil, in jeder Hängewand zwei Taue à 0.₁₆ Meter Durchmesser.

13) 1841. Brücke zu Chalonnnes über den Loire, vier Felder, zwei circa 50 Meter, zwei circa 40 Meter weit, die Pfeiler sind durch ein gemeinsames Seil gekuppelt.

14) 1844. Aquäduct des Pennsylvania-Canales über den Alleghany in Pittsburg, sieben Oeffnungen à 48.77 Meter Lichtweite, Gerinne 17.5 Fuss englisch breit, 8.5 Fuss tief, aus Holz; zwei Kabel à 17.5 Centimeter Durchmesser, je 165.62 Quadratcentimeter Querschnitt.

15) 1845. Drahtbrücke über den Monongahela bei Pittsburg, acht Oeffnungen à 57.3 Meter Spannweite; versteift durch Gitterwände, die als Geländer dienen; zwei Taue à 750 Drähte und 4 $\frac{1}{2}$ Zoll englisch Durchmesser; erbaut von Röbling.

16) 1848 bis 1850. Canalbrücken (Delaware-Hudson) zu: Lackawaxan, 2 Oeffg. à 35.0 M. Weite, 0.18 M. Durchm. der Kabel.
 Delaware. 4 " à 40.87 " " 0.20 " " " "
 High-Falls, 1 " à 44.22 " " 0.216 " " " "
 Newersink, 1 " à 51.85 " " 0.241 " " " "

17) 1849. Ohiobrücke Nr. 1 bei Wheeling. Diese von Ellet erbaute Brücke war die erste von riesenhafter Lichtweite, nämlich 1010 Fuss englisch = 307.85 Meter. Der Brückenpfeil misst 61 Fuss, die Fahrbahn 17 Fuss, zwei Trottoirs, jedes 3 $\frac{1}{2}$ Fuss; der Achsenstand der sogenannten Tragwände misst am Auflager 33 Fuss, im Scheitel der Parabel jedoch nur 26 Fuss, so dass diese schräge Stellung der Wände zugleich eine Versteifung involvirt. Jede Tragwand besteht aus sechs Seilen von zusammen 3300 Drähten = 47 Quadratzoll englisch Querschnitt.

Dieses Bauwerk, von dem Ellet schon behauptete, dass es als der Vorläufer für künftige Eisenbahnhängebrücken zu betrachten ist, und welches auf den deutschen Ingenieur Culmann einen so gewaltigen Eindruck machte, dass er ähnliche Anwendungen für Deutschland schon im Jahre 1852 empfahl, musste aus processualischen Gründen wegen der Schifffahrt höher gelegt werden und entstand in den Jahren 1854 bis 1860 desshalb die Ohiobrücke Nr. 2, hergestellt aus dem Materiale der ersten Brücke. Malezieux bezeichnet indess die Spannweite dieser Brücke Nr. 2 mit 308.05 Meter und ihre Breite mit 8.51 Meter.

18) 1850. Gehsteg bei den Niagarafällen. Dieser Steg, von Ellet erbaut, sollte als Hilfsmittel für den Bau einer grossen Brücke dienen; da letztere jedoch nicht sofort zur Ausführung kam, so verblieb der Steg in definitiver Eigenschaft; seine Spannweite

misst 760 Fuss englisch = 231.⁶⁵ Meter, seine Breite 7 Fuss 8 Zoll englisch; die circa 17 Meter hohen Kabelthürme sind in Holz construirt; der Steg wird auf jeder Seite durch zehn Drahtseile, zusammen 13 Quadratzoll englisch Querschnitt getragen und hat 45.000 £, also pro laufenden Meter circa 2037 fl. österr. Währung gekostet.

19) 1850. Niagara-Brücke bei Queenstown. Diese von Serrel erbaute Brücke hat 1040 Fuss englisch = 316.⁹⁹ Meter Spannweite, 22.⁸⁶ Meter Pfeil, 6.⁰⁹ Meter Fahrbahnbreite und besteht jedes Hängekabel aus fünf Drahtseilen à 1250 Drähten.

20) 1851 bis 1855. Eisenbahnbrücke über den Niagara, erbaut von Röbling. Dieses Werk ist die erste Eisenbahnhängebrücke aus Drähten und dient zur Verbindung der Newyork-Centraleisenbahn mit der Westbahn in Canada. Ihre Spannweite beträgt 250.³⁴ Meter. Jederseits befinden sich zwei Kabel à 10 Zoll englisch Durchmesser und 3640 Drähte.

Das Bauwerk ist dadurch von bedeutendem Interesse, dass die Kabel eine viereckige Röhre tragen, deren Wände aus Fachwerk bestehen, und welche Röhre bei 19 Fuss englisch lichter Breite und 15 Fuss 2 Zoll englisch lichter Höhe eine Strassenbahn enthält und oben die eingleisige Eisenbahn trägt. Die Brücke liegt 75 Meter über dem Wasserspiegel.

21) 1858 bis 1860. Alleghanybrücke bei Pittsburg. Diese Brücke ruht auf drei Mittelpfeilern, welche zwei Hauptöffnungen à 104.⁹² Meter einschliessen und zwei Seitenöffnungen, eine à 35.⁰ Meter und eine à 52.¹⁵ Meter, begrenzen.

Die Tragwände sind durch vier Kabel gebildet, und schliessen die beiden mittleren die 6.⁰ Meter breite Fahrbahn, die beiden äusseren die 3 Meter breiten Gehwege ein. Wie bei der vorigen Niagara-Brücke sind auch hier zur Versteifung Diagonalen angewendet, welche sich in den Aufhängepunkten vereinigen, eine Versteifung welche bei den neueren Werken Amerikas überhaupt und principiell angewendet wird.

22) 1862 und 1863. Lambethbrücke über die Themse zu London. Diese von Barlow erbaute Brücke enthält drei Oeffnungen à 280 Fuss englisch = 85.³⁴ Meter, übersetzt den Fluss zwischen der Westminster- und Vauxhallbrücke und besitzt eine Pfeilhöhe von 24 Fuss englisch und eine Breite der Fahrbahn von 32 Fuss, von

welchen 20 Fuss auf den eigentlichen Fahrweg, der Rest auf die Gehwege entfallen; die gusseisernen Röhrenpfeiler sind durch Baggerung gesenkt.

Jede Tragwand wird aus zwei Tauen à 7 Stränge à 7 Seile à 7 Drähte à $\frac{3}{10}$ Zoll Durchmesser (also aus 343 Drähten) gebildet; jedes Tau misst demnach 24 Quadratzoll englisch. Diese Kabel tragen zwei Kastenträger, welche mit den ersteren durch ein Fachwerk (Verticale mit sich kreuzenden Diagonalen) verbunden sind. Barlow berechnet die Inanspruchnahme der Taue mit 8 Tonnen pro Quadratzoll englisch oder 12.6 Kilogramm pro Quadratmillimeter.

Die Mauerwerksarbeiten und die Zufahrten haben 16.000 £, die Eisenconstruction hat 32.000 £ gekostet, so dass der laufende Meter der Brücke insgesamt einen Aufwand von circa 1970 fl. österr. Währung Banknoten in Anspruch genommen hat.

²³⁾ 1867. Ohio-Brücke bei Cincinnati. Der Bau dieser Drahtbrücke wurde im Jahre 1856 begonnen, wegen des Krieges drei Jahre lang unterbrochen und im Frühjahr 1867 vollendet; er wurde von dem bekannten Ingenieur Röhling geleitet und war zur Zeit seiner Vollendung wegen der bis dahin unerreichten Spannweite eines der berühmtesten Bauwerke der Welt. Die Brücke hat ein Mittelfeld von 1057 Fuss englisch Weite = 322.17 Meter und zwei Seitenfelder von je 85.65 Meter (281 Fuss englisch). Die im Ganzen 36 Fuss englisch = 11.0 Meter breite Ueberbrückung besteht zwischen den schräg gestellten Seilwänden aus einer Fahrbahn von 6.26 Meter, welche zwei Pferdebahngleise aufnimmt, und aus zwei aussen liegenden Trottoirs.

An den Auflagerpunkten haben die Seilwände einen Achsenstand von 50 Fuss englisch, in der Mitte des Bogens einen solchen von 24 Fuss englisch.

Die Höhe der Brückenbahn über dem Niederwasser misst 103 Fuss englisch, die Höhe der Thürme von der Fundamentsohle bis zur Thurmspitze misst 242 Fuss englisch.

Die Brücke hängt an zwei Drahttauen von $12\frac{1}{3}$ Zoll englisch = 0.3082 Meter Durchmesser, und besteht jedes Kabel aus sieben Strängen; die Pfeilhöhe misst 89 Fuss englisch.

Die Versteifung geschieht, wie bei den früher erwähnten amerikanischen Brücken theils durch die schräge Stellung der

der Hängewände (hier 1 : 7), theils durch Diagonale, die sich in den Auflagern vereinigen; die Fahrbahn ist ausserdem noch durch vier Fachwände versteift. Die Verticalen bestehen ebenfalls aus Drahtseilen und haben 5 Fuss englisch Achsenstand; die Brückenbahn misst von einer Verankerung bis zur anderen 1650 Fuss englisch = 503 Meter Länge, und da der Bau rund 1,769 000 Dollars gekostet hat, so betragen die Kosten pro laufenden Meter der Spannweite = 7878 fl. österr. Währung Silber, oder pro Quadratmeter der Brückenbahn 703 fl. österr. Währung Silber; das gesammte Mauerwerk hat 400.000 Kubikfuss Inhalt, und ist das verbreiterte Fundament mit 3.6 Tonnen pro Quadratfuss englisch belastet.

²⁴⁾ 1867 bis 1869. Drahthängenbrücke bei den Niagarafällen. Dieser von Keefer erbaute Drahtsteg befindet sich nächst Clifton-House in unmittelbarer Nähe der beiden Niagarafälle, dient den Touristen zur Anschauung der letzteren, und hat eine Spannweite von 386.84 Meter und eine Fahrbahnbreite von 3.05 Meter. Die Fahrbahn ist durch hölzerne Howeträger versteift und nimmt ein Pferdebahngleise auf. Die Kabelthürme sind aus Holz; die Höhe der Bahn über dem Niederwasser misst 58.4 Meter; die Hängewände sind durch Kabel von 0.18 Meter Durchmesser gebildet und besitzen eine Pfeilhöhe von $26.75 \left(\frac{1}{13.8} \right)$ und sind mit $\frac{1}{7}$ geböschet.

Jedes Kabel besteht aus sechs Seilen à $2\frac{1}{2}$ Zoll Stärke; die Gesamtkosten haben 600.000 Francs oder 651 fl. österr. Währung Banknoten pro laufenden Meter Stützweite, respective 207 fl. österr. Währung pro Quadratmeter der Brückenbahn betragen.

²⁵⁾ 1870 bis 1876. East-River-Brücke in New-York. Dieses Riesenwerk Röhlings, welches nicht nur durch seine schon pag. 3 und 93 erwähnte Fundirung, sondern auch dadurch vom höchsten Interesse ist, weil es eine bis jetzt noch niemals angewendete Spannweite besitzt, besteht aus einer Mittelöffnung von 492.88 Meter und aus zwei Seitenöffnungen à 286.70 Meter Spannweite, an welche sich gewölbte Auffahrten anschliessen. Das Bauwerk dient sowohl zur Verbindung von New-York und Brooklyn (1860 = 1,080 330 Einwohner, 1870 = 1,323.002 Einwohner zusammen), als zur Ergänzung des Eisenbahnnetzes in der Nähe von New-York, indem die Brücke für die Remorquirung der Waggons be-

stimmt ist. Die Fahrbahn besitzt eine Gesamtbreite von 25.⁹²⁵ Meter; sie wurde durch vier mit $\frac{1}{14}$ schräg gestellte Hängewände derart getheilt, dass der 4.⁹³ Meter messende Raum zwischen den mittleren Hängewänden der Passage der Fussgänger und die beiden Haupträume zwischen den äusseren und inneren Hängewänden der Passage für die Waggonen, dann für die Tramways und die gewöhnlichen Wagen gewidmet sind, zu welchem Zwecke eine Breite von 4.³² Meter für die Waggonen und 5.⁷⁰ Meter für das Doppelgeleise der Pferdebahn in jeder der beiden Fahrbahnen ausgemittelt wurde. Sechs Fachwerke entlang der ganzen Brücke theilen die hier erwähnten Fahrträume ab und tragen zur Versteifung des ganzen Bauwerkes bei, welche neben der Schrägstellung der Wände auch noch durch die Diagonalen gebildet wird, die von den Pfeilern ausgehen. Die vier Kabel bilden einen Pfeil von 40 Meter Höhe $\left(\frac{1}{12.5}\right)$

und haben jedes einen Durchmesser von 0.³⁷ Meter. Die Höhe der Fahrbahn über dem Wasser misst 43.²⁰ Meter. Die Gesamtlichtweite zwischen den beiden Widerlagern misst 1066.²⁸ Meter.

²⁶⁾ 1872. (?) Hängebrücke im kaiserlichen Garten zu Yeddo. Diese Brücke besitzt 71.⁴ Meter Spannweite, 5.² Meter Breite und 18.³ Meter Höhe über dem Wasser.

§. 4. Versteifung der Hängebrücken.

Verfolgt man in rein genereller Weise, also mit Hinweglassung der Constructionsdetails bezüglich der Querschnitte der Ketten und Taue, bezüglich der Verbindungen im Bereiche der Hängewand und der Fahrbahn, bezüglich der Auflager und bezüglich der Verankerungen, die Entwicklung des Baues der Hängebrücken, und zwar unabhängig von dem Unterschiede zwischen Ketten- und Drahtbrücken, so ist es insbesondere das Streben nach der Versteifung der Hängebrücken, welches als das Criterium der Vervollkommnung dieser Bauwerke dient.

Bekanntlich hat dieses Streben schon zu einem hohen Grade der Vervollkommnung der Construction der Hängebrücken geführt und basirt es auf die gleichzeitige Anwendung verschiedener Mittel.

a) Allgemeine Anordnung. In früheren Zeiten vermied man, und zwar besonders in Frankreich, die Anwendung

grosser Spannweiten, weil man in der Einstellung mehrerer Pfeiler eine gewisse Versteifung des ganzen Werkes erblickte, und trat diese Maxime beispielsweise in der Brücke von Beaucaire-Tarascon, in jener über die Dordogne nächst Cubzac und in der Brücke zu Chalonnès auf. Diese Anordnung erwies sich jedoch sehr bald als unvortheilhaft, weil zu den grossen Pfeilerkosten und der erheblichen Profilverengung die Unzukömmlichkeit der Uebertragung der Bewegung bei ungleichförmiger Last von einem Vollbogen auf den anderen hinzutrat. Man schreitet desshalb gegenwärtig und sofern sich nicht besondere Specialgründe dagegen sprechen, wohl immer nur zur Einführung eines Vollbogens oder zur Kuppelung zweier Halbbogen vermöge eines Mittelpfeilers.

- b) Zug- und Kuppelseile. Schon beim Beginne des Baues der Hängebrücken wandte man zur Vermeidung der Seitenschwankungen eine Verspannung der Fahrbahn durch Zugseile oder Zugketten an und befolgt dieses System auch noch in neuester Zeit, besonders in Amerika mit Vorliebe, wie dies zum Beispiel die Eisenbahnbrücke über den Niagara und den neue Gehsteg bei den Niagarafällen erweisen.

Auch Kuppelketten, respective Kuppelseile von den Widerlagern über die Spitzen der Seilthürme laufend, wurden, wie dies zum Beispiel die Brücken St. Pierre und St. Michel in Toulouse beweisen, mehrfach angewendet; obschon man diese Anordnung auch noch später, zum Beispiel bei der Eisenbahnbrücke über den Niagara findet, so hat man im grossen Ganzen dieses Versteifungssystem doch fallen gelassen, weil es durch die neueren Constructionen überholt ist. Eine andere Anordnung der Kuppelseile, welche sich durch Diagonale zwischen einzelnen Pfeilern kennzeichnet und beispielsweise bei Brücken zu Cubzac und Tonnay-Charente angewendet wurde, sowie eine Verbindung dieser Anordnung mit der vorhergenannten (Tonnay-Charente) ist aus gleichem Grunde verlassen worden.

- c) Anwendung von Contrabogen, z. B. Pont du Collège.

- d) Schrägstellung der Wände, besonders beliebt, in Amerika. z. B. Wheelingbrücke, Niagarabrücken; East-River-Brücke etc. etc.
- e) Vermehrte Aufhängung der Fahrbahn durch Diagonalen, welche sich in den Pfeilern vereinigen, besonders üblich in Amerika.
- f) Versteifung der Fahrbahn durch Längsträger, bestehen dieselben nun aus Kastenträgern (Lambethbrücke in London), aus Blechträgern (Franz-Josephs-Brücke in Prag) oder aus Fachwerken (Niagarabrücken).
- g) Anwendung steifer Ketten. Dieser hochwichtige Factor der Vervollkommnung der Kettenbrücken trat mit dem Streben auf, diese Bauwerke für die Eisenbahnen zugänglich zu machen, und hat er die Literatur des Faches ungemein bereichert; als praktische Erfolge können beispielsweise die Neckarbrücke bei Mannheim, die Aarbrücke bei Aarau, die Aspernbrücke in Wien, der Gehsteg zu Gotha, welche alle vier indess nur dem Strassenverkehre dienen, und die Schnirch'sche Eisenbahnbrücke über den Donaucanal in Wien genannt werden.
- h) Versteifung der Hängewände. Dieser ebenfalls hochwichtige Factor der Erzielung steifer Hängebrücken wurde zuerst bei der Lambethbrücke in London (sich kreuzende Diagonalen zwischen den Verticalen) angewendet, und hat unter Anderm bei der Schmick'schen Charnierbrücke über den Main (N-Fachung) und bei der Bassinbrücke zu Bombay, nicht zu gedenken der Projecte von Köstlin-Schurz, weitere Verbreitung gefunden.

§. 5. Ausstellungsobjecte.

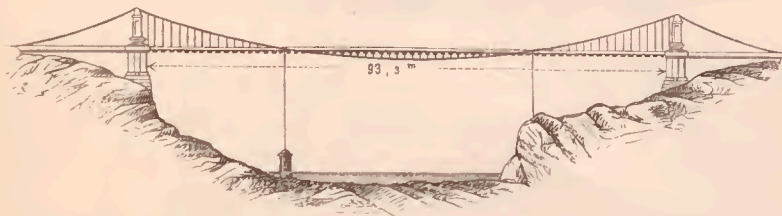
Das Gebiet der Hängebrücken war auf der Ausstellung nur durch sehr wenige Beispiele vertreten, von denen wir die folgenden nennen:

1. Brücke von San Alejandro über den Quadalete in Spanien. Dieses Bauwerk liegt in der Strasse zwischen Madrid und Cadix, besitzt eine Spannweite von 102.0 Meter, eine lichte Fahrbahnbreite von 7.5 Meter, Eine Oeffnung, ist in der Construction

der alten Prager Kettenbrücke ähnlich, also von alter Construction, und war auf der Ausstellung durch eine Zeichnung vertreten.

2. Brücke von las Gellas über den Alcanadre. Dieses Bauwerk war durch eine Zeichnung vertreten, welche durch die Skizze Figur 211 wiedergegeben ist, und erinnert bezüglich seiner Anordnung an die alte Finlay'sche Construction mit theilweise auf die Kette gestützter Fahrbahn. Die Brücke dient dem Strassenverkehr, besitzt eine Oeffnung von 93.3 Meter Lichtweite, ist gegen Seitenschwankungen durch Zugseile gesichert, wie dies die Figur 211 näher verdeutlicht, und liegt ihre Fahrbahn in 32.3 Meter Höhe über Terrain.

Fig. 211.

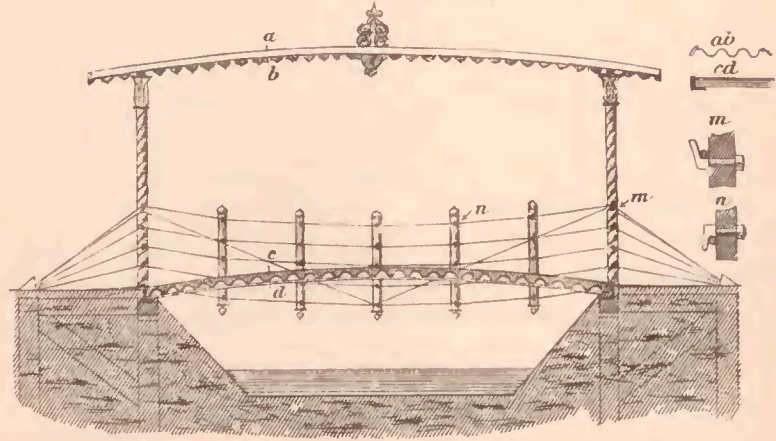


3. Gartenbrücke, ausgestellt (in natura) durch die Firma Jowa, Delheid & Comp., über einen in der Nähe des persischen Pavillons befindlichen Wassergraben. Die Construction dieses sehr einfachen, aus Winkeleisen, Wellblechen und Draht hergestellten leichten Gehsteges ist durch die Figur 212 ersichtlich gemacht, und hatte die Brücke eine ungefähre Spannweite von 5 Meter und eine Breite von circa 2 Meter.

4. Kaiser Franz Josephs-Brücke in Prag, System Ordish-Lefevre, ausgestellt durch Photographie. Dieses Bauwerk dient dem Strassenverkehre, hat eine Mittelöffnung von 146.662 Meter, zwei Seitenöffnungen à 47.412 Meter, eine Fahrbahnbreite von 9.73 Meter und Stahlketten.

Die Construction ist seinerzeit (vergleiche „Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architektenvereins“ Band 17, 18, 19 und 20) sehr angegriffen worden, und wird durch die Skizze auf Tafel VIII näher verdeutlicht; die Pfeileraufsätze sind in Gusseisen construirt.

Fig. 212



Nach dem Berichte von Köstlin wurde die Brücke am 29/30. April 1868 effectiv mit nur 13,6 Zollcentner pro Quadratklafter belastet und dabei in der Mitte des Hauptfeldes eine totale Senkung von 7 Zoll 7 Linien österreichisch und eine bleibende Einbiegung von 10 Linien österreichisch ermittelt.

Dieses, wie schon bemerkt nicht günstig beurtheilte System klingt an das alte Diagonalkettensystem an, welches 1817 in England bei der Kings-Meadow-Brücke über den Tweed, ferner bei der 1817 erbauten und nach 6 Monaten (1818) eingestürzten Dryburgh-Abbebrücke, und bei der ebenfalls 1825 eingestürzten Saalebrücke in Köthen angewendet wurde.

Zu bemerken ist noch, dass sich das System Ordish-Lefevre von den amerikanischen Hängebrückenconstructions wesentlich dadurch unterscheidet, dass bei dem ersteren die vorkommenden Diagonalketten die Brückenbahn allein tragen und die in der Kettenlinie angeordnete Kette nur zur Fixirung der Lage der Diagonalen dient, während die letzteren, die amerikanischen Constructions, das Hängeseil als Hauptträger und die Diagonalen nur als Hilfsmittel einer mehreren Versteifung der Fahrbahn benutzen.

5. Kettensteg zu Frankfurt am Main, erbaut und ausgestellt vom Ingenieur P. Schmick. Dieser bekannte Constructeur, dessen Namen wir schon bei den Bogenbrücken mehrfach zu

nennen Gelegenheit hatten, documentirt durch das hier bezeichnete Bauwerk auch auf dem Gebiete der Kettenbrücken einen bedeutsamen Fortschritt, indem er nicht allein (confr. pag. 450) eine durch N-Fachung versteifte Hängewand (vergleiche Project Köstlin-Schurz), sondern auch eine durch Stehbleche versteifte, aus Horizontalblechen gebildete Kette und drei Charniere in der Kette verwendete.

Die Brücke enthält einen Gehweg von 14 Fuss Frankfurter Maass (à 0.284 Meter); der Achsenstand der Tragwände misst 16.5 Fuss Frankfurter Maass; das Bauwerk besitzt ein Mittelfeld von 79.69 Meter (280 Fuss) Lichtweite, 290 Fuss Spannweite und zwei Seitenöffnungen à 139 Fuss = 39.56 Meter Lichtweite. Die Anordnung der Brücke sowie die Ausfachung der Hängewände ist durch die Skizze auf Tafel X ersichtlich gemacht.

Die Construction der Kette ist, wie schon erwähnt, durch übereinander liegende Horizontalbleche in ihrer Grundform gebildet; da die Brücke eine Charnierbrücke ist (zwei an den Auflagern und eines in der Mitte), so ist an diesen Stellen behufs Einfügung des Charnierbolzens die horizontale Lage der Bleche in eine verticale mittelst Winkeleisen umgewandelt, wie dies die Skizzen Figuren 213 und 214 näher verdeutlichen. im Uebrigen

Fig. 213.

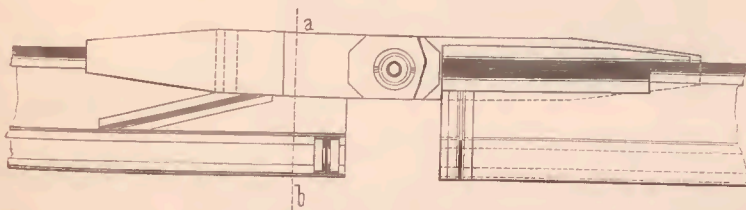
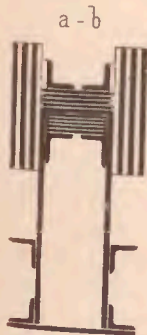


Fig. 214.



ist der Kettenquerschnitt durchwegs und nur ausgenommen in der verankerten Partie in Π -Form gestaltet, wie dies näher Figur 215 verdeutlicht, aus welchem Querschnitte auch zu ersehen ist, dass die Versteifung der Kette mittelst Stehblechen und Winkeleisen durchgeführt ist.

Bezüglich der Entstehung der Theorie der Charnierbrücken überhaupt verweisen wir auf das bereits pag. 263 Gesagte.

Hinsichtlich der Verankerung ist noch zu erwähnen, dass die Biegungen der Kette über gusseiserne Blöcke erfolgen und die Kette selbst im Mauerklotze durch Keile und Ankerplatten festgehalten wird.

Die Pfeiler bestehen bis zur Höhe der Fahrbahn aus Stein, im oberen Theile aus Schmiedeisen. Die N-Fachung hat 10 Fuss

Fig. 215.



Achsenstand der Verticalen und sind die letzteren wie die Diagonalen steif. Diese Versteifung wird durch Winkelbleche mit zwischenliegendem Fachwerke gebildet; die Untergurte hat eine J -Form und wird durch Winkelbleche und daran genietetes Gitterwerk gebildet.

Das Bauwerk macht bezüglich seiner Form einen günstigen Eindruck, sowie es auch schon beim Anblicke grosse Steifheit verräth. Die am 29. September 1869 vorgenommene Erprobung bei einer gleichförmig vertheilten Last von 0.75 Zollcentner pro Quadratfuss preussisch ergab eine bleibende Einsenkung von 23.7 Millimeter.

Das Gewicht der Brücke beträgt nach Blecken (durch Heinzerling):

in der Mittelbrücke	1890	Zollcentner,
in den zwei Seitenbrücken	2040	„ „
Verankerung und Keile	321	„ „
Pfeileraufsätze	298	„ „
Geländer	201	„ „

Summe 4750 Zollcentner,

also 1444 Kilogramm pro laufenden Meter.

Die Kosten wurden schon früher pag. 441 mit 650 fl. österr. Währung in Silber pro laufenden Meter benannt.

V. Abschnitt.

B e w e g l i c h e B r ü c k e n .

Man kann die gesammten beweglichen Brücken in neun Arten theilen, und zwar in Zugbrücken, Klappenbrücken, Hubbrücken, Krahnbrücken, Rollbrücken, in Drehbrücken, in Schiffbrücken, in fliegende Brücken und in Trajecte.

I. Capitel.

Zugbrücken.

Das Criterium einer Zugbrücke liegt im Aufziehen der Brücke, also in der Anwendung von Seil oder Kette. Die Bewegung der Brückenbahn erfolgt um eine horizontale Achse.

Das System der Zugbrücken, wesentlich cultivirt in Mittelalter zum Zwecke der Absperrung fester Plätze, ist in die Neuzeit durch die Bedingung herübergetragen worden, Canäle für die Schifffahrt an den Kreuzungsstellen der Strassen offen zu halten.

Man unterscheidet:

- a) Schlagbalkenbrücken (mit einem oder zwei Armen), bei denen die Brücke unter Zuhilfenahme von Schlagbäumen und Gewichten aufgezogen wird, zum Beispiel: Die drei zweiflügeligen Zugbrücken am Canal St. Denis à 7.5 Meter Lichtweite, erbaut 1799; die zweiflügelige Zugbrücke von Dünkirchen, 16 Meter weit, 4 Meter breit, erbaut vor 1824; das $14\frac{3}{4}$ Fuss breite und $32\frac{1}{2}$ Fuss lange von G. Weishaupt nach einem Stettiner Muster erbaute Oderbrückenfeld zu Schwedt und die 1855 in Hamburg errichtete diesfällige Brücke.

- b) Sinusoidenbrücken (System Belidor), bei denen der Brückenflügel mittelst Zugseil durch ein Gegengewicht balancirt wird, welches auf einer Curve (Ordinaten gleich dem Sinus des Hebungswinkels der Brücke) auf- und abgeht, z. B. die Amsterdamer Sinusoidenbrücke.
- c) Delile'sche Zugbrücken, bei denen das auf einer Curve gleitende Rollgewicht mit dem Brückenflügel durch steife Stangen statt mit einem Seile verbunden ist.
- d) Bergère'sche Zugbrücken, bei denen das Gleiten des Contragewichtes entlang einer Curve entfällt und dafür ein Gleiten des Schwerpunktes des ganzen Systemes vermittelt Rollen auf horizontaler Bahn eingerichtet wird;
- e) Derehe'sche Brücken, bei denen das Zugseil mit einem Rade in Verbindung steht, welches eine Spirale zu dem Zwecke enthält, um auf dieser das Gegengewicht stets derartig zu halten, dass der kürzere oder längere Hebelarm zum Gleichgewichte für den Brückenflügel ausgenützt wird: zum Beispiele die Brücken von Oposo (1810) und Palmanuova (1811); endlich
- f) Poncelet'sche Brücken, welche den Brückenflügel durch Kettenlasten in einer Weise balanciren, dass nach Maassgabe des Aufziehens diese lastenden Ketten stetig verkürzt werden, also successive immer weniger Gegengewicht äussern, zum Beispiele die 1840 und 1841 erbauten Germersheimer Brücken.

Dieses, hier nur der Vollständigkeit halber vorgeführte System der Zubrücken war, unseres Wissens, auf der Ausstellung zu Wien nicht vertreten.

II. Capitel.

H u b b r ü c k e n .

Unter dem Systeme dieser beweglichen Brücken verstehen wir ein solches, mittelst dessen die ganze Brückenbahn in ihrer horizontalen Lage gehoben und wieder gesenkt wird. Wir haben es hier also mit demselben Systeme zu thun, welches wir im 1. Ab-

schnitte (Band I, pag. 72) bei der Vorführung der „Eisenbahnschleussen“ gekennzeichnet haben. Beispiele solcher Brücken sind unter Anderem:

1) Hölzerne Nordbahnbrücke über die alte Donau bei Wien.

2) Eiserne Brücke über eine Strasse in Liverpool, erbaut circa 1857, Thürme mit Gegengewichten, Spannweite 50 Fuss, Höhe über Terrain 12 Fuss englisch.

3) Hubbrücke über den Rhein-Marne-Canal bei den Salinen von Rosières und von Varangéville (Totalgewicht 36.300 Kilogramm, zum Heben dient ein Säulenaufbau, auf dem sich die Kettenrollen befinden und welche mit einem 29.6 Meter langen, 3.51 Meter breiten Stege verbunden sind).

4) Hubbrücken zu Utica über den Erie canal; eiserne Gitterbrücke, 18.0 Meter lang, 5.5 Meter breit, an Drahtseilen hängend, in Gegengewichten derart balancirt, dass ein Mann binnen vier bis fünf Minuten die ganze Brücke heben kann.

5) In die Kategorie dieser Brücken gehört auch das Project des Ingenieurs Oskar Roeper zu Hamburg, welches in der „Deutschen Bauzeitung“, 1867, pag. 359, und 1868, pag. 414 — sowie anderorten besprochen ist und welches uns Veranlassung gibt, hier auch seines Projectes der Pendelbrücken zu gedenken.

Auch das System der Hubbrücken war unseres Wissens auf der Ausstellung nicht vertreten.

III. Capitel.

Klappenbrücken.

Die Klappenbrücken, seien sie nun ein- oder zweiflügelig, drehen sich, wie die Zugbrücken um eine horizontale Achse, jedoch ohne Anwendung eines Zugseiles, sondern durch Vermittelung besonderer Mechanismen, als: Flaschenzüge, Schrauben, Zahnräder u. s. w. Dieses System beweglicher Brücken hat jenes der Zugbrücken neuestens sehr verdrängt. Beispiele solcher Brücken sind unter Anderem:

1) Brücke zu Brüssel, 7.0 Meter mit 2.8 Meter breit, Holzconstruction, nach Duleau vor 1824 erbaut; Bewegungsmechanismus: Zahnrad mit Trilling.

2) Brücke zu Breda, 9.25 Meter weit 4.4 Meter breit, Holzconstruction, nach Duleau vor 1824 erbaut, Zahnrad und Trilling, öffnet nur die halbe Brückenbahn.

3) Brücke zu Havre, 13.2 Meter weit, 4.9 Meter breit, nach Duleau vor 1824 erbaut, zweiflüglig, Bewegungsmechanismus: Zahnrad und Trilling.

4) Hafenbrücke zu Mannheim, Holzconstruction: drei Oeffnungen à 8.0 Meter, mittlere Oeffnung zweiflüglig, hebbar durch Seil und Rolle.

5) Brücke zu Potsdam, erbaut 1822 bis 1825, zweiflügliges Feld circa 30 Fuss weit, Bewegungsmechanismus: Zahnrad mit Trilling.

6) Augustabrücke in Berlin, erbaut 1869, zweiflüglig à zwei Klappen. 24 Fuss weit, Bewegungsmechanismus: Schraubewelle mit gezahntem Sector, Einstellung durch Verschiebungskeil.

Unter den Klappenbrücken rangirt auch das System Brown, welches sich dadurch kennzeichnet, dass die Gegengewichte nicht direct an den Klappenenden, sondern an Ketten hängen. —

Diese Gruppe der beweglichen Brücken war auf der Ausstellung zu Wien 1873 ganz hervorragend durch das Object der

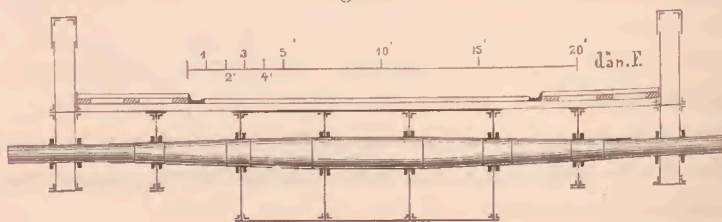
Knippelbrooer Brücke.

vertreten.

Bezüglich dieser Brücke verweisen wir überhaupt auf das schon früher pag. 21, 119 und 295 Gesagte; hier soll nur die Einrichtung der Auf- und Niederklappung beschrieben werden.

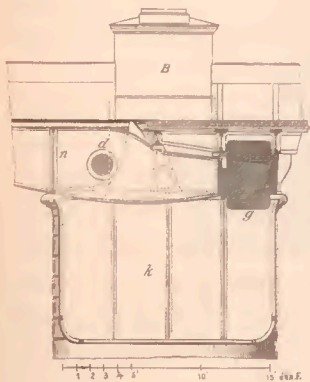
Die Drehung jeder der beiden Klappen der Brücke erfolgt um eine horizontale, in der Mitte verstärkte Achse, auf welcher acht Längsträger aufgekeilt sind, wie das die Figur 216 näher verdeutlicht.

Fig. 216.



Die Contragewichte wirken nicht an allen, sondern nur an den vier mittleren Längsträgern. Das Spiel der Contragewichte g um die Achse d , welche letztere in der Mitte 18 Zoll und an den Enden 10 Zoll dänische Durchmesser hält, erfolgt in einem geschützten Raume, welcher zwischen den beiden runden Säulenpfeilern lagert, die den Strompfeiler bilden und deren Fundirung wir schon früher kennen gelernt haben.

Die Figur 216 *a* stellt einen Durchschnitt durch diesen Kasten

Fig. 216 *a*.

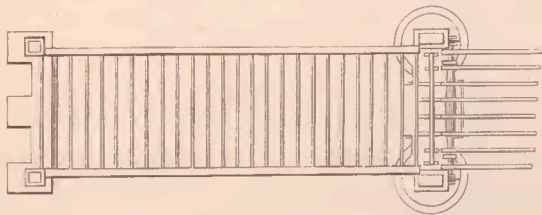
vor. Im geschlossenen Zustande drückt das Contraende gegen den zweiten Querträger der festen Brücke. Der Zusammenschluss der beiden niedergelassenen Klappen in der Mitte des Brückenfeldes (vergleiche Figur 296) erfolgt durch Hakenbolzen, welche durch Schrauben fixirt werden.

Die Figur 217 zeigt eine Daraufrsicht auf ein festes Brückenfeld, auf die Drehachse d , auf die Anordnung der acht Längsbalken jeder Klappe, auf die Anordnung der zwei Cylinder,

welche je als Pfeiler dienen, und auf jenen Kasten, in welchem die balancirenden Gewichte spielen.

Von besonderem Interesse sind die Drehvorrichtungen für die Knippelbrooker Brücke. Man hat nämlich dreierlei Vorrichtungen angebracht, und zwar Handbetrieb, Luftdruck und Wasserdruck,

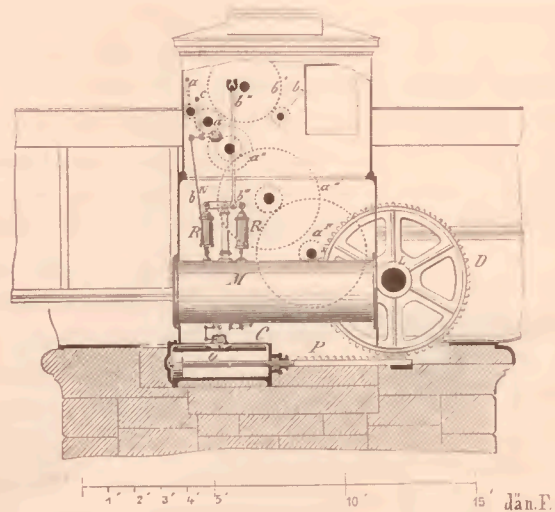
Fig. 217.



um gegen jede Eventualität im Versagen eines oder zweier der Mechanismen (Bruch, Frost und so weiter) gesichert zu sein. Diese Drehvorrichtungen befinden sich in Aufsätzen über den Strompfeilern, welche zugleich die Laternen tragen. Figur 218 zeigt einen

Durchschnitt durch ein solches Gehäuse und eine schematische Darstellung der drei genannten Drehvorrichtungen.

Fig. 218.



a) Drehung mittelst Hand.

Dieselbe erfolgt durch Zahnradvorgelege, indem die Kurbel *a* durch die Räder *a^I* *a^{II}* *a^{III}* *a^{IV}* schliesslich auf das Zahrad *D* wirkt, welches die Achse *d* dreht. Zwei Arbeiter vermögen mittelst dieser Anordnung eine Klappe in 98 Secunden zu heben, wobei wir bemerken, dass die Brückenbreite 30 Fuss dänisch und die durch beide Klappen überdeckte Spannweite (Mitte zu Mitte der Strompfeiler) 73 Fuss 2 Zoll dänisch beträgt

b) Drehung mittelst Wasserdruck.

Der in der Stadt Kopenhagen zur Verfügung stehende Wasserdruck kann auf einen Kolben wirken, welcher sich im Cylinder *C* befindet und welcher durch die Vermittelung der Kolbenstange *o* eine Zahnstange *P* bewegt, die in das Drehrad *D* eingreift. Die Ausnützung eines Hubes reicht zur Oeffnung der Brücke hin, welche bei vollem Wasserdruck binnen 54 Secunden erfolgt.

c) Drehung mittelst Luftdruck.

Durch eine Reihe von Luftpumpen RR , welche mittelst Hand betrieben werden, wird die Luft in dem Cylinder M verriichtet. Die Bewegung der Pumpen erfolgt mittelst Kurbel b , Zahnrad b^I und Warzenstange $b^{II} b^{III}$, wodurch das Spiel eines Balanciers eingeleitet wird, welcher auf je zwei Luftpumpen wirkt. Die nun vor der Brückendrehung bereit gehaltene comprimirt Luft wird vermittelst Kurbel c und Hebelwerk b^{IV} zum Einströmen in den vorerwähnten Cylinder C genöthiget, wodurch der Kolben und die Zahnradstange P vorwärts geschoben, also die Klappe gedreht wird.

IV. Capitel.

Krahnbrücken.

Die Krahnbrücken sind solche bewegliche Brücken, bei welchen die Brückenflügel nach Art der Thore geöffnet werden; sie kennzeichnen sich also durch das Vorhandensein verticaler Drehachsen. Derlei Brücken sind in Holland, Norddeutschland und Amerika vielfach üblich und in neuester Zeit für die Uebersetzungen der Canäle durch Eisenbahnen sehr vervollkommnet worden, wie dies unter Anderm aus der Monographie des Oberbaurathes Buresch („Zeitschrift des Hannover'schen Ingenieur- und Architektenvereines“, 1872) näher ersichtlich ist.

Beispiele solcher Krahnbrücken finden wir in Folgendem:

1) Krahnbrücke zu Brest, nach dem Duleau'schen Reiseberichte schon vor 1824 erbaut, Holzconstruction, zweiflügelig, Feldweite 9.9 Meter, Brückenbreite 3.0 Meter, Flügelstützung durch Streben.

2) Amerikanische Krahnbrücken. Beschrieben durch Henz-Bendel gelegentlich der Reise vom Jahre 1859:

a) Krahnbrücke in der Eisenbahn bei Boston, einflügelig, zweigeleisig, 49 Fuss englisch Lichtweite, jedes Geleise für sich drehbar; Zusammenklappung der Geleise nach Art der Parallelogramme; statt Unterstützung des Brückenflügels von unten Aufhängung desselben am Ufergerüste, Aufhebung aus der Lagerung am Flügelende mittelst Hebelwerk.

b) Schiefe Krahnbrücke ebendasselbst, zweigeleisig, einflügelig, Zusammenklappung der Geleisebalken im Sinne von Parallelogrammen, Aushebung wie oben.

Beide Brücken haben steife Balkenträger mit gedrückten Verticalen und gezogenen Diagonalen.

3) Stiekhausener Brücke über den Georgsvehneanal im Zuge der Oldenburg-Leerer Eisenbahn; inclusive des festen Feldes 16 Meter Lichtweite; bewegliches Feld 6.0 Meter Lichtweite; erbaut 1869 durch Buresch nach dem Constructionsprincipe der niederländischen Krahnbrücken. In der oben erwähnten Monographie ist die Construction, sowie die Kostensumme von 9000 Thaler näher detaillirt

4) Brücke über den Augustvehneanal in derselben Bahn, 6.0 Meter weit, 3000 Thaler Kosten.

Die Gruppe der Krahnbrücken war auf der Wiener Ausstellung durch die Holländer vertreten, und zwar durch Zeichnungen der:

Krahnbrücke bei Zwolle.

Diese Brücke, deren Hauptanordnung bereits früher pag. 293 vorgeführt wurde, liegt im Zuge der Staatsbahn von Zwolle nach Meppel und vermittelt den Schienentübergang über den Schifffahrtsanal von Zwolle nach Almelo.

Die Brücke wurde 1866 durch den Ingenieur-Hauptmann J. Kalff und den Sectionsingenieur H. v. Brederode ausgeführt und hat in ihrer ganzen Länge von 73 Meter 65.000 fl. holländisch gekostet, wovon auf das Drehfeld 3500 fl. entfallen.

Die Tafel XI enthält eine ausführliche Darstellung dieser Krahnbrücke von 8.015 Meter schiefer Länge und 6.5 Meter normaler Pfeilerweite, und werden diese Figuren den Mechanismus des Zusammenklappens, der Geleise und der Bewegung des Thorfeldes genügend erläutern.

Die eigentliche Krahnbrücke hat ein Gewicht von 11.303 Kilogramm, die Krahnwand hat eine vordere Höhe von 0.85 Meter und eine rückwärtige Höhe von 3.275 Meter.

Obschon uns österreichischen Ingenieuren die Krahnbrücken als Seltenheit erscheinen, so mussten doch die ausführlichen diesfälligen Darstellungen, wie sie uns die holländischen Ingenieure

auf der Weltausstellung brachten, um so lebhafter begrüsst werden, als ihre Einführung bei niederen Eisenbahnübergängen immer mehr um sich greift und ihre Construction Vorzüge hat, welche aus der oben erwähnten Monographie von Buresch und aus jener von H. van Brederode in der „Zeitschrift des Institutes der königlichen Ingenieure“ ersichtlich sind.

Diese Vorzüge kennzeichnen sich wesentlich durch die Billigkeit, Einfachheit der Anordnung und Leichtigkeit der Bewegung solcher Brücken.

V. Capitel.

Rollbrücken.

Die Roll- oder Schiebebrücken unterscheiden sich von den vorgenannten Systemen beweglicher Brücken bekanntlich dadurch, dass sich die Brückenbahn unter Zuhilfenahme von Rollen, Kugeln oder Rädern verschieben lässt. Solche Schiebebrücken bedürfen einer Anordnung gegen das Kanten während des Schiebeprocesses und wird deshalb das landseitige Brückenende entweder länger, oder schwerer construirt.

Beispiele solcher Brücken sind unter Anderen:

1) Brücken in England (nach M. Becker). Eine solche Brücke ist 32 Fuss englisch lang, $17\frac{1}{2}$ Fuss lichtweit, 9 Fuss 2 Zoll breit, wird mittelst Getriebe bewegt, welches auf eine unter der Brücke angebrachte Zahnstange wirkt; die Führung erfolgt durch Rollen.

Eine zweite Brücke ist 6.8 Meter lichtweit, 2.7 Meter breit und 15.6 Meter lang; sie ruht landwärts auf fünf Rollenpaaren und wird durch Zahnradmechanismus bewegt.

2) Hafenbrücke von Sunderland (Reisebeschreibung von Tellkamp, „Zeitschrift des Hannover'schen Ingenieur- und Architektenvereines“, 1857), Blechträger, Hebung und Rollung durch hydraulischen Mechanismus; letztere erfolgt durch Kettenzug über Rollen.

3) Amerikanische Rollbrücke (Reisebeschreibung von Henz-Bendel, „Zeitschrift für Bauwesen“, 1862). Das vorgeführte Beispiel zeigt, wie die Brücke auf schief zur Bahnachse und divergirend zur Flussachse liegenden Geleisen einfach zur Seite ge-

schoben werden kann und zwar so weit, bis sie in ihrer Feldlänge auf dem Ufer untergebracht ist, also den Fluss frei macht. Nach Henz werden in Amerika solche Brücken bis 30 Fuss Lichtweite über Flösschen und Canäle angewendet, und ist es selbstverständlich, dass das Ende des Feldes auf der Schiebeseite so schwer gemacht werden muss, dass die Brücke nicht kantet.

*) Rollbrücke über den Passaicfluss in der New-Jersey-Bahn; 36 Fuss lichtweit; bei dieser Brücke ist die Anordnung getroffen, dass ein Stück des auf dem Ufer liegenden Eisenbahngleises, dessen Länge der Verschiebungsweite entspricht, zur Seite geschoben wird, wodurch Platz für die Verschiebung gewonnen wird.

Auch ist hierher das Project für Rollbrücken von Livenday und Kowalski (Förster'sche Bauzeitung 1866) zu zählen, wonach am Ufer ein Geleisetheil versenkt und dadurch der Verschiebungsraum gewonnen wird.

Das System der Rollbrücken war auf der Wiener Weltausstellung 1873 unseres Wissens nicht vertreten.

VI. Capitel.

Drehbrücken.

§. I. Die Constructionsarten.

Die Drehbrücken, welche sich bekanntlich dadurch charakterisiren, dass sich die Brückenbahn unter Beibehaltung ihrer horizontalen Lage um einen Punkt dreht, sind vorzugsweise in ebenen, von Canälen und schiffbaren Flüssen durchzogenen Ländern im Gebrauche und entstanden schon im vorigen Jahrhunderte in den Strassennetzen von Holland, Belgien, England und Frankreich.

Anfänglich waren die Drehbrücken seltener als die Zug- und Klappenbrücken. In neuerer Zeit ist jedoch das System der Drehbrücken durch den Bau der Eisenbahnen sehr gefördert worden, weil man mit diesem System grössere Lichtweiten, als mit den anderen, frei machen kann, und haben insbesondere die durch den Eisenbahnbau so mannigfach berührten Localbedingungen eine

grosse Ausbildung in der Construction der Drehbrücken hervorgerufen.

Um den reichen diesfälligen Stoff sichten zu können, werden wir die Drehbrücken in Bezug auf die örtliche Stellung des Drehpunktes, in Bezug auf die Construction der Tragrippen, ferner in Bezug auf die Anordnung des Drehzapfens, weiters in Bezug auf die Bewegungsmechanismen und endlich in Bezug auf das Freimachen der Lagerung vor der Drehung zu betrachten haben.

a) Oertliche Stellung des Drehpunktes.

Hier können vier Fälle eintreten:

1. Zwei Drehpunkte, je einer auf einem Widerlager; die Brücke ist hier also zweiflügelig.

2. Ein Drehpunkt auf einem Widerlager; die Brücke ist hier also einflügelig.

3. Ein Drehpunkt auf einem in der Mitte des Fahrwassers lagernden Pfeiler; die Brücke ist hiebei doppelarmig.

4. Ein Drehpunkt auf einem seitwärts stehenden Drehpfeiler; die Brücke ist also ungleicharmig.

In Bezug auf die geschichtliche Entwicklung dieser Anordnungen, welche durch die Beschreibung der durch Duleau im Jahre 1824 (Recueil de dessin & de l'école des ponts et chaussées tom. II., sowie in Crelle, „Journal für Baukunde“ 1833) unternommenen Reise nach Belgien und England wesentlich gekennzeichnet wird, ist zu bemerken, dass die einflügeligen und zweiflügeligen Brücken die älteren Constructionen sind; Drehbrücken mit Mittelpfeilern (Drehpfeilern) wurden zur Zeit der Canäle wegen der Profilversperrung fast gar nicht angewendet, erst die Zeit der Eisenbahnen hat diese Constructionsart hervorgerufen.

b) Construction der Tragrippen.

Anfangs bediente man sich fast ausschliesslich zur Construction der Tragrippen nur des Holzes und wendete je nach der Spannweite, einfache oder künstlich verstärkte Balken an.

Der Aufschwung im Baue der eisernen Brücken verdrängte jedoch nach und nach bei den Drehbrücken das Holz, und schon 1804 entwarf der Engländer Walter Drehbrücken in Gusseisen.

Zu den ersten gusseisernen Drehbrücken müssen namentlich jene über den Regentanal gezählt werden.

Gleichgänglich mit der Construction eiserner Brücken überhaupt wurde auch bei den Drehbrücken Anfangs fast ausschliesslich Guss-eisen und später erst Schmiedeeisen in der Form der Blechkasten-, Gitterwerks- und Fachwerksträger verwendet.

Die ersten Formeln, welche uns in Gusseisen auftreten, sind auch bei den Drehbrücken Bogenträger, und wurden die Brückenflügel mit einem Vorsprunge gegen die Stirn der Widerlager oder aber durch besondere Streben gegen dieselben gestemmt, welche Stemmung durch ein Aufwippen vor der Drehung mittelst besonderer Mechanismen behoben wurde.

Bei den später auftretenden Blechbrücken wurden namentlich in den Vierziger und Fünfziger Jahren vorzugsweise Kastenträger verwendet, und wurde mit den Blechbrücken überhaupt das System der Drehpfeiler beliebter, welche Beliebtheit mit der Ausbildung der Gitter- und Fachwerksträger immer mehr zunahm.

Seit dieser Zeit wendet man namentlich fünf Formen der Dreharme an:

1. Träger mit gekrümmter Obergurte (Brücke zu Marseille am Bassin national, Brücke über die grosse Weser in Bremen u. s. w.):

2. Träger mit parallelen Gurtungen (Nilbrücke bei Benha — Blechträger —, Brücke zu Marseille am Bassin de la Joliette — Fachwerksträger — u. s. w.);

3. Träger mit gekrümmter Untergurte (Brücke zu Brest — Bogenträger —, Brücke über das holländische Diep — Fischbauchträger —; endlich

4. aufgehängte Träger, bei denen ober dem Drehpfeiler ein mit drehbarer Thurm errichtet ist, von dem die Zugstreben auslaufen (Rotherbrücke bei Rye — aufgehängter Parallelträger —, Ousebrücke bei York — aufgehängter parabolischer Blechträger —).

5. Linsenträger. In neuester Zeit, wo das Netz der Eisenbahnen sich immer mehr verbreitet und auch die secundären Linien stets mehr zur Geltung gelangen, werden Drehbrücken über Canäle und kleinere Flüsse immer häufiger, und beschränkt man sich bei diesen kleineren Werken nicht nur auf den modern gewordenen

Blechträger, sondern wählt man auch öfter wieder Holzconstruktion, welche in Amerika auch bei grossen Spannweiten gebraucht werden.

c) *Anordnung des Drehzapfens.*

Der Drehzapfen muss bei den Drehbrücken in dreierlei Richtung betrachtet werden, nämlich beziehentlich seiner Stellung zur Brückenachse, bezüglich seiner Stellung zum Zapfenlager und bezüglich seiner Tragefunction.

1. *Stellung zur Achse der Brücke.* Es gibt zweierlei solche Stellungen: in der Brückenachse (axial) und ausserhalb derselben (inaxial). Zum Beispiele axial: die Drehbrücken zu St. Maur, la Vilette, Brügge, Cherbourg, Dünkirchen etc.; inaxial: Drehbrücken zu Ostende zwischen den Bassins zu Ostende am Brügger Thore, zu Stambil am Canale zwischen Brügge und Ostende, zu Triest etc. Die inaxiale Lage gewährt die Minimalauflagerung auf drei Punkte, die grössere Freimachung des Flussprofils, unter Umständen die Gewichtsverringering der Brücke u. s. w.

Bei den neueren Drehbrücken wird aber fast ausschliesslich die axiale Lage angewendet.

2. *Stellung zum Zapfenlager.* Entweder ist der Zapfen an der Brücke, also das Zapfenlager auf dem Mauerwerke befestiget, oder es steht der Zapfen auf dem Mauerwerke und befindet sich das Lager an der Brücke; die letztere Constructionsart ist gegenwärtig die üblichere.

3. *Tragefunction des Zapfens.* Bei den Drehbrücken kann dem Drehzapfen eine verschiedene Function zugewiesen werden; entweder trägt er die Brücke während der Drehung, oder aber er dient nur zur centralen Führung der Drehung; in letzterem Falle wird die Brücke durch Räder getragen, welche auf einem Rollkranze laufen.

Verfolgt man die geschichtliche Entwicklung der Drehbrücken, so bemerkt man, dass anfänglich, und zwar bei den hölzernen Brücken der Zapfen zum Tragen der Brücke benützt wurde; in späterer Zeit, nämlich zu Anfang unseres Jahrhunderts, als man begann die Drehbrücken in Eisen zu construiren, stellte man den Brückentüberbau auf Rollen und wies dem Zapfen hauptsächlich die Function der Führung zu.

Es stellte sich jedoch bald der Uebelstand heraus, dass durch Senkungen der Rollspur, Abschleiß der Rollen u. s. w., die Gleichförmigkeit der Lastvertheilung öfters litt, die Drehung also sehr beschwerlich wurde, und wandte man sich desshalb wieder der ursprünglichen Construction zu, welche die Brückenlast mehr oder weniger auf den Zapfen überträgt. Indess ist dieses Zuwenden nur ein theilweises, weil, wie wir gleich sehen werden, die Präcision, mit welcher Eisenbahndrehbrücken gehandhabt werden und spielen müssen, den Werth der Rollkränze wieder hervortreten liess. In neuester Zeit also wendet man beide Systeme und auch die Complication an, den Zapfen auch dann zur Tragung mit zu verwenden, wenn die Brücke auf Rollen läuft.

Uebersetzen wir nun das Wesen der Tragung der Drehbrücke überhaupt, so kann man die sämmtlichen Drehbrücken in dieser Hinsicht in drei Gruppen trennen, nämlich:

- a) Drehbrücken mit Rollkranz und mit einem festen, das Brückengewicht entweder gar nicht oder nur theilweise tragenden Zapfen.
- b) Drehbrücken ohne Rollkranz mit einem festen Zapfen, welcher das gesammte Brückengewicht während der Drehung aufnimmt.
- c) Drehbrücken ohne Rollkranz mit beweglichem Zapfen, welcher das gesammte Brückengewicht während der Drehung aufnimmt.

Wir kommen auf diese Eintheilung der Drehbrücken alsbald zurück.

d) Bewegungsmechanismen.

Man kann die Drehung der Brücke in vielerlei Weise bewerkstelligen:

1. Die Bewegung kann durch directe Fortbewegung mittelst der Hand erfolgen; dieser Betrieb wurde vorzugsweise in alter Zeit bei kleinen Ueberbrückungen gewählt; in neuerer Zeit ist er selbst bei kleinen Brücken seltener, allein auch hier noch vorfindlich, wie dies die Holzdrehbrücke über den Righwartcanal in Amsterdam beweist.

2. Betrieb mittelst Winde oder Göpel, und mit Seil. Diese Betriebsart ist heute gänzlich veraltet, und wurde sie seinerzeit vom Ufer aus unter Zuhilfenahme von Zugseilen ausgeübt.

3. Betrieb durch Wasserräder und Seil. Bei dieser Betriebsart wirkt das Wasserrad auf eine Seilwinde, durch welche die Brücke gezogen wird.

Dieser Bewegungsmechanismus ist ein seltener; beispielsweise wurde er (nach Henz) bei der Brücke in Montreal über den Lachinecanal unter Zuhilfenahme einer Turbine angewendet.

4. Dampfmaschinen. Dieselben wirken auf Zahnradmechanismen und wurden in neuerer Zeit unter Andern bei der Keokuk- und Hamiltonbrücke im Staate Jowa, dann bei der Hudsonbrücke zu Albany im Staate New-York angewendet.

Selbstverständlich kann die Dampfmaschine statt auf Zahnradmechanismus auf ein Zugseil oder eine Zugkette wirken, wenn sie am Ufer angebracht ist, oder auf eine Transmission, wenn sie auf der Brücke steht.

5. Hydraulische Apparate. Dieselben sind heute modern, und wird der hydraulische Druck entweder direct auf der Brücke durch Dampfmaschinen erzeugt (zum Beispiele Mississippibrücke auf Rock-Island, bei welcher Brücke anstatt Wasser Glycerin gepresst wird), oder aus besonderen Accumulatoren entnommen, wie zum Beispiele bei den Brücken zu Marseille.

Die Wirkung der hydraulischen Kraft wird entweder durch Zahnradmechanismen (Ousebrücke bei York) oder durch Kette oder Seil (beide Brücken zu Marseille) übertragen.

6. Pneumatische Apparate. Obwohl dieselben unseres Wissens zum Zwecke der Drehung von Brücken noch nicht verwendet wurden, so ist ihr Gebrauch zu diesem Zwecke doch nicht ausgeschlossen, zumal die Anlage für die früher beschriebene Bewegung der Klappenbrücke über den Knippelbroo zu Kopenhagen ein anregendes Beispiel bietet.

7. Betrieb mittelst Zahnradmechanismen. Dieselben wirken entweder auf das Getriebe der Laufrolle oder auf gezahnte Kreisstangen. Diese Bewegungsvorrichtungen, welche in der Zeit der Eisenbahnen bei den Drehscheiben nachgeahmt wurden, sind auch in neuester Zeit weitaus die üblichsten.

8. Gleichzeitige Anordnung verschiedener Mechanismen. Eine solche Vereinigung hat zum Zwecke mehrerer Sicherheit öftere Anwendung gefunden zum Beispiele bei der Keokuk- und Hamiltonbrücke zu Keokuk (Zahnradmechanismus mit Dampf oder mit Hand bewegbar) und bei der Victoriabrücke zu Leith (hydraulische Pressen und Ketten, Handbewegung auf Zahnradmechanismen).

e) Freimachen der Lagerung vor der Drehung.

Die vollständig fixe Lagerung einer zur Ueberfahrt bestimmten Drehbrücke ist Bedingung. Diese Fixirung der Brückenlage in der verticalen Ebene kann erfolgen durch hölzerne oder eiserne Böcke, Pendel, Winden, Keile, Rollen (Achse parallel zur Brückenachse), excentrische Wellen (Achse senkrecht zur Brückenachse) etc.

Vor der Drehung der Brücke ist die Freimachung von dieser Lagerung erforderlich; diese Freimachung ist abhängig von der Art der Unterstützung, und geschieht entweder durch Senken der Stützen oder durch das Heben der Brücke.

§. 2. Geschichtliche Entwicklung der Hauptconstructions und die Vertretung der letzteren auf der Ausstellung.

Ueberblicken wir die vorstehende Gruppierung der Merkmale, nach denen sich die sämtlichen Drehbrücken ordnen lassen, so erkennen wir, dass die Tragefunction des Zapfens das entscheidendste Merkmal für eine Rangirung der Objecte der Drehbrücken ist. Wir wenden desshalb dieses schon oben (pag. 468) specificirte Classificationsmaass hier an.

A. Rollkranzbrücken.

Diese Gattung der Drehbrücken, welche sich dadurch charakterisirt, dass das Brückengewicht der Drehzapfen gar nicht oder nur gering belastet, ist die älteste, und haben insbesondere die Engländer und die Belgier, wie dies in der trefflichen Monographie von Duleau näher erläutert wird, sich um die Durchbildung der eisernen Brücken dieser Gattung wesentlich verdient gemacht, wobei zu bemerken, dass die Engländer eine grössere Anzahl Rollen als die Belgier, welche nur zwei bis vier Stück gebrauchten, anwendeten.

Unter den Männern, welche sich um die erste Einführung eiserner Drehbrücken, die als Rollkranzbrücken construirt wurden, besonders verdient gemacht haben, müssen wir den Engländer Walter, welcher 1804 die erste eiserne Drehbrücke entwarf, und den Belgier Teichmann erwähnen, welch' letzterer 1812, wie es scheint, die erste eiserne Drehbrücke am Continente in Antwerpen nach dem Muster der Engländer (viele Rollen) erbaute.

Die nachfolgenden Beispiele von Rollkranzbrücken mit einem festen, entweder gar nicht oder nur theilweise durch das Brückengewicht belasteten Zapfen, gewähren einen Ueberblick auf die historische Entwicklung und technische Durchbildung der Gattung dieser Drehbrücken.

a) Hölzerne Drehbrücken dieser Gattung.

Duleau beschreibt folgende Brücken, welche schon vor seiner Studienreise, also vor 1824 bestanden haben:

a) Einflügelige hölzerne Drehbrücken.

1) Drehbrücke zu Brüssel, 7.0 Meter weit, 3.8 Meter breit, ringförmige Pfanne.

2) Drehbrücken zu Gent und Brügge, 8.5 Meter weit, 4 bis 5 Meter breit, ringförmige Pfanne.

3) Drehbrücken zu Dover, 9.19 Meter weit, 5.1 Meter breit, ringförmige Pfanne.

4) Drehsteg zu Dover, 12.5 Meter weit, 1.36 Meter breit, der rückwärtige Theil 4.5 Meter lang mit einem eisernen Rahmen armirt; die Säule für die Aufhängung der Brückenenden aus Eisen.

5) Drehsteg zu Gent, 10.0 Meter weit.

6) Fünf Drehbrücken über den Canal St. Martin, 7.8 Meter Lichtweite, 5.0 Meter breit; gusseiserne Rollkränze, 24 gusseiserne Rollen, gezahnter Quadrant.

β) Zweiflügelige Drehbrücken.

a) Axial.

7) Drehbrücke über den Canal St. Maure 8.8 Meter lichtweit.

8) Drehbrücke zu la Vilette über den Oureqcanal, 8.0 Meter lichtweit, 3.5 Meter breit.

9) Drehbrücke zu Brügge (Pont de Scipsdale), 11.4 Meter lichtweit, 4.5 Meter breit.

10) Drehbrücke zu Cherbourg, 13.2 Meter weit, 4.2 Meter breit, schiefe Stützstreben.

11) Drehbrücke zu Dünkirchen, 13.6 Meter lichtweit, 4.8 Meter breit.

b) Inaxial.

12) Drehbrücke zu Ostende zwischen den Bassins, 11.5 Meter lichtweit, 4.0 breit, schiefe Stützen.

13) Drehbrücke zu Ostende am BrüggerThore, 12.0 Meter lichtweite, 4.0 breit, schiefe Stützen.

14) Drehbrücke zu Stanhill am Brügge-Ostendecanale, erbaut von Debroke; 15.0 Meter Lichtweite, 4.5 Meter breit, hölzerne Pilotenwiderlager, Zahnradmechanismus, besondere Vorrichtung zum Emporwinden der schiefen Streben.

Anderweitige, aus verschiedenen Quellen zusammengetragene Beispiele hölzerner Drehbrücken vorstehender Gattung sind:

15) Hafenbrücke von Falcestone in der Zweigbahn der South-Eastern-Linie, Linsenträger, zweiarmig, 14 Rollen, Rollkranz gezahnt, beschrieben 1857 von Tellkampff („Zeitschrift des Hannover'schen Ingenieur- und Architektenvereines“, pag. 176).

16) Drehbrücke über den Harlemfluss im Zuge der New-York-Harlembahn, beschrieben 1859 von Henz; Howe'sche Träger mit 28 Fuss Achsenstand, doppelgeleisig, Fahrbahn unten, über dem Rollkranze ein Holzgerüst mit Zugbändern auf die Träger, doppelarmig, 60 Fuss Lichtweite, Drehpfeiler 33 Fuss englisch Durchschnittsweite, gezahnter Rollkranz 28 Fuss Durchmesser, Drilling, Rollen $1\frac{1}{2}$ Fuss Durchmesser 22 Stück, Brückenenden ruhen auf Rollen, Fixirung durch Riegel.

17). Drehbrücke über den Lachinecanal in Montreal; Howe'sche Träger, einarmig, ähnlich den alten belgischen und französischen Constructionen, 45 Fuss Lichtweite, inaxiale Zapfenstellung, drei Rollen, Drehung durch Turbine und Winde am Ufer und halb zöllige Kette ohne Ende.

Thurmgerüst zur Aufhängung der Brücke mittelst Drahtseil, Gesamtlänge circa 90 Fuss; Strassenbrücke 12 Fuss breit, sehr leicht construirt; beschrieben von Henz (1859).

¹⁸⁾ Drehbrücke über den Delaware und Ravitancanal, beschrieben von Henz; drei armirte hölzerne Balken; die 12 Fuss breite Fahrbahn, ausser welcher zwei Trottoirs à 2 Fuss. Brücke einflügelig; zur Vermeidung des Gegengewichtes am Ufer stehender hoher Bock, auf dem die Brücke aufgehängt ist; Laufkranz über vier fixe Rollen, 50 Fuss Lichtweite, circa 78 Fuss Gesamtlänge.

Die freien Enden haben Spurlager, Rollkranz gezahnt; Bewegung durch Uferwinde, Transmission: horizontale Welle.

¹⁹⁾ Drehbrücke über den Mississippi bei Davenport, jetzt beseitigt, war wohl die grösste hölzerne Drehbrücke, da zwei Oeffnungen à 116 Fuss Lichtweite und 280 Fuss Gesamtlänge; Drehpfeiler 40 Fuss Durchmesser, Howe'sche Träger mit gebogener Obergurte in der Mitte 29 Fuss, an den Enden $8\frac{1}{2}$ Fuss hoch, Zahnradmechanismus, 28 Rollen à 16 Zoll Durchmesser.

²⁰⁾ Brücken zu Havre über die Doekschleusse Notre-Dame; zweiflügelig 16 Meter weit, leicht zu handhaben; über die Schleusse la Floride führend; veraltete Constructionen.

b) Eiserne Drehbrücken dieser Gattung.

¹⁾ Entwurf des Engländers Walter vom Jahre 1804.

²⁾ Drehbrücke an der Mündung des Regentcanales, 9.8 Meter lichtweit, 4.5 Meter breit, zweiflügelig, jeder Flügel 10.5 Meter lang; gleich nach der Zeit des Walter'schen Projectes erbaut, dürfte die erste eiserne Drehbrücke der Welt sein.

³⁾ Zwei Drehbrücken bei den Docks der Ostindischen Compagnie, jede 11.0 Meter lichtweit, 3.8 Meter breit, zweiflügelig, jeder Flügel auf kreisförmigen Wagen (Laufkranz) und konischen Walzen aus Strandkiesel (galets); Zahnradmechanismus, Zahnstange am Flügelschwanz, im geschlossenen Zustande Anstützung der Brückenflügel durch eiserne Vorköpfe direct auf die Widerlager bei der einen Brücke, die andere Brücke eiserne Stützstreben.

⁴⁾ Brücke in der Nähe der Themsemündung 5.0 Meter breit.

⁵⁾ Brücke zu Antwerpen, 1812 erbaut von Teichmann, 17.76 Meter Lichtweite, 4.6 Meter Fahrbahnbreite, zweiflügelig; jeder

Flügel ruht auf einem Laufkranze über 16 Rollen; im geschlossenen Zustande durch schiefe Streben gestützt, welche vor der Drehung durch eigene Mechanismen emporgehoben werden. Drehung binnen 7 Minuten mittelst Zahnwerk, concentrisch zum Radkranze gekrümmte Zahnstange; Gesamtgewicht 100.000 Kilogramm, Kosten des Ueberbaues 23.000 Thaler.

6) Drehbrücke zu Brüssel, erbaut 1820 durch Teichmann; einflügelig, Gusseisen wie alle bisher genannten Brücken, 7.0 Meter lichtweit; 5.0 Meter breit, 16 Rollen, binnen 56 Sekunden zu öffnen, Drehvorrichtung wie bei der Antwerpener Brücke; Zapfen hilft mittragen.

7) Drehbrücke zu Mecheln, erbaut 1835 im Zuge der Eisenbahn Brüssel-Antwerpen; 8.5 Meter lichtweit, 5.2 Meter breit, ruht auf drei Punkten (Zapfen und zwei Rädern), Rollbleche Gusseisen, 3.1 Meter Radius, Stützung im geschlossenen Zustande durch je vier excentrische Scheiben an beiden Enden; Heben, Senken und Drehen durch Mechanismus auf der Brückenmitte; Laufrolle wird gedreht; Kosten 35.000 Francs.

8) Drehbrücke in der Eisenbahn Amsterdam-Haag, 1842 von Conrad erbaut; 15 $\frac{1}{2}$ Fuss lichtweit.

9) Drehbrücke über die Spaarne in Holland, Gusseisen, zweiarmig, Mittelpfeiler 6 $\frac{1}{2}$ Meter Durchmesser, ähnlich der belgischen Constructionsart; ganze Länge 23.66 Meter, sechs Laufräder, Rollkranz gezahnt; im geschlossenen Zustande auf Excentern ruhend.

10) Mainbrücke in der Main-Neckarbahn, erbaut 1844 bis 1848; eine der ersten eisernen Drehbrücken in Deutschland, geliefert von Kessler in Karlsruhe; 8.46 Meter Lichtweite, 6.534 Meter Breite, 19.6 Meter Gesamtlänge, einarmig, Stellung des Zapfens in 7.0 Meter und 12.6 Meter; vier Fischbauchträger, gusseiserner Rollkranz von 3.1 Meter Radius, zwei Triebrollen. Im geschlossenen Zustande auf vier excentrische Rollen gestützt und von der Mitte der Brücke auslösbar. Drehung durch zwei Mann in 3 Minuten. Kosten des Ueberbaues 20.000 fl. süddeutscher Währung, complet mit Mauerung 70.000 fl. süddeutscher Währung.

11. Mehrere Drehbrücken auf den preussischen Eisenbahnen Ende der Vierziger Jahre erbaut; Rollkränze.

¹²⁾ Drehbrücke über den Rotherfluss bei Rye in der Eisenbahnlinie Ashfort-Hastings erbaut 1851; zweiarmig, Gusseisen. Rollbahn 17 Fuss englisch Durchmesser, 16 Räder à 18 Zoll englisch Durchmesser und 12 Zoll breit; Gesamtlänge 112 Fuss englisch, zwei Oeffnungen à 40 Fuss; ober dem Drehpfeiler thurmartiger Aufbau, an dem die Brückenbahn mittelst 12 Zug-eisen hängt; Lauf- und Rollkranz wiegen je 12 Tonnen; Drehbrücke wiegt 116 Tonnen; Zahnradmechanismus; Drehung durch zwei Mann in $2\frac{1}{2}$ Minuten.

¹³⁾ Elbebrücke bei Wittenberge, erbaut 1849; zwei Oeffnungen à 40 Fuss; 108 Fuss Totallänge; erbaut durch Unruh und Benda.

¹⁴⁾ Drehbrücke über den Papenburger Canal; erbaut 1852, Blechträger, 36 Zoll in der Mitte, 23 Zoll, an den Enden hoch, Rollkranz und Laufräder aus Gusseisen; ähnliche Construction wie bei Leda, 30 Fuss Lichtweite, 12 Rollen.

¹⁵⁾ Nilbrücke bei Benha in der Eisenbahn Kairo-Alexandrien, 1853 erbaut von Stephenson; zweiarmig, jede Oeffnung circa 17.2 Meter lichtweit; ganze Brückenlänge 46.4 Meter Kastenträger aus Schmiedeisen; Drehpfeiler besteht aus sechs Röhren, jede 1.52 Meter Durchmesser oben und 2.135 Meter Durchmesser unten; in der Stromrichtung zwei Pfeiler angebracht, auf welche sich die Brücke auflegen kann.

¹⁶⁾ Drehbrücke über die Geeste zwischen Geestemünde und Bremerhafen, zweiarmige Drehbrücke à 70 Fuss Oeffnung, ganze Länge 178 Fuss; zwei Hauptblechträger mit gekrümmter Obergurte; 9 Fuss 6 Zoll in der Mitte, 4 Fuss 9 Zoll an den Enden hoch; Rollkranz Gusseisen; Zapfen 6 Zoll stark; 18 Rollen à 18 Zoll Durchmesser und 6 Zoll breit; Gewicht der Drehbrücke 2160 Centner; Zapfen mittelst Keilen zum Tragezwecke justirbar, gezahnter Rollkranz. Die Brückendenen ruhen auf je drei fixen Rollen von 2 Fuss 9 Zoll Durchmesser, deren Achsen parallel zur Brückenaachse liegen; diese Rollen wirken auf schiefe Ebenen, welche unter den Hauptbrückenträgern angebracht sind, wodurch, weil die Achsen der Rollen entlang der idealen Linie einer schiefen Ebene gestellt sind, das Heben und Senken der Brücke erfolgt. Bauzeit 1853 bis 1856. Die Kosten betragen:

Ueberbau	23.735 Rthlr.	1 Sgr.	11 Pf.
Unterbau	142.640 „	15 „	6 „
	<hr/>		
Summe	166.375 Rthlr.	17 Sgr.	5 Pf.

¹⁷⁾ Drehbrücke über die Leda bei Leer, Baubeginn 1852, einarmig, Rollkranz gezahnt, 10 Rollen; lichte Weite 29 Fuss hannövrish, Drehung durch zwei Arbeiter in $1\frac{1}{2}$ Minuten; im geschlossenen Zustande ruht das freie Ende auf Schraubensäulen.

¹⁸⁾ Drehbrücke bei Hull; beschrieben von Tellkampf, Reise 1857; zweiarmig, Parabelblechträger, in der Mitte 4 Fuss, an den Enden $1\frac{1}{2}$ Fuss englisch hoch, Lichtweite eines Armes 40 Fuss, Drehpfeiler aus Röhren gebildet, äussere Kranzreihe 20 Stück Säulen, innere acht Stück.

¹⁹⁾ Leithbrücke bei Edinburgh, beschrieben von Tellkampf, Reise 1857; zweiflüglige Drehbrücke mit zwei geraden Blechträgern, Eisenbahngleise und Fahrbahn vereint.

²⁰⁾ Hafenbrücke zu Birkenhead, bei Liverpool, beschrieben von Tellkampf, Reise 1857; Brückenconstruction wie Nr. 19; zur Drehung dient hydraulischer Mechanismus.

²¹⁾ Drehbrücke über den grossen Canal in Chicago; Reisebeschreibung von Henz, 1859; drei Halbparabelträger, in der Mitte 15 Fuss, an den Enden $7\frac{1}{2}$ Fuss hoch, in je 12 Fuss Achsenstand, also zwei Fahrbahnen, ausserdem zwei Fusswege à 5 Fuss; ganze Breite 34 Fuss; Fachwerk; Zapfen im Centrum, sechs Rollen à 30 Zoll Durchmesser, Rollkranz 27 Fuss Durchmesser. Ueber dem Mitteltheile ein Plateau mit Signalhütte, Drehpfeiler 35 Fuss Durchmesser, Zahnkranz parallel zum Rollkranz; Drehung vom Plateau aus; die freien Enden ruhen ebenfalls auf Rollen; Verschlussriegel vom Plateau aus bewegbar; Gesamtlänge 200 Fuss, zweiarmig à 82 Fuss licht.

²²⁾ Drehbrücke über den Berlin - Spandauer Schifffahrtsanal, Berliner Verbindungsbahn, 1859; einflüglig, Zapfen am Ende und zwei Laufrollen, 4 Fuss Durchmesser (zu beiden Seiten der Brückenbahn), nach vorne situirt; Lichtweite 24 Fuss 11 Zoll; Gesamtlänge 45 Fuss 8 Zoll; zwei Blechträger, rückwärts 36 Zoll, vorne 18 Zoll hoch und in 4 Fuss $9\frac{1}{8}$ Zoll

Achsenstand; Rollkranz aus 5 Zoll hohen Schienen mit 22.9 Pfund pro laufenden Fuss preussisch Gewicht und 15 Fuss 6 Zoll Radius Biegung. Drehung mittelst Zahnwerk, welches an ein Laufrad greift; geschlossen auf Schrauben ruhend. Drehung durch einen Mann in drei Minuten, bei zwei Mann in 2 $\frac{1}{2}$ Minuten. Brücke (geliefert von Borsig in Berlin) wiegt 423.2 Centner und kostet im Eisenwerke 4072 Reichsthaler 13 Silbergroschen oder 89 Reichsthaler rund pro laufenden Fuss.

23) Drehbrücke über den Hauptcanal bei Geestemünde, erbaut 1861 bis 1862, geliefert durch Harkort; Drehpfeiler, zwei Arme à 63 Fuss Lichtweite, zwei Blechparabelträger von 7 Fuss 6 Zoll, respective 4 Fuss Höhe, Hauptanordnung wie bei Nr. 16; 16 Rollen, Zapfen 6 Zoll Durchmesser. Der Zapfen kann durch Keile wie bei Nr. 16 gehoben oder gesenkt, also zum Tragen gezwungen werden; Brückenbreite 30 Fuss 4 Zoll hannöversisch. Kosten im Ueberbaue 23.826 Reichsthaler.

24) Drehbrücke zu Brest, eine der grössten Drehbrücken der Neuzeit, erbaut 1862; zweiflügelig, also Hauptöffnung frei, jeder 86.775 Meter lange Flügel zweiarmig, aber (58.525 Meter + 28.250 Meter) ungleicharmig; im geschlossenen Zustande bietet die Brücke die Ansicht einer nach 50.588 Meter Radius gekrümmten Bogenbrücke, da die Flügel in der Mitte der Hauptöffnung von 106.0 Meter Lichtweite 1.4 Meter hoch und über den Drehpfeilern 7.72 Meter hoch sind; die kurzen Gegenarme ebenfalls 7.72 Meter hoch, schliessen sich jederseits auf gewölbte Auffahrten an; Höhe über Nullwasser 29.0 Meter; über maximale Fluth 10.5 Meter; Fahrbahnbreite 7.2 Meter, belegt mit 150 Kubikmeter Holz; jeder der beiden Drehpfeiler 10.6 Meter Durchmesser, jeder Rollkranz 9.0 Meter Durchmesser und jeder 50 Rollen à 0.5 Meter Durchmesser.

Jeder Flügel wiegt circa 600.000 Kilogramm; Bewegung durch doppelte Vorgelege; Zahnkranz.

Feststellung in der Mitte durch starken Riegel, an den Widerlagern durch schraubenstockartige Backen, welche sich an einen eisernen Vorsprung pressen.

Lichte Entfernung beider Widerlager 174 Meter, Achsenstand der beiden Drehpfeiler 116.6 Meter

Zwei Mann auf jedem Flügel können die Brücke in 15 Minuten öffnen. Für vorkommende Reparaturen ist eine Hebevorrichtung durch vier hydraulische Pressen à 200.000 Kilogramm Tragkraft angebracht; dieses Heben um einige Centimeter dauert 10 Minuten.

Die Brücke ist durch die Werke von Creuzot geliefert und durch die Herren Cadiat, Oudry und Mathien construiert.

Die 24.000 Zollcentner im Ganzen schwere Brücke kostet:

1. Mauerwerk	698.743 Francs
2. Eisenconstruction	1,180.290 „
3. Gerüst und Aufstellung	119.710 „
4. Nebenarbeiten an den Trägern	54.427 „
5. Diverse	65.665 „

Summe 2,118.835 Francs.

25) Drehbrücke über die Somme bei Abbeville, zweiarmig à 9.³⁷⁰ Meter Lichtweite, Gesamtlänge 28.⁰ Meter, vier Blechbalken mit durchbrochenen Wänden, Gesamtbreite 7.⁶ Meter; Brunel'sche Schienen für Doppelgeleise; Rollkranz gezahnt; 20 Rollen; drehbar durch zwei Männer; geschlossen auf Schraubenböcken ruhend.

26) Drehbrücke bei Grole über die Ouse, 250 Fuss Gesamtlänge; hydraulischer Bewegungsmechanismus durch Dampf getrieben; Oeffnen in 1 Minute; beschrieben 1867.

27) Drehbrücke über die grosse Weser in Bremen, 1867 durch Berg erbaut, zweiarmig à 18.²⁴ Meter lichte Weite; zweigeleisig, drei Tragwände mit zwei ausgekragten Trottoirs; Gesamtbreite 13.¹²³ Meter; Halbparabelträger mit Gitterwerkfüllung, in der Mitte 11½ Fuss englisch, an den Enden 2½ Fuss englisch hohe Drehpfeiler, 15.¹² Meter Durchmesser; Rollkranz 34 Fuss englisch Durchmesser mit angesetztem Zahnkranz; 32 Rollen à 15 Zoll Durchmesser, 4½ Zoll breit, konisch; freie Enden auf Lagern ruhend, die durch Schraubenböcke gestützt werden; Gesamtlänge 49.³⁵ Meter; Gewicht 4407 Centner.

28) Drehbrücke über den Peckquonnoeckfluss bei Bridgeport in Connecticut, beschrieben 1872; zweiarmig; gesammte Lichtweite 64.⁰⁵ Meter; zwei Tragwände in 7.¹⁶⁸ Meter

Achsenstand; Rollkranz 8.⁵⁴ Meter Durchmesser; Gewicht pro laufenden Meter: Eisen = 1529.⁷ Kilogramm, Holz = 855.⁶ Kilogramm.

29) Keokuk- und Hamiltonbrücke über den Mississippi zu Keokuk in Jowa; zweiarmig à 48.⁸ Meter lichte Weite; Gesamtlänge der schiefen Brücke im Maximum 117.⁴ Meter; zwei Halbparabelträger in 6.⁵⁶ Meter Achsenstand, 10.⁶⁸ Meter in der Mitte, 8.²¹ Meter an den Enden hoch, ausgekragte Fusswege à 1.⁵² Meter; Rollkranz 9.¹⁵ Meter Durchmesser Drehung entweder durch Zahnwerk mit Hand oder mittelst Dampfmaschine; hängt theilweise am Zapfen (nach Patent Seller und Comp.); Fixirung durch Riegel; freie Enden, auf Rollen ruhend, aushebbar durch acht hydraulische Pressen; Gewicht des Eisens 410 Tonnen (8200 Centner.)

30) Drehbrücke über die Ouse bei York, zwei Oeffnungen à 18.⁹¹ Meter; Gesamtlänge 53.⁶⁸ Meter, Drehpfeiler aus acht Röhren à 1.²² Meter Durchmesser, trägt einen thurmartigen Aufbau, an welchem die Arme aufgehängt sind; parabolische Blechträger mit 4.²⁷ Meter Höhe in der Mitte; Plattform über der Mitte der Träger, von wo die Drehung erfolgt, und zwar: mittelst Wasserdruck, der auf Zahnradmechanismus wirkt; beschrieben 1870.

31) Mississippi von Rock-Island nach der Stadt Davenport, beschrieben 1872; Strassenbahn unten und Eisenbahn oben; Totallänge 111.⁶ Meter (nach anderer Quelle nur 93.⁹⁴ Meter); zweiarmige Drehbrücke; Rollkranz 9.⁷⁶ Meter Durchmesser; 36 Rollen à 0.⁷⁶² Meter Durchmesser und 0.³⁰⁵ Meter Breite, konisch; Drehung; hydraulischer Druck durch Dampfmaschine erzeugt, anstatt Wasser: Glycerin.

32) Drehbrücke zu Providence über die Panitstrasse in den Vereinigten Staaten, Gesamtlänge 76.⁷ Meter; Fahrbahnbreite 8.¹¹ Meter und zwei Fusswege à 1.⁶ Meter; zwei Tragwände, in der Mitte 7.⁷⁶ Meter, an den Enden 2.⁷⁵ Meter hoch; Zapfen übernimmt einen bedeutenden Theil des Gewichtes; Zahnkranz 8.⁸ Meter Durchmesser; 24 Rollen à 0.³⁰⁵ Durchmesser; Feststellung durch Riegel, welche von der Mitte aus durch Drahtseile regiert werden; beschrieben 1872.

³³⁾ Drehbrücke der Middlesborough - Docks der Nord-Eastern-Bahn, beschrieben 1874; 51.2 Meter Gesamtlänge; 4.9 Meter Breite (ein Geleise, zwei Fusswege); 32 Rollen à 0.6 Meter Durchmesser; Zahnradmechanismus; freie Enden auf Keilen ruhend; Gewicht der Brücke circa 200 Tonnen.

³⁴⁾ Strassendrehbrücke über den 7.94 Meter breiten Canal de l'Oureq à la Vilette, beschrieben 1874; 17.94 Meter Totallänge; 7.6 Meter Breite; Drehung durch hydraulischen Apparat.

Ausser diesen vorgenannten Beispielen aus der grossen Reihe existirender Rollkranzbrücken haben wir noch folgende grössere Drehbrücken zu nennen, von denen jedoch unsere Quellen nicht bestimmt angeben, ob es gerade Rollkranzbrücken sind:

1) Cumberland - Eisenbahnbrücke zu Nashville, zwei Oeffnungen, 85.4 Meter lichte Weite (1870?).

2) Drehbrücke über den Hudson zu Albany (1871), 350 Tonnen schwer, durch eine zehnpferdige Maschine gedreht.

3) Housatonicbrücke der Newyork - Newhaven-eisenbahn (1871). 62.3 Meter lichte Weite.

4) Missouri-Brücke zu St. Joseph, zweiarmig, 122.0 Meter Gesamtlänge (1872?); eine der grössten Drehbrücken der Welt.

5) Drehbrücke über den Mississippi, 23 englische Meilen oberhalb St. Louis (1873), Drehfeld 135.3 Meter lang; eine der grössten Drehbrücken der Welt; diese Brücke wurde nebst den Nebefeldern (623 Meter gesammte Brückenlänge) binnen 150 Arbeitstagen erbaut.

6) Drehfeld in der Victoriabrücke über den Brisbane-Fluss zu Queensland, 1874 erbaut durch Robinson und Jonson, Feldlänge 52.42 Meter; gesammte Brückenlänge 308.76 Meter. —

Die Gattung der Drehbrücken mit Rollkranz war auf der Ausstellung zu Wien 1873 unseres Wissens nur durch zwei Schaustücke vertreten, und zwar: *a)* durch eines jener beiden Drehbrückenmodelle, welche in dem Pavillon der k. k. Seebehörde in Triést ausgestellt waren und *b)* durch ein Project des dänischen Hafenbauinspectors Lüders.

1. Modell einer Rollkranzbrücke zu Triest.

Die Zeichnungen in den Figuren 219 a, 219 b und 219 c verdeutlichen dieses Modell zur Genüge, und haben wir zu bemerken, dass die ganze Construction schon alt ist und an jene

Fig. 219 a).

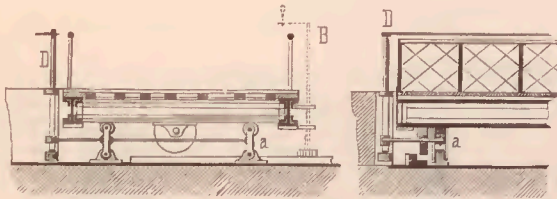


Muster mahnt, welche uns bereits Duleau 1824 als Grundtypen, wenn auch für hölzerne Drehbrücken, beschrieben hat, während das Ausstellungsobject eine eiserne, im Detail sehr sorgfältig durchgearbeitete Brücke betrifft.

Diese Brücke ist zweiflügelig, hat inaxiale Drehpunkte, und läuft jeder Flügel in zwei Rollen; (sie wird pag. 493 und 494 nochmals erwähnt werden).

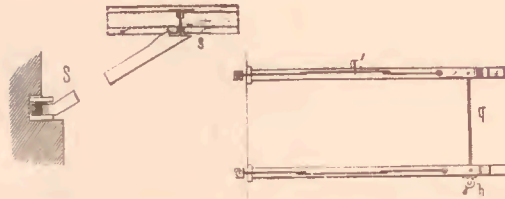
Der Zahnradmechanismus ist zur Genüge erkenntlich gemacht.

Fig. 219 b).



Das Auslösen vor der Drehung geschieht durch den Anzug eines Hebels auf umklappbare Rollenböcke, welche das Gegenende des Brückenflügels stützen; mit dem Abgange dieser Stützen senkt sich dieses Gegenende, wodurch die Rollen zur Wirkung

Fig. 219 c).



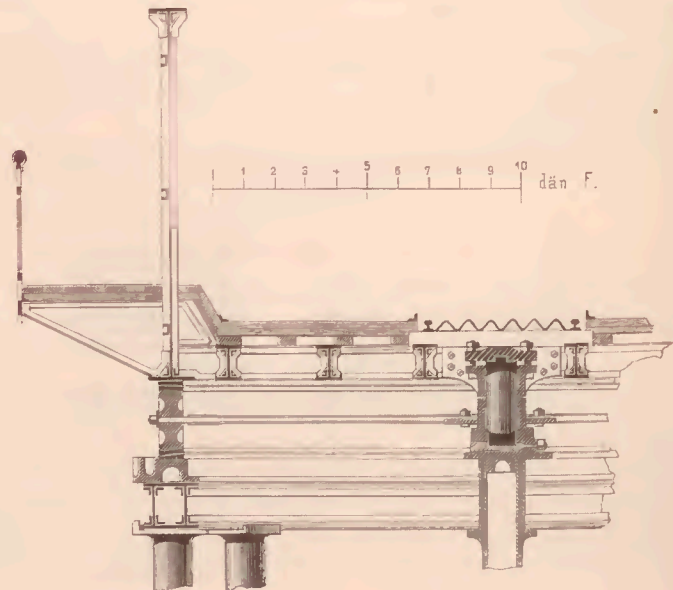
gelangen und die Drehung der nunmehr in der Brückenmitte gehobenen Felder erfolgen kann; während der Drehung werden jene Streben mitgeschleift, welche die Brücke im Ruhezustande stützen,

2. Project zur Ueberbrückung des Lämpfjord.

Unter den mehrfachen Projecten, welche W. Liders für die Ueberbrückung des Lämpfjord in Folge der öffentlichen Concurrenz verfasst hatte und welche auf der Wiener Weltausstellung exponirt waren, befand sich auch eines und zwar: das combinirte Project Nr. *D* Nr. *E*, welches die Herstellung des 204 Fuss weiten Drehfeldes mittelst Rollkranzapparat beabsichtigte.

Die Figur 220 bringt uns in einem Durchschnitte die dies-

Fig. 220.



fällige Constructionsabsicht von Lüders genügend zur Anschauung; wir können nämlich bemerken, wie der nur in untergeordneter Weise mit den Brückenträgern verbundene Drehzapfen wesentlich nur zur Führung und die Drehung durch konische Laufräder vermittelt wird; der Rollkranz ist gezahnt und ruht auf einem Röhrenpfeiler.

B. Drehbrücken mit festen Zapfen und ohne Rollkranz.

Die schon früher geschilderten Uebelstände der Umständlichkeit der Bewegung von Drehbrücken auf Rollkränzen und der vermehrten Reibung bei Senkungen des Kranzes und bei Abschleiffen der Rollen, sowie die unter Umständen auftretenden erheblichen Kosten haben, wie wir bereits erwähnten, schon in älterer Zeit zu dem Wunsche geführt, Drehbrücken zu construiren, deren Last ausschliesslich oder doch erheblich vorwiegend auf dem Drehzapfen ruht, und bei denen die Stützung durch Rollen ganz untergeordnet erscheint.

Dieses Streben ist durchaus nicht mit einem Male verwirklicht worden. Anfänglich stellte man, wie dies Teichmann schon 1812 bei der Antwerpener Brücke gethan, den Zapfen vom Hause aus etwas hoch, später hob man ihn, wie dies schon 1853 bei der Geestebrücke und 1861 bei der Geestemündener Hauptanalbrücke der Fall war, durch Keile, wobei dem Rollkranze aber immer noch ein bedeutender Theil der ganzen Brückenlast aufgelegt wurde.

Erst in der neueren Zeit und wie es scheint, erst in den Sechziger Jahren, construiren die niederländischen Ingenieure, welche das Gebiet der Drehbrücken von jeher ganz wesentlich cultivirt haben, ihre Drehbrücken derart, dass die ganze Last der Brücke auf den Zapfen traf und die etwa vorhandenen Rollen nur ein seitliches Kippen der Brücke zu verhindern hatten. Die von den Holländern hierbei angebahnte Construction ist durch die zwischen 1866 und 1872 erbaute Oude-Maas-Brücke bei Dortrecht, welche wir als Ausstellungsobject noch zu schildern haben werden, genügend gekennzeichnet.

Eine andere unter den hauptsächlichlichen Lösungen der Aufgabe, bloss den Drehzapfen tragen zu lassen, hat Lüders in seinem ebenfalls zur Ausstellung gebrachten und weiter unten noch zu besprechenden Projecte einer Ueberbrückung des Lümffjord zwischen

Aalborg und Norre-Sundby in Dänemark zur Lösung gebracht; eine Lösung, welche an jene anklingt, die 1873 bei der Huntebrücke in der Hude-Braker Bahn durchgeführt wurde.

Die dritte der hauptsächlichsten Lösungen der in Rede stehenden Aufgabe hat bekanntlich J. W. Schwedler geliefert, welcher die Brückenlast erst kurz vor der Drehung durch Wegnahme einer Endstütze auf den Zapfen stellt und welcher die vorkommenden drei Leitrollen nur gegen das Kippen des Brückenüberbaues verwendet; auch diese Schwedler'sche Lösung war auf unserer Ausstellung zu Wien, und zwar in zahlreichen Exempeln vertreten.

Es bietet kein geringes Interesse, dass die Wiener Weltausstellung vom Jahre 1873 gerade diese hier genannten drei hauptsächlichsten Lösungen der Aufgabe zur Anschauung brachte, und also auf diesem Specialgebiete des Brückenbaues der gemachte technische Fortschritt repräsentirt war.

Bevor wir diese ausgestellten Lösungen besprechen, wollen wir noch in Erinnerung bringen, dass schon in den Sechziger Jahren bei der Amsterdamer Brücke über den Righvarthe Canal ein ausschliesslich belasteter Drehzapfen angewendet wurde, und dass dieses Princip der ausschliesslichen Zapfenbelastung auch wieder neuestens (1873) beim Baue der Huntebrücke Anwendung gefunden hat. Nämlich:

- a) Amsterdamer Brücke über den Righvarthe-Canal. Hölzerne Strassenbrücke für 80 Centner Wagenladung construirt. Die im Jahrgange 1870 der „Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure“ enthaltene Zeichnung lässt erkennen, wie das hölzerne Drehfeld, welches einen kürzeren Arm von 5 Meter und einen längeren von 9.³³ Meter besitzt, geradezu auf den Drehzapfen aufgehängt ist; Rollen und Rollkranz fehlen gänzlich, da die Brücke ausbalancirt ist. Die Breite der Brücke beträgt 4.¹ Meter; die Arme sind auf einem mitdrehbaren eisernen Bocke durch Zugstangen aufgehängt, die Bewegung erfolgt durch Hand.
- b) Huntebrücke im Zuge der Hude-Braker Eisenbahn. Dieselbe wurde 1873 erbaut, ist einarmig, hat 12.²⁵ Meter lichte Weite und 18.⁰ Meter Gesamtlänge; sie ruht auf einem zuckerhutartigen Zapfen, gegen dessen unteren Umfang

sich zwei Leitrollen zur Vermeidung der Schwankungen stemmen; Rollkranz und Laufräder fehlen. Die Drehbewegung erfolgt mittelst Vorgelege und Zahnkranz; der lange Arm hebt sich, da der kurze beschwert und auslösbar ist; der Verschluss erfolgt durch Keilvorrichtung. Die Brücke ist vom Oberbaurath Buresch in der Hannövrisehen Zeitschrift vom Jahre 1874 näher geschildert, und wiegt die Drehbrücke 9350 Kilogramm. Die Gesamtkosten der ganzen Brücke, (107 Meter lichte Weite im Ganzen), welche 1850 Kubikmeter Mauerwerk und in ihrem festen Theile 35.900 Kilogramm Eisengewicht besitzt, betragen 51.000 Reichsthaler.

Gehen wir nunmehr zur Besprechung der diesfälligen Ausstellungsobjecte über, so haben wir Folgendes zu bemerken:

1. *Oude-Maas-Brücke bei Dortrecht.*

Im Zuge der Eisenbahn Dortrecht - Rotterdam. Vom Ufer aus gezählt besteht die ganze Brücke zunächst aus zwei festen Oeffnungen von je 62 Meter Lichtweite und 64.⁵¹ Meter Achsenstand der Pfeiler; dann folgt das erste drehbare Feld von 34.⁷⁸ Meter Gesamtlänge und zwei Oeffnungen à circa 12.⁰ Meter; sodann folgen wieder zwei feste Felder à 8 7.⁶⁴ Meter Spannweite. Am linken Ufer schliesst die Brücke wieder mit einem zweiarmigen Drehfelde ab, welches 53.⁶⁴ Meter Gesamtlänge und zwei Lichtöffnungen à circa 20 Meter besitzt.

Die Brücke wurde von dem Oberingenieur Michaelis und den Ingenieuren Simons und van Hasselt innerhalb der Zeit vom Februar 1866 bis October 1872 ausgeführt.

Die Fundirungen erfolgten theils mit Pfahlrost, theils in Beton, letzterer bis 5.⁵ Meter unter Amsterdamer Null.

Ein Theil der Flusssohle und der Pfeilerumgebung wurden mit Faschinenbelag geschützt, ebenso auch die bespülten Partien der Widerlager. Die Eisböcke vor den Drehpfeilern dienen zugleich zur Stützung der geöffneten Brücke.

Die Construction des Drehzapfens, sowie die Drehvorrichtung sind durch die schematischen Figuren 221 und 222 erläutert und wir sehen, wie das ganze Brückenfeld durch ein Kopflager auf den tief gelagerten Zapfen aufgehängt ist, wie die fixen Rollen nur das

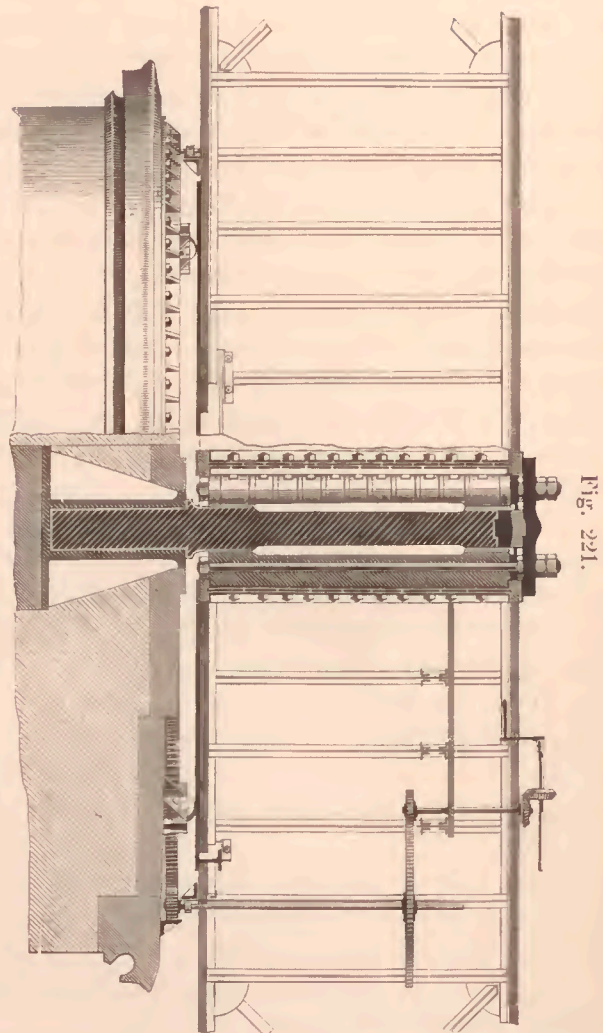


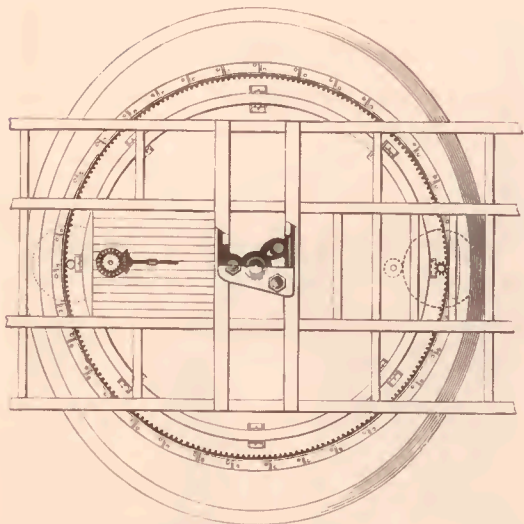
Fig. 221.

Kippen zu verhindern haben, endlich wie der Mechanismus beschaffen ist, mit dem die Drehung von dem Brückenfelde aus erfolgen kann.

2. Project für Lünfjord-Broen von Lüders.

Ein zweites der Projecte des Hafenbauinspectors Lüders, von denen wir schon mehrfach zu sprechen Gelegenheit hatten, beabsichtigte das Drehfeld in seinem ganzen Gewichte auf den Drehzapfen zu lagern.

Fig. 222.



Das Charakteristische dieses Projectes besteht darin, dass der Zapfen in dem 21 Fuss $9\frac{1}{3}$ Zoll Durchmesser haltenden Drehpfeiler sehr tief (24 Fuss dänisch) gelagert ist, und am oberen Ende des Drehpfeilers durch Frictionsrollen bei Seitenschwankungen (Wind u. s. w.) geführt wird.

Die Figur 223, welche nach den auf der Ausstellung vorhandenen gewesenenen Zeichnungen skizzirt ist, erklärt die ganze Anordnung zur Genüge, und wurde, um die Deutlichkeit nicht zu beeinträchtigen, der Drehmechanismus bis auf zwei Durchschnitte des Zahnkranzes weggelassen.

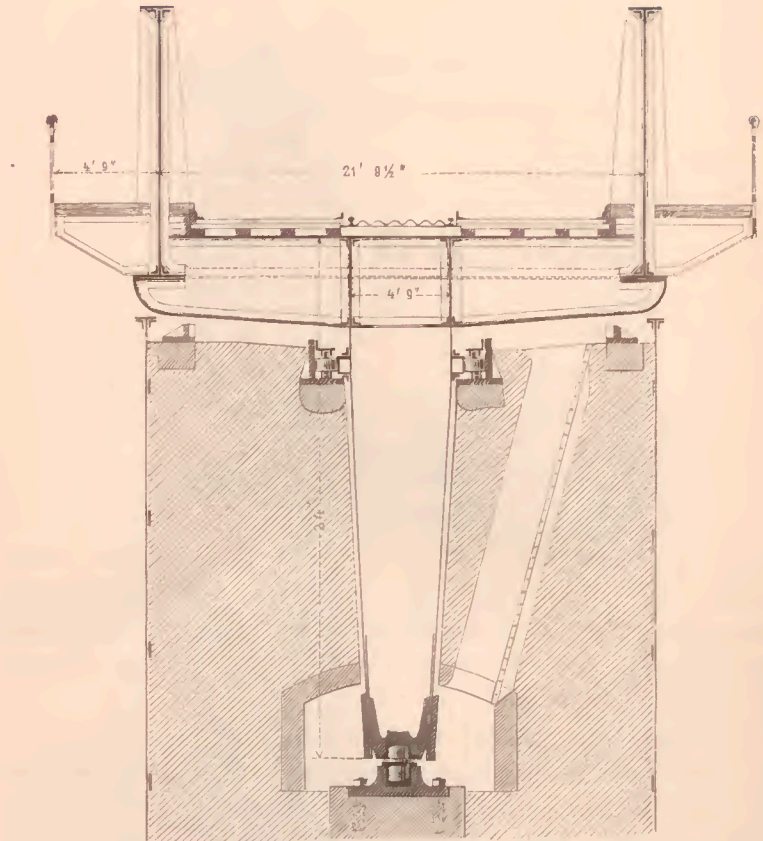
Wie aus dem Pfeilerdurchschnitte zu ersehen ist, kann man in die gewölbte Zapfenlagerkammer durch eine Leiter gelangen.

Bei unten liegender Fahrbahn erregt dieses Lüders'sche Project besonderes Interesse, während die holländische Führung (Oude-Maas-Brücke) sich vorzugsweise für oben liegende Fahrbahn eignet.

3. System J. W. Schwedler.

Dieser rühmlichst bekannte Ingenieur hat das System seiner Drehbrücken ohne Rollkranz, wie bekannt, ausführlich durch Text und Zeichnungen in der „Zeitschrift für Baukunde“ XXI, pag. 194,

Fig. 223.



näher beschrieben, und wurde sein Princip mit mehr oder weniger Detailveränderungen bei folgenden Brücken angewendet:

- a) Drehbrücke über die Peene bei Anklam in der Vorpommerschen Eisenbahn;
- b) Drehbrücke in der Hafenbahn bei Stralsund;
- c) Drehbrücke über den Canal bei Duisburg in der Bergisch-märkischen Eisenbahn;
- d) Drehbrücke über die Mottlau bei Danzig;
- e) Drehbrücke über den Pregel bei Königsberg;
- f) Drehbrücken über die Oder und Parnitz bei Stettin;
- g) Drehbrücke bei Hämerten;

- h) Drehbrücke bei Dömitz;
- i) Drehbrücke bei Haarburg;
- k) Drehbrücke bei Düsseldorf (Hamm).

Von diesen Brücken waren auf der Ausstellung (unseres Wissens) vertreten: die Oder-Parnitz-, Hämerten-, Harburg-, Düsseldorf und Dömitz-Drehbrücke.

Es würde zu weit ablenken, alle diese Constructionen hier näher zu besprechen; wir verweisen vielmehr auf die diesfälligen Aufsätze des Constructeurs und greifen zum Zwecke unserer Uebersicht nur ein Ausstellungsobject zur Vornahme der näheren Kennzeichnung dieser im Wesen sich gleichbleibenden Construction heraus und zwar:

die Parnitzbrücke, ausgestellt durch Zeichnung und Monographie von Stein.

1. Allgemeine Anordnung des Systems.

Die Parnitzbrücke, welche in ihrer Totalität auf Tafel Nr. VIII ersichtlich ist, und deren Fundirung wir bereits pag. 113 sowie deren Ueberbau bereits pag. 404 näher besprochen haben, besitzt einen Drehpfeiler von 25 Fuss preussisch Durchmesser und greifen die Dreharme auf 12 Fuss starke Stropfpfeiler, welche einen Achsenstand von

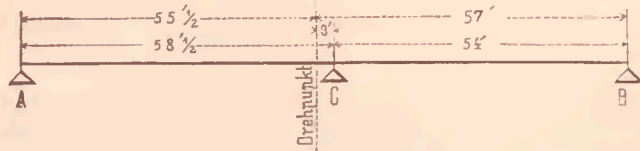
$$25 + 2 \times 40 + \frac{2 \times 12}{2} = 117 \text{ Fuss preussisch besitzen.}$$

Das Drehsystem charakterisirt sich dadurch, dass die Brücke in geschlossenem Zustande auf drei Punkten ruht und zum Zwecke der Oeffnung durch Wegnahme der Stützen auf einem Ende in ihrer ganzen Länge zum Wippen und dadurch zum Aufsitzen auf den Drehzapfen gebracht wird, und dass sie in diesem Zustande unter Zuhilfenahme von Führungsrollen secundärer Bedeutung durch einen Zahnradmechanismus zum Drehen gelangt, welcher von der Brücke aus gehandhabt wird.

Schwedler vermeidet also (bei zweiarmligen Brücken) ein Senken beider Enden, wie auch überhaupt ein Heben des Zapfens (welche Systeme wir noch unten kennen lernen werden) und erspart dadurch mechanische Arbeit.

Bei der Parnitzbrücke ist die Vertheilung der Stützpunkte in der Weise vorgenommen worden, wie solche in der Skizze Figur 224 näher ersichtlich ist.

Fig. 224.

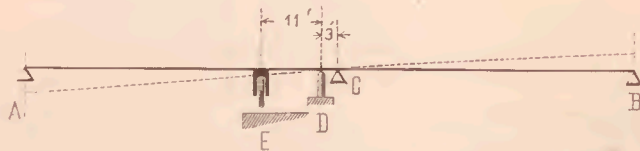


Diese Situirung des Stützpunktes (Figur 225). *C* lässt erkennen, dass, wenn das Auflager *A* gesenkt wird, die Brücke die Stützpunkte *B* und *C* verlässt und sich auf den Drehzapfen *D* aufsetzt.

Bei weiterer Senkung des Brückendes *A* gelangt auch die Führungsrolle *E* zur Function.

Da nun *AC* bedeutend schwerer als *BC* ist, so ist diese Senkung bis auf den Drehzapfen eine sehr leichte; sobald aber der Zapfen *D* stützt, gelangt das Gleichgewicht zwischen *AD* und *DB* zur Geltung; und diese Balancirung ist Ursache, dass die Rolle *E* gar nicht gedrückt wird. Um nun die Balancirung gewissermassen zu fixiren, respective die gesenkte Lage von *A* während der Drehung beibehalten zu können, ist es nöthig, dass *E* zu einem folgenden, andauernden Stützpunkte wird.

Fig. 225.



Schwedler erreicht dies durch eine geringe Belastung von *A*, welche er bei einem Drucke in *E* = 100 Centner nach $P = \frac{100 \times 11}{55}$ = circa 20 Centner bemisst, wovon auf jede Tragrippe der Parnitzbrücke 10 Centner entfallen.

Um nun die absichtlich leicht construirte Rolle *E* gegen zufällige Stöße zu schützen, ist ihre Lagerung gefedert, und zwar so stark, dass sie den festgesetzten Druck von 100 Centner aufnehmen, bei grösserem Drucke aber nachgeben muss.

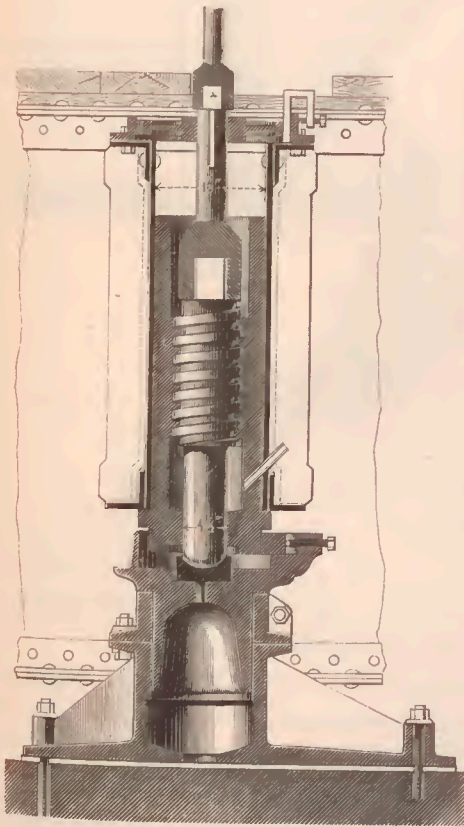
Gegen Seitenschwankungen ist die Brücke durch zwei Seitenrollen geschützt, welche in der Ebene eines durch den Zapfen gedachten Querschnittes der Brücke liegen; die Federung dieser Rollen ist die gleiche.

2. Anordnung des Drehzapfens.

Bei der Parnitzbrücke hat der Drehzapfen einen Druck von 1610 Centner aufzunehmen; er ist in Gussstahl construirt, für einen Druck von 101.26 Centner pro Quadratzoll und $4\frac{1}{2}$ Zoll stark.

Die Detailconstruktion, welche für die Parnitzbrücke gewählt wurde, ist in der Figur 226 ersichtlich und wir sehen aus

Fig. 226.



derselben, dass der Zapfen mittelst einer mehrgängigen Schraube von 1 Zoll Steigung nach Bedarf gehoben oder gesenkt werden kann; zur besonderen Feinheit der Einstellung ist ein Noniusrad angebracht.

Der Zapfen ist unten nach einer Kugelfläche von 3 Zoll Radius abgerundet, mit der Brücke fest verbunden und setzt sich auf ein Kugellager, welches durch Führungsbacken cernirt wird, auf; es ist also in jeder Lage der Brücke die Reibung ein Minimum.

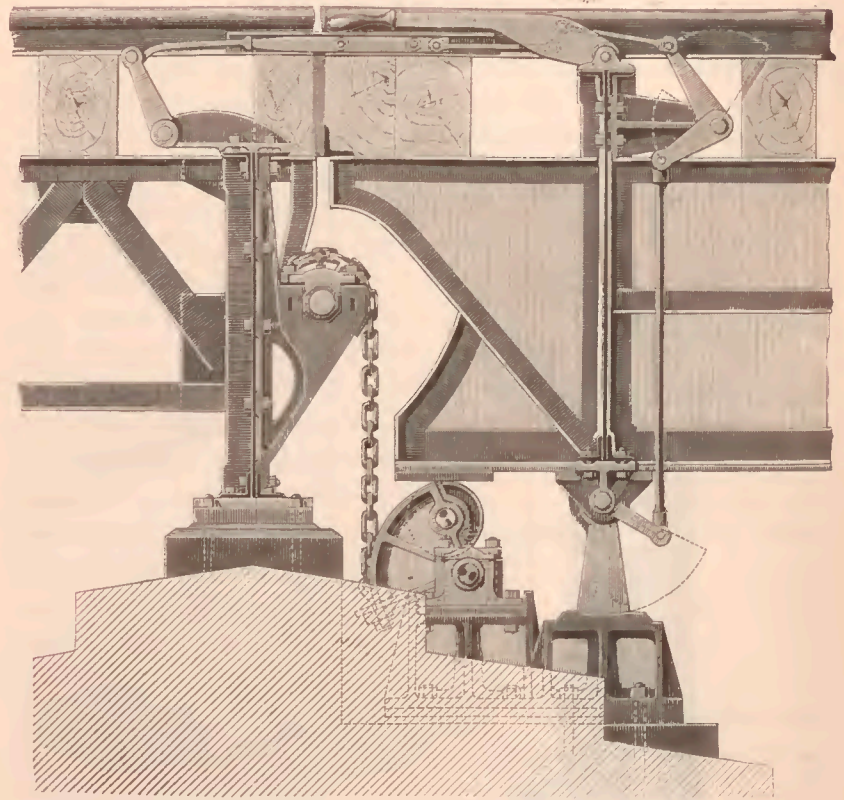
Schwedler erkennt übrigens selbst an, dass diese Anordnung des Zapfens an dem Uebelstande der schweren Zugänglichkeit leidet, und schlägt selbst Veränderungen

vor, von denen eine auf die Aufkeilung des Zapfenlagers basirt.

3. Wippung der Brücke.

In der geschlossenen Lage stützt sich das Brückenende *A* auf Pendellager, welche in der Figur 227 ersichtlich gemacht sind;

Fig. 227.



das andere Brückenende ist vermöge gusseiserner Plattenlager unterstützt und durch eine Klinke eingeschlossen.

Die Wippung der Brücke geschieht nun in folgender Weise:
Vermöge eines Zahnradmechanismus von 6 Zoll und 30 Zoll Radius, welcher durch ein Spillenrad von $2\frac{1}{2}$ Fuss Radius gehandhabt wird, wirkt man auf eine Welle; auf dieser sitzen entsprechend jedem Brückenträger Kettenrollen, und wirken die hierdurch bewegten Ketten auf Excenters, welche unter die Tragrippen greifend

dieselben heben. Dadurch wird Raum gewonnen, um die Pendelstützen durch ein Hebelwerk verschieben, also nunmehr das Brückenende *A* senken zu können, wodurch die Brückenlast auf den Drehzapfen gebracht wird.

4. *Drehung der Brücke.*

Dieselbe wird durch drei Laufrollen vermittelt, welche auf einer Laufschiene von 11 Fuss Radius gleiten; an dieser Schiene befindet sich ein Zahnkranz, auf welchen durch entsprechendes Räderwerk bei der Parnitzbrücke derart eingewirkt wird, dass zwei Mann durch dreihundertdreissigfache Uebersetzung die Brücke drehen.

Zu bemerken ist noch, dass die Parnitzdrehbrücke 12.75 Centner (die feste Brücke 14.1 Centner) pro laufenden Fuss wiegt und dass der eiserne Ueberbau durch die Cölnische Actienbaugesellschaft in Bayenthal geliefert wurde.

Die Brücke ist zweigeleisig.

C. Drehbrücken mit beweglichen Zapfen.

Die dritte Art der Tragefunction, welche sich durch einen bewegbaren Zapfen und den Wegfall eines Rollkranzes kennzeichnet, ist neueren Datums; denn obsehon die Engländer, nach dem Reiseberichte von Tellkamp (Hannöver'sche Zeitschrift vom Jahre 1857) bei den Rollkranzbrücken über den Medway in Rochester (einarmig, 50 Fuss licht, Blechbalken) und bei der Brücke im Hafen von Bristol eine Auf- und Niederbewegung des Zapfens zum Zwecke der mehr ausschliesslichen Belastung desselben angewendet haben: so ist doch der ausschliessende Wegfall von Rollkränzen und die alleinige Beweglichkeit des Zapfens erst neueren Datums, und dürfte die Canalbrücke zu Triest, welche 1857 erbaut wurde, eine der ersten Drehbrücken dieses Systems sein.

Soweit uns dermalen bekannt, wird die Lösung dieses Drehbrückensystems in dreierlei Arten angestrebt.

Die erste dieser Arten ist durch die bereits (pag. 481) genannte Triester Brücke repräsentirt; sie kennzeichnet sich dadurch, dass der Zapfen emporgeschraubt und zugleich gedreht wird; hierdurch wird die ganze Brücke gehoben und durch die Weise ihrer Balancirung auf dem Zapfen schwebend erhalten; liegt

nun die Brücke auf dem Zapfen auf, so tritt der Moment ein, wo die die Zapfenreibung eine Grösse erlangt, welche hinreicht, um die ganze Brücke mit der weiteren Drehung des Zapfens soweit mitzudrehen, bis die Durchfahrt frei wird und der Brückenflügel an ein Hinderniss stösst; hier angelangt, wird nun die Brücke nach empirischem Maasse noch soweit emporgeschraubt, dass bei der Rückdrehung ein solches verticales Spielmaass vorhanden ist, welches das ungehinderte Aufsitzen der Brücke im Momente des Schliessens, also des völligen Zurückdrehens des Zapfens gestattet.

Die zweite Art, die eingangs genannte Aufgabe zu lösen, besteht darin, dass der Zapfen durch hydraulischen Druck gehoben und die Brücke durch einen gesonderten Mechanismus gedreht wird; Beispiele solcher Ausführungen sind unter Anderen die Victoriabrücke zu Leith, 1874, und die beiden Drehbrücken zu Marseille vom Jahre 1873 und 1874.

Die dritte Art der Lösung hat der niederländische Ingenieur van Hasselt geliefert, indem er den Drehzapfen durch ein Hebelwerk empordrückt.

Auch hier ist es erfreulich, bemerken zu können, dass alle drei genannten Systeme der Drehbrückenconstruction mit beweglichen Zapfen auf der Wiener Weltausstellung vertreten waren. Die diesfälligen Objecte sind die folgenden:

1. Drehbrücke zu Triest, ausgestellt im Modell durch die k. k. Seebehörde zu Triest. Diese im Jahre 1857 erbaute und von M. v. Mauser construirte Brücke wurde bezüglich ihrer maschinellen Einrichtung schon (pag. 481) oben vorgeführt.

Die Brücke ist einflügelig und übersetzt eine lichte Canalbreite von 9.⁴⁵ Meter; die ganze Brückenlänge beträgt 17.¹⁶ Meter, wovon 12.⁵⁰ Meter auf den eigentlichen Flügel und 0.⁴⁶⁶ Meter auf den Contretheil entfallen.

- Die Totalbreite der Brücke beträgt 5.⁵⁸ Meter. Der Drehzapfen, welcher während der Drehung aufgeschraubt wird, misst 40 Centimeter Durchmesser.

Das ganze Brückengewicht beträgt 48.708 Kilogramm und haben ihre Baukosten circa 29.000 fl. betragen.

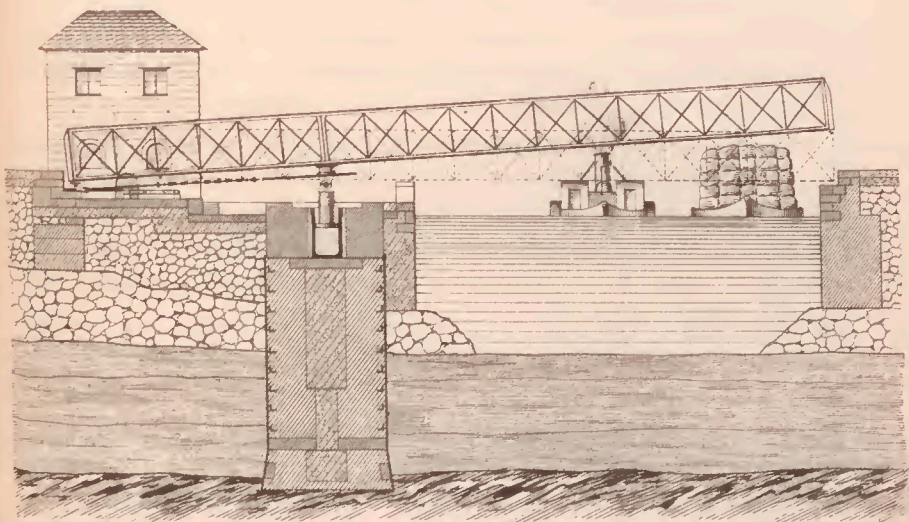
2. Drehbrücke am Bassin Joliette zu Marseille. Dieses Bauwerk war durch das französische Ministerium für öffent-

liche Arbeiten durch eine Zeichnung ausgestellt und durch einen ausführlichen Text erläutert. Die Brücke ist eigentlich die Combination einer Dreh- und Klappenbrücke, indem sie die Passage niedriger Schiffe durch Aufklappen und jene der bemasteten durch Drehen gestattet.

Diese Einrichtung wurde deshalb gewählt, um die Unterbrechungen des durch die Brücke überführten Strassen- und Eisenbahnverkehrs auf ein Minimum zu reduciren, denn die einmalige Aufklappung dauert nur circa 2, eine Drehung aber etwa 8 Minuten.

Die Einrichtung eines bewegliches Zapfens ist also hier vorzugsweise durch die Bedingung der Erfüllung einer zweifachen Aufgabe entstanden. Die vorstehende Zeichnung Figur 228 wird die ganze Disposition zur Genüge erläutern.

Fig. 228.



Die Brücke ist im Ganzen 42.⁰⁰ Meter lang, 8 Meter breit; das lange Ende misst 27.¹⁴ Meter, das kurze 14.⁵⁶ Meter, die Lichtweite 21.³ Meter. Die Caissonfundirung des Pfeilers und die Construction der 2.⁶² Meter hohen Fachwerksträger ist in der vorstehenden Figur 228 genügend ersichtlich gemacht.

Der Druck, vermittelst dessen der Zapfen gehoben wird, wird den Accumulatoren der Docks, woselbst er 52 Atmosphären beträgt, entnommen; die auf den Zapfen wirkende Brückenlast

beträgt 260 Tonnen und ist der Presskolben 85 Centimeter stark; die ganze Zapfenhöhe beträgt 2.0 Meter, und da der Zapfen bis auf 0.9 Meter gehoben werden kann, so beträgt bei dieser Maximalhebung die Führung noch 1.1 Meter. Wird die Brücke lediglich gedreht, so genügt ihre Hebung auf 20 Centimeter, wird sie aber geklappt, so muss sie auf jene 90 Centimeter gehoben werden, wobei eine Brückenneigung von 68°_{0} , also am äussersten Ende eine Aufklappung von 4.6 Meter erfolgt.

Jede Hebung des Zapfens consumirt im Durchschnitte 0.0566 Kubikmeter; jede Drehung 0.0763 Kubikmeter comprimirten Wassers. Bei täglich im Durchschnitte vorkommenden 40 Hebungen und zehn Drehungen beträgt der tägliche Wasserverbrauch 3.027 Kubikmeter, welcher an die Dockgesellschaft mit einem Preise per 1 Franc pro Kubikmeter bezahlt wird.

Das Einleiten des comprimirten Wassers unter den Drehzapfen und seine Wiederentfernung erfolgt durch ein Hebelwerk von dem Wärterhause aus; auch die Drehung der Brücke geschieht durch Wasserdruck und wird durch die Bewegung eines zweiten Hebels regiert. Um das comprimirt Wasser thunlichst auszunutzen, ist die Einrichtung getroffen, dass beim Senken des Zapfens das entweichende Wasser nicht ins Freie, sondern zurück in den Accumulator durch die Einrichtung einer Differentialfläche gepresst wird, und spart diese Anordnung etwa vier Fünftel der ohne sie nöthigen Wassermenge.

Die Drehung erfolgt unter Zuhilfenahme von Ketten, welche um ein mit der Brücke verfestigtes Kettenrad geschlungen sind und welche durch hydraulische Pressen hin und her gezogen werden.

Das ganze Gewicht der Brücke wird mit 300 Tonnen (145 für Schmiedeisen, 100 für Gusseisen, 30 für Holz, 25 für unterschiedliche Materialien) angegeben; die Kosten des Centralpfeilers sind mit 66.085 Francs angegeben; jene der Brückenconstruction wurden mit 225.000 Francs veranschlagt; die Gesamtkosten einschliesslich der Quais und Rampen etc. werden auf 335.000 Francs taxirt. Die grossen Arbeiten am Marseiller Hafen, welche eine gewisse Berühmtheit erlangt haben und 1844 begonnen wurden, schliessen auch den hier erwähnten Brücken-

bau mit ein, und sei noch erwähnt, dass dieser Bau 1873 noch im Gange war, und dass zu jener Zeit die Ingenieure Pascal, A. Bernard und de Namielle mit der Leitung der Bauten beauftragt waren.

3. Drehbrücke im Hafen von Marseille zwischen den Trockendocks und dem Bassin Nationale. Diese Brücke wurde 1874 in ihrem Baue beendet, fällt ebenfalls in den Rahmen der grossen Hafenbauarbeiten zu Marseille, gehört gleichfalls unter diejenigen Drehbrücken, deren Zapfen durch Wasserdruk bewegt wird, und war auf der Wiener Weltausstellung durch Zeichnungen und Text, welche das Project betrafen, zur Anschauung gebracht.

Die Brücke hat eine Gesamtlänge von 62.0 Meter und wird durch drei Halbparabelträger (3.75 Meter und 1.5 Meter Höhe) gebildet, welche ein Eisenbahngleise, eine 7.0 Meter breite Fahrstrasse und einen auf Consolen ruhenden Fussweg tragen, wodurch eine gesammte Brückenbreite von 15.94 Meter und ein Brückengewicht von 750 Tonnen resultirt. Die Lichtweite beträgt 28.0 Meter.

Der Zapfen ist derartig situirt, dass auf dem Brückenflügel die Länge von 38.4 Meter und auf das Gegenende eine Länge von 23.6 Meter entfällt; er wird durch Frictionsrollen geleitet. Drei Rollen am Schwanzende unterstützen weiter die Brücke; im geschlossenen Zustande ruht die Brücke am freien Ende auf dem Widerlager, am Schwanzende auf Stützen, welche mittelst Keilen und hydraulischer Pressen gesenkt werden können. Der Drehzapfen, welcher eine Brückenlast von 685 Tonnen zu tragen hat, wird durch hydraulischen Druck von 270 Atmosphären Spannung gehoben; er ruht auf einem Mauerwerk von 9.5 Meter Durchmesser und hat 58 Centimeter Stärke; er gleicht einem Plungerkolben, der sich in einem Cylinder von 0.16 Meter Wandstärke bewegt, und kann der ganze Zapfen und mit ihm die Brücke bis auf 15 Centimeter gehoben werden.

Vor der Hebung werden die vorerwähnten Stützen gelüftet, die Rollen legen sich auf den Laufkranz und die Drehung erfolgt ebenfalls durch den hydraulischen Druck unter Zuhilfenahme von Kettenrad und Kette; das Kettenrad hat 14.0 Meter Durchmesser.

Die ganze Bewegung der Brücke geschieht durch einen Mann binnen drei Minuten. Der oben genannte Druck von 270 Atmosphären

wird durch weitere Verdichtung des schon vorhandenen Wasserdruckes von 52 Atmosphären und durch eine besondere Maschine werkstelliget, welche zur Reserve in zwei Exemplaren beschafft ist.

Der Preis dieses Bauwerkes wird ohne Mauerwerk, Geleise und Röhrenleitungen mit 280.000 Mark angegeben, wobei die Tonne Eisenconstruction, 386 Mark, jene des gusseisernen Gegengewichtes mit 138 Mark und jene der Mechanismen mit 687 Mark gerechnet ist. —

Es mag hier noch die Bemerkung gestattet sein, dass das einarmige Drehfeld in der Victoriabrücke zu Leith ebenfalls in seiner Zapfen- und Drehbewegung durch hydraulischen Druck regiert wird.

Diese, auf der Ausstellung allerdings nicht vertreten gewesene Brücke ist doppelgeleisig und hat eine Gesamtlänge von 65.2 Meter; der Zapfen ist in 44.8 Meter und 20.4 Meter Entfernung von den Enden situirt. Das Schwanzende ruht auf zwei Rollen. Durch die Hebung des Zapfens kann das freie Brückenende vor der Drehung um 0.178 Meter gehoben werden; die Drehung erfolgt durch hydraulische Pressen, welche auf Ketten wirken, die um ein Kettenrad von 7.6 Meter Durchmesser geschlungen sind. Zur Reserve dient für die Drehung noch ausserdem ein Zahnradmechanismus. Im geöffneten Zustande wird eine Lichtweite von 36.6 Meter frei. Die Brücke wird durch zwei Tragwände von 7.3 Meter lichte Weite gebildet und enthält inclusive zweier Trottoirs à 1.5 Meter Breite eine Gesamtbreite von 11.9 Meter.

Die Kosten haben circa 600.000 Mark betragen und wurde die Brücke durch die Ingenieure A. M. Rendel und G. Robertson 1874 erbaut.

4. System Hasselt. Die dritte Lösung der Aufgabe, von welcher wir Eingangs sprachen, war auf der Wiener Weltausstellung durch ein aussergewöhnlich schön gearbeitetes Modell, durch Zeichnung und durch Text vertreten, welche Objecte der Sectionsingenieur der Niederländischen Staatseisenbahn R. van Hasselt exponirt hatte.

Des System van Hasselt besteht darin, dass, wie dies Figur 229 erläutert, der Drehzapfen, auf welchem die Brücke hängt, durch Hebelarme, welche sich um die Punkte *B, B*, drehen,

Fig. 229.

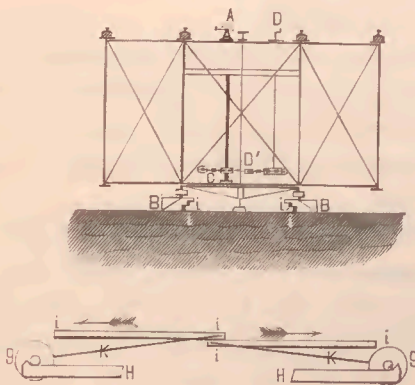


gehoben wird. Dieser Hub wird durch rollirende Gewichte auf den Hebelarmen erzeugt, und dient diese Rollirung zur successiven Verlängerung des Hebelarmes der Kraft, damit Stöße vermieden werden und die etwa veränderliche Last überwunden werden kann.

Die Rollirung der Hebelgewichte erzielt van Hasselt in der Weise, dass er, wie dies Figur 230 schematisch zeigt, von *A* aus zwei Trillinge bewegt, welche in den Kästen *B B* befindlich sind; dort greifen dieselben in gezahnte Stangen, welche schematisch durch *i* bezeichnet sind. Diese Zahnstangen werden nun (in der Richtung der Pfeile) auseinandergeschoben und stossen vermittelt Kuppelstangen *KK* die rollirenden Gewichte *GG* entlang den in dieser Figur mit *H* bezeichneten Hebeln. Um die Brücke *D* nun mittelst eines, von van Hasselt weiters nicht erläuterten Mechanismus drehen zu können, müssen vor dieser Drehung und nach der erfolgten Hebung die vorbezeichneten Trillinge aus den Zahnstangen aus-

gelassen werden, um die Brücke *D* nun mittelst eines, von van Hasselt weiters nicht erläuterten Mechanismus drehen zu können, müssen vor dieser Drehung und nach der erfolgten Hebung die vorbezeichneten Trillinge aus den Zahnstangen aus-

Fig. 230.



gelöst werden; diese Auslösung, respective Wiedereinsetzung erfolgt durch einen gesonderten Mechanismus *D*. Die Rückdrehung erfolgt ebenfalls und selbstverständlich noch im Zustande des gehobenen Zapfens, und geschieht das Einsenken jener Trillinge erst vor dem Niederlassen des Zapfens.

VII. Capitel.

Schiffbrücken.

Der Bau der Schiffbrücken, schon in ältester Zeit wesentlich cultivirt und von jeher in der Kriegsbaukunst von erheblicher Bedeutung, hat in neuerer Zeit auch auf dem Gebiete des Eisenbahnbaues Anwendung gefunden, und zwar ist Deutschland hierin vorgegangen.

Der Oberingenieur C. Basler hat nämlich zur Verbindung der badischen Station Maxau auf dem rechten Ufer des Rheines mit der linksgelegenen pfälzischen Station Maximiliansau eine 362.^s Meter lange Pontonbrücke zu Zwecken des Locomotivverkehres 1865 erbaut. Dieser Brückenbau fand seine Anregung durch die im Jahre 1862 geplante Benützung der vorhandenen Strassenpontonbrücke zum Gütertransporte. Von der oben genannten Brückenlänge entfallen 128.^s Meter auf die beiderseitigen Auffahrtsrampen und 234.^o Meter auf die eigentliche Schiffbrücke, welche aus zwölf Gliedern oder Jochen besteht, die von 34 Pontons gebildet werden. Der mittlere Theil der Brücke von 3.⁵ Meter Breite ist für den Bahnverkehr, die beiden äusseren Theile der Brückenbreite (je 4.² Meter) sind für den Strassenverkehr bestimmt.

Die weitverbreitete Monographie von Baurath M. Becker gibt über dieses Bauwerk, welches von vierrädrigen Tenderlocomotiven von 350 Centner Gewicht befahren wird und welches während der Fahrt nur 20 Centimeter im Maximum einsinkt, wie bekannt, sehr interessante Angaben.

In neuerer Zeit, und zwar im französischen Kriege 1870, wurde durch den Chefingenieur F. C. Glaser in der Zeit vom 7. bis 17. October als Provisorium eine Pontonbrücke über die Oise in der Strecke Creil-Paris erbaut, jedoch wurden über diese Brücke die Eisenbahnwagen nicht mittelst Locomotive, sondern nur mittelst

Locomobile und Pferdebetrieb befördert, und zwar zwischen dem 17. October und 22. December 2400 Waggon.

Als ein Beispiel aus der neuesten Zeit muss diejenige Pontonbrücke für Eisenbahnzwecke bezeichnet werden, welche in den Vereinigten Staaten von Nordamerika im Jahre 1874 über den Mississippi binnen 90 Tagen geschlagen wurde. Diese Brücke ist eingeleisig, hat eine Länge von 2194.5 Meter, ruht zu einem grossen Theile auf Pfählen und hat zwei Schiffbrücken eingeschaltet, deren eine 120.7 Meter, deren andere 124.4 Meter lang ist. Die verwendeten Pontons haben 8.53 Meter Breite, 1.37 Meter Bordhöhe und 0.25 Meter bis 0.28 Meter Tauchung; die letztere vergrössert sich während des Befahrens bis auf 0.46 Meter.

Die wechselnde Höhe zwischen der festen und der Schiffbrücke wird durch eine bewegbare Uebergangsstrecke ausgeglichen, zu welchem Zwecke Schrauben und Klötze verwendet werden. Nach dem „Engineer“, 1873, und „Zeitschrift des Hannover'schen Architekten- und Ingenieurvereins“, 1875, betragen die Kosten 500.000 Mark und liegt die Brücke, welche die Orte Prairie du Chien (Wisconsin) und North-Mac-Gregor (Jowa) verbindet, im Zuge der Milwaukee-St. Paul-Eisenbahn.

Die Wiener Weltausstellung brachte auf dem (hier nur wegen der Vollständigkeit der Uebersicht besprochenen) Gebiete der Schiffbrücken unseres Wissens kein Object zur Anschauung.

VIII. Capitel.

Fliegende Brücken.

Zum Unterschiede von den gewöhnlichen Fähren, seien es nun Ruder- oder Dampf Fähren, kann man die fliegenden Brücken, deren Criterium immer darin besteht, dass sie während der Fahrt eine „Führung“ erhalten, in vier Kategorien theilen, nämlich in solche, wo die fliegende Brücke durch ein langes (meist durch Pontons gestütztes), in der Stromrichtung liegendes Tau festgehalten wird; des Weiteren in solche, wo sich die fliegende Brücke entlang einem Leitseile bewegt, welches quer über den Fluss gespannt ist; ferner in solche, wo sich die Fähre nach dem Principe der Kettenschiffahrt von einem Ufer zum anderen bewegt; und endlich in solche,

wo auf dem Untergrunde des Wassers ein Schienengeleise liegt, auf dem das, auf einem hohen Gerüste erbaute Brückenplateau, bewegt wird.

Die letztere, höchst interessante, der sogenannten Seilförderung vollkommen gleiche Art einer fliegenden Brücke wurde 1873 durch den Ingenieur M. Leroyer zwischen St. Malo und St. Servan in Frankreich erbaut. Die Monographie von Floucaud de Foureroy („Annales des ponts et chaussées“, 1874) gibt über dieses Bauwerk, welches 45.000 Francs gekostet hat und bei dem die eigentliche fliegende Brücke 14.000 Kilogramm wiegt, näheren Aufschluss; der Betrieb erfolgt durch Dampfmaschine und Zugseil und kostet täglich circa 70 Francs.

Diese Gruppe der beweglichen Brücken, welche besonders durch das letzterwähnte Bauwerk ein neues, technisches Interesse erhalten hat und welche wir hier wieder nur der vollständigen Uebersicht halber vorführen, war auf der Ausstellung unseres Wissens nicht vertreten.

IX. Capitel.

Trajecte.

§. 1. Ihre Geschichte.

Wenn man die Geschichte der Eisenbahntechnik aufmerksam verfolgt, so bemerkt man, dass sich dem Entwicklungsgange dieser Disciplin Hindernisse entgegenstemmen, welche so lange umgangen werden müssen, bis der Ablauf einer gewissen Zeit hingereicht hat, um die Lösung der directen Ueberschreitung zu vollführen.

So war das Streben nach einer tauglichen Strassenlocomotive der Umweg, den die Technik machte, bis sie über ein völlig geeignetes Eisenbahngeleise verfügte; so waren die Blencinop'sche Zahnradbahn, die Chatman'sche Stelzenmaschine, die Taylor'sche Eisenbahnschleusse, die Clerk'sche atmosphärische Eisenbahn, auch der englische Seilaufzug die weiten Umwege der Technik, bis sie über eine geeignete Gebirgslocomotive verfügte; so waren die langgeschlängelten Gebirgstracen die factischen Bahnwege, bevor die technische Möglichkeit der Herstellung langer Tunnels zur Thatsache

wurde: so sind auch die Trajecte als die Unwege zu bezeichnen, welche die Kunst des Eisenbahnbaues machen musste, bevor die Kunst des Brückenbaues durch den civilisatorischen Drang nach Ununterbrochenheit des Schienengeleises, das ja die civilisirte Menschheit nicht mehr entbehren kann, die gegenwärtige Vollendung erlangt hatte.

Und wir müssen uns in der That dem Ausspruche C. Schaltenbrand's, welcher um so werthvoller ist, als sich dieser Ingenieur um die Verbesserung der Trajecte so wesentlich verdient gemacht hat, völlig anschließen, mit dem derselbe „jede ausgeführte Trajectanstalt als ein unvermeidliches Uebel“ betrachtet.

Unsere Zeit verträgt eben bei dem so unendlich mühsam errungenen Verkehrsmittel der Eisenbahnen keine Halbheiten mehr; alle Widerstände dagegen, entspringen sie der Unfertigkeit der Wissenschaft, dem Strome der Sonderpolitik, dem anfänglichen Bedenken der Rentabilität, oder entspringen sie sonstigen Hemmnissen des Fortschrittes der Cultur, werden umsonst gestellt, und die Schöpfungen des Mont-Cenis-Tunnels, wie des Suezcanales, der Ueberschreitungen der Cordilleren, wie der Anden, endlich die Projecte der Durchstechung der Landenge von Panama, wie die Unterschienung des Canales von la Manche, sind Belege und Zeichen der Zeit für die Wahrheit dieses Satzes.

Das System der Eisenbahntrajecte hat seine Vorläufer in den Dampffähren und insbesondere in den Kettenfähren bei Plymouth, bei Portsmouth und bei Southampton, welche erstere schon 1838 von John Weale in London beschrieben und welche für den Strassenverkehr errichtet wurden.

Diese Fähren, welche uns auch Hartwich („Zeitschrift für Bauwesen“ XVII) näher schildert, boten die Ausgangspunkte zur Errichtung der Eisenbahnfähren oder Trajecte, deren erste wir im Firth of Forth bei Edinburgh zwischen Granton und Burnt-Island im Jahre 1850 entstanden wissen.

Im Jahre 1851 wurde die zweite Trajectanstalt, und wieder in England, nämlich die im Forth of Tay zwischen Ferry-Port on Craig und Broughty-Ferry errichtet.

Das dritte Traject wurde für den River-Humber in der Eisenbahn von Gains-Corough, Lincoln und Boston nach Hull 1851 errichtet.

Ermuntert durch die Errichtung dieser Palliativmittel im Eisenbahnverkehre, folgten nun die Ausführungen der Trajecte:

1) 1852. Traject über den Rhein bei Ruhrort (anfängliche Construction mit Seilaufzug).

2) 1855. Traject über den Nil in der Linie Kairo-Alexandrien erbaut von Stephenson.

3) 1856. Traject über den Rhein bei Ruhrort (Veränderung der anfänglichen Construction durch Einführung verticaler Hebung).

4) 1863. Traject in Ludwigshafen über den Rhein.

5) 1864. Traject über den Rhein zwischen Bingerbrück und Rudesheim.

6) 1864. Versuchstraject über den Rhein bei Elten, Linie Cleve-Zevenar.

7) 1864. Traject über die Elbe zwischen Lauenburg und Hohnstorf.

8) 1865. Traject über den Rhein bei Griethausen nächst Cleve, Linie Cleve-Zevenar.

9) 1866. Traject über den Rhein bei Rheinhausen. Linie, Osterath-Essen.

10) 1870. Traject über den Rhein bei Bonn, Linie Oberlahnstein-Troisdorf-Cöln-Bingen.

11) 1871. Traject über die Donau bei Gombos (Alföldbahn).

Ausser diesen genannten Trajecten sind noch einige andere Trajectanstalten ausgeführt, respective seinerzeit projectirt worden, und wir nennen hierunter nur die folgenden:

12) Bodenseetraject, erbaut 1869 (vergleiche unter Andern „Zeitschrift des Hannover'schen Architekten- und Ingenieurvereins“, 1871).

13) Project von Fowler zur Verbindung von Frankreich und England („Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure“, 1872).

14) Traject der Grand-Trunk-Eisenbahn in Canada („Zeitschrift des Hannover'schen Architekten- und Ingenieurvereins“, 1873).

15) Traject in Litlebelt („Zeitschrift des Hannover'schen Architekten- und Ingenieurvereins“, 1873).

17) Project von Goddard, betreffend ein Traject zwischen Frankreich und England („Zeitschrift des Hannover'schen Architekten- und Ingenieurvereins“, 1873).

17) Project einer hängenden Fähre über den Fluss Tees bei Middleborough von Ch. Smith („Zeitschrift des Hannover'schen Architekten- und Ingenieurvereins“, 1874).

18) Verschiedene Projecte für Trajectanstalten zwischen Frankreich und England, aufgestellt von Hawkshaw, Fowler, Bessemer und Reed, Dupuy de Lôme und J. Scott („Zeitschrift des Hannover'schen Architekten- und Ingenieurvereins“, 1874). —

Diese kurze Vorführung der erbauten Trajecte lässt erkennen, dass solche bauliche Anlagen vorzugsweise nur in England und in Deutschland geschaffen wurden, dass ihre Entstehungszeit wesentlich nur zwischen die zwei Decennien 1850 bis 1870 fällt, und dass in der neuesten Zeit eine weitere Schaffung solcher Anlagen fast gänzlich unterlassen wird.

Rechnet man nun noch hinzu, dass mehrere der genannten Trajecte jetzt schon aufgelassen sind, weil die Hindernisse beseitigt werden konnten, welche der Erbauung fester Brücken entgegenstanden, so vermögen wir heute den Trajectanstalten vorzugsweise nur noch ein historisches und nur in jenen Fällen noch ein specielles Interesse abzugewinnen, wo die Anlage des Nothbehelfes eines Trajectes bei Fernliegung von Concurrenz noch eingehend motivirt werden kann.

Dieses förmliche Verschwinden von Trajecten als Neuanlagen, welches die gegenwärtige Generation der Ingenieure beobachten konnte und welches eine Folge jenes allgewaltigen Dranges nach Fortschritt ist, dessen wir oben gedachten, ist wesentlich vermittelt worden durch die grossartigen Errungenschaften auf dem Gebiete der pneumatischen Fundirung und des Baues eiserner Ueberbrückungen, und müssen die bei Vorführung dieser Disciplinen gegebenen historischen Daten als Gegenstücke betrachtet werden zu jenen, welche wir hier über die Trajecte vorgeführt haben.

Die Arten der Trajecte scheiden sich durch die Einrichtungen des Niveauausgleiches der Schienengeleise der Hauptbahn und des Schiffes.

Dieser Niveauausgleich wird entweder mittelst verticaler Hebung oder schiefer Ebenen bewerkstelliget, und je nachdem die Vorrichtungen der ersteren sich entweder am Ufer oder am Schiffe befinden, kann man dreierlei Trajectsysteme unterscheiden:

1. Anwendung schiefer Ebenen. Dieselben gehen bis tief unter den niedrigsten Wasserspiegel und vermitteln den Geleiseübergang zum Schiffe bekanntlich durch eine Schiebebühne, deren Platteau horizontal steht und entweder mit einer beweglichen Klappe in Verbindung tritt, welche sich wiederum entweder am Wagen oder auf dem Schiffe befindet, oder deren Plateauanschluss durch Vermittelung von Auffahrtbuffern direct auf das Schiff erfolgt. Beispiele solcher Constructionen sind unter Anderm die Trajecte Firth of Forth, Firth of Tay, Holmstorf-Lauenburg, welche Klappenwagen haben, und unter Anderm die Trajecte Rheinhausen und Gombos-Erdöd, welche beide nach dem Systeme Hartwich-Schaltenbrand construirt, directen Plateauanschluss durch Auffahrtbuffer besitzen.

Bei dem hier in Rede stehenden Gesamtsysteme erfolgt die Ueberwindung der schiefen Ebene entweder mittelst stabiler Dampfmaschine und Seilbetrieb (Firth of Forth, Firth of Tay, altes Ruhrorter Traject, Holmstorf-Lauenburg), oder mittelst directer Auffahrt durch die Locomotiven (Rheinhausen, Gombos-Erdöd).

2. Anwendung verticaler Hebung am Ufer. Hierbei erfolgt die Niedersenkung und Aufhebung der Wagen nach Art des verticalen Schachtbetriebes im Bergbau, zu welcher Hebung entweder Windebetrieb durch Dampf oder hydraulischer Druck, letzterer der üblichere, verwendet werden kann. Beispiele der letzteren Hebungsart sind das Humbertraject und die spätere Trajecteinrichtung bei Ruhrort.

3. Anwendung verticaler Hebung auf dem Schiffe. Hierbei ist die Einrichtung getroffen, dass das Schiffsdeck gehoben oder gesenkt werden kann; diese Verticalbewegung geschah bei dem Stephenson'schen Trajecte auf dem Nil mittelst Schrauben, und Klinkensperrung in Zahnstangen.

Die Wahl des einen oder des andere der hier genannten Constructionssysteme hängt bekanntlich von der Flachheit oder Steilheit der Ufer, von der Grösse des Niveauunterschiedes und von den Schwankungen ab, denen das Schiff durch die Eigenschaften des Fahrwassers unterliegt; auch hat, in Folge der heute vorhandenen Durchbildung der Constructionen der Trajecte, die Constructionswahl durch die Kosten des einen oder des anderen Systemes Einfluss erlitten.

Ist die Fähre einmal beladen, so kann man sie noch weiter durch die Arten classificiren, welche für die Schiffsbewegung und Schiffsführung angewendet werden. Hier unterscheidet man α) freie Manövrirung im Fahrwasser oder β) Seil- oder Kettenbetrieb (Tauer).

Die freie Manövrirung zerfällt wieder in directen Dampfschiffsbetrieb (Hohnstorf, späteres System Ruhrort), oder in Remorqueurdienst (früheres System Ruhrort).

Der Tauerbetrieb wurde unter Andern eingeführt bei den Trajecten Firth of Forth, Firth of Tay, am Nil, Griethausen, Rheinhausen und Gombos-Erdöd.

Bezüglich der Erfahrungen bei Trajecten überhaupt und der Detailconstructions, sowie bezüglich der Erfahrungen speciell bei der Anwendung von Ketten oder Seilen, endlich bezüglich der Kosten der Trajecte haben uns bekanntlich die Reisebeschreibungen der Herren Henz, Hartwich und T. Weisshaupt, sowie die vorzüglichen Monographen der Herren T. Weisshaupt (Ruhrort), Funk (Hohnstorf), Sopweith (Nil), von Kaven (Uebersicht der Trajectsysteme), Hartwich (Rheinhausen) und Schaltenbrand (Elten, Griethausen und Rheinhausen) belehrendes Vergleichsmateriale in Fülle geboten, welchem Materiale wir hier nur noch die übersichtlichen Kosten einiger Trajecte entnehmen.

	Thaler
Firth of Forth	174.200
Firth of Tay	119.900
Ruhrort (neuere Construction)	332.000
Hohnstorf	109.838
Rheinhausen (5 Strassen à 70.000 Reichsthaler)	350.000

§. 2. Ausstellungsobjecte.

Die Wiener Weltausstellung brachte aus dem Gebiete der Trajecte zwei Schaustücke.

1. Traject über den Rhein bei Rheinhausen.

Ausgestellt (Aquarelle und Text) durch die Rheinische Eisenbahngesellschaft zu Cöln. Diese nach dem System Hartwich-Schaltenbrand

ausgeführte Trajectanstalt, welche Hartwich nur dadurch motivirt, dass der Bau einer festen Brücke zu jener Zeit keine Genehmigung erhielt, wurde vorzugsweise zum Zwecke des Kohlentransportes aus dem Essener Reviere errichtet.

Ihre Fahrstrassen liegen 22.6 Meter von einander entfernt und steigen mit 1 : 48 auf die Uferhöhe. Bei dem mittleren Wasserstande hat der Rhein eine Breite von 437.5 Meter.

Die schiefe Ebene am linken Ufer hat 444.4 Meter, die am rechten Ufer 546.1 Meter Länge.

Ein durch Anker befestigtes Führungsseil, welches durch Leitrollen läuft, bildet die Fahrlinie für jede Ponte; die Bewegung der letzteren erfolgt durch je eine liegende Dampfmaschine von 25 Pferdekraften, die sich an einem Zugseile fortarbeitet.

Die Leitseile haben 53 Millimeter Durchmesser und wiegen 12.16 Kilogramm pro laufenden Meter; sie hielten im Minimum 10.972 und im Maximum 24.300 Fahrten aus und wurden mit 300 Centner gespannt. Die Zugseile haben 32.5 Millimeter Durchmesser, wiegen 3.19 Kilogramm pro laufenden Meter und hielten im Minimum 4658, im Maximum 9822 Fahrten aus und wurden mit 70 Centner gespannt; Versuche mit Stahlseilen haben sich nicht bewährt.

Jede einfache Fahrt wird einschliesslich des Auf- und Abfahrens der Züge im Mittel mit 22½ Minuten angegeben, wonach die Zahl der einfachen Fahrten auf den benützten vier Fahrstrassen binnen zwölf Stunden = 128 beträgt. Mit jeder Fahrt können durchschnittlich acht Wagen à 200 Centner Netto trajectirt werden, wodurch die Leistungsfähigkeit des Trajectes pro zwölf Stunden = 1024 Wagen beträgt. Das Maximum der Trajectirung fand bis zum Wiener Ausstellungsjahre am 17. Jänner 1873 statt, wo binnen 24 Stunden bei Tag- und Nachtbetrieb 1393 Wagen von drei Ponten bei Tag und drei bei Nacht überschifft wurden; es blieb also noch immer unter der mittleren Leistungsfähigkeit.

Die Unterbrechungen durch Eisgang betragen im Jahre 1867 drei Tage, 1868 zwei Tage, 1869 fünf Tage, 1870 = 15 Tage, 1871 = 22 Tage und 1872 = 0 Tage.

Ueber die Leistungen, die Betriebskosten und den Kohlenverbrauch bei dem mehrjährigen Betriebe des Rheinhausener Trajee-

tes (1428 Meter totale Distanz) gewähren die drei folgenden Tabellen Aufschluss:

Leistungen des Trajectes bei Rheinhausen.

Im Jahre	Fahrten- anzahl	Trajectirte Wagen			Trajectirte Locomotiven
		beladen	leer	Summe	
1866 ($\frac{1}{3}$)	—	9.192	8.975	18.161	6
1867	—	63.163	41.096	104.259	51
1868	21.148	78.373	52.493	130.866	72
1869	27.545	105.939	68.861	174.800	89
1870	34.270	122.938	88.268	211.206	170
1871	35.030	128.450	86.663	215.113	231
1872	42.356	181.193	104.270	285.463	249

Jährliche Betriebskosten des Trajectes Rheinhausen

exclusive der Kosten des Betriebes und der Unterhaltung der zum Trajecte gehörigen Bahnhöfe, Locomotiven u. s. w.

	1869			1870			1871			1872		
	Reichs- thaler	Silbergr. Pfenninge		Reichs- thaler	Silbergr. Pfenninge		Reichs- thaler	Silbergr. Pfenninge		Reichs- thaler	Silbergr. Pfenninge	
Besoldung u. Beklei- dung des Personals .	13.083	15 5		17.221	14 1		16.934	24 10		17.254	—	—
Unterhaltung der Pon- ten mit Maschinen, Kessel und Inventar	6.571	6 10		5.982	29 11		4.633	— 2		8.050	20 9	
Unterhaltung d. Draht- seile	6.161	9 3		8.368	16 7		8.264	3 3		7.497	— 3	
Unterhaltung d. Ueber- gangsbrücken und Trajectwagen . . .	952	15 7		2.216	17 10		4.583	10 1		2.630	10 11	
Unterhaltung der klei- neren Schiffgefäße	120	3 6		211	27 6		284	24 9		461	8 11	
Fürtrag .	26.888	20 07		34.001	15 01		34.700	03 01		37.893	10 10	

	1869			1870			1871			1872		
	Reichs- thaler	Silbergr. Pfennige		Reichs- thaler	Silbergr. Pfennige		Reichs- thaler	Silbergr. Pfennige		Reichs- thaler	Silbergr. Pfennige	
Uebertrag	26.888	20	7	34.001	15	01	34.700	03	01	37.893	10	10
Heiz- und Schmier- material	3.297	16	—	4.591	4	—	3.356	15	—	7.506	—	—
Unterhaltung der Ge- leise im Strom	—	—	—	1.759	2	11	922	29	—	16	11	9
Diverse Ausgaben, Prämien u. s. w.	2.232	5	11	1.614	22	7	1.673	7	6	3.785	21	8
Summe	32.418	12	6	41.966	15	5	40.652	24	7	47.201	14	3
Kosten für das Tra- jectiren eines Wagens (die Locomotive = 8 Wagen gerechnet)	—	5	6	—	5	11	—	5	7	—	4	11

Kohlenverbrauch zum Betriebe der Ponten.

	1868	1869	1870	1871	1872
	Kilogramm				
Im Ganzen	516.750	695.600	806.050	781.000	915.000
Pro Fahrt	24.44	25.25	23.52	22.30	21.60
Pro Wagen	3.93	3.96	3.79	3.60	3.18

Es wird nicht ohne Interesse sein, diese Betriebsergebnisse mit den folgend verzeichneten zu vergleichen.

1) Traject Firth of Forth. 8850 Meter Distanz, 26 Minuten Trajectszeit, acht bis zehnmal pro 24 Stunden, Beladung 30 bis 35 Wagen, also zwischen 240 und 350 pro zwölf Stunden; binnen sechs Monaten wurden übersetzt 37.618 Wagen = circa 1,880.000 Centner Netto. Uebersetzungskosten pro Centner Last = 2.6 Pfennige.

2) Traject Firth of Tay. 1408 Meter Distanz, Schiffe mit 16 bis 17 Wagen, pro zwölf Stunden 12 bis 14 Fahrten = 192 bis 230 Wagen, im Mittel 180 Wagen.

3) Traject Hohnstorf-Lauenburg. 1168 Meter Distanz, Leistung pro anno (1. April 1864 bis 31. März 1865) = 12.668 Achsen mit 10.865 Thaler Betriebskosten, exclusive Zinsen und Amortisation; Frachtsatz 1 Silbergroschen pro Centner, 2 Silbergroschen pro Person, inclusive der Fahrstrecken bis Lüneburg und Büchen; Beladen mit zwölf Achsen 12 bis 15 Minuten, Entladen detto, Fahrt 8 bis 10 Minuten, 60 Minuten Zeit pro Doppelfahrt; der lebhaftere Verkehr (bis 1866) = zwölf Doppelfahrten = 120 Achsen pro 11 Stunden Zeit.

4) Traject Griethausen. 1216 Meter Distanz, sechs Güter- und fünf Personenwagen erfordern im Ganzen 15 Minuten Trajectzeit.

5) Rheintraject in Ludwigshafen. Eröffnet 8. Jänner 1863, geschlossen 25. Februar 1867, leistete während der ganzen Betriebszeit 244.154 Waggons mit 18.156.402 Centner. Im letzten Jahre seines Bestandes wurden auf 78.944 Waggons = 3.760.742 Centner Güter und 2.054.513 Centner Kohlen übersetzt.

Zum Vergleiche der letzteren jährlichen Leistung ist es nicht ohne Interesse zu bemerken, dass während derselben Betriebszeit vom ersten Jahre über die Eisenbahnschiffbrücke in Maximiliansau 52.771 Personen, 772 Waggons mit Vieh und 3.471.112,3 Centner Güter und Kohlen befördert wurden.

2. Traject über die Donau zwischen Gombos und Erdöd.

Ausgestellt durch den Baudirector der Alföldbahn Herrn Julius Herz.

Diese im Gebiete der österreichischen Monarchie allein dastehende Trajectanstalt wurde nach dem Systeme Hartwich-Schaltenbrand hergestellt. Erbaut wurde die Anstalt vom Juli 1870 bis 12. November 1871.

Der Bau erfolgte unter der Oberleitung des Baudirectors Herz durch die Mitarbeiter Oberingenieur Paulus, Oberingenieur Ritter und Sectionsingenieur Seeberg. Die Schiffe wurden durch H. Kriens in Duisburg geliefert; der schon früher, Band I, pag. 326, beschriebene, interessante Unterbau unter Wasser wurde theilweise durch den Bauunternehmer Bandeson, theilweise in eigener Regie ausgeführt.

Das Traject befindet sich im Zuge der Hauptlinie Grosswardein-Csaba-Szegedin-Zombor-Esseg der Alföldbahn und übersetzt die Donau bei Gombos etwa eine Meile unterhalb der Einmündung der Drau. Das Traject wird durch zwei getrennte Fahrstrassen gebildet; bei Niederwasser beträgt die Flussbreite 500 Meter, bei Hochwasser 1300 Meter. Der Niveauunterschied ist hier sehr bedeutend; er beträgt zwischen Hoch- und Niederwasser bis 7.1 Meter.

Die rechtsseitige Rampe fällt mit 1:50, die linksseitige mit 1:60 in den Fluss; die linke Rampe ist in das Donauufer eingeschnitten, am rechten Ufer musste die Rampe aus örtlichen Gründen in den offenen Strom gelegt werden.

Die Länge der beiden Ponten misst in der Höhe der darauf befindlichen eingelegigen Fahrbahn 62.7 Meter; es kann also ein Zug aus acht Personenwagen oder aus zehn Güterwagen exclusive Locomotive untergebracht werden. Unbeladen taucht die Ponte 0.39 Meter, beladen 0.79 Meter.

Das Ausstellungsobject bestand aus einer Mappe, enthaltend: eine kurze Beschreibung, Situation, Längen- und Querprofile und Detailzeichnungen der Ponten und der gesamten maschinellen Einrichtungen, sowie eine Wasserstandstabelle während der Bauzeit.

Im Baujahre 1870 betrug die maximale Wasserstands Differenz 4.1 Meter, im Baujahre 1871=4.7 Meter.

Die ausgestellt gewesenen Detailzeichnungen zeigten, dass das Gomboser Traject maschinell genau so angeordnet ist, wie das Rheinhausener Traject, von dem die „Zeitschrift für Bauwesen“, XVII, und die „Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure“, 1870, durch die Herren Hartwich, respective Schaltenbrand, die ausführlichsten Details bringen.

Fig. 1.

Eisenbahn-Brücke über das Holländisch Diep. (Moerdijk).
(14 Öffnungen á 100^m Lichtweite.)



Fig. 2.

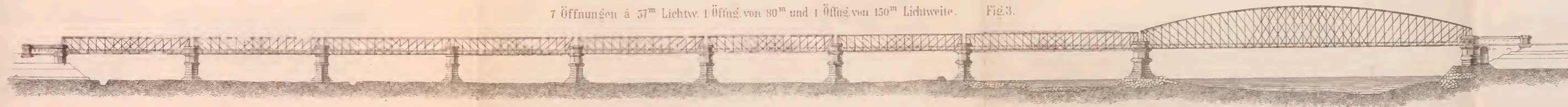
Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämmerthen.
5 Öffnungen á 201' Lichtw. 4 Öffng. á 120' Lichtw. 8 Öffng. á 100 Fuß Lichtw. und 1 Drehbrücke mit 2 Flutöffnungen á 42 Fuß Lichtw.



Eisenbahnbrücke über den Lek bei Kuilenburg.

7 Öffnungen á 57^m Lichtw. 1 Öffng. von 80^m und 1 Öffng. von 150^m Lichtweite.

Fig. 3.



König Wilhelms-Rhein-Eisenbahnbrücke bei Hamm.

Fig. 4.



Fig. 6.

Thaya-Viadukt bei Znaim
2 Öffnungen á 50, 2 Öffnungen á 60 Meter Stützweite.
1/2000 der nat. Größe.

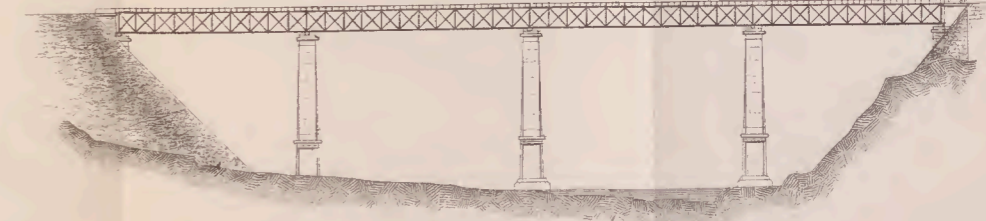


Fig. 5.

Eisenbahnbrücke über den Po bei Borgoforte.

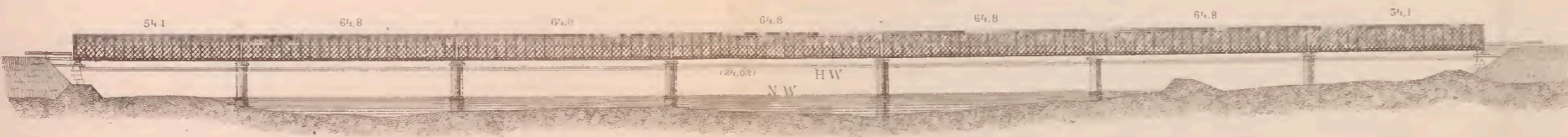


Fig. 7.

Elbebrücke bei Aufsig.
4 Öffnungen á 207,2, 2 Öffnungen á 73,9 und 1 Öffnung á 74,2 Meter Stützweite.
1/2000 d. nat. Größe.



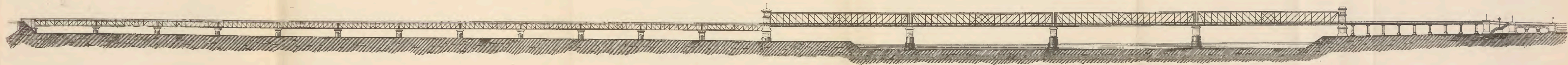


J

62,7

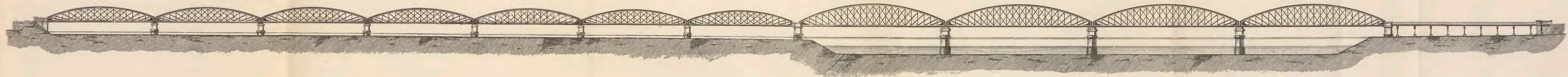
Kaiser Franz-Josef-Brücke

(Inundationsbrücke - 12 Oeffng. à 37,06^m theoret. Stützmt., Strombrücke - 4 Oeffng. à 82,18^m Stützmt., Quai-Brücke - 2 Oeffng. à 3,79^m und 8 Oeffng. à 9,285^m Stützmt., Totallänge incl. Rampe 1005,14^m.)



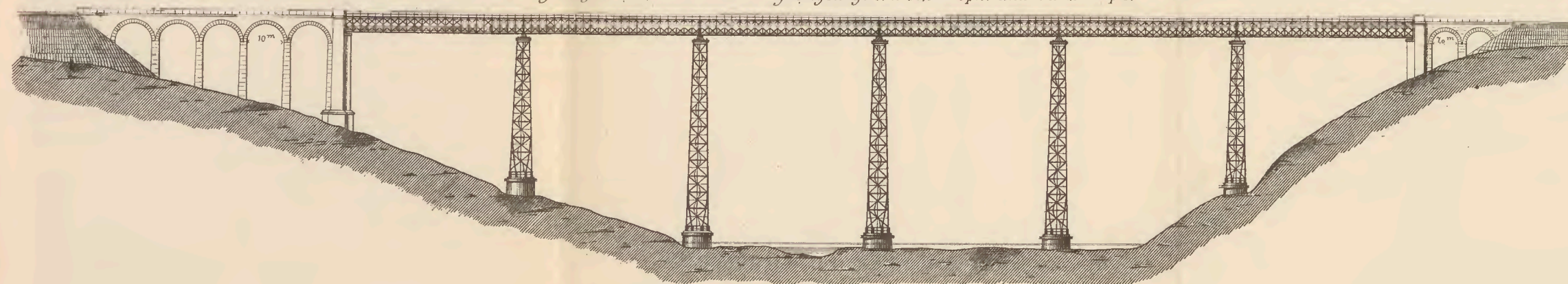
Eisenbahnbrücke über die neue Donau der k. k. priv. Ferdinand-Nordbahn in Wien

(4 Stromöffnungen à 19,96 mtr. und 7 Inundations-Oeffnungen à 57,87 mtr. Lichtreite, Quai-Brücke, 8 Oeffng. à 9,48^m und 2 Oeffng. à 3,79^m von Mitte zu Mitte.)



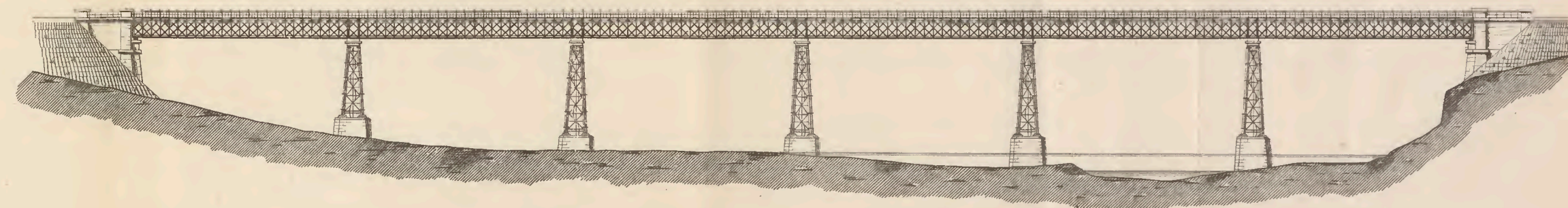
Bouble-Viadukt

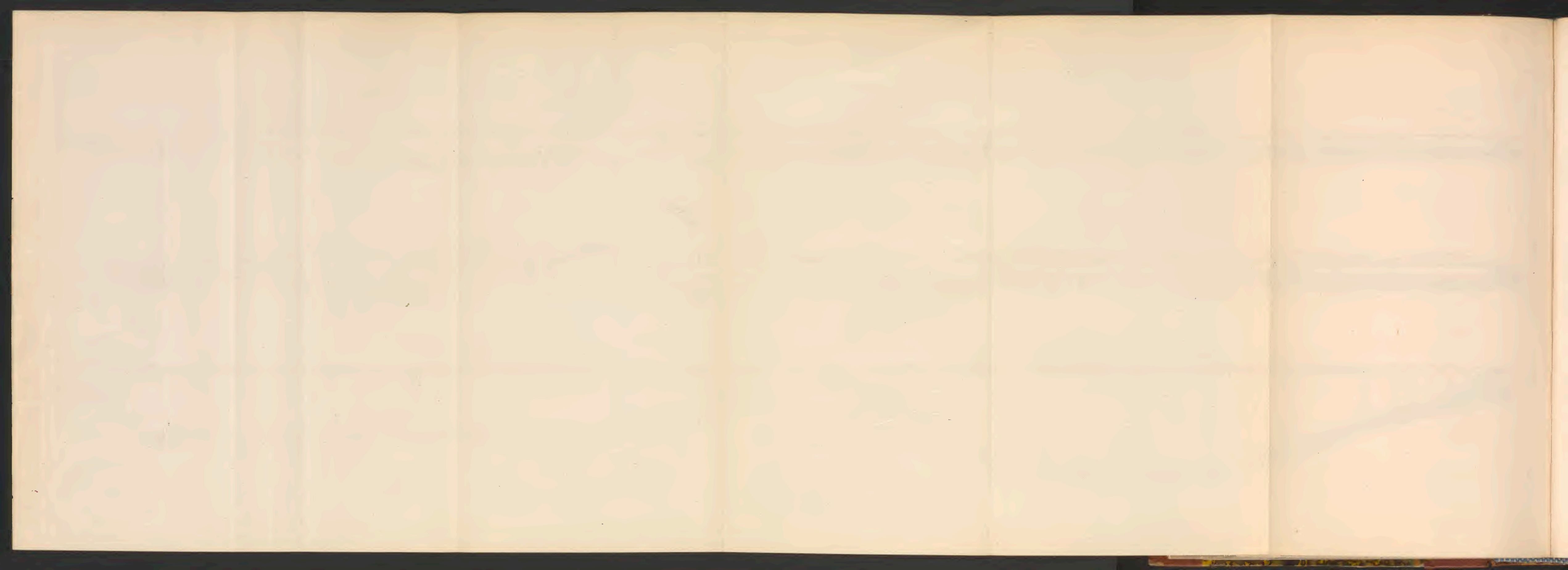
6 Oeffnungen à 50,0^m Stützmt. 5 Oeffnungen gew. à 10,0^m Spw. und 2 à 7,0^m Spw.



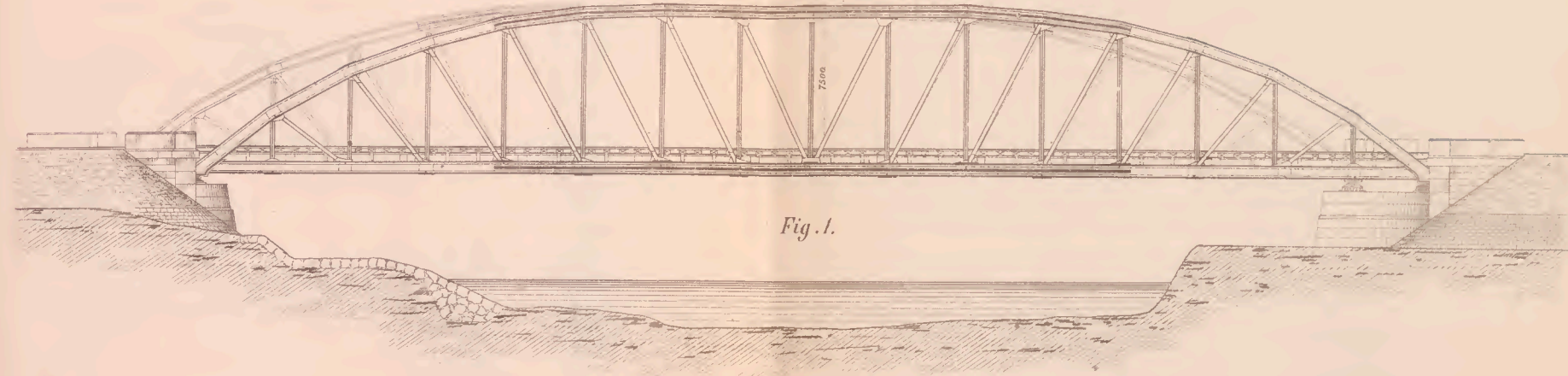
Jglava-Viadukt.

(6 Oeffnungen, 4 à 62,7^m, 2 à 61,35^m von Mitte zu Mitte Pfeiler.)

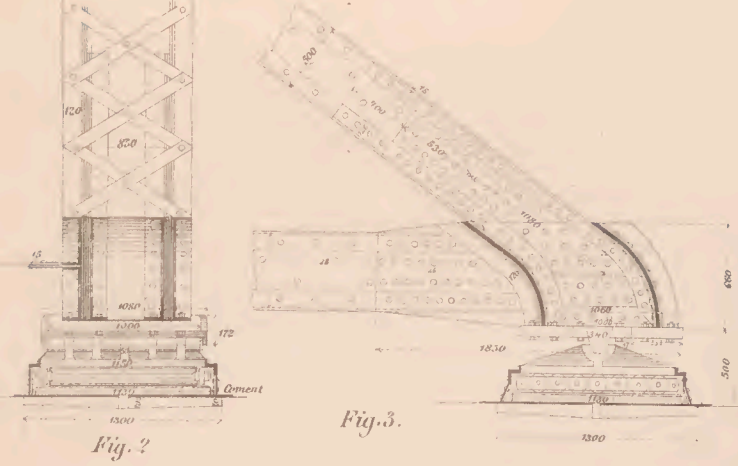




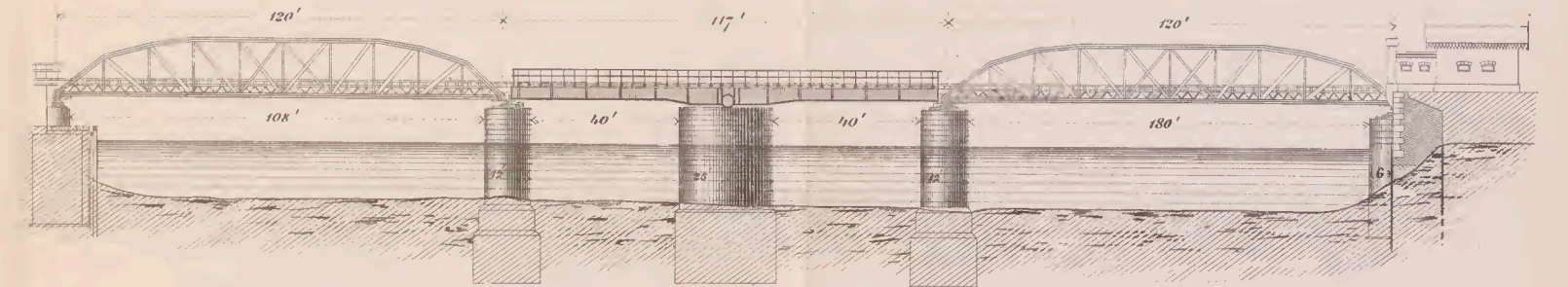
Donaubrücke bei Sigmaringen.
(Fig. 1, 2, 3, 4, 5.)
Ansicht.



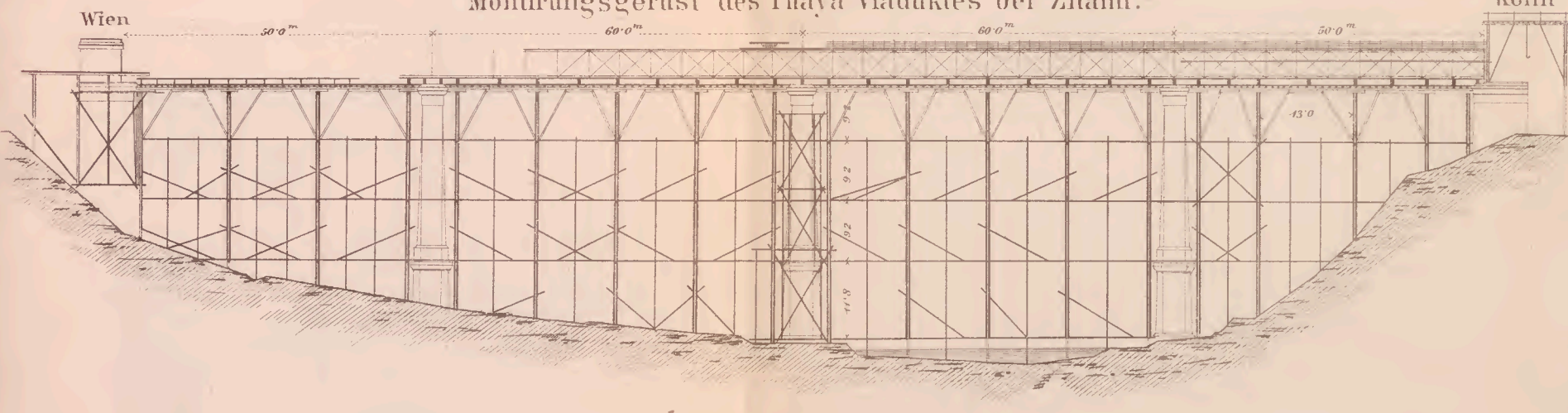
Bewegliches Auflager.



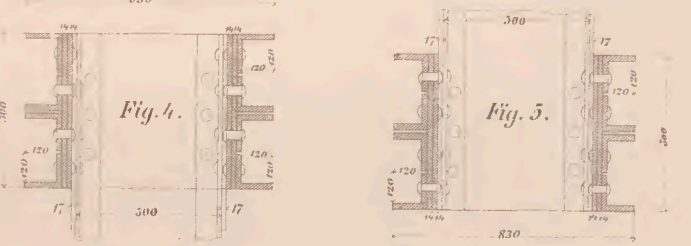
Parnitz Br. bei Stettin.



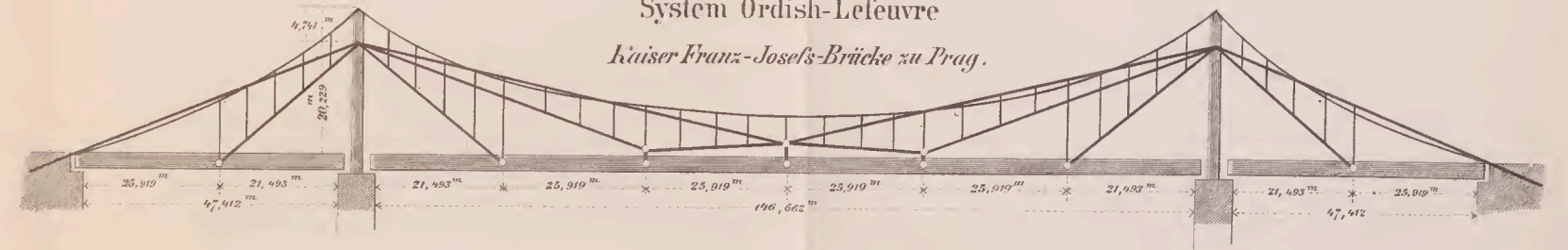
Montierungsgerüst des Thaya Viaduktes bei Znaim.



Schnitt in der Trägermitte
a) durch die Obergurte. b) durch die Untergurte.

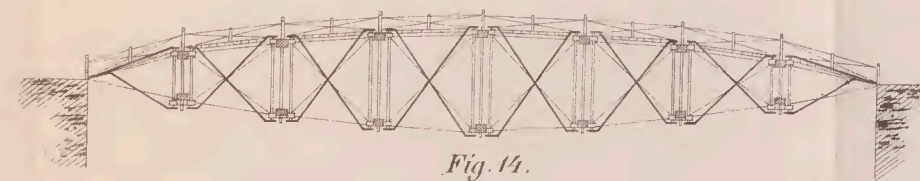


System Ordish-Lefevre
Kaiser Franz-Josefs-Brücke zu Prag.

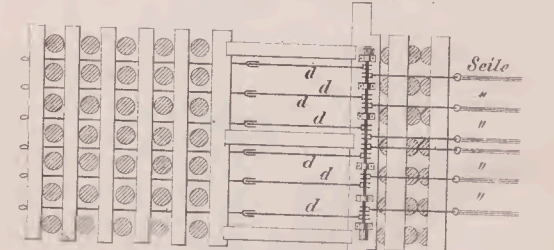


Brücke aus Hanfseilen von Giuliano Costantini in Venedig.
(Fig. 14, 15, 16, 17.)

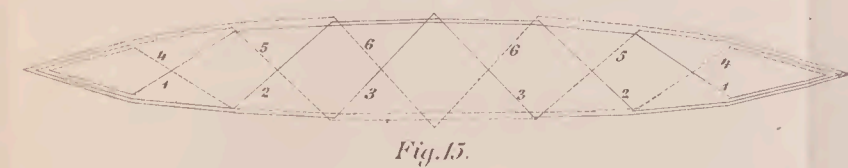
Ansicht.



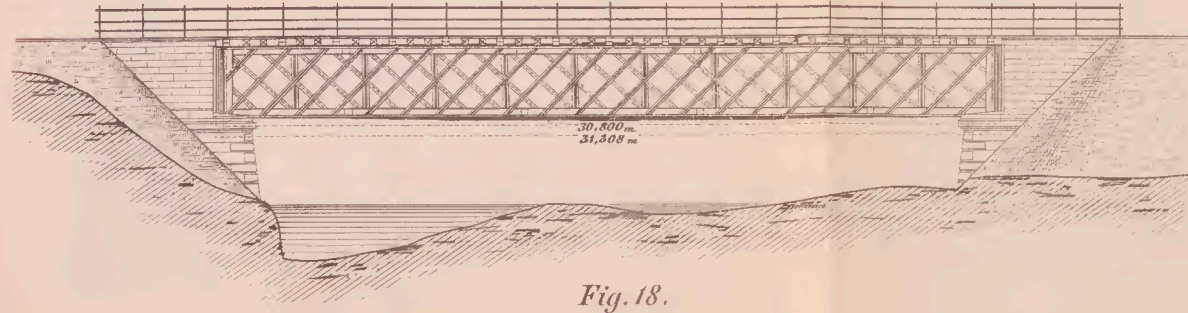
Anordnung der Verankerung.



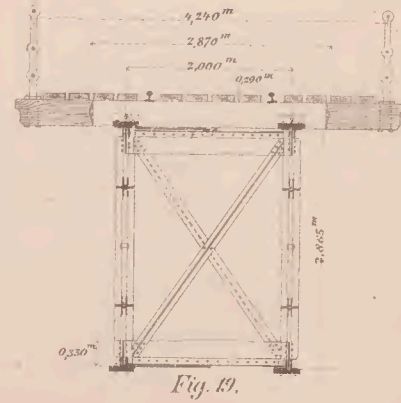
Umwindungsang der tragenden Seile.



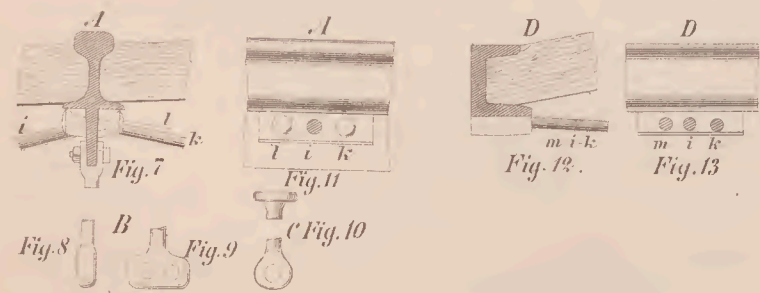
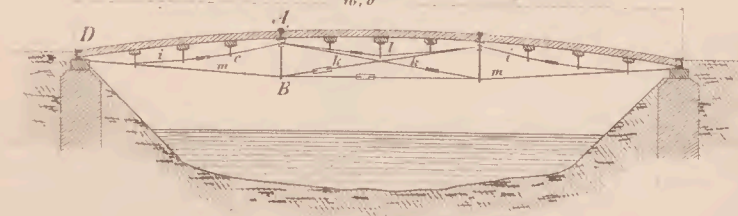
Lauchertbrücke bei Sigmaringendorf. (Fig. 18, 19.)
Ansicht.

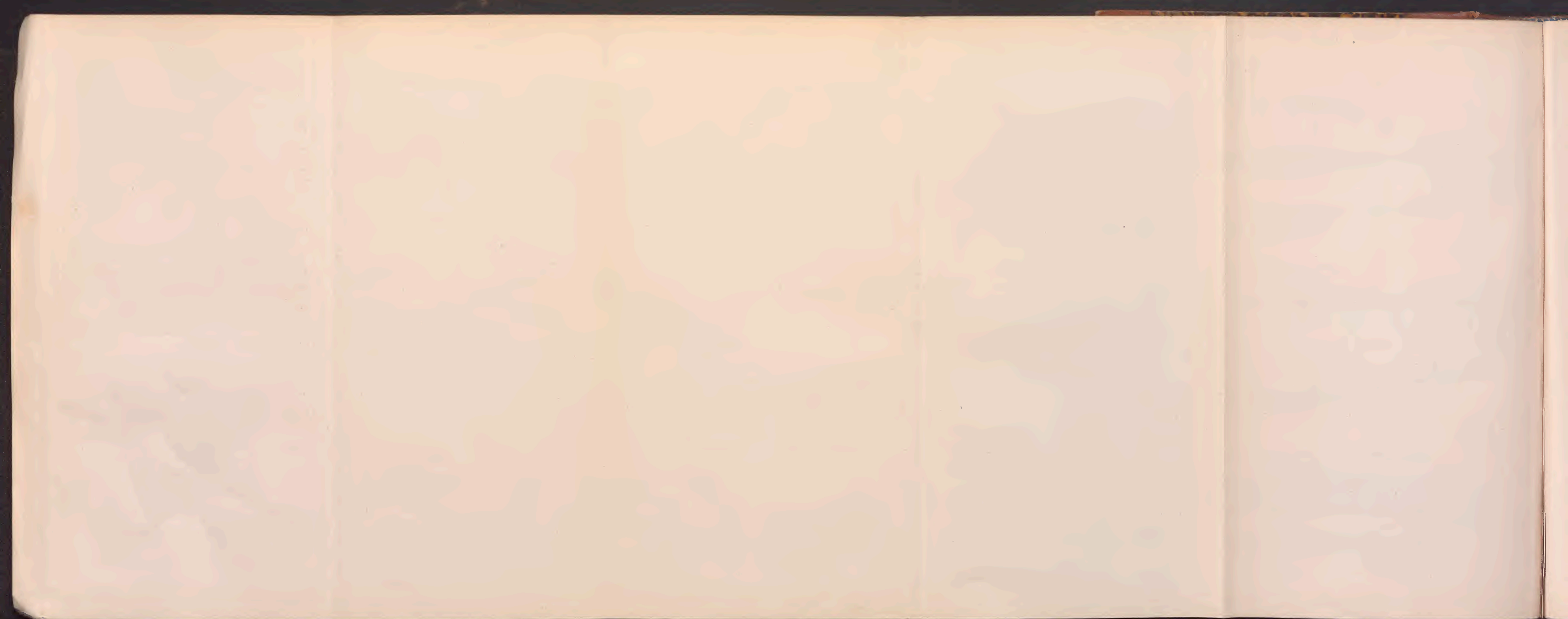


Querschnitt in der Brückenmitte.

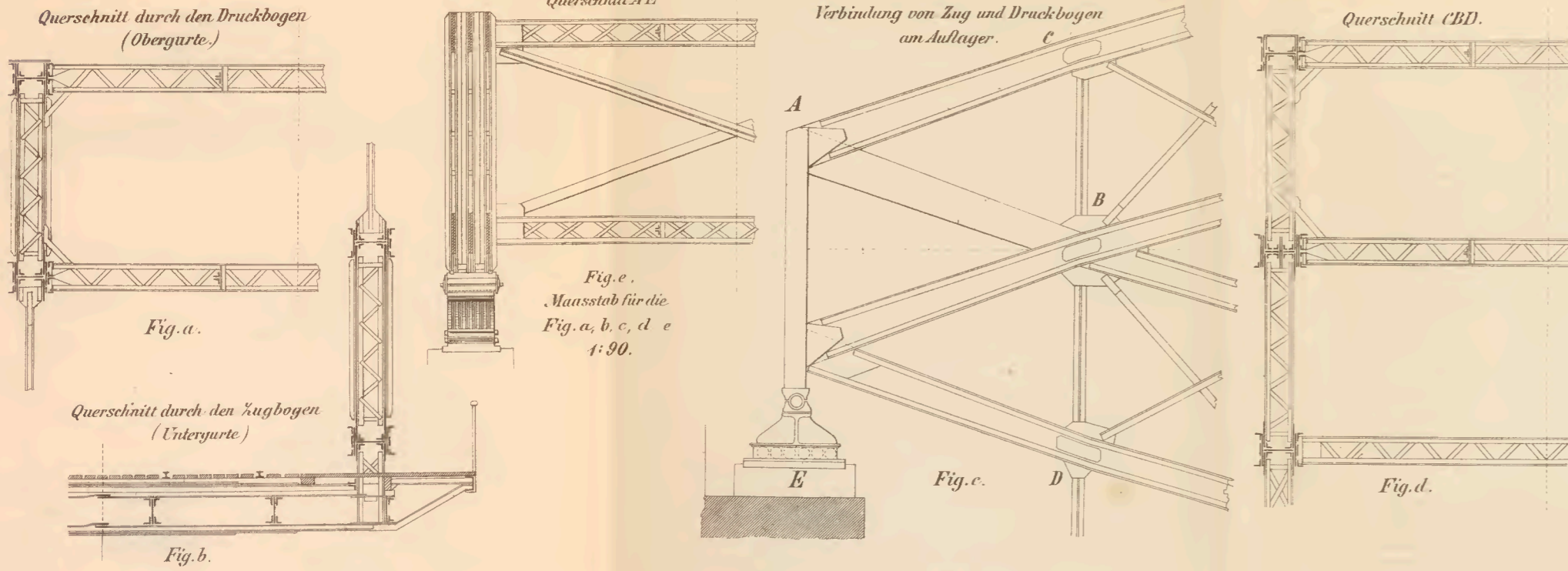


Park-Brücke erbaut von L.G.v. Celsing. (Fig. 6 bis 13.)

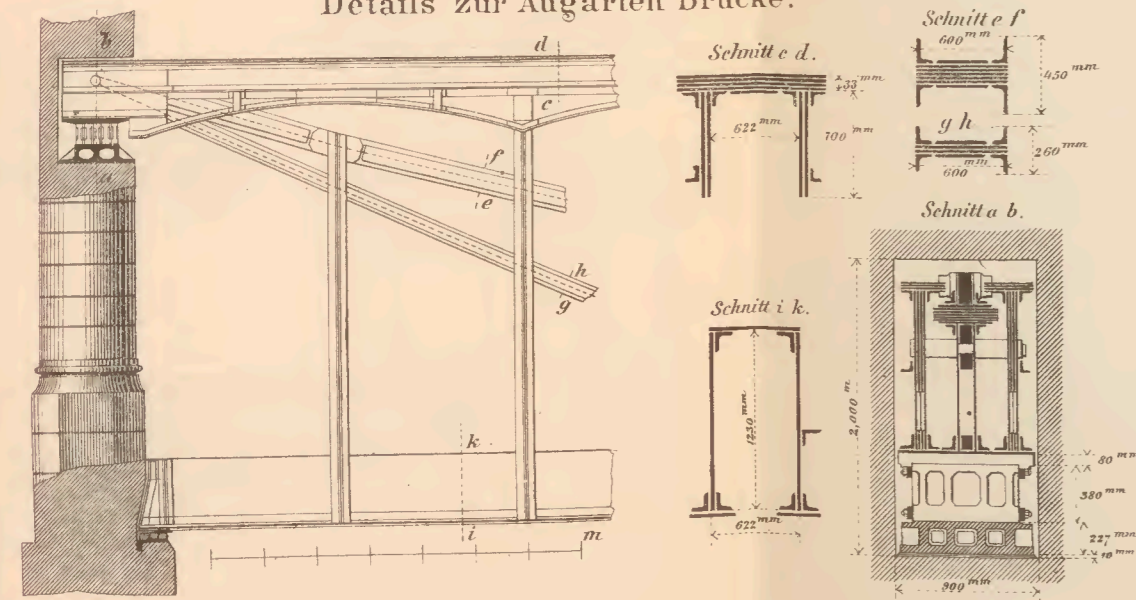




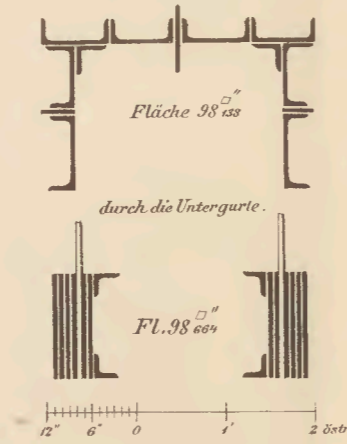
Details der Elbebrücke bei Hamburg und Harburg (Fig. a, b, c, d, e, f).



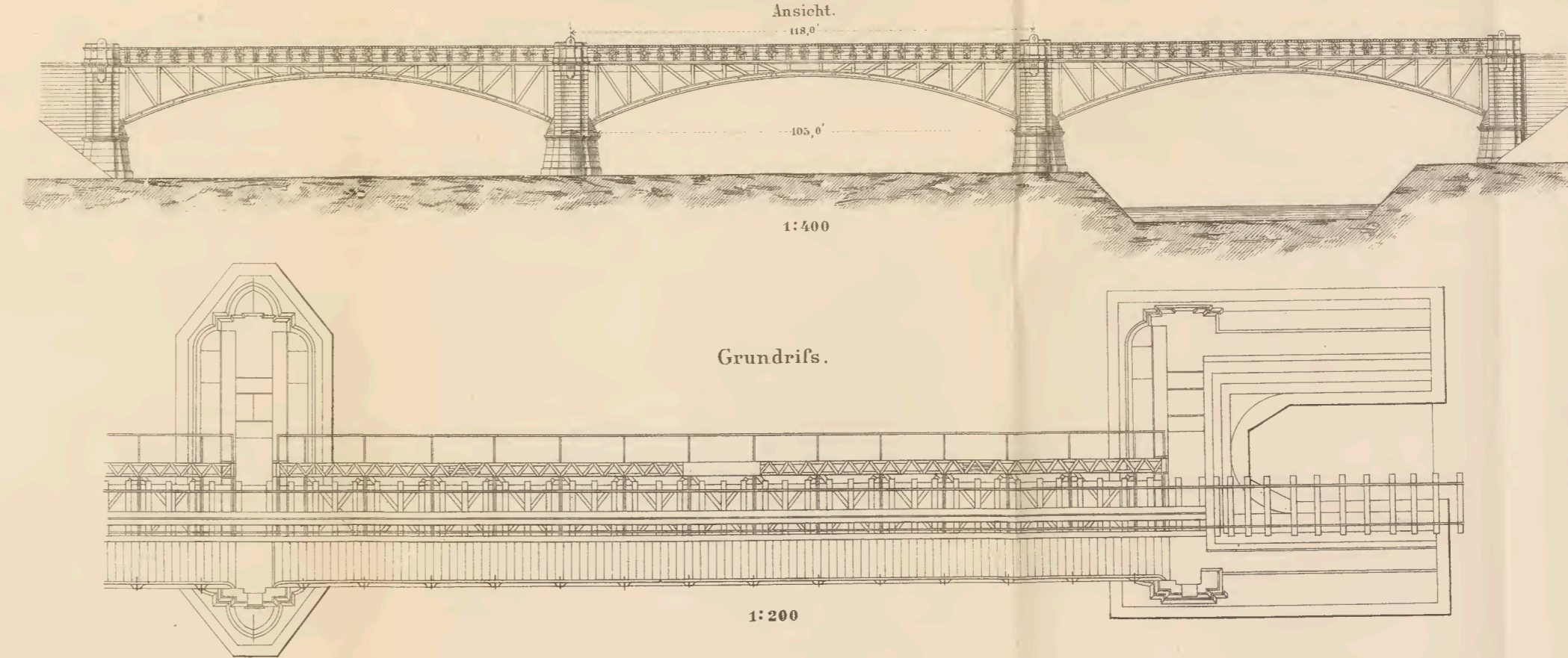
Details zur Augarten Brücke.



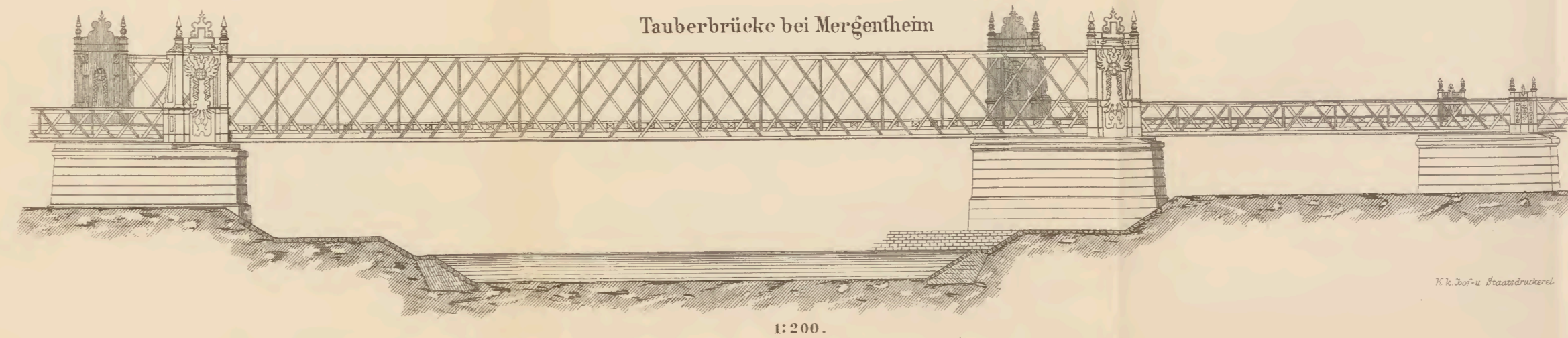
Details der Vorbahnbrücke in Wien
Schnitt in der Mitte der Stromöffnung durch die Obergurte



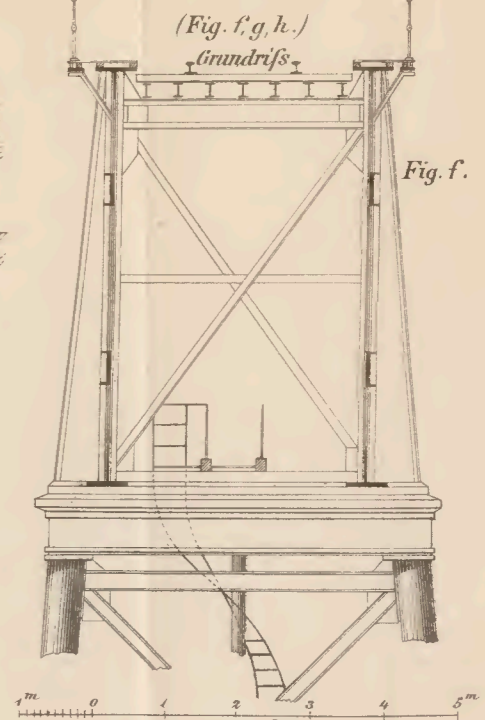
Tauberbrücke bei Weikersheim.



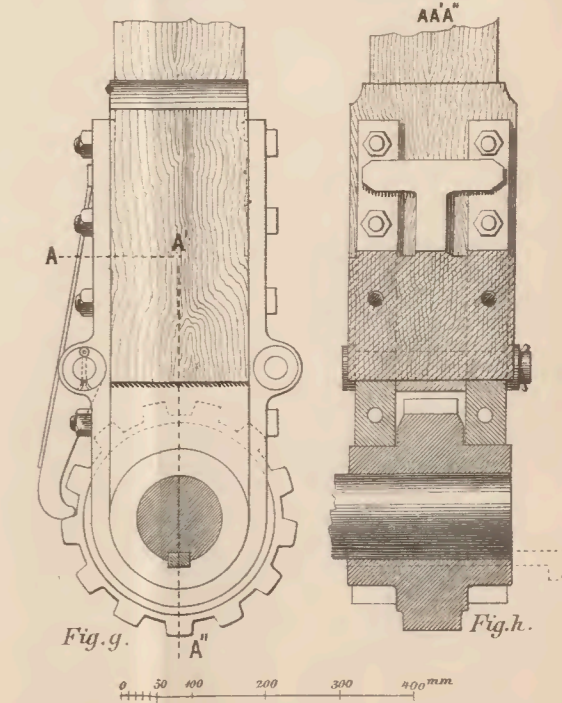
Tauberbrücke bei Mergentheim



Details zum Jgla Viadukte.

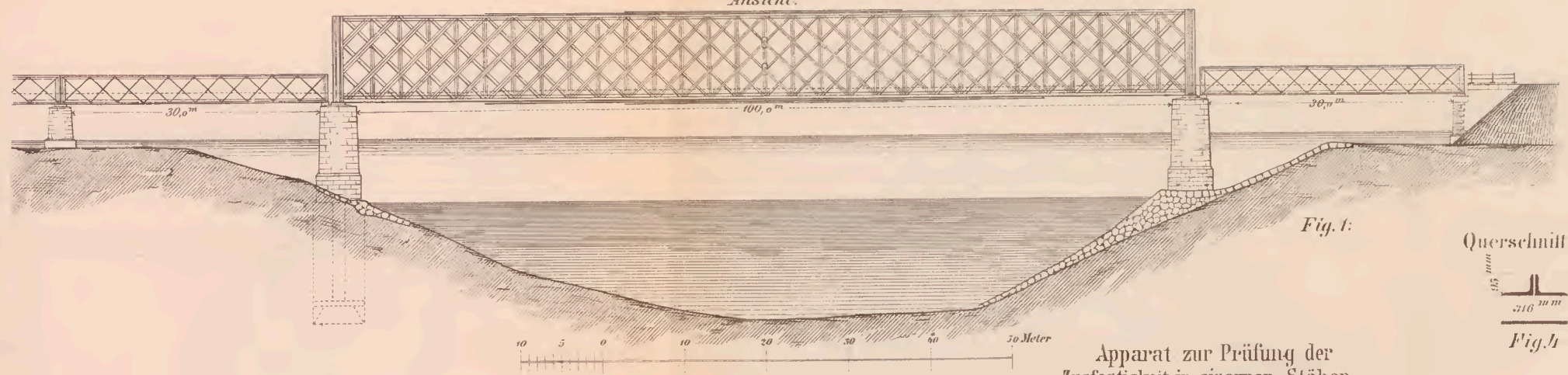


Schieberatsche (Fig. g, h).

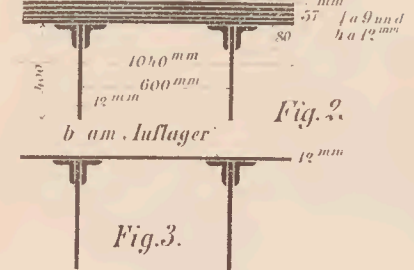




Theiss Brücke bei Algyö
Alföld-Fiumaner-Eisenbahn Fig. 1-7.
Ansicht.



Querschnitt durch die Obergurte
a in der Trägermitte (der Hauptöffnung)



Querschnitt der Diagonalstäbe (Hauptöffnung)

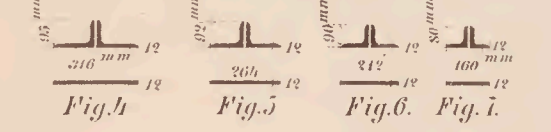


Fig. 8-11.
Charnierhängebrücke über den Main bei Frankfurt
(Mittelöffnung 280 F., 2 Seitenöffnungen à 130 Trakl. F. Lichtot.)

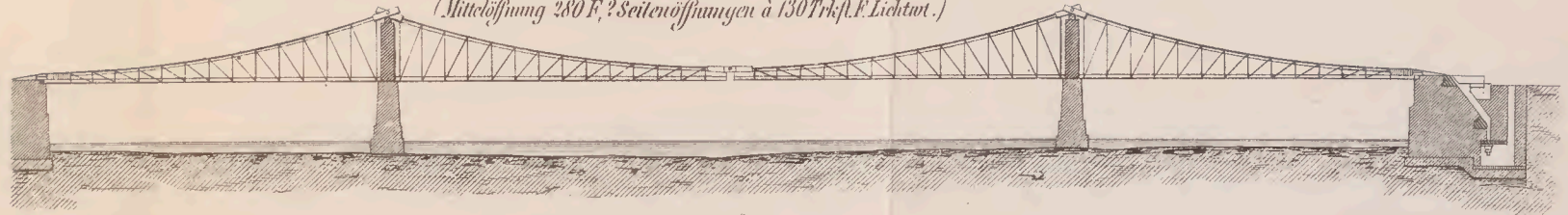
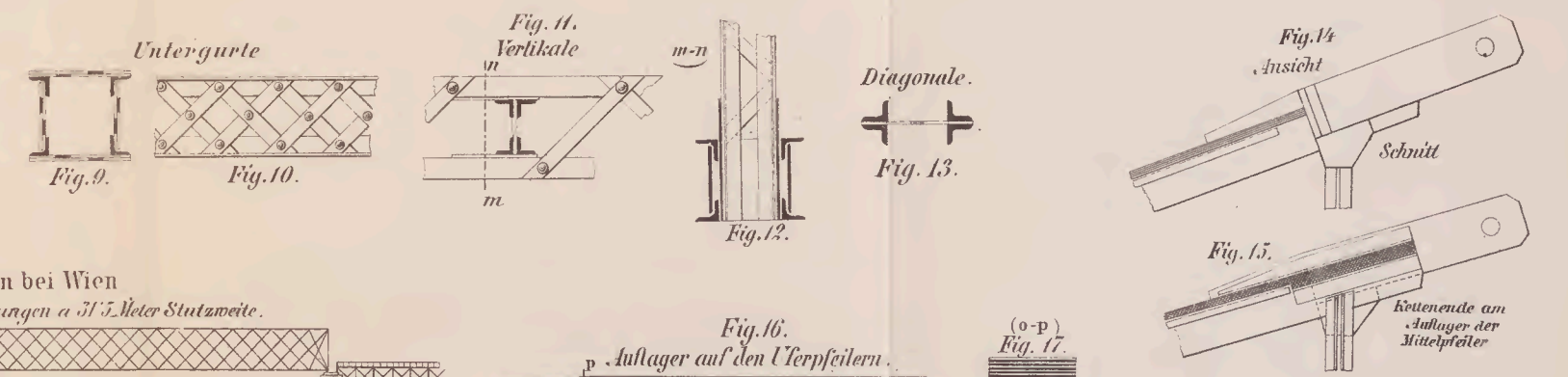
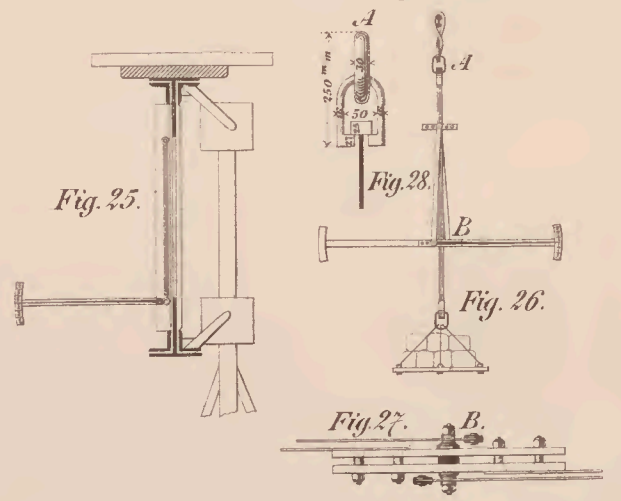


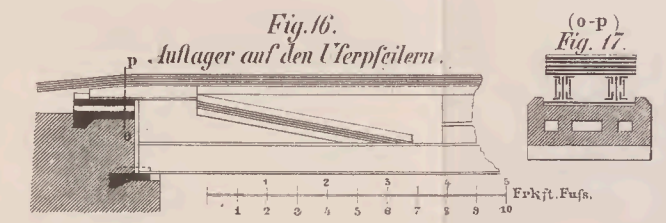
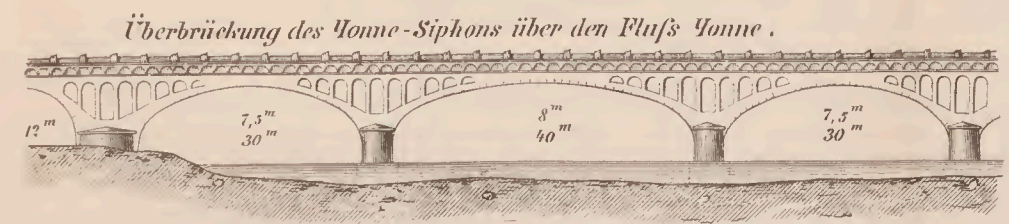
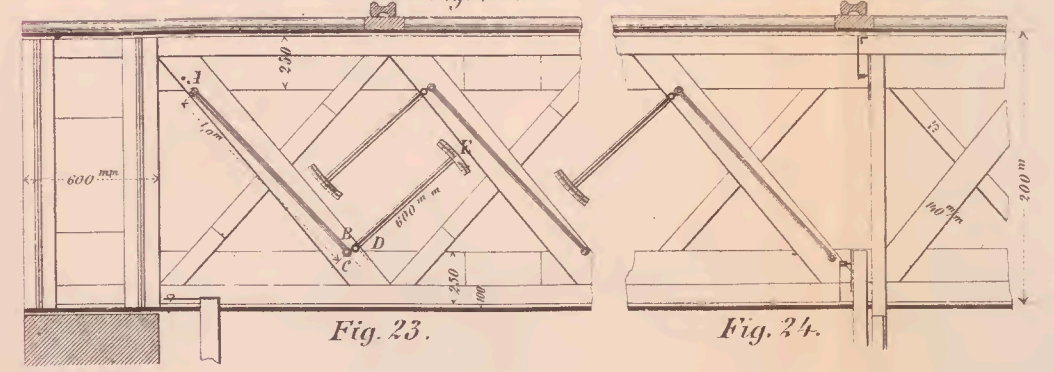
Fig. 8



Apparat zur Prüfung der
Zugfestigkeit in eisernen Stäben.
(Fig. 26-28)



Messapparat für das Kräftespiel in eisernen Brücken
Fig. 23-25.



System Ruppert
Projekt einer Donaubrücke bei Wien
(Strombrücke 3 Öffg. à 230 und 2 Öffg. à 240 Fuss Ø)

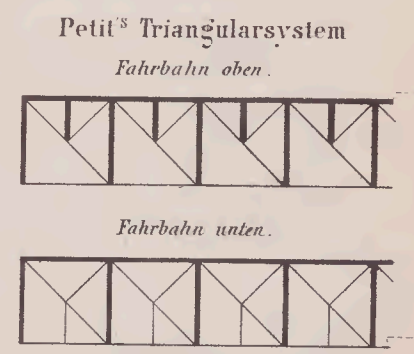
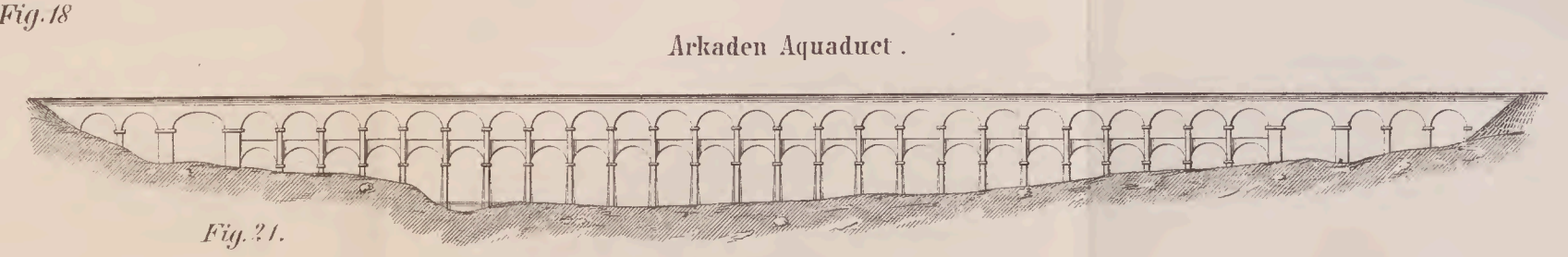
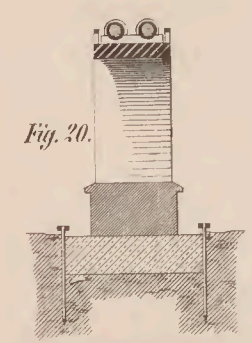
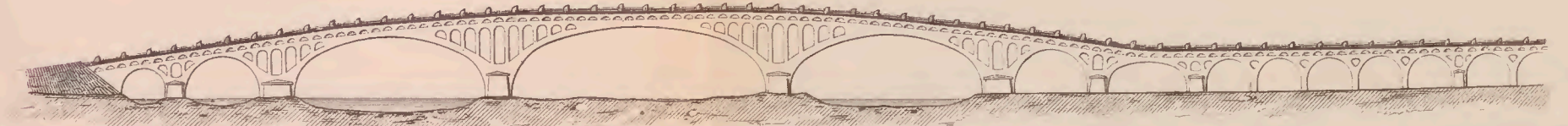
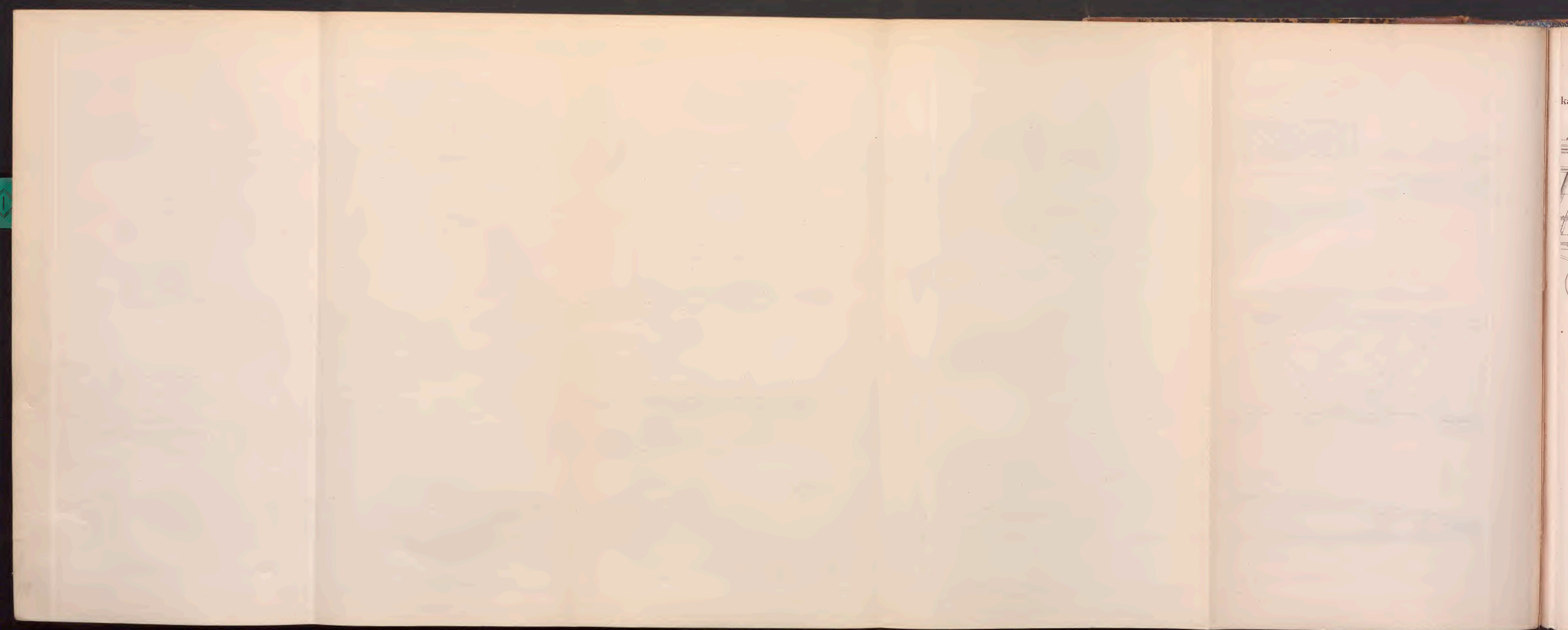


Fig. 18-22.
Typen der Vanne-Wasserleitung für Paris
Siphon von Moret.





Krahnbrücke über den neuen Entwässerungskanal bei Zwolle. Fig. 1-9.

Fig. 2.
Grundriss.

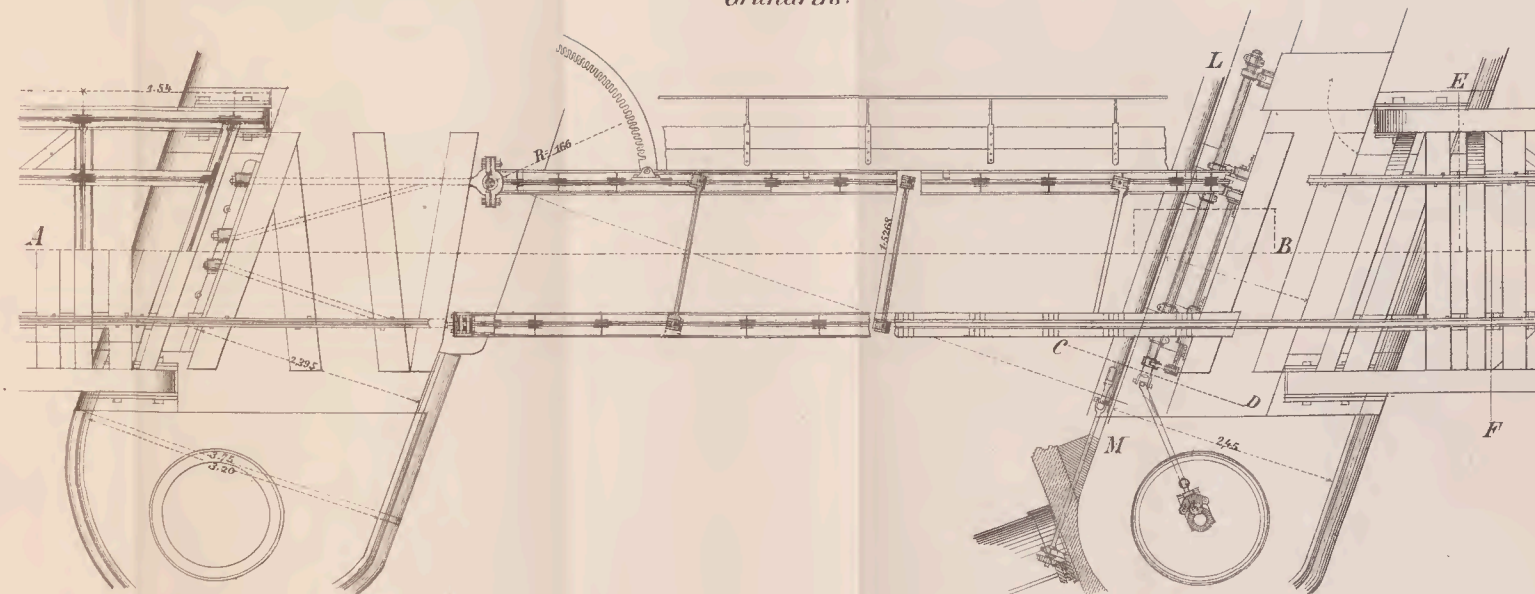
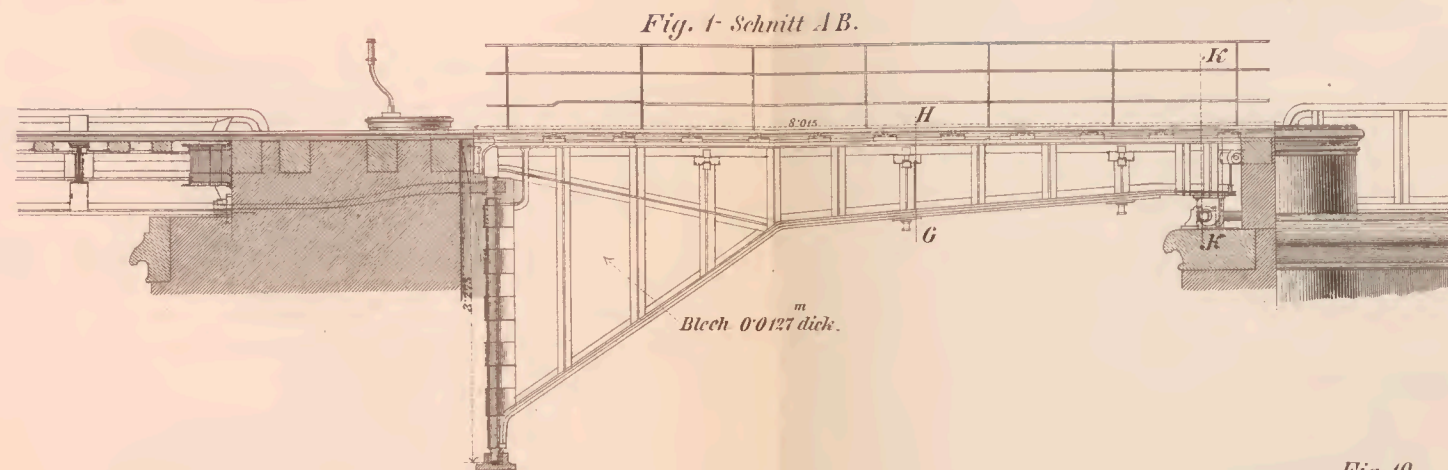
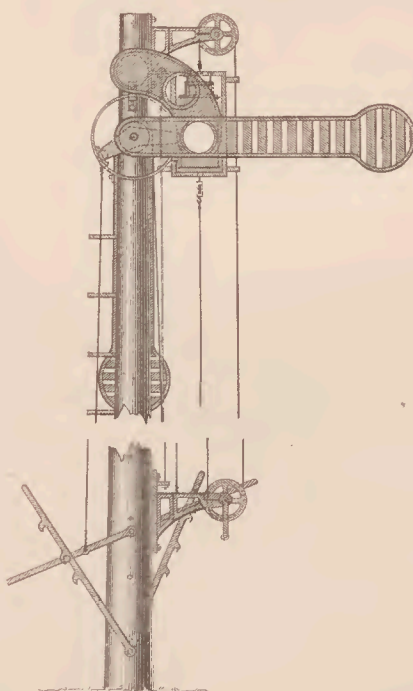


Fig. 10.
Signal von Rothmüller.



Drehvorrichtung.



Fig. 3.

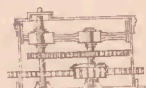


Fig. 4.

Schnitt G H.



Fig. 5.

Schnitt J K.

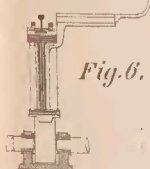


Fig. 6.

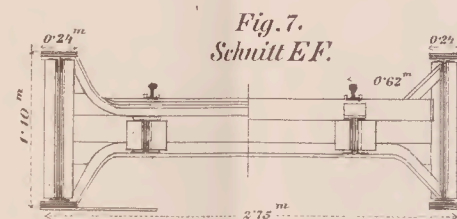


Fig. 7.
Schnitt E F.

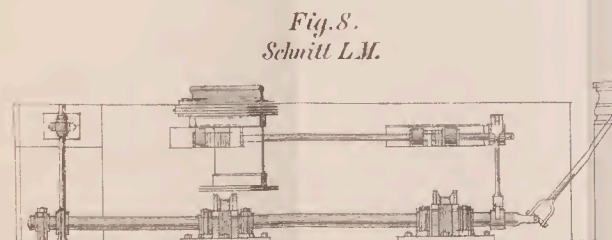
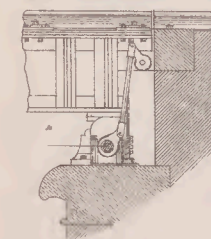


Fig. 8.
Schnitt L M.

Fig. 9.
Schnitt C D.





OFFICIELLER
AUSSTELLUNGS-BERICHT

HERAUSGEGEBEN DURCH DIE
GENERAL-DIRECTION DER WELTAUSSTELLUNG

1 8 7 3.

EISENBAHN-
UNTER- UND OBERBAU.

(Gruppe XVIII, Section 2.)

DREI BÄNDE MIT 318 HOLZSCHNITTEN UND 19 LITHOGRAPHIRTEN TAFELN.

BERICHT

VON

FRANZ RŽIHA,

*Ober-Ingenieur, Ritter des Kaiserlich-österreichischen Franz Joseph-Ordens und des
Königlich-preussischen Kronen-Ordens.*

DRITTER BAND.

WIEN.

DRUCK UND VERLAG DER K. K. HOF- UND STAATSDRUCKEREI.

1877.

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

1920

PHYSICS DEPARTMENT

1920

Inhalts-Verzeichniss des dritten Bandes.

O b e r b a u.

I. Abschnitt.

Der Geleisebau.

	Seite
I. Capitel. Schienengeleise mit hölzernen Unterlagen	2
II. " Schienengeleise mit steinernen Unterlagen	5
III. " Gänzlich eiserne Schienengeleise	6
IV. " Ausstellungsobjecte	17
V. " Der eiserne Oberbau in Braunschweig	82
VI. " Der eiserne Oberbau in Oesterreich	103
§. 1. Construction von Paulus	106
§. 2. Construction von Lazar	107
§. 3. Rahmenconstruction von Karl v. Hagemeister und C. F. Wagner	111
§. 4. Die Construction von Hohenegger	121
§. 5. Das System Battig-de Serres	130
1. Beschreibung des Oberbaues	131
2. Dimensionen und Gewichte	137
3. Erfahrungen beim Legen und über das bisherige Verhalten	138
4. Kosten des neuen Oberbaues	141
5. Werth der neuen Construction für Kriegszwecke	149

II. Abschnitt.

Die Fahrrichtungenanlagen.

I. Capitel. Weichen, Drehscheiben und Schiebebühnen	151
§. 1. Weichen	152
§. 2. Drehscheiben	154
§. 3. Schiebebühnen	154
II. Capitel. Ausstellungsobjecte	155
Weichensignale	173

O b e r b a u.

Man kann den sogenannten Oberbau *a)* in den Geleisebau und *b)* in die Fahrrichtungenanlagen trennen, und müssen wir dieser Rangirung der in das Gesamtgebiet des Oberbaues fallenden Ausstellungsobjecte die Bemerkung voranstellen, dass gerade die deutsche Literatur sich über das Fach des Oberbaues eingehend verbreitet und in demselben bereits ungemein schätzenswerthe Ueber-sichten geschaffen hat. Wir verdanken diese Concentration des dies-fälligen Erfahrungswissens vorzugsweise dem echt praktischen Vor-gange des „Vereines der deutschen Eisenbahnverwal-tungen“, welcher seit seinem Bestande insbesondere der Disci-plin des Oberbaues eingehende Beobachtungen, Sammlung und Er-örderung derselben, Versuche und factisches Streben nach Neuem sorgfältig widmet. Und wenn wir sonach ohne Ueberhebung sagen können, dass in der in Oesterreich und Deutschland liegenden Wirkungssphäre dieses Vereines gerade bezüglich der Disci-plin des Oberbaues Grosses geleistet wurde und die deutsche Literatur hierin jeder anderen Nation voranschreitet: so obliegt uns auch die Pflicht namentlich des Mannes zu gedenken, der die vielseitigen geistigen Fäden auf diesem Specialgebiete des Eisenbahnbaues bei uns ver-einigt. Wir meinen damit den Oberingenieur E. Heusinger von Waldegg, in dessen Schriften wir österreichischen und deutschen Ingenieure gegenwärtig gewohnt sind, die geistige Sammelstätte aller jener Bemühungen zu erkennen, die in der praktischen Richtung der Vervollkommnung des Oberbaues in den letzten Jahrzehnten bei uns gemacht worden sind.

I. Abschnitt.

Der Geleisebau.

Wir trennen den Geleisebau in den Bau der Schienengeleise mit hölzernen Unterlagen, in solchen mit steinernen Unterlagen und in den Bau gänzlich eiserner Geleise.

I. Capitel.

Schienengeleise mit hölzernen Unterlagen.

Dieser Oberbau scheidet sich bekanntlich nach den Systemen der Lang- und der Querschwellen; der erstere ist in Europa jetzt nicht mehr üblich, und wir beschäftigen uns deshalb und weil nicht abzusehen ist, dass er sich jemals bei uns wieder einbürgern könnte, hier nur mit dem Querschwellensysteme.

Was nun dieses System anbelangt, so müssen wir uns erinnern, dass seine Vervollkommnung immer Hand in Hand ging mit jener des Locomotivbaues und den stetig sich steigenden Betriebsrück-sichten.

Ueberblicken wir die diesfälligen Fortschritte, welche seit jenen Tagen im Geleisebaue gemacht wurden, als G. Stephenson und Losh 1816 mit ihrem Geleisesysteme, Berkinshaw 1820 mit den gewalzten langen Schienen, R. Stephenson 1830 mit dem Parallelschienen und Stevens 1830 mit den breitbasigen Schienen auftraten, (welche letztere fälschlich Vignoleschienen genannt werden): so gelangen wir zu der Ueberzeugung, dass zwar Vieles und Grosses geschehen ist, dass wir auf dem Specialgebiete der Schienenbefestigung, Schienenbelaschung, Imprägnirung der Schwellen, der theoretischen Ausmittelung des richtigsten Schienenprofiles, der gesteigerten Gewichtserhöhung der Schiene, der Verdrängung des Eisens

durch den Puddel- und Bessemerstahl und der Anwendung des schwebenden Stosses sehr bedeuende Errungenschaften im Geleisebau aufzuweisen haben, dass wir aber noch immer damit beschäftigt sind, *a)* die Verringerung der Kostspieligkeit und *b)* die Vergrösserung der Sicherheit dieses unseres gewöhnlichen Oberbaues mit allen Kräften anzustreben.

Die immer noch im Wachsen begriffene durchschnittliche Zugsgeschwindigkeit und Vergrösserung der Radbelastung veranlassen uns, diesen zwei Thesen unermüdete Aufmerksamkeit zu schenken, und selbst die jüngsten Fragebeantwortungen, welche im Bereiche des „Vereines der deutschen Eisenbahnverwaltungen“ erfolgt sind, lehren uns, wie nothwendig diese Aufmerksamkeit und wie gross das Bemühen ist, in Rücksicht auf die immer schwieriger werdenden Betriebsverhältnisse, eine „solideste“ Oberbauconstruction zu schaffen.

Es concentriren sich bekanntlich diese Bemühungen im wesentlichsten auf folgende Punkte und Erkenntnisse, welche zugleich in grossen Zügen das Bild skizziren, das uns der heutige Stand des Erfahrungswissens in unserem gewöhnlichen Schwellenoberbau bietet:

1. Erkenntniss des Vortheiles des schwebenden Stosses.
2. Erkenntniss der ausschliesslichen Anwendung des Bessemerstahles.
3. Erkenntniss eines Maximums des Schienengewichtes gegenüber den Vortheilen einer weiteren Gewichtsvermehrung der Locomotiven.
4. Erkenntniss der absoluten Nothwendigkeit sorgfältiger statistischer Aufzeichnungen über die Detailbeobachtungen am Oberbaue überhaupt und betreffs der Schienendauer im Besonderen.
5. Nothwendigkeit weiterer sorgfältiger Beobachtungen über:
 - a)* Imprägnirung der Schwellen,
 - b)* Wahl harter Schwellen in Krümmungen,
 - c)* Anwendung der Spurbolzen,
 - d)* Vermehrung der Unterlagsplatten,
 - e)* Verfestigung und Verbesserung der Laschung, besonders Verstärkung der Laschung in schwebenden Stössen,

- f) Abwägung der Vortheile der Schraubennägel statt der Haken-
nägel,
- g) Klinkung und Stanzung der Bessemerschienen, und endlich
- h) den Härtegrad der Bessemerschienen bezüglich der Abwä-
gungen der Vortheile gegen Bruch, respective gegen Abschleiß.

6. Erkenntniss der Nothwendigkeit der Entwässerung der Bet-
tung und der Sorgfalt in der Wahl des Stopfmateriales.

Wir dürfen bei den Bemühungen, welche auf dem Continente bezüglich der Verbesserung, also der grösseren Haltbarkeit und Festigkeit des gewöhnlichen Oberbaues herrschen, indess auch nicht die Beobachtung der Thatsachen übersehen, welche in dem Mutterlande der Eisenbahnen, in England, sich vollziehen. Während nämlich auf dem Continente der gewöhnliche Oberbau mit breitbasigen Schienen völlig Platz gegriffen hat, ist in England, wie wir wissen, noch das Stuhlsystem vorherrschend und auch neuestens den breitbasigen Schienen dortselbst keine Neigung entgegengebracht worden. Ob dieses generelle Beharren, welches oft von uns kritisirt wird, welches aber in dem praktischen Sinne der Engländer und in dem neuerlichen, wenn auch vereinzelt auftauchenden der Stuhlschienenconstruction bei grossen Complexen in Deutschland ein hervorragendes Moment der Beachtung finden muss, Stand halten wird, seit der Factor des Verschleisses der Schienen durch die Sesshaftigkeit des Bessemerstahles an Gewicht verliert, bleibt abzuwarten.

Bezüglich der erst im letzten Decennium zur fast allgemeinen Anerkennung gelangten schwebenden Stösse ist es von nicht geringem historischen Interesse, hier darauf hinzuweisen, dass Dr. A. L. Crelle bereits im Jahre 1839 (Crelle, „Journal für Baukunst“, Band XIII, pag. 282) die Nachtheile der Unterstüztung des Schienenstosses hervorgehoben und energisch den schwebenden Stoss befürwortet hat.

Das Gebiet des gewöhnlichen Oberbaues war auf der Ausstellung 1873 ausserordentlich umfangreich vertreten, so umfangreich, dass das Bemühen nach Verbesserung des gewöhnlichen Oberbaues den Charakter der Allgemeinheit trug. Wir beschränken uns darauf, weiter unten nur einzelne, hier gehörige Objecte hervorzuheben.

II. Capitel.

Schienengeleise mit steinernen Unterlagen.

Die steinernen Unterlagen wurden bekanntlich gleich im Entstehen der Eisenbahnen angewendet; es fand dies vornehmlich in England und in Oesterreich, in letzterem Lande auf der Linz-Budweiser Pferdebahn, statt. Seit dieser Zeit sind die Bemühungen, den Schienen steinerne Unterlagen zu geben, niemals erloschen, und sind in dieser Richtung die Bestrebungen von Dr. A. L. Crelle, welcher im Jahre 1837, erläutert durch Zeichnungen, die Anwendung durchlaufender Steinfundamente unter den Schienensträngen vorschlug, dann jene Versuche und Anlagen zu nennen, welche in älterer Zeit schon auf der Nürnberg-Fürther und der Taunusbahn, später in Bayern, Baden, Württemberg und Braunschweig mit diesem Materiale gemacht wurden.

Im Jahre 1868 hatten die Linien der deutschen Eisenbahnverwaltungen schon 80 Meilen (einspurige) Steinwürfelbahnen; indess sind die Steinwürfelbahnen zu keiner allgemeinen Anerkennung gelangt, weil an vielen Orten der Preis ein zu grosser und ein zu solchem Zwecke völlig geeigneter, fester Stein nicht überall zu haben ist, weil die Bettung hochgeschüttet werden muss, der Würfelbau sich auf Dämmen und Neuanlagen wenig bewährt, in vielen Fällen der Beobachtung über Schwierigkeiten des Stopfens, auch über hartes geräuschvolles Fahren geklagt wird, auch sich öfters Missstände bezüglich der Spurhaltung ergeben und weil viele Steinsorten durch den entlang der Dübel eindringenden Frost zerstört werden.

Indess Bayern, welches gegenwärtig circa 70 Meilen (einspurig) Würfelbahn besitzt, sowie die Taunusbahn äussern sich noch immer vortheilhaft über ihre Steinwürfelstrecken.

Die letztere Bahn hat im Geschäftsberichte vom Jahre 1870 über die Vergleichsstrecken zwischen Höchst und Hattersheim, betreffend 4.0 Kilometer Stein- und 1.3 Kilometer Schwellenoberbau berichtet, dass die gesammten Unterhaltungs- und Erneuerungskosten im Zeitraume 1865 bis inclusive 1870 pro Jahr und pro Kilometer betragen haben:

beim Steinfundamente	66 fl. 38 kr.
beim Schwellenfundamente	210 fl. 5 kr.

Auch die Weltausstellung zu Wien 1873 vertrat das Gebiet des Steinwürfelbaues durch die Beibringung einiger Objecte, deren wir weiter unten gedenken werden und welche durch ihre Eigenthümlichkeit das Streben repräsentirten, die Vergänglichkeit des Schwellenbaues zu umgehen.

III. Capitel.

Gänzlich eiserne Schienengeleise.

Das Bemühen, gänzlich eiserne Schienengeleise, oder wie wir kurz zu sagen gewohnt sind, einen „eisernen Oberbau“ herzustellen, ist ebenso alt, als es die Locomotivbahnen sind.

Bereits im December 1835 wurden in der Hauptbahn Liverpool-Manchester in kleinen Partien, darunter circa 40 Meter im Gebiete des bekannten Katzensumpfes Probestrecken eines gänzlich eisernen Oberbaues, den Mr. J. Reynolds construiert hatte, gelegt, und berichten die Zeitgenossen darüber sehr günstig (Crelle's „Journal für Bankunst“, 1837), wie sie auch die Strecke im „Katzensumpfe“ direct als ein *Experimentum crucis* für einen solchen eisernen Oberbau bezeichnen.

Des grossen, historischen Interesses halber geben wir hier die Querschnitte verschiedener Systeme des Reynolds'schen eisernen Langschwelen-Oberbaues, von denen die Figuren 231 und 234 einen

Fig. 231.



solchen aus gehärtetem Gusseisen, Figuren 232 und 233 aber einen eisernen Oberbau bestehend aus gusseisernen Kästen, Holzeinlagen und aufgenagelten gewalzten Schienen darstellen. Erprobt wurde nur die Construction Figur 231; die anderen drei Constructionen sind Projecte geblieben. Der Längenverband

erfolgte bei dieser Construction durch Muffenübergreif und Schraubenverbindung. Von weiterem Interesse ist es, in der Construction III bereits die Anwesenheit einer breitbasigen Schiene, sowie in III und IV bereits in Anwesenheit einer nach unten reichenden Rippe constatiren zu können, und denkt man sich in der Construction III statt des Holzbalkens eine Oberplatte angegossen, so stossen wir auf den gleichen Gedanken,

Fig. 232.



welcher das Hilfsche System erzeugt hat, und man ist fast versucht, sich des bekannten Sprichwortes zu erinnern, welches man dem Rabbi Ben Akiba zuschreibt.

Diese Erfindung Sir Reynolds', welche, wie sich so mancher Erfinder eines eisernen Oberbausystemes trösten mag, ihrer Zeit weit vorseilte, hat insbesondere den um die wissenschaftliche Entwicklung des Eisenbahnwesens so hochverdienten Dr. Crelle veranlasst, ausgedehnte, und wie wir ausdrücklich bemerken, noch heute sehr lesenswerthe Abhandlungen über Eisenbahnschienen und deren Fundirung (vergleiche Crelle's „Journal für Baukunst“, Jahrgänge 1836 und 1837) zu schreiben.

Fig. 233.



In diesen Abhandlungen sind mehrere Constructionen eines eisernen Langschwelenoberbaues enthalten, von denen wir des historischen Interesses halber hier zwei (Figur 235, *a* und *b*) im Querschnitte wiedergeben.

Wir sehen aus diesen, von den Jahren 1835, 1836 und 1837 datirenden Entwürfen eines eisernen Oberbaues Ideen hervorleuchten, welche erst gegenwärtig zur Geltung gelangt sind, und finden in dieser Thatsache auch hier au's Neue bestätigt, wie mühsam der Fortschritt in jeglichem Fache erzwungen werden muss; denn es kann wohl kaum einem Zweifel unterliegen, dass die bisherigen Errungenschaften auf dem Gebiete des eisernen Oberbaues und das geistige Sprühfeuer, welches uns diesfalls aus fast jeder neuen Nummer eines der Gegenwart angehörigen Fachjournals entgegenschlägt,

Fig. 234.



lebhaft Zeugniß dafür ablegen, wie wir uns bezüglich des Oberbaues gegenwärtig in einem Stadium des Ueberganges zum gänzlich eisernen Geleisebaue befinden.

Zu diesem Ausspruche trägt nicht allein die immer schwieriger werdende Beschaffung des Schwellenholzes und die Preiserhöhung der Eisenproducte, sondern tragen vornehmlich die beiden Factoren der Erhaltungskosten und jener

Fig. 235 a).



der weitaus grösseren Stabilität des Eisenbaues bei; und wie sehr die Zahl der „Erfinder“ sogenannter „eiserner Oberbausysteme“ im Wachsen begriffen ist, so möchte es uns doch scheinen, dass wir jenem grossen Ziele weit-
 aus näherrücken würden, wenn manche „Erfinder“ eine Reproduction schon da-
 gewesener Ideen scheuen und sich da-
 für auf wahrhaft neue Ideen werfen würden. Auch muss als selbst-
 verständlich erkannt werden, dass dieses Ziel ohne ausgedehnte
 Versuche über factisch empfehlenswerthe, eiserne Geleisesysteme
 absolut unerreichbar ist.

Fig. 235 b).



Kehren wir nach dieser Ablenkung zur
 Betrachtung der geschichtlichen Ent-
 wicklung des eisernen Geleisebaues
 zurück, so sind besonders die folgenden Daten
 im Auge zu behalten.

Im Jahre 1844 wurde („Eisenbahnzeitung“
 von Etzel und Klein, 1855) in Belgien eine Com-
 mission zu Versuchen über eiserne Schwellen
 niedergesetzt; 1846 haben Bessas, Lamegie und
 Henry Schienenstuhlplatten statt der Schwellen
 eingeführt, Platten, welche später (1849)

P. Barlow über drei Schienenstühle ausdehnte.

Im Jahre 1847 trat Greave auf der Lancashire-Yorkshire-Eisen-
 bahn mit seinen Glocken (Calotten) auf, welche bekanntlich in
 Aegypten 1851, in Algier 1852 und seit 1862 ausgedehnt in Ost-
 indien angewendet werden. Ihm folgten 1860 Griffin mit seiner Erfin-
 dung der „Variation der Einzelunterlagen“, welche 1862 auf der
 Argentinischen und der Buenos-Ayres-Westbahn verwendet wurde,
 und Richardson 1867 mit seiner auf der London-Metropol-Rail-
 way versuchten Zellenplatten.

Diese drei Constructionen bilden das System der sogenannten
 Einzelunterlagen.

In dem zunächst auftretenden Systeme eines eisernen Ober-
 baues wurde die Idee verfolgt, die hölzernen Querschwellen durch
 eiserne zu ersetzen.

Le Crenier trat 1860, später Langlois, dann die Compagnie Marcinelle und Couillet 1862, ferner Vautherin 1864 und Steinmann 1866 mit solchen eisernen Querschwellen auf.

Eine andere Reihe von Erfindern verfolgte, wohl meist unbewusst, die schon von Reynolds (1835) und Crelle (1837) verfochtene Idee der Einführung des Langschwellsystemes, und sind William Barlow (1849), Mc. Donnel (1853) und E. Heusinger von Waldegg (1855) diejenigen Ingenieure, welche dieses Princip wieder neu aufnahmen.

Im Jahre 1861 erschienen öffentlich die Ingenieure Köstlin und Battig (Patent vom 23. November 1861) mit ihrer Erfindung eines eisernen Oberbaues und im Frühjahr 1862 der Baurath Dr. Scheffler, ebenfalls öffentlich mit seiner schon im Frühjahr 1861 concipirten Erfindung eines eisernen Oberbaues und bietet sich nach eingeholter Information hier die Gelegenheit zu der Bemerkung, dass die Herren Köstlin und Battig einerseits und Dr. Scheffler andererseits ihre bekanntlich ganz ähnliche Geistesarbeit fast zu gleicher Zeit, jedoch vollkommen unabhängig von einander, geliefert haben. Gewöhnlich wird die Priorität der Erfindung den Herren Köstlin und Battig zugewiesen, weil sie mit ihrem Patente und Manuscripte schon im November 1861 auftraten und ihre geistige Arbeit darnach wenigstens vom August 1861 datiren konnten. Der Baurath Scheffler ist mit seiner Arbeit allerdings erst im ersten Hefte des „Organ“ pro 1862, also später wie Köstlin und Battig vor die Oeffentlichkeit getreten, allein sein Manuscript war im October 1861 schon in Händen des Verlegers und die ersten Entwürfe datiren, wie bemerkt, vom Frühjahr 1861, und gelangte Baurath Scheffler (nach dessen Mittheilung) erst 1862 zur Kenntniss der Construction der Herren Köstlin und Battig. Im Jahre 1863 traten Daelen, ferner Welkner, Jordan und Tellkamp, weiters 1865 die Hannover'sche Eisenbahndirection, 1865 Hartwich und 1867 Hilf mit ihren eisernen Langschwellen-Oberbausystemen, respective Constructionen auf, von denen bekanntlich das Barlow'sche und Hartwich'sche „eintheilig“, jenes von Hilf „zweitheilig“ und die anderen „dreitheilig“ sind.

Solchergestalt traf die Ausstellung zu Paris vom Jahre 1867 das Streben der Einführung eines eisernen Oberbaues an, und

waren es: Barberot, Langlois, Vautherin, Legrand und Salkin, Marcinelle und Couillet, Crenier, Hartwich, Scheffler, Köstlin und Pattig, Steinmann, Richardson, Griffin, die Permanent Way-Comp. und Seaton, dann die Hannover'sche Eisenbahndirection, welche ihre „Systeme“ eines eisernen Geleisebaues dort in Paris exponirten, eine Exposition, welche jedoch schon vielfach die geistige Verwandtschaft der Ideen der verschiedenen Constructeure documentirte.

Um jene Zeit lagen allerdings noch sehr wenige praktische Erfahrungen über den eisernen Oberbau vor, aber doch genügten die Erfahrungen mit den Systemen Greave, Griffin, Vautherin und Scheffler, welche Systeme alle schon seit mehreren Jahren und auf entsprechend langen Strecken benützt wurden, um die fachliche Gewalt zu kennzeichnen, welche dem neuen Oberbaue innewohnte.

Halten wir nun eine Ueberschau der Fortschritte, welche der eiserne Geleisebau insbesondere seit der Pariser Weltausstellung bis jetzt (1877) erfahren hat, so gelangen wir zu folgenden hauptsächlichsten Resultaten:

1. Probestrecken und definitive Anlagen. (Einschliesslich der vor der Pariser Weltausstellung gelegten Strecken.)

Bessas, Lanegie u. Henry	1846	Verschiedene französische Bahnen	—
Greave	1847	Lancashire-Yorkshire	—
	1851	Aegypten	—
	1852	Algier	—
	1862	Ostindien	—
Peter Barlow	1849	South-Eastern	—
Griffin	1862	Argentinsche Bahn	—
	—	Buenos-Ayres, Kilometer	80.5
	—	Uruguaybahn	—
	—	La Plata-Linien	—
Richardson	1867	Metropolitan-Railway	—
Marcinelle und Couillet .	1862	Bei Charleroi	—
	—	Holländische Staatsbahn	—

Vautherin	1864	Besançon-Lons le Saulnier, Stück	600
	—	Aigeische Bahnen, Stück . .	20.000
	—	Französische Nordbahn, Kilo- meter	5.0
	—	Französische Ost- und West- bahn	—
	1874	Liegen auf den preussischen und holländischen Staats- bahnen circa Stück	32.000
Le Crenier	1860	Portugiesische Südbahn	—
Langlois	—	La Villette bei Paris	—
William Barlow	1849	Midlandbahn	—
	—	Dublin-Belfast	—
	—	Dublin-Ulster	—
	—	Middibahn	—
	—	Buenos-Ayres	—
	—	Bordeaux Cette	—
	—	Narbonne-Perpignan	—
Donnell	1853	Bristol-Exeter	—
	—	Bretportbahn	—
Scheffler	1864	Braunschweig-Wolfenbüttel, Kilometer	3.45
	1870	Seesen-Osterode, Kilometer . .	15.5
Köstlin und Battig	1864	Stuttgart-Nördlingen, Kilometer	2.4
	1869	Sächsische Staatsbahn, Kilo- meter	3.0
Hannover'sche Construct.	1866	Göttingen-Bovenden, Kilometer	1.5
Hartwich	1865	Coblenz-Oberlahnstein	—
	—	Mechernich-Call	—
	1867	Kempen-Kaldenkirchen, Kilo- meter	18.8
	1868	Deutz-Mühlheim	—

Hartwich	1868	Württemberg	18.8
	1870	Rheinische Eisenbahn, im Ganzen Kilometer	150
	—	Königlich sächsische Eisenbahn und oberschlesische Eisenbahn	—
Daelen	1868	Holzminden-Kreienzen, Kilometer	19.6
Hilf	1867	Bahnhof Asmaunshausen, Kilometer	0.45
	1868	Oberlahnstein-Fms, Kilometer	12.6
	1870	Westerwald-Aarthalbahn, Kilometer	29.0
	—	Rheinische Eisenbahn	—
	—	Hessische Ludwigsbahn	—
	—	Pfälzische Bahnen, Kilometer	2.0
	—	Hannover-Harburg-Eisenbahn	—
	—	Niederschlesisch-märkische Eisenbahn	—
	1874	Besassen die Nassauischen Bahnen allein circa Kilometer	100
Paulus	—	Bahnhof Graz, Meter	20
Lazar	1875 und 1876	Gewerkenbahn der Prager Eisenindustrie-Gesellschaft; Turnau Kralup-Prager Bahn; Wittkowitz Gewerkenbahn; Kronprinz Rudolf-Bahn; königlich preussische Militärbahn; königlich ungarische Staatsbahn; Gewerksbahn zu Kreuzot, überall nur Probeschwellen, in Summe ca. Stück	245
v.Heusinger (neue Constr.)	—	Bayern, Nassau; Proben	—
v. Hagemeister und Müller	1876	Kaschau-Oderberger Flügelbahn Meter	400
Hohenegger	1876	Oesterreichische Nordwestbahn, Meter	4026
de Serres und Battig	1877	K. k. priv. Staatsbahn	803

2. Seit der Pariser Weltausstellung wurden zwar in vielen Ländern Versuche über eisernen Geleisebau angestellt; indess gebührt Deutschland, welches bereits Ende 1874 von dem

Systeme Vautherin	circa 30	Kilometer
„ Scheffler	19.5	„
„ Köstlin und Battig	5.5	„
„ Daclen	20	„
„ Hannover'sche Construction „	1.5	„
„ Hartwich	160	„
„ Hilf	140	„

also in Summe circa 376.5 Kilometer

eisernen Geleisebau besass und seit Anfang 1875 diese Länge erheblich vermehrt hat: unbedingt der Vortritt in dem technischen Streben der Einbürgerung dieses Oberbaues.

3. Die kurze Zeit, welche seit der Pariser Weltausstellung bis jetzt verflossen ist, hat schon genügt, um darzuthun, dass der eiserne Geleisebaue unbedingt eine gesicherte Zukunft hat. Zu diesem wichtigen Erfolge haben folgende Momente beigetragen:

- a) Die Beachtung der nöthig werdenden Schonung der Wälder und des rapiden Ansteigens der Holzpreise, wobei in ersterer Hinsicht zu bemerken ist, dass Hilf die zur Unterhaltung allein der derzeitigen preussischen Bahnen nöthigen Holzschwellen auf $2\frac{1}{2}$ bis 3 Millionen Stück pro Anno schätzt und dass (nach dem „Organ“) allein in Frankreich in den Sechziger Jahren die Consumption von Bauholz die Production um circa 17 Millionen Francs pro Anno überstieg.
- b) Die Erkenntniss, dass das Holzschwellensystem in seiner Festigkeit immer mehr als ungenügend erscheint.
- c) Die Thatsache, dass bei günstigen Localverhältnissen schon gegenwärtig die Anlagekosten zwischen eisernem und hölzernem Geleisebaue ohne wesentliche Differenzen sind und öfters die Beschaffungspreise dem eisernen Oberbaue günstiger, als dem mit Holzschwellen sind. So gestalteten sich die Beschaffungskosten:

Postnummer	Bahnen	Eiserner Oberbau, System Hilf		Gewöhnlicher Oberbau mit Holzschwellen	
		Mark	Pfen-nige	Mark	Pfen-nige
1	Nassauische Bahnen (Mitte 1874), inclusive Bettung und Verlegungskosten	42	59	42	21
2	Thüringische Eisenbahnen (Mitte 1875), ohne Bettungsmateriale und Verlegung	26	26	26	17
3	Thüringische Eisenbahnen (Mitte 1875), mit Bettung ohne Verlegung	32	54	35	67
4	Berechnungen (1875) für Berlin-Nordhausen-Wetzlar und Moselthal-Sierk, Materialkosten	24	4	25	57
5	Berechnungen (1875) für Berlin-Nordhausen-Wetzlar und Moselthal-Sierk inclusive Bettung, Montiren und Verlegen	30	36	33	66
6	Neuerliche Berechnungen von Hilf, Eisenpreise im Mittel der letzten fünf Jahre (1871—1876):				
	a) Materialwerth	32	46	35	1
	b) Verlegen und Montiren	1	61	1	68
	c) Summe	34	7	36	69
7	Neuerliche Berechnung von Hilf bei 25 Procent höheren Eisenpreisen (1872, 1873)	40	78	41	45
8	Neuerliche Berechnung von Hilf bei 20 Procent niederen Eisenpreisen (1876)	28	71	32	88
9	Neuerliche Berechnung von Hilf bei mittleren Eisenpreisen und nicht imprägnirten Eichenschwellen	35	63	34	4

d) Die Wahrnehmung, dass die Unterhaltungskosten unbedingt zu Gunsten des eisernen Oberbaues sprechen, denn schon nach den Erfahrungen von 1872 betragen bei Bahnen unter gleichartigen Verhältnissen die Arbeitslöhne der Unterhaltung pro Kilometer Geleise und pro Anno:

	Reichsthaler
Der Cöln Mindener Bahn (Schwellenbau)	250.0
„ Rheinischen Bahn „	256.6
„ Saarbrückener Bahn „	319.7
„ Rhein-Nahe-Bahn „	417.0
„ gesammten preussischen Bahn im Durchschnitte der Jahre 1869–1872 (Schwellenbau)	126.0
„ Strecken Limburg-Hadamar- und Diez-Zollhaus der Nassauischen Bahn (Steigungen bis 1:125, Radien bis zu 240 Meter im Durchschnitte der Jahre 1871 bis 1873 (eiserner Oberbau, System Hilf)	51.81

Eine hierher gehörige, sehr interessante vergleichende Zusammenstellung, welche neuestens der Ingenieur Fried. Benedikt („Wochenblatt des österreichischen Ingenieur- und Architektenvereins“, Nr. 48 vom Jahre 1876) gegeben hat, lässt den allgemeinen finanziellen Werth (Beschaffung, Unterhaltung und Amortisation) der Holzschwellensysteme und einiger Eisensysteme und Constructionen, wie folgt, erkennen:

Anlagecapital zu Beginn einer 32jährigen Betriebsperiode in Gulden österr. Währung:

Postnummer	Art des Oberbaues	pro 1 Meter Geleise		pro 1 Meile Geleise
		fl.	kr.	fl.
1	Oberbau mit Holzschwellen (à 1 fl.) bei 5jähriger Dauer	22	59	171.368
2	Oberbau mit Holzschwellen (à 1 fl. 20 kr.) bei 5jähriger Dauer	23	53	178.499
3	Oberbau mit imprägnirten Holzschwellen (1 fl. 60 kr.) bei 12jähriger Dauer	21	16	160.520
4	Oberbau mit imprägnirten Holzschwellen (1 fl. 80 kr.) bei 12jähriger Dauer	21	51	163.175
5	System Vautherin	20	74	157.334
6	„ Hilf	21	32	161.733
7	Construction Lazar	21	23	161.050
8	„ Atzinger (Tellkampf)	22	57	170.836
9	„ Hohenegger	22	13	167.878

Hierher gehören weiters auch noch die detaillirten Berechnungen, welche in dem neuesten Werke von Hilf („Der eiserne Oberbau, System Hilf“, 1876) über die Unterhaltung des Oberbaues angestellt worden sind; es betragen nach dieser Quelle, je nach den Materialpreisen, nach der Materialdauer etc., die Unterhaltungskosten bei dem Systeme Hilf pro laufenden Meter und pro Anno zwischen 2.⁵⁴ bis 2.⁵⁵ Mark, beim Holzschwellenoberbau aber 3.⁰⁴ bis 3.³⁵ Mark.

4. Ein weiterer Erfahrungssatz lautet dahin, dass der seit der Pariser Ausstellung verflossene kurze Zeitraum völlig genügt hat, um darzuthun, wie in Deutschland dem eisernen Langschwellsysteme ein entschiedener Vorzug vor dem Querschwellsysteme nach Vautherin eingeräumt wird.

5. Andere, seit dieser selben Zeit entstandene Erfahrungen lehren, dass:

- a) das System Hartwich sich im Grossen nicht bewährt hat; dass
- b) in neuerer Zeit dem sogenannten zweitheiligen Oberbaue der Vorzug vor dem sogenannten dreitheiligen gegeben wird; endlich
- c) dass unter den zweitheiligen Systemen das Hilf'sche bis jetzt und so lange grössere Erfahrungen über die neue v. Heusinger'sche Construction und über die Variationen von Hilf nicht vorliegen, den Vorzug verdient; dieses System ist in Steigungen und Curven ausgedehnt erprobt worden, und für seine Bewährtheit spricht ferner noch der Umstand, dass man sich gegenwärtig zu der Legung sehr langer Strecken in der Linie Berlin-Metz und auf den Elsass-Lothringer Bahnen entschlossen hat.

6. In Oesterreich hat trotz der günstigen Erfahrungen Deutschlands der eiserne Geleisebau bis 1875 leider noch keine grössere praktische Verwendung gefunden; grössere Proben sind (wie wir weiter unten anführen werden) jedoch seit 1876 endlich im Zuge.

7. Die vielen in den letzten Jahren aufgetauchten „Systeme“ verdienen eine solche Bezeichnung kaum; denn die geringfügigen Abänderungen, welche so vielfach beliebt werden, berechtigen

hiez u nicht; im Gegentheile finden wir mehr oder minder vielfach geistige Nachahmungen älterer Grundformen vor; z. B. die nach Tellkamp (1863) erst von Ahlburg (1868) und dann von Atzinger (1875) gewählte Grundform; ferner die nach Steinmann (1863) von Lazar (1875) gewählte Grundform; des Weiteren die nach Hilf (1867) von Hohenegger (1876) gewählte Construction; endlich die nach Jordan (1864) von Kleeblatt (1875) gewählte Form etc.

IV. Capitel.

Ausstellungsobjecte.

Die Wiener Weltausstellung 1873 bot auf dem Gebiete des Geleisebaues thatsächlich auch eine charakteristische Vertretung jener drei Richtungen, welche heute dem Geleisebaue innewohnen, nämlich der Richtung der Verbesserung des Schwellenoberbaues, ferner jener des Schwellenersatzes durch mineralische Stoffe, und endlich drittens der Richtung der Erzielung eines völlig eisernen Geleisebaues. Als die hervorragendsten Ausstellungsobjecte sind die folgenden zu nennen:

1. Verschiedene Schienenmuster. Auf der Ausstellung waren von Seiten der Hüttenwerke und einzelnen Eisenbahnen ausserordentlich zahlreiche Vertretungen bezüglich der Schienenprofile und der Schienenmuster überhaupt vorhanden; diese Gegenstände fallen jedoch überwiegend in das Gebiet des Hüttenwesens, über welches im officiellen Ausstellungsberichte anderweit referirt wurde, und mag hier nur die Bemerkung eingeflochten sein, dass die Mehrzahl dieser Ausstellungsobjecte Bessemerschienen betraf, also hiermit die Tendenz unserer Zeit bezüglich der Materiales zu den Geleisesträngen gekennzeichnet wurde.

Vom Standpunkte des Eisenbahningenieurs muss in dem vorliegenden Berichte, um die gegenwärtige Situation der Schienenfrage zu kennzeichnen, nur constatirt werden, dass (wie wir weiter unten ausführen wollen) die Bessemerschiene, welche nach der Durcharbeitung der Erfindungen von Kellx (1855), Göransson, Bessemer und Mushet etwa 1860 auftauchte und 1865 zur allgemeineren Anerkennung gelangte, heute schon derart gewürdigt wird, dass eiserne Schienen für Neubauten fast gar nicht mehr ver-

Bezüglich der Kosten der Imprägnirung gibt die Oberschlesische Eisenbahn 9.₃ Silbergroschen pro Stück, die Leipzig-Dresdener Bahn 7 bis 8 Silbergroschen pro Stück, die österreichische Südbahn 25.₁ Kreuzer österr. Währung pro Stück Schwelle an.

Nepomucky gelangt in seiner rühmlichst bekannten, die Imprägnirung vertheidigenden Schrift vom Jahre 1874 zu folgenden Daten:

Schwellenart	Imprägnirung	Anlagecapital für Beschaffung und immerwährende Erhaltung einer Schwelle		Durchschnittskosten pro Jahr und ein Stück Schwelle = 6% des Anlagecapital's	Durchschnittliche Dauer der Schwellen
		fl.	kr.		
Kiefern-schwellen	nicht imprägnirt	5	69.4	34.1	6
Kiefern-schwellen	imprägnirt mit Chlorzink	4	46.4	26.7	12
Kiefern-schwellen	imprägnirt mit kreosot-haltigem Theeröle . .	5	61.7	33.7	12
Eichen-schwellen	nicht imprägnirt	7	3.1	42.1	8
Eichen-schwellen	imprägnirt mit Chlorzink	5	26.1	31.5	16
Eichen-schwellen	imprägnirt mit kreosot-haltigem Theeröle . .	5	71.5	34.2	16

Ein weiterer Beitrag zu der Frage der Imprägnirung der Schwellen ist in der jüngst (1876) zu Constanz stattgehabten Technikerversammlung durch das Referat des Geheimen Regierungsrathes Funk geliefert worden. Nach den diesfälligen Mittheilungen des Oberingenieurs L. Huber („Wochenschrift des österreichischen Ingenieur und Architektenvereines“ 1876 Nr. 29) haben nämlich die Beobachtungen an der Cöln-Mindener Eisenbahn und an den Hannover'schen Staatsbahnen das folgende Resultat ergeben:

- a) Mit Chlorzink präparirte Kieferschwellen ergaben nach 21jährigem Gebrauche eine Auswechslung von 31.0 %
 b) Mit Kreosot präparirte Buchenschwellen ergaben nach 22jährigem Gebrauche eine Auswechslung von 46.0 %
 c) nicht imprägnirte Eichenschwellen nach 17 Jahren 49.0 %
 d) mit Chlorzink imprägnirte Eichenschwellen nach 17 Jahren eine Auswechslung von 20.7 %

Herr Huber knüpft hieran die weitere Mittheilung von Resultaten, wie sie an der Kaiser Ferdinand-Nordbahn gewonnen wurden, und werden wir dieselben weiter unten (Ausstellungsobjecte der Kaiser Ferdinand-Nordbahn) citiren.

Noch müssen wir, um thunlichst vollständig zu sein, hier des Imprägnirstoffes der chemischen Fabrik von J. Vilain jun. & Comp. zu Berlin gedenken, welchen die Erfinder „Antisepticum“ nennen. In der Geschäftsbroschüre dieser Firma befindet sich eine kurze, aber bemerkenswerthe Abhandlung über den Process der Fäulniss des Holzes, eine kurze Kritik der gegen die Fäulniss angestrebten Mittel und eine nähere Mittheilung über das „Antisepticum“. Die Erfinder notiren:

Post-Nr.	Imprägnirstoff	Mittlere Dauer in Jahren	Kosten der Imprägnirung pro Kubikmeter
1	Eisenvitriol	10	3.50 Mark
2	Kupfervitriol	12	6.00 „
3	Kreosot mit Theeröl	15	25.00 „
4	Chlorzink	12	4.50 „
5	Antisepticum	25	3.30 „

Der Preis des neuen Imprägnirstoffes wird in kleinen Partien mit 40 Pfennigen pro Kilo ($1\frac{1}{4}$ Kilogr. = 1 Liter) notirt; pro Kubikmeter Schwelle wird ein Bedarf von 6 bis 8 Kilogramm des Antisepticum angegeben und ein Druck von 2 bis 3 Atmosphären (System Burnett) und eine Imprägnirdauer von circa 3 Stunden als genügend erklärt. Resultate grösserer Versuche scheinen noch nicht vorzuliegen und würden letztere von allgemeinem Interesse sein. —

Auf der Wiener Ausstellung 1873 war die Imprägnirung der Schwellen und sonstigen Hölzer vorzugsweise folgend vertreten:

- a) Libert de Paradis Leotard in Wien stellte neu präparirte Hölzer nach seiner Methode aus, über welche jedoch weitere Angaben nicht zu erlangen waren.
- b) Brüder Rütgers in Wien und Berlin. Dieselben besaßen schon 1874: 32 Imprägniranstalten, von denen sechs in Oesterreich sich befinden. Im Jahre 1847 gegründet, hat diese Firma bis zum Jahre 1874 bereits 30,000.000 Kubikfuss Hölzer imprägnirt, von denen (1868 bis 1874) 6,000.000 auf Oesterreich entfallen. Vom Jahre 1849 bis 1864 bestanden schon 21 Imprägnirungsanstalten, in welchen im Ganzen rund 10,000.000 Kubikfuss Schwellen und Telegraphenhölzer präparirt wurden. Ausgestellt waren von dieser Firma sieben Partien Eisenbahnschwellen, theils mit Chlorzink, theils mit Theeröl präparirt. Besonders bemerkenswerth waren jene Originalschwellen, welche aus der Oberschlesischen Bahn entnommen waren und dort Dienste in der Zeit von 1858 bis 1873 geleistet hatten.
- c) Rheinische Eisenbahngesellschaft. Dieselbe stellte aus ihrer Imprägnir- und Inerustiranstalt hervorgegangene Schwellen und Telegraphenstangen in sieben Partien aus, deren Verwendung theilweise bis in das Jahr 1866 zurückreichte.
- d) Die französische Westbahn brachte das Stück einer halbrunden 2.7 Meter langen, 0.28 Meter breiten und 0.14 Meter hohen Mittelschwelle (deren acht unter eine Schienenlänge gestellt werden) zur Anschauung, um die Güte der Kreosotimprägnation beurtheilen zu können.
- e) Kaiser Ferdinand-Nordbahn. Diese Bahngesellschaft, welche sich, wie bekannt, unter der Leitung ihres Centralinspectors Ritter v. Stockert sehr verdienstvoll mit vitalen Fragen, betreffend den Oberbau, beschäftigt: brachte ebenfalls eine mit kreosothaltigem Theeröl, wie auch eine mit Chlorzink präparirte Eichenschwelle zur Anschauung und repräsentirte auch damit ihr Streben nach Verbesserung des Oberbaues ihrer Linien. Die Leistungen, welche in dieser Hinsicht der Kaiser Ferdinand-Nordbahn zufallen, sind bekanntlich

seitdem durch die schon oben erwähnte sehr verdienstvolle Schrift des Ingenieurs Nepomucky zur allgemeinen Kenntniss gelangt, und entnehmen wir aus dieser Schrift die nachfolgenden Daten:

Nepomucky bezeichnet nach verschiedenen Zusammenstellungen, die bis zum Jahre 1871 reichen, die durchschnittlichen Imprägnierungskosten, wie folgt:

	pro Stück Eichen- schwelle	pro Stück Kiefern- schwelle
Beim Kyanisiren Kreuzer	38—42	42—54
„ Kreosotiren „	45—50	70—80
„ Zinkchlorid „	25—30	30—35

Die Imprägnierungskosten in Kreuzern österreichischer Wäheberechnet Nepomucky, je nachdem das Präparat Chlorzink oder kreosothaltiges Theeröl ist, folgend:

Einzelposten	Chlorzink		Kreosot-Theeröl	
	pro Stück			
	Eichen- schwelle	Kiefern- schwelle	Eichen- schwelle	Kiefern- schwelle
Imprägnirstoff	5.4	14.5	30.0	72.0
Arbeitskosten	3.5	3.5	3.5	3.5
Aufsicht	7.3	7.3	7.3	7.3
Feuerung, Schmier- etc. Material .	2.1	2.1	3.5	3.5
Verzinsung des Anlagecapitales .	7.4	7.4	7.9	7.9
Erhaltungskosten der Gebäude . .	0.8	0.8	1.0	1.0
„ „ Maschinen	2.3	2.3	2.3	2.3
Amortisation der Gebäude	1.1	1.1	1.3	1.3
„ „ Maschinen	4.4	4.4	4.4	4.4
Summe	34.3	43.4	61.2	103.2

Der neuerliche Vertrag der Kaiser Ferdinand-Nordbahn mit dem Unternehmer Rütgers betrifft nur Chlorzinkimprägnierung und vereinbart folgende Einheitspreise:

pro Stück Eichenschwelle	37.5	Kreuzer
pro „ Kiefer- oder Buchenschwelle . . .	42.0	„
pro „ Kubikfuss eichene Langschwelle .	16.0	„
pro „ Kubikfuss kieferne Langschwelle .	18.0	„

Die Kaiser Ferdinand-Nordbahn liess in den beiden Anstalten „Angern“ und „Dzieditz“ innerhalb des Zeitraumes von 1868 bis 1873 mit Chlorzink:

401.220 Stück Eichenschwellen
40.711 „ Kieferschwellen
52.718 „ Kubikfuss eichene Langschwellen;

und mit kreosothaltigem Theeröl,

193.399 Stück Eichenschwellen
118 „ Kieferschwellen
60.594 „ Kubikfuss eichene Langschwellen

imprägniren.

Bezüglich der Vortheile der Imprägnirung wird ferner bemerkt, dass in den fünf Jahren 1869 bis 1873 keine imprägnirten Schwellen zur Auswechslung kamen, hingegen nicht imprägnirte Schwellen:

7.7 ‰ Strecke Gänsendorf-Angern, nach fünf Jahren
1.6 ‰ „ Hohenau - Dürnkrot „ vier „
0.5 ‰ „ Lundenburg-Troppau „ drei „
4.2 ‰ „ Ostrau-Krakau . . „ drei „

ausgewechselt wurden.

In neuester Zeit („Wochenblatt des österreichischen Ingenieur- und Architektenvereins“, 1876, pag. 228) macht der Oberingenieur der Kaiser Ferdinand-Nordbahn, Herr L. Huber, noch folgende Mittheilung über das Verhalten der imprägnirten Schwellen an dieser Bahn.

- a) Nicht imprägnirte Eichenschwellen ergaben nach zwölfjähriger Benützung einer Auswechslung von . . . 74.48 ‰
- b) Mit Chlorzink präparirte Eichenschwellen nach sieben Jahren 3.29 ‰
- c) mit kreosothaltigem Theeröl imprägnirte Eichenschwellen nach sechs Jahren 0.09 ‰

d) mit Chlorzink imprägnirte Kieferschwellen nach sieben Jahren 4.46%

3. Oberbau in der additionellen Ausstellung. Diese Ausstellung brachte höchst interessante Zusammenstellungen über die historische Entwicklung des Oberbaues in Oesterreich und liefert damit in sehr verdienstvoller Weise geschichtliches Material, dessen Deponirung, wie es Seitens der Kaiserin Elisabeth-Bahn und Seitens der Kaiser Ferdinand-Nordbahn gegeben wurde, wir uns hier nicht versagen können.

a) Kaiserin Elisabeth - Bahn.

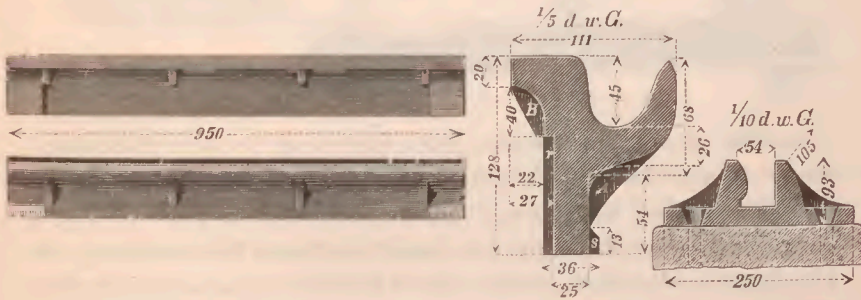
Diese Gesellschaft brachte den alten Oberbau, einschliesslich einer Weiche, im Original zur Anschauung, wie ihn R. v. Gerstner auf der Pferdebahn Linz-Budweis im Jahre 1828 angewendet hat.

Fig. 236.



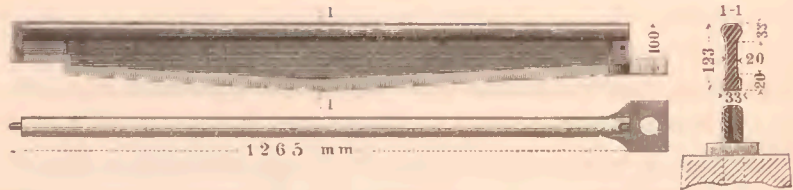
Die drei Figuren Nr. 236, 237 und 238 zeigen uns verschiedene der angewendeten Schienen, Schienenstühle und der Arten der Längsverbinding; ebenso ist die Anwendung der Steinwürfel und die Befestigung der Schienen auf dieselben zu erkennen.

Fig. 237.



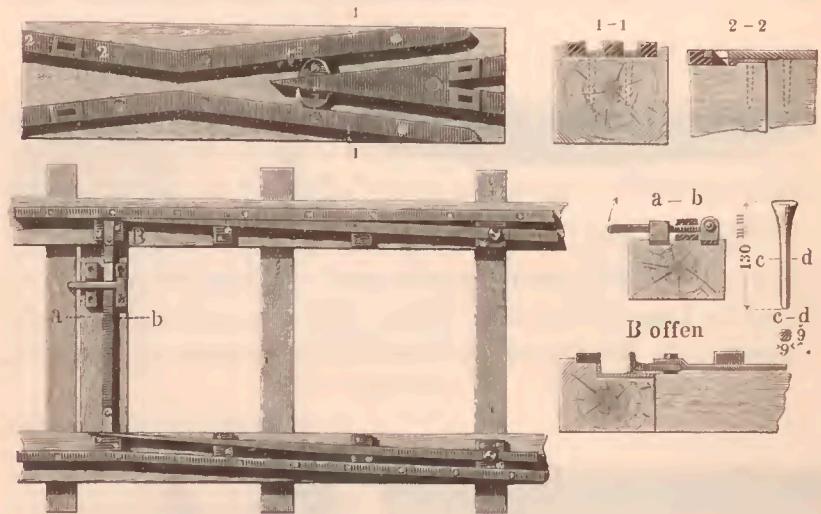
Eine weitere Antiquität bestand in der vorhin erwähnten Ausstellung eines Originalwechsels, Figur 239, der Linie Linz-Budweis vom Jahre 1828, wie soleher von Gerstner construirt und erbaut wurde.

Fig. 238.



Diese Antiquitäten, wie unscheinbar sich dieselben heute auch repräsentiren, geben ein lebhaftes Zeugniß von der ungeheuren Entwicklung, welcher sich das Eisenbahnwesen im Allgemeinen und der Oberbau im Besonderen seit der Zeit Stephenson's und Gerstner's erfreut.

Fig. 239.



Und in der That musste jeder Ingenieur bei dem Anschauen dieser Gegenstände Reflexionen über die geistige Macht seines Faches anstellen, Reflexionen, welche auch uns zum grössten Theile aufforderten, eine Uebersicht der geschichtlichen Entwicklung des Eisenbahnwesens im I. Bande dieses Berichtes zusammenzustellen.

b) Kaiser Ferdinand-Nordbahn.

Ein höchst interessantes Seitenstück zu der historischen Ausstellung der Kaiserin Elisabeth-Bahn brachte die Kaiser Fer-

dinand-Nordbahn, indem sie die völlige Entwicklung ihres Oberbaues vom Jahre 1836 angefangen bis zum Jahre 1873 zur Anschauung gelangen liess.

- α) Flachschienen-Oberbau. Derselbe wurde zwischen 1836 und 1837 angewendet, und zwar in der nach Figur 240 erkenntlichen Construction.

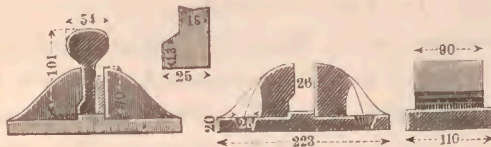
Fig. 240.



Der Schienenquerschnitt war ein rechteckiger und maass $\frac{85}{32}$ Millimeter. Die Langschwelle hielt $\frac{130}{148}$ Millimeter; ihre Verfestigung auf die Querschwellen geschah mittelst Holzkeilen von $\frac{23}{30}$ Millimeter Breite und 320 Millimeter Länge. Die Nagelung erfolgte in Distanzen von 340 Millimeter und durch Nägel, deren Kopf in die Flachschiene versenkt war und welche 15 Millimeter Durchmesser hielten.

β) Oberbau mit Stuhlschienen. In dem Zeitraume 1837 bis 1850 verwendete die Nordbahn den durch Figur 241 erkenntlichen Oberbau.

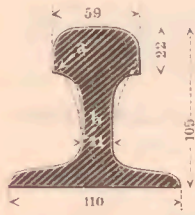
Fig. 241.



lich gemachten Oberbau, dessen Eisenschiene pro laufenden Meter = 38.91 Zollpfund wog. Die Höhe der Schiene maass 101 Millimeter, ihre Kopfbreite 54 Millimeter, der Steg Millimeter, der einseitig vorspringende Fuss 25 Millimeter Breite und 13 Millimeter mittlere Höhe. Der Schienenstuhl ist in der Figur 241 genügend gekennzeichnet, seine Höhe maass 70 Millimeter, die Entfernung der Querschwellen betrug in jener Zeit 770 Millimeter von Mitte zu Mitte.

- γ) Oberbau mit breitbasigen Schienen. Im Zeitraume von 1850 bis 1866 verwandte die Kaiser Ferdinand-Nordbahn breitbasige Schienen, und zwar anfänglich das in der Figur 242 angegebene birnförmige Profil *a*, 74.4 Zollpfund pro

Fig. 242.

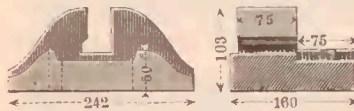


laufenden Meter schwere, später (von 1858 ab) das durch Schraffurung gekennzeichnete Profil *b*; dasselbe, das sogenannte Staatsbahnprofil, wiegt 73.4 Zollpfund pro laufenden Meter, hat eine Basis von 110 Millimeter, eine Höhe von 105 Millimeter, eine Kopfbreite von 59 Millimeter und eine Stegbreite von 21 Millimeter.

Zur Verbindung der breitbasigen mit den Stahlschienen wurden eigens construirte Chairs von 160 Millimeter Länge, 242 Millimeter Breite und 103 Millimeter Höhe (Figur 243) verwendet.

Vom Jahre 1866 angefangen verwendet die Kaiser Ferdinand-Nordbahn Puddelstahlschienen von 63.0 Zollpfund pro laufenden Meter, 122 Millimeter Höhe, 58 Millimeter Kopfbreite, 13 Millimeter Stegbreite und 112 Millimeter Basis. Mit den Schienen

Fig. 243.



des vorhingenannten, letzten Systemes wurden diese Puddelstahlschienen durch eigens construirte Laschen und durch gemeinschaftliche, aber abgestufte Unterlags-

platten verbunden. Die spätere Einführung der schwebenden Stösse veranlasste Laschen von 16 Millimeter Stärke, 80 Millimeter Höhe, 550 Millimeter Länge, wobei die äussere Lasche auf 65 Millimeter rechtwinkelig ausgebogen ist und dadurch Einklinkungen zulässt, welche die Nagelung in die Nachbarschwellen gestatten; die Schrauben haben Contramuttern.

Neuerlich wurden noch Bessemerschienen von 61.05 Zollpfund pro laufenden Meter und Martinstahlschienen von 69.9 Zollpfund pro laufenden Meter eingeführt.

4. Abnützung der Schienen der Kaiser Ferdinand-Nordbahn. Diese Gesellschaft brachte in eingehender Weise jene Beobachtungen tabellarisch und graphisch zur Anschauung, welche bezüglich der Dauer ihrer Schienen seit 1855 gesammelt werden und zu jener Monographie und zu Schlüssen geführt haben, die, von Herrn Centralinspector R. v. Stockert veröffentlicht („Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architektenvereins“ 1872; Heusinger's „Organ“, 1873), in Ingenieurkreisen so berechtigtes Aufsehen

erregt haben. v. Stockert nimmt die über die Schienen geführte Bruttolast zur Vergleichsbasis und gibt zunächst den Einfluss der verschiedenen Betriebsverhältnisse nach empirisch gewonnenen Coëfficienten an, um die Reduction auf eine gerade, horizontale Bahn vornehmen zu können. Des grossen Interesses halber geben wir hier zunächst diese Coëfficienten.

Radius der Curve in Klaffern. be- ziehungsweise Steigungs- und Neigungsverhält- niss	Coëfficient ohne Rücksicht auf die specielle Radbelastung			Anmerkung
	Krümmung	Steigung	Gefälle	
∞	0	0	0	Diese Coëfficienten geben an, um wie viel grösser die über die normale Strecke transportirte Bruttolast sein müsste, um dieselbe Schienenzerstörung herbeizuführen, wie die betreffende Krümmung, Steigung oder Neigung der Bahn gegenüber einer geraden oder horizontalen Bahn.
1000	0.15	0.28	0	
900	0.17	0.31	0	
800	0.19	0.35	0	
700	0.21	0.40	0	
600	0.25	0.47	0	
500	0.30	0.56	0	
400	0.37	0.70	0	
300	0.50	0.93	0	
250	0.60	1.12	0.12	
200	0.75	1.40	0.40	
150	1.00	1.87	0.87	
100	1.50	2.80	0.80	

Bezüglich der Radbelastung hat sich nach v. Stockert herausgestellt, dass die Schienenzerstörung mit der Radbelastung in quadratischem Verhältnisse zu- oder abnimmt. Für den Vergleich wurden daher die beobachteten Resultate auf eine normale Radbelastung (von 2500 Kilogramm) reducirt. Nachdem nun noch der Einfluss der Bahneinschnitte auf die Schienenabnutzung ermittelt wurde, gelangt R. v. Stockert, wie bekannt, zu dem Satze „dass sich die Zerstörung der Schienen durch einen Theil einer Ellipse darstellen lässt, deren eine Achse die Summe der bis zur gänzlichen Zerstörung aller Schienen über

dieselbe bewegten Bruttolast, die andere Achse die Summe aller in der betreffenden Strecke liegenden Schienen vorstellt.“

Dieser Satz wurde nach den statistischen Ermittlungen über die Dauer der Eisen- und der Puddelstahlschienen gewonnen; die Bessemerschienen dürften (nach längerer Beobachtungszeit) zu demselben Gesetze führen.

Die absolute Abnützung der Bessemerschienen wurde bei der Kaiser Ferdinand-Nordbahn bis jetzt, wie folgt, beobachtet.

Strecke	Befahren von Millionen Brutto-Centner	Liegen Stück Schienen	Wurden ausgewechselt Procent
Hohenau-Lundenburg	457	1.076	1.21
Wagram-Gänserndorf	496	986	0.20
Dürnkrut-Hohenau	428	1.466	1.80
Hohenau-Lundenburg	400	1.372	0.94
Pohl-Zauchtl	603	1.462	1.45
Oderberg-Petrowitz	362	4.216	0.21
Petrowitz-Pruchna	370	3.238	0.18
Pruchna-Chibi	308	2.550	—
Wien-Floridsdorf	300	118	—
Floridsdorf-Wagram	261	3.536	—
Gänserndorf-Angern	257	2.340	—
Zauchtl-Stauding	252	3.380	—

Für einen durchschnittlichen Bruttoverkehr von 40 Millionen Zolcentnern gelangt Ritter v. Stockert auf Grund der gemachten Beobachtungen zu dem Rechnungsergebnisse, dass die alten Eisenschienen eine Dauer von 7.0 Jahren die Eisenschienen nach dem sogenannten Staatsbahnprofile „ „ „ 14.7 „ die Puddelstahlschienen des sogenannten Staatsbahnprofiles „ „ „ 55.9 „ die Puddelschienen neueren Profiles „ „ „ 36.1 „ die Bessemerschienen (analog) „ „ „ 79.7 „

Zusammenstellung

der Resultate der Schienenstatistik der Kaiser Ferdinand-Nordbahn.

Post-Nr.	Bezeichnung der Strecke	Bezeichnung		Schienengewicht		Länge der Strecke in Klaftern <i>L</i>	Summe <i>L</i>	Wahrscheinliche Ausnutzungsfähigkeit bis zur Zerstörung aller Schienen		Wahrscheinliche mittlere Ausnutzungsfähigkeit jeder Schiene mit Rücksicht auf die normale Strecke und die normale Radbelastung $\frac{ar \pi}{4}$	Ueber jede Schiene rollt bei der Kaiser Ferdinands-Nordbahn pro Jahr im Mittel eine auf die normale Strecke und die normale Radbelastung reducirte Last von	Daher die mittlere Dauer jeder Schiene in Jahren mit Rücksicht auf die normale Strecke und die normale Radbelastung $Z = \frac{ar \pi}{4.40}$	Mittlere Dauer jeder Schienengattung in Jahren mit Rücksicht auf die normale Strecke und die normale Radbelastung $\frac{\text{Summe } L \cdot Z}{\text{Summe } L}$
		des Schienenprofils	des Schienenmaterials	pro Currentfuss	pro Currentmeter			mit Rücksicht auf die bezeichnete Strecke und die factische Radbelastung <i>a</i>	reducirt auf die normale Strecke und die normale Radbelastung <i>a_r</i>				
		in Millionen Brutto Zollcentner											
1	Oderberg-Petrowitz	Altes Nordbahnschienenprofil	Eisen	23.32 Zollpfund	74.4 Zollpfund	7.248	55.386	470	470	369.14		9.23	7.0
2	Petrowitz-Pruchna					3.100		407	444	348.72		8.72	
3	Dzieditz-Oswiecim					9.756		392	402	315.73		7.89	
4	Dzieditz-Bielitz					2.860		237	251	197.13		4.93	
5	Petrowitz-Pruchna					3.552		416	474	372.38		9.31	
6	Pruchna-Chibi					4.436		434	358	281.17		7.03	
7	Chibi-Dzieditz					7.023		369	337	264.68		6.62	
8	Dzieditz-Oswiecim					1.051		382	374	293.74		7.34	
9	Dzieditz-Bielitz					2.550		276	379	297.67		7.44	
10	Floridsdorf-Korneuburg					2.600		456	394	309.45		7.73	
11	Floridsdorf-Korneuburg					3.106		410	323	253.68		6.34	
12	Schönbrunn-Freiheitau					2.026		409	440	345.58		8.64	
13	Korneuburg-Stockerau					5.058		142	103	80.90		2.02	
14	Schönbrunn-Freiheitau					1.020		425	403	316.52		7.91	
15	Bisenz-Hradisch, oberes Geleise	Sog. Staatsbahnschienenprofil		23.2 Zollpfund	73.4 "	6.783	27.117	617	890	699.01		17.47	14.7
16	Bisenz-Hradisch, unteres Geleise					6.783		1.142	861	676.23		16.91	
17	Lundenburg-Saitz					8.634		566	550	431.97		10.80	
18	Dürnkrot-Hohenau					4.917		724	746	585.91		14.65	
19	Weisskirchen-Pohl	Sog. Staatsbahnschienenprofil		23.2 Zollpfund	73.4 "	3.996	38.294.5	2.020	3.038	2.386.05		59.65	55.9
20	Weisskirchen-Pohl					1.002		3.345	3.700	2.905.98		72.65	
21	Leipnik-Weisskirchen					4.296		794	923	724.92		18.12	
22	Leipnik-Weisskirchen					2.178		1.142	1.591	1.249.57		31.24	
23	Branowitz-Raigern					4.103		3.454	3.810	2.992.37		74.81	
24	Chibi-Dzieditz					5.807		3.419	3.491	2.741.83		68.54	
25	Stauding-Schönbrunn					6.552		3.620	3.681	2.891.06		72.23	
26	Stauding-Schönbrunn, unteres Geleise					6.216		5.853	3.278	2.574.51		64.36	
27	Stauding-Schönbrunn	Profil A		19.3 Zollpfund	61.05 "	2.030	67.030	1.303	1.224	961.73		24.07	36.1
28	Stauding-Schönbrunn, oberes Geleise					2.054.5		917	1.388	1.090.14		27.25	
29	Angern-Dürnkrot, oberes Geleise	Puddelstahl				4.974	67.030	802	1.027	806.61		20.16	36.1
30	Prerau-Leipnik, oberes Geleise					483		689	1.078	846.66		21.17	
31	Dzieditz-Oswiecim					2.505		963	1.056	829.33		20.73	
32	Oswiecim-Trzebinia					1.633		903	696	546.64		13.66	
33	Branowitz-Raigern					2.710		1.748	1.911	1.500.90		37.59	
34	Wagram-Gänserndorf					1.153		2.088	2.533	1.989.42		49.73	
35	Gänserndorf-Marchegg					4.497		1.352	1.466	1.151.40		28.73	
36	Napagedl-Hullein					2.834		1.169	1.205	946.41		23.66	
37	Prerau-Leipnik, oberes Geleise					2.955		1.226	2.149	1.687.82		42.19	
38	Dzieditz-Oswiecim					1.916		882	937	735.92		18.40	
39	Dzieditz-Oswiecim					4.396		1.334	1.658	1.302.19		32.55	
40	Oswiecim-Trzebinia					5.192		1.142	1.496	1.174.96		29.37	
41	Wagram-Gänserndorf, oberes Geleise					3.661		2.245	3.442	2.703.35		67.53	
42	Gänserndorf-Marchegg					4.570		1.354	1.573	1.235.43		30.89	
43	Tlumatschau-Hullein					647		1.272	1.487	1.167.89		29.20	
44	Prerau-Leipnik, oberes Geleise					4.169		750	1.150	903.21		22.53	
45	Dzieditz-Oswiecim	Profil A		19.3 Zollpfund	61.05 "	1.777	22.242	1.859	2.000	1.570.80		39.27	79.7
46	Stauding-Schönbrunn, oberes Geleise					6.216		1.456	2.182	1.713.74		42.84	
47	Napagedl-Tlumatschau					4.799		1.173	1.331	1.045.37		26.13	
48	Zauchtl-Stauding, oberes Geleise					5.943		1.876	3.975	3.121.96		78.05	
49	Wagram-Gänserndorf, oberes Geleise					1.714		2.335	2.832	2.224.25		55.61	
50	Dürnkrot-Hohenau, oberes Geleise					2.505		1.749	2.003	1.573.16		39.33	
51	Hohenau-Lundenburg, oberes Geleise					2.387		1.997	3.059	2.402.54		60.06	
52	Pohl-Zauchtl					2.676		4.366	5.580	4.382.53		109.56	
53	Oderberg-Petrowitz	Bessemerstahl		19.3 Zollpfund	61.05 "	7.325	22.242	4.623	5.381	4.226.24		105.65	79.7
54	Petrowitz-Pruchna					5.635		2.659	3.340	2.623.24		65.38	

40 Millionen Brutto Zollcentner.

The first part of the paper is devoted to a general discussion of the problem. It is shown that the problem is equivalent to the problem of finding a path of minimum length in a certain graph. This is done by constructing a graph whose vertices are the points of the plane and whose edges are the line segments connecting them. The length of the path is then the length of the shortest path in this graph.

In the second part of the paper, the problem is solved for the case of a finite set of points. It is shown that the shortest path is a tree with a certain number of vertices. This is done by showing that any path can be replaced by a tree of the same length. The tree is then shown to be a minimum spanning tree of the graph.

In the third part of the paper, the problem is solved for the case of an infinite set of points. It is shown that the shortest path is a tree with a certain number of vertices. This is done by showing that any path can be replaced by a tree of the same length. The tree is then shown to be a minimum spanning tree of the graph.

The fourth part of the paper is devoted to a general discussion of the problem. It is shown that the problem is equivalent to the problem of finding a path of minimum length in a certain graph. This is done by constructing a graph whose vertices are the points of the plane and whose edges are the line segments connecting them. The length of the path is then the length of the shortest path in this graph.

In the fifth part of the paper, the problem is solved for the case of a finite set of points. It is shown that the shortest path is a tree with a certain number of vertices. This is done by showing that any path can be replaced by a tree of the same length. The tree is then shown to be a minimum spanning tree of the graph.

In the sixth part of the paper, the problem is solved for the case of an infinite set of points. It is shown that the shortest path is a tree with a certain number of vertices. This is done by showing that any path can be replaced by a tree of the same length. The tree is then shown to be a minimum spanning tree of the graph.

haben, respective (bezüglich der Bessemerschienen) haben dürften, bevor sie völlig unbrauchbar werden. Wie sehr nun auch hinsichtlich der Bessemerschienen die eigentlichen Erfahrungsergebnisse noch abzuwarten sein werden, so liefern doch die in der folgenden Einlags-Tabelle näher präzisirten Angaben den Beweis des eminenten Vortheiles der Stahlschienen.

Dieser Vortheil ist eine in das sogenannte praktische Gefühl aller Eisenbahn-Fachleute übergegangene anerkannte Thatsache und neuestens von einem unserer Meister, dem geheimen Regierungsrath Funk in Cöln, wieder reich illustriert worden. Funk gelangt nämlich („Zeitung des Vereines deutscher Eisenbahnverwaltungen“ 1876 Nr. 67) anlässlich der Beobachtungen an der Cöln-Mindener Bahn (welche seit 1867 = 16 Millionen Kilogramm Eisenschienen und 139 Millionen Kilogramm Bessemerschienen bezogen hat) zu folgenden Resultaten:

α) Bei 10jährigem Befahren einer kurzen Probestrecke auf Bahnhof Oberhausen (in den letzten vier Jahren täglich mit 1800 Achsen) stellte sich die Auswechslung

1)	von Feinkornschienen	76.7 ‰,
2)	„ cementirten Schienen	63.3 ‰,
3)	„ Puddelstahlschienen	33.3 ‰,
4)	„ Bessemerstahlschienen	3.1 ‰.

β) Im Termine 1868—1875 wurden auf allen Cöln-Mindener Linien 504.634 Stück Bessemerschienen verlegt und binnen acht Jahren = 1625 Stück ausgewechselt; bei 2.5 Jahren mittlerer Benützungsdauer beträgt also die Auswechslung = 0.322 ‰.

γ) Auf der am stärksten befahrenen Hauptstrecke wurden von den 6.98 Jahr im Durchschnitte alten Eisenschienen (266.378 Meter) = 6.75 ‰; von den 3.80 Jahre im Durchschnitte alten Bessemerschienen (983.494 Meter) = 0.20 ‰ ausgewechselt.

5. Stahlschienen der französischen Bahnen. In dem ausgezeichneten Texte: „Notices sur les dessins etc.“, welchen das Ministerium der öffentlichen Arbeiten in Paris 1873 zu Wien aus-

gestellt hatte, befindet sich eine Abhandlung über den Gebrauch von Stahlschienen bei den hauptsächlichlichen Eisenbahngesellschaften in Frankreich.

Es wurde Bessemerstahl sowohl wie Martinstahl in Verwendung gebracht.

- a) Ostbahnen. Diese Gesellschaft legte im März 1866 auf dem Bahnhofe la Villette 60 Stahl- und 60 Eisenschienen in Gruppen von je 6 Stück; im Monate März 1872 waren bereits circa 29,000.000 Tonnen Last über diese Probestrecken gefahren worden, und mussten 31 Eisenschienen sehr bald, 29 Stück aber schon nach einer Lastbewegung von 24,000.000 Tonnen ausgewechselt werden; die Stahlschienen zeigten indess nur eine geringe und ganz regelmässige Abnützung von circa 1 Millimeter pro circa 26,000.000 Tonnen Verkehr.

Die Biegungs- und Bruchversuche mit Stahlschienen ergaben Folgendes:

1) Der Elasticitätscoefficient beträgt bei Eisenschienen weniger als 2500 Kilogramm pro Quadratecentimeter, bei Stahlschienen bis zu 3800 Kilogramm.

2) Die Eisenschienen brachen bei dem Momente von 8250 Kilogramm-Meter, Stahlschienen widerstanden noch bei 9500 Kilogramm-Meter.

3) Ein Fallklotz von 300 Kilogramm zerschlug die mit 1.1 Meter Stützweite aufgelegten Eisenschienen bei einer mittleren Fallhöhe von 4.6 Meter; die Stahlschienen hielten oft noch bei 5.0 Meter aus.

Auf Grund dieser Versuche, welche circa die $1\frac{1}{2}$ fache grössere Sicherheit der Stahlschienen anzunehmen erlaubten, gab man den neuen Stahlschienen nur ein Gewicht von 30 Kilogramm; die Eisenschienen wogen 35 Kilogramm pro laufenden Meter. Die Bessemerschienen wurden bezogen aus den Werken von Terre-Noire, Rive-de-Gier, le Creuzot, Saint-Jaques, Montluçon und Imphy.

- b) Südbahnen. Diese Gesellschaft hat sowohl Bessemer- als Martinsstahlschienen aus den Werken von Imphy, le Creuzot, Terre-Noire und Firmin et Commentry, und zwar auf ihren frequentesten Strecken verwendet.

Diese Stahlschienen sind doppelköpfig und in Stühlen lagernd, wie die alten Eisenschienen; ihre Länge misst 5.3 Meter, ihr Gewicht beträgt 38.0 Kilogramm.

c) Nordbahnen. Auf den Linien dieser Gesellschaft sind breitbasige Stahlschienen von 30.3 Kilogramm pro laufenden Meter Gewicht und von 5, 6, 7 gewöhnlich 8 Meter Länge verwendet.

Man schritt nach vielen Proben zu einer ausgedehnten Benützung der Stahlschienen, nachdem man erkannt hatte, dass die Eisenschienen oft schon bei 14,000.000 Tonnen Verkehr, günstigsten Falles aber bei 20,000.000 Tonnen Verkehr ausgetauscht werden mussten, während die Stahlschienen bei 20,000.000 Tonnen Verkehr erst um 1 Millimeter und zwar gleichmässig abgenutzt werden. Nach diesen Erfahrungen, und weil eine Stahlschiene einen Abschluss von etwa 10 Millimetern gestattet, gelangt die Nordbahn zu dem Schlusse, dass die Stahlschienen einen Verkehr von etwa 200,000.000 Tonnen ertragen, also eine etwa zehnmal längere Dauer als die Eisenschienen besitzen werden.

Diese Notiz ist für uns österreichische Ingenieure von besonderem Interesse, weil unser Landsmann der Central-inspector Ritter v. Stockert, durch seine verdienstvollen Studien auf diesem Gebiete zu fast gleichen Resultaten gelangt, indem er die Dauer der Bessemerschienen bei einem Bruttoverkehre von 2,000.000 Tonnen pro Anno auf circa 80 Jahre berechnet, also der Bessemerschiene einen Verkehr von rund 160,000.000 Tonnen zuweist.

Weitere Angaben der französischen Nordbahngesellschaft beziehen sich darauf, dass die Eisenschienen mit 1700 bis 1800 Kilogramm pro Quadratcentimeter bis zur Elasticitätsgrenze belastet werden können; die Stahlschienen dagegen mit 6500 bis 7500 Kilogramm pro Quadratecentimeter.

Die Wahl des Profiles wurde in Rücksicht auf den beobachteten Verschleiss der Schiene gewählt und wurde deshalb die Stahlmasse im Schienenkopfe derart vertheilt, dass nach einer Abnützung von 5 Millimeter noch gleiche Spannung im Kopfe und im Fusse vorhanden ist, und eine weitere

Abtätzung von 5 Millimeter noch immer eine Widerstandsfähigkeit zurücklässt, welche jene einer Eisenschiene von 37 Kilogramm übertrifft.

Das Bedingnisheft für die Lieferung der Stahlschienen schreibt vor, dass die in 1.1 Meter Entfernung gestützten Schienen einen Druck von 17 Tonnen durch 15 Minuten ohne bleibende Durchbiegung ertragen und einen Druck von 30 Tonnen ohne eine grössere Durchbiegung als 25 Millimeter aushalten müssen.

Die Probe gegen den Stoss schreibt vor, dass sie bei 1.1 Meter Stützweite den Fall von 300 Kilogramm aus 2.25 Meter Höhe vertragen müssen, und dass bei der successiven Höhe

des Niederfalles von 1.00 — 1.50 — 2.00 — 2.25 Meter, die Durchbiegung nicht

mehr als 1.00 — 3.50 — 8.00 — 20.00 Millimeter betragen darf. Bezüglich der Anordnung der Stösse ist die Neuerung eingeführt, dass sie zum Zwecke des ruhigeren Fahrens nicht auf einer Schwelle, sondern auf den zwei benachbarten Schwellen (schwebender Stoss) angewendet werden.

- d) Westbahnen. Diese Gesellschaft wendet Bessemer- und Martinsschienen an und besass am 31. December 1872 bereits 234 Kilometer Stahlgeleise. Die Schienen sind doppelköpfige und haben 38.75 Kilogramm Gewicht, also 1 Kilogramm mehr als die alten Eisenschienen, welche 37.75 Kilogramm wiegen. Die Schienen haben eine Länge von 6.0 Meter, ruhen in gegossenen Stühlen auf 8 Mittelschwellen. Die Entfernungen dieser Schwellen betragen 30, 70 und 80 Centimeter, wodurch die Anwendung des schwebenden Stosses erhellt.

Die Schienenstühle sind 15 Kilogramm schwer und haben 482 Quadratcentimeter Grundfläche.

- e) Paris-Lyon- und Mittelmeerbahn. Im Jahre 1867 besass diese Linien auf der Strecke Paris-Marseille bereits 860 Kilometer Stahlgeleise, und wurde dasselbe von 10.000 Trains jährlich befahren, welche eine Geschwindigkeit von 90 Kilometer für die Stunde hatten; mit 1. Jänner 1873

betrug die eingleisige Länge der Stahlschienen bereits 940 Kilometer.

Die Schienen haben ein Gewicht von 38.⁸⁵ Kilogramm, ihre Stegbreite beträgt 14 Millimeter statt 16 Millimeter der Eisenschienen, ihre Fussbreite 100 statt 130 Millimeter. Die Schienenlänge misst 6 Meter, die Stösse sind schwebend, die Laschen (gehalten durch vier Schraubenbolzen à 25 Millimeter Durchmesser) sind von Eisen und passen auf die Stahl- wie auf die Eisenschienen.

Die Schienen bestehen sowohl aus Bessemer- wie aus Martinsstahl und sind durch die Fabriken von Creuzot, Terre-Noire und Bessèges geliefert; die Unterschiede beider Schienen-Sorten erwiesen sich bei den Versuchen als gering, jedoch neigt man sich dem Vorzuge des Bessemerstahles zu.

Die Uebernahmsproben werden mit 1⁰/₀ der Lieferung vollzogen, und muss jede quergelegte Schiene bei 1.⁰ Meter Stützweite einen Druck von 25 Tonnen ohne bleibende Durchbiegung aushalten; es müssen ferner einzelne Schienen bei der gleichen Distanz der Auflager 5 Minuten lang einen Druck von 40 Tonnen aushalten, ohne zu brechen.

Gegen den Stoss werden die Schienen durch ein Gewicht von 300 Kilogramm aus 2 Meter Höhe bei 1.¹ Meter Stützweite erprobt.

Die 1867 begonnene Anwendung der Stahlschienen hat ausgezeichnete Resultate ergeben, indem sich eine gleichmässige Abnützung von 0.⁸ Millimeter bei einem Verkehre von 40.000 Zügen und eine solche von 1.⁰ Millimeter bei 50.000 Zügen herausstellte, so dass man berechtigt ist, einen Verkehr von 500.000 Zügen für die Ausdauer der Schienen veranschlagen zu können. Nimmt man nur einen Aushalt von 400.000 Zügen an, so stellt sich die voraussichtliche Dauer der Stahlschienen immer noch fünfmal so gross heraus, als jene der Eisenschienen, welche einen Verkehr von 80.000 Zügen nach den Beobachtungen der genannten Gesellschaft zulassen.

Es wird ferner berichtet, dass nur auf jede 15 Kilometer Geleise ein Schienenbruch jährlich vorkam, und zwar

jedesmal (also wie in Deutschland) nach ganz kurzer Benützungszeit der betreffenden Schiene, was auf einen ursprünglichen Fehler schliessen lässt.

Im Jahre 1869 betrug bei einem Tonnenpreise der Schienen von 250 Francs der Beschaffungspreis pro Kilometer Geleise 23.204.₂ Francs; im Jahre 1873 bei einem Preise von 400 Francs pro Tonne = 33.695.₂ Francs.

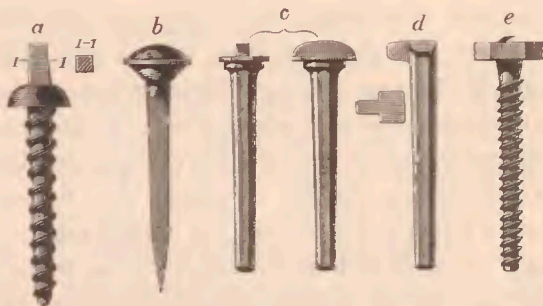
f) Orleansbahn. Auch diese Gesellschaft verwendet Bessemer- und Martinsschienen aus den Werken von Imphy, Creuzot, Terre-Noire und Firminy et Commentry, und zwar Stuhlschienen mit Doppelköpfen von 37 Kilogramm Gewicht, während die Eisenschienen 36 Kilogramm Gewicht hatten. Die Schienen haben 5.5 Meter Länge, sechs Unterlagen à 916 Millimeter (im Durchschnitte) Entfernung, also schwebende Stösse. Die Schienenstühle wiegen 9.5 Kilogramm und haben 324 Quadratcentimeter Basis.

6. Modelle aus dem Gebiete des Oberbaues französischer Bahnen.

Seitens der französischen Bahnen war der im Vorstehendem extrahirte Text durch die Ausstellung mehrerer Modelle unterstützt. Wir erwähnen hier nur die folgenden:

a) Nägel. Die in Figur 244 dargestellten Haken- und Schraubennägel geben die Hauptformen, wie sie zur Zeit der

Fig. 244.



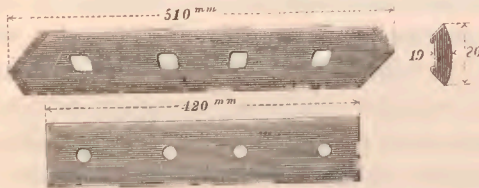
Wiener Ausstellung 1873 in Frankreich verwendet wurden. Die Formen *a*, *b* und *c* sind Stuhlnägel, respective Stuhlschrauben, letztere bei der Westbahn angewendet; die Formen *d* und *e* betreffen breitbasige Schienen.

Der achteckige Hakennagel *d* wird bei den breitbasigen eisernen Schienen der Mittelmeerbahn, und zwar in der Aussenkante des Schienenfusses, welcher 130 Centimeter breit und gelocht ist, angewendet; auf der inneren Seite des Schienenstranges findet die Einnagelung in der gewöhnlichen Weise (ohne Klinkung oder Lochung) statt.

Die Schraubennägel nach Form *e* werden auf der Nordbahn gebraucht, sind 2 Centimeter stark, 10 Centimeter im Schraubengange hoch und 13 Centimeter lang; der Kopf ist sechseckig und hat in der Mitte einen aufgehauenen Eisenpan derart hervorstehen, dass die Anwendung eines Schlages sofort erkannt werden würde. Der Schlüssel wird von oben, ähnlich wie ein Bohrer gehandhabt.

b) Laschen. Unter den mehreren Laschen, welche 1873 zu Wien ausgestellt waren, gewährt die in Figur 245 dargestellte inso-

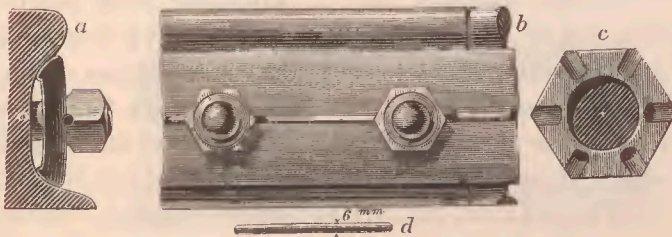
Fig. 245.



ferne ein besonderes Interesse, als die Form der 510 Millimeter langen äusseren Laschen eine aussergewöhnliche und sie rhomboidal gebohrt ist. Diese Laschen dienen für schwebenden Stoss.

Eine weitere auf die Verlaschung der Schienen Bezug habende Einrichtung war Seitens der Mittelmeerbahn zur Anschauung gebracht; sie ist durch Figur 246 dargestellt und

Fig. 246.



betrifft die Sicherung der Mutter durch eingeschobene eiserne Stäbchen. Diese Versicherung wurde uns indess bereits 1870 durch Professor Ludewig („Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure“) in dessen interessantem Aufsatze „über Schraubensicherungen“ vorgeführt und rührt von Bouchacourt her; die Muttern der Schrauben besitzen bei dieser Anordnung radial gestellte Nischen, in welche die Eisenstäbchen *d*, von Mutter zu Mutter correspondirend, eingeschoben werden. In der 16 Millimeter breiten und 85 Millimeter hohen Lasche ist eine halbrunde Nuth von 7 Millimeter Durchmesser eingeschnitten, in welche sich der obige Draht einlegt; vor dem Einstecken wird der Draht gebogen, also verkürzt, dann gegen die beiden Mutternischen angepasst und schliesslich wieder gerade geschlagen.

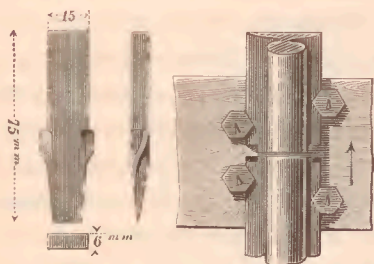
- c) Sicherung gegen Längsverschiebung der Schiene. Bekanntlich ruht ein vorzugsweise bei dem hölzernen Querschwellenoberbaue auftretender Mangel in der Längsverschiebung der Schienen; derselbe ist, wie wir wissen, von Scheffler, Winkler, Couche und G. Meyer näher beleuchtet worden, und wird neustens sehr treffend als das „Wandern der Schienen“ bezeichnet. Man bemüht sich, wie dies schon die Verhandlungen des „Vereines der deutschen Eisenbahnverwaltungen“ zeigen, vielfach, diesem Uebelstande des Oberbaues entgegenzutreten, und war dieses Bestreben auch auf der Wiener Weltausstellung 1873 vertreten.

Die französische Nordbahn brachte nämlich die Arretirungsvorrichtung ihrer breitbasigen Schienen nach dem Systeme von Leerecq zur Anschauung.

Dasselbe besteht darin, dass jede Schiene, jedoch nur an einem Ende, gegen das Verschieben durch Keile gesichert ist.

Diese Keilchen sind 15 Millimeter breit, 6 Millimeter dick und 75 Millimeter hoch und haben Flügelschneiden; sie werden so tief in die Schwelle eingehauen, dass sie nur noch um das Maass der Fussstärke der breitbasigen Schiene emporstehen; zur besseren Fixirung der Schiene ist der Fuss derselben an den beiden Ecken des Schienenendes je 15 Millimeter breit ausgeklinkt. Fig. 247 verdeutlicht diese Vorrichtung zur

Fig. 247.



Gentige und ist in der Zeichnung auch zu bemerken, wie der Kopf der Schraubennägeln zur Sicherung gegen ihr Einschlagen aufgespannt ist.

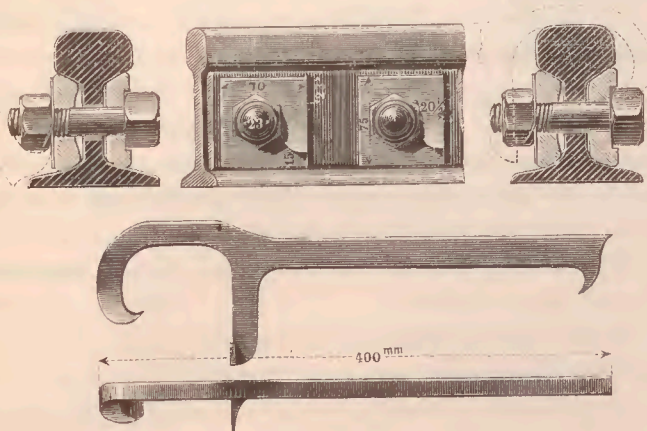
7. Laschenversicherung von Weikum.

Diese bereits mehrfach veröffentlichte, in v. Heusinger's „Organ“, 1873, durch R. Siehr näher besprochene Mutterverfestigung besteht darin, dass der Bolzen in die eine Schienenlasche verschraubt und ausserdem noch durch eine Mutter versichert wird. Es ähnelt diese Versicherungsart demnach der schon bekannten Versicherung durch Doppelmuttern.

8. Fixirung der Bolzenmutter von Hohenegger.

Diese von dem Oberinspector Hohenegger im Frühjahr 1869 gemachte und am 9. August 1869 mittelst Patentgesuch belegte Erfindung der Fixirung der Bolzenmutter ist bereits mehrfach beschrieben und bei der Oesterreichischen Nordwestbahn ausgedehnt, sowie bis 1873 Seitens der Oesterreichischen Südbahn, der Karl Ludwigs-Bahn, der Lemberg-Czernowitzer Bahn und der Galizisch-Ungarischen Verbindungsbahn in einer Gesamtlänge von 10 Meilen erfolgreich verwendet worden. Figur 248 macht sowohl diese Mutterverfestigung, als den dazu gehörigen Biegungshebel genügend ersicht-

Fig. 248.



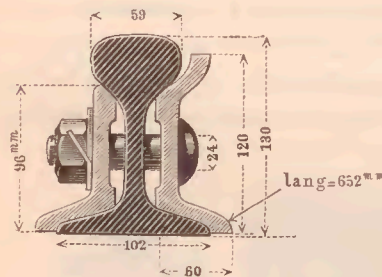
lich; die Versicherung besteht bekanntlich darin, dass zwischen Lasche und Mutter viereckige, 2,3 Millimeter starke Blechplatten eingeschoben werden, welche, nachdem die Mutter stramm angezogen ist, in einem Lappentheile herausgebogen werden. Es entsteht dadurch eine Absperrung des Rückganges der Bolzenmutter, weil die viereckige Gestalt der Platte eine maassgebende Drehung derselben nicht zulässt. Ausserdem ist der Schraubenkopf in der anderen Lasche versenkt. Ein Nachziehen der Schraube ist vermöge der Elasticität des aufgebogenen Läppchens völlig zulässig. Beim Abnehmen der Lasche wird das vorspringende Läppchen zurückgedrückt. Die Plättchen haben ein Gewicht von 120 Zollfund pro 1000 Stück und wiegen genau 0,1 des Bolzengewichtes.

Auf der Ausstellung war die Hohenegger'sche Erfindung auch Seitens der Bergisch-Märkischen Bahn vertreten, welche sie bei dem von ihr ausgestellten Oberbaue anwendet.

9. Oberbau der Bergisch-Märkischen Eisenbahn.

Diese Gesellschaft brachte ein Modell ihrer neueren Verlaschung der schwebenden Stösse; dieselbe ist in Figur 249 näher ver-

Fig. 249.



lichtet und zeichnet sich gegen die früher angewendeten Constructionen dadurch aus, dass sie ein ruhigeres Fahren gestattet, die Stossdurchbiegungen vermindert und demnach Schienen wie Fahrbetriebsmittel mehr schonet. Die Construction ist sehr kräftig, dehnt sich auf sechs Laschenbolzen aus und war auch

desshalb für uns Oesterreicher von Interesse, weil sie, wie vorhin bemerkt, den Hohenegger'schen Mutternverschluss acceptirt. Die Gewichte der Construction sind die folgenden:

Eine äussere Lasche	14,25	Kilogramm
eine innere Lasche	10,37	"
sechs Laschenbolzen	4,62	"
vier Hakemägel	1,15	"

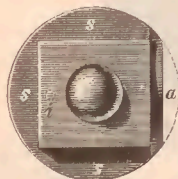
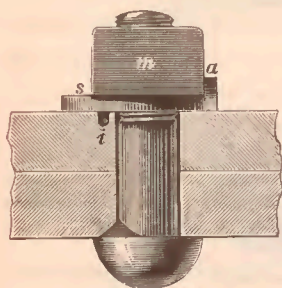
30,39 Kilogramm

10. Schraubenversicherung von Ponetz.

Diese vom Streckenchef der Staatseisenbahn, Herrn E. Ponetz zu Kolin gemachten Erfindungen der Schraubenmutterversicherung wurden bereits theilweise in der „Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architektenvereins, 1873“, veröffentlicht und waren auf der Ausstellung durch ein Modell und ausführliche Texte vertreten.

Die eine Sicherung ist durch Figur 250 dargestellt und besteht, wie bei der Hohenegger'schen, in der Fixirung der Muttern durch ein Unterlagsplättchen.

Fig. 250.



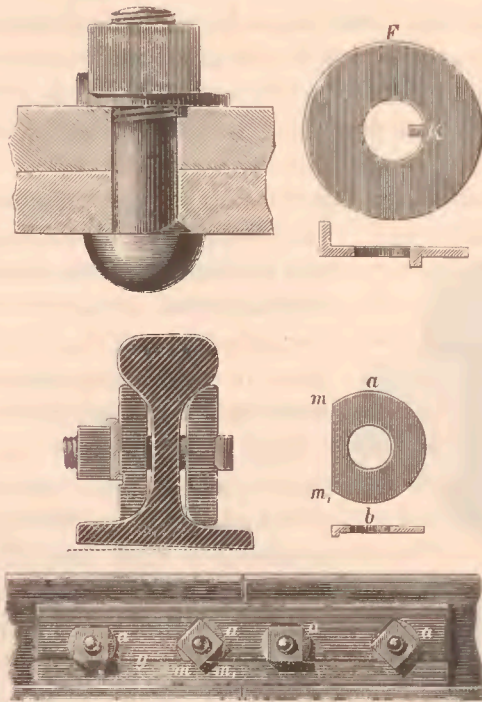
Dasselbe wird jedoch mit der Lasche durch einen Stift *i* fixirt, welcher in eine entsprechende Vertiefung der Lasche eingreift; die vier- oder sechseckige Mutter gelangt dann einfach dadurch zur Fixirung, dass ein Segment *a* des kreisförmigen Unterlagsplättchens *s* aufgebogen wird. Die Einpressung des Fixirungsstiftes *i* in die Lasche erfolgt durch den Druck der Schraubenmutter *m*, in deren Bereiche also dieser Stift situirt sein muss. Bricht eines der aufgebogenen Segmente im Laufe der Zeit ab, so wird ein anderes Segment der Kreisplatte zum Aufbuge benützt. In der vorstehenden Figur 250 ist angedeutet, dass nicht nur Schienenlaschen, sondern zwei

beliebige Bleche überhaupt durch diese Mutterversicherung gegen Rüttelung festgehalten werden können.

Eine andere Art der Versicherung der Unterlagsscheibe erfolgt dadurch, dass bei der Ausstanzung der Vorsprung *K* stehen bleibt, welcher umgebogen nunmehr als Fixirungsstift erscheint, wie dies in den beiden oberen Partien der Figur 251 genügend erkenntlich gemacht ist.

Die zweite Erfindung der Mutterversicherung, welche von Ponetz zur Ausstellung gebracht war, betrifft die Laschenverbindung bei schwebenden Stößen, und ist diese Erfindung im Grunde

Fig. 251.



genommen nur eine Variation der früheren. Wie Figur 251 ersichtlich macht, ist entlang der Lasche eine Rinne eingehobelt und werden die Unterlagscheiben mit der Lasche dadurch fixirt, dass ihr gerader Umfangstheil mm_1 herabgebogen und in die Laschennuth eingeschoben wird. Die Fixirung der Muttern mit den Unterlagsplättchen geschieht dann, wie früher, durch den Aufbug eines Segmentes.

11. Sicherheitslasche von J. Ströher.

In der Oesterreichischen Abtheilung der Maschinenhalle war diese Versicherung der Muttern der Laschenbolzen durch ein Modell zur Anschauung gebracht.

Die Versicherung besteht darin, dass über die vier gleichmässig gestellten Bolzenmuttern ein Kamm gesteckt wird, welcher, wie Figur 252 zeigt, an jedem Ende durch eine besondere, ausser

Fig. 252.



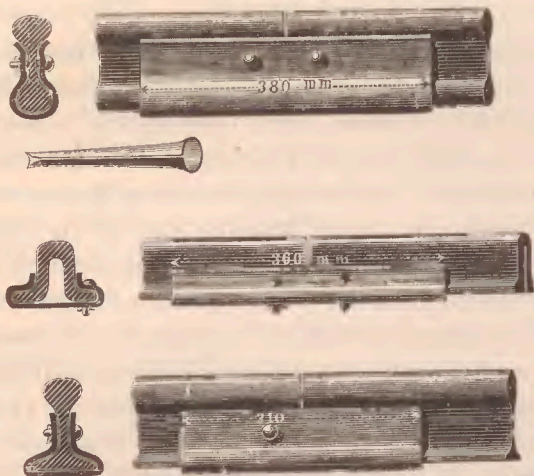
halb der Laschen liegende Bolzenbefestigung fixirt wird. Der Kamm besteht aus einem Bleche und wird einfach dadurch gebildet, dass Schnitte in dieses Blech gemacht und jeder zweite Lappen winkelrecht aufgebogen wird; dadurch entstehen die Kammzinken und ausserdem jene Vorsprünge 1—1, welche die Muttern fixiren.

12. Laschensystem „Dering“.

Die Federlasche von G. E. Dering in England, vertreten durch Modell und Text, ist uns schon als „Spring-Clip“ von den Ausstellungen London 1862, Dublin 1865 und Paris 1867 her bekannt.

Nach den Angaben des Fabrikanten werden allein in Sheffield jährlich circa 250.000 Stück solcher, in Figur 253 ersichtlich

Fig. 253.



gemachten Laschen erzeugt und vielfach auf englischen Bahnen verwendet. Die Laschen wurden bereits in dem Oesterreichischen officiellen Ausstellungsberichte für Paris 1867 näher beschrieben; sie bestehen aus Stahl und halten nach den Proben von Mr. David Kirkaldy einen sehr grossen Druck aus, indem bei einer Belastung

von 28.636 Pfund die Schiene brach, während die Lasche noch völlig unversehrt war und eine gewöhnliche eiserne Laschenverbindung schon bei 12.653 Pfund riss. Diese Bruchproben waren auf der Ausstellung 1873 zu Wien im Original vertreten.

Die Länge der Federlaschen bei den doppelköpfigen Schienen misst 38 Centimeter, bei den Brunel'schen Schienen 36 Centimeter und bei den Stevens- (fälschlich Vignol-) Schienen 31 Centimeter.

Ausser diesen Laschen brachte G. E. Dering seine Federkeile (Spring-Key) aus gehärtetem Stahle zur Ausstellung, welche Keile uns ebenfalls schon von der Pariser Ausstellung 1867 bekannt sind, aus einem federnden, gerollten Bleche bestehen und die Holzkeile bei der Stuhlbefestigung zu ersetzen bestimmt sind.

Das dritte Object, welches Dering aus dem Gebiete des Oberbaues zur Anschauung brachte waren die ebenfalls schon von Paris 1867 her bekannten federnden Nägel, die „Spring-Trenail's“, welche aus Figur 253 ersichtlich sind, wieder aus einem konisch gerollten Stahlbleche bestehen und sich in den gebohrten Schwellen löchern durch ihr „Federn“ völlig festsetzen.

13. Oberbau in Württemberg.

Die Bestrebungen, welche Württemberg bezüglich der Verbesserung des Eisenbahnoberbaues macht, und welche auf der Ausstellung 1873 zu Wien durch Geleisepläne ersichtlich waren, erstrecken sich auch auf die Erprobung der Steinwürfel und des eisernen Oberbaues, und wurden von dem Minister v. Varnbüler in einem Berichte an Seine Majestät den König ddo. 16. März 1870 (Nr. 67 des „Württembergischen Staatsanzeigers“) in gedrängter Weise anschaulich gemacht. Wir entnehmen diesem allerdings jetzt schon sieben Jahre alten Berichte die folgenden Notizen.

- a) Steinwürfeloberbau. Auf der Linie Aalen-Goldshöfe liegen seit 1867 = 1260 lfd. Fuss, auf der Enzbahn = 14.300 lfd. Fuss Würfelbau. Sandsteine hielten sich besser als Kalk- und Dolomitsteine; die Würfel haben nach und nach ihre Neigung gegen die Horizontale verändert, die Schienenfüsse 1 bis 5 Linien tief sich in die Steine eingefressen, und die Erschütterungen öfteres Lockerwerden der Schraubenmuttern veranlasst; die Unterhaltungskosten betragen pro 100 Fuss Geleiselänge:

	Beim Steinwürfel-Oberbau		Beim Schwellen-Oberbau	
	fl.	kr.	fl.	kr.
Im ersten Betriebsjahre	13	30	13	56
„ zweiten „	10	8	10	46
„ dritten „	15	36	8	46

Ausserdem wurden zwischen Blochingen und Unterboilingen 2410 Fuss, dann zwischen Neckarthailfingen und Bempflingen 3870 Fuss und bei Metzingen 2130 Fuss Würfelbau auf Dämmen, ferner Cementwürfel von Leube in Ulm, endlich auf der untern Jaxtbahn 12.520 Fuss bei Neudenan und 5240 Fuss bei Adelsheim Steinwürfeloberbau theilweise auf Betonunterlage gelegt; im Durchschnitte kam der Würfeloberbau mit gewöhnlicher Bettung um 8 bis 9 Gulden, jener mit Betonunterlage um 14 bis 15 Gulden höher, als der Schwellenoberbau, welcher pro laufende Ruthe mit Rheinischen Schienen im Gestänge 36 fl. 28 kr., in seiner Bettung 7 fl. 18 kr., im Ganzen 43 fl. 46 kr. zu stehen kam. In der Section Adelsheim wurden 3090 Stück Würfel verlegt, welche aus Muschelkalk im Odenwalde beschafft, 1 fl. 48 kr. pro Stück zu stehen kamen. Auf der Tauberbahn wurden in der Section Schrozberg 28.816 Fuss, auf der Donaubahn 3800 Fuss Würfelbau gelegt, wodurch die günstige Meinung für diesen Oberbau, mehr aber noch das Bedürfniss einer Ersetzung des Schwellenoberbaues überhaupt auch in Württemberg erkenntlich wird.

b) Eiserner Oberbau. Die Versuche zwischen Aalen und Goldshöfe, betreffend den Oberbau „Köstlin-Battig“, über welche v. Varnbüler bereits am 25. September 1867 an Seine Majestät den König berichtet hatte, ergaben, dass 100 Fuss Geleislänge

bei dem eisernen Oberbaue	33 fl. — kr.
„ „ Würfeloberbaue	12 „ 24 „
„ „ Schwellenoberbaue	9 „ 8 „

an Unterhaltungskosten im ersten Betriebshalbjahre verursachten.

Nachdem ungünstige, die Construction des eisernen Oberbaues belastende Verhältnisse beseitigt waren, wurden neue Beobachtungen angestellt, und ergaben dieselben als Unterhaltungskosten pro 100 laufende Fuss Geleiselänge:

	Eiserner Oberbau		Würfeloberbau		Schwellenoberbau	
	fl.	kr.	fl.	kr.	fl.	kr.
Im ersten Betriebsjahre . . .	39	20	13	30	13	56
„ zweites „ . . .	20	55	10	8	10	46
„ drittes „ . . .	11	9	15	36	8	43

Ausserdem erwähnt der v. Varnbüler'sche Bericht der Einführung des Hartwich'schen Oberbaues auf 6000 Fuss Geleiselänge mit 25pfündigen Schienen (Württembergische Schiene = $20\frac{1}{4}$ Pfund), welcher Oberbau pro laufende Ruthe Geleise in seinem Eisenwerke 44 fl. 48 kr., in seiner Bettung 17 fl. 15 kr. und in seiner Legung 1 fl. 48 kr., also in Summa 63 fl. 51 kr., demnach 23⁰/₁₀₀ mehr als der württembergische Schwellenoberbau kostete, der in derselben Section (Schrozberg) auf 51 fl. 40 kr. pro laufende Ruthe Geleise zu stehen kam.

14. Cementschwelle von Morbitzer und Comp.

Das Bestreben, den Holzschwellen-Oberbau zu verdrängen, war auch durch jene Cementschwelle auf der Ausstellung 1873 zu Wien repräsentirt, welche F. Morbitzer und Comp. zu Straza in der Bukowina zur Anschauung brachten. Die ausgestellte Schwelle von 15 Centimeter Höhe und 24 Centimeter Breite, in welcher Schraubenbolzen eingegossen waren, die nach Aufnahme ihrer Muttern zur Schienenbefestigung zu dienen hatten, schien indess mehr als Cementprobe eingesandt zu sein, weil man ihr einen Werth als Oberbautheil theils wegen des Materiales, theils wegen der Befestigung der Schienen füglich nicht zusprechen konnte.

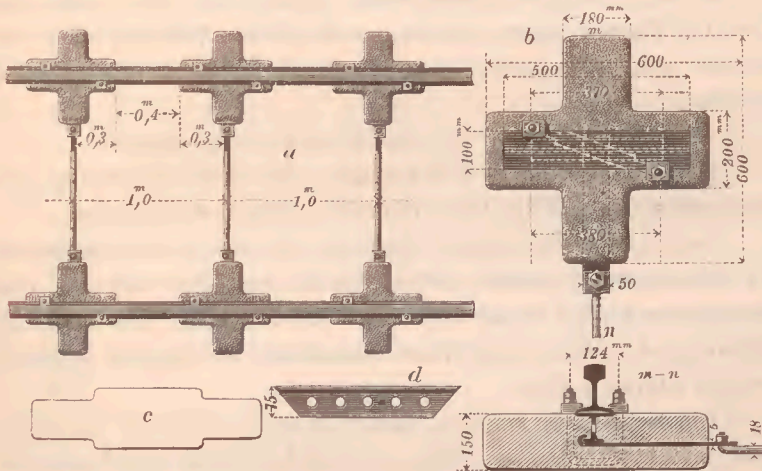
15. Betonwürfel von Castor.

Dieser bekannte französische Bauunternehmer hatte einen Betoneylinder mit unten horizontaler und oben calottenförmiger Begrenzung ausgestellt, welcher als Einzelunterlage für die Schienen geeignet sein soll; dieser Schienenuntersatz ist durch einen Eisenring versichert, welcher zugleich zur Anbringung von Querverbindungen dient. Die Schienenbefestigungsschrauben sind im Betongusse festgesetzt und ruhen die Schienen auf Unterlagsplatten. Diesem Versuche des Schwellenersatzes durch Beton wurde Seitens der Fachgenossen zwar wenig Bedeutung beigelegt, indess war er doch immer noch glücklicher, als der vorgenannte.

16. Asphaltunterlagen für Oberbau von Stierlin.

Diese Art des Oberbaues, welche der Erfinder, Herr Stierlin aus Schaffhausen, im Originale in der Maschinenhalle zur Ausstellung brachte, ist durch Figur 254 ersichtlich gemacht.

Fig. 254.



Diese Stierlin'schen Schienenunterlagen bestehen aus einer geeigneten Mischung von Asphalt und kleinen Kieselsteinen, haben im Grundrisse eine Kreuzform und tragen in sich jene Eisentheile, welche zur Schienenbefestigung und Querverbindung dienen. Die erstere besteht aus einem durchlöchernten T-Eisen *d*, dessen Oberfläche in *b* zu sehen ist und aus einem schräg gestellten vergossenen Bügel, dessen herausstehende Enden als Schienenbolzen

gebraucht werden; die angeordnete Querverbindung der Schienenstränge ist durch die Figur 254 genügend erläutert; die mit *c* bezeichnete Skizze stellt die Grundform für Tramway-Schwellen dar.

Die Mischung ist erst bei 200 Grad schmelzbar und erst bei 60 bis 67 Grad gegen die Sonnenhitze empfindlich. Der Erfinder rühmt diesen Asphaltunterlagen grosse Zähigkeit und Elasticität nach, und sollen die 150 Millimeter dicken Unterlagen eine Tragkraft von 130.000 Kilogramm aushalten. Der Ingenieur Askenasy gibt im v. Heusinger'schen „Organ“, 1873, an, dass solche Würfel auf der Schweizer Westbahn und auf der Lyoner Linie versucht wurden; die Weichheit des Asphaltes, welche bekanntlich schon in unserem Klima übel auftritt, und die immerwährende Rüttelung der Verfestigungstheile sprechen nicht zu Gunsten dieses Oberbaues.

Neuere, von Vojácek in der Zeitschrift „Die Eisenbahn“ (1876) gemachte Mittheilungen über dieses in der Schweiz erprobte System sprechen nicht für dasselbe, und hat H. Stierlin selbst eine Aenderung vorgeschlagen, welche Eisencement einführt, die Würfel oben und unten mit Platten armirt (von denen die oberen T-förmig sind) und dadurch die Anwendung von durchgehenden Schraubenbolzen gestattet.

17. Oberbau der Venlo-Hamburger Bahn.

Derselbe war durch Zeichnungen und durch die Monographie repräsentirt, welche der Ober-Baurath A. Funk verfasst hat.

Der Venlo-Hamburger Oberbau ist ein Schwellenoberbau. Die Unterbettung besteht grösstentheils aus Kies und auf einer kurzen Strecke bei Osnabrück aus Hüttenschlacke. Die Breite der Bettung in der Höhe der Schienenunterkante beträgt 4.²⁸ Meter, die normale Stärke 1 Fuss.

Die Schwellen sind 2.⁵¹ Meter lang, 26 bis 32 Centimeter breit und 15 Centimeter dick, sie bestehen meist aus Kiefernholz und nur in scharfen Curven aus Eichenholz. Sämmtliche Schwellen sind mit Zinkchlorid präparirt, nach demselben Verfahren, wie es seit 1847 auf den Hannover'schen Linien eingeführt wurde.

Die Schienen sind breitbasige (Kaliber V der Cöln-Mindener Eisenbahn) haben 130 Millimeter Höhe, 101 Millimeter Fussbreite, 60 Millimeter Kopfbreite, 6.⁵⁹¹ Meter Länge und wiegen 36.⁴ Kilogramm pro laufenden Meter.

Der Kopf der Schiene ist in 1:3 geradlinig unterschritten; am Fusse befindet sich eine symmetrische Neigung, wodurch dem Anpassen der Laschen Vortheil erwächst.

Die Laschen sind 470 Millimeter lang und wiegen 5.⁵³ Kilogramm pro Stück; sie sind mit vier kreisrunden Löchern von 30 Millimeter Durchmesser versehen, während die Löcher im Schienenstege oval sind und in der langen Achse 36 Millimeter Durchmesser haben.

Die Laschen haben an der äusseren Seite eine Rinne, wodurch die viereckigen Schraubenköpfe festgehalten werden.

Die Schraubenbolzen haben 26 Millimeter Durchmesser und wiegen 0.⁸³ Kilogramm pro Stück.

Die Hakennägel haben eine Länge von 150 Millimeter und ein Gewicht von 0.²³ Kilogramm pro Stück.

Die Spurweite ist in den Curven unter 700 Meter Radius um 3 Millimeter, bei 376 Meter Radius um 13 Millimeter vergrössert.

Die Ueberhöhung in den Curven beträgt:

bei 3700 Meter Radius = 7 Millimeter.

1880	"	"	= 14	"
940	"	"	= 30	"
560	"	"	= 50	"
376	"	"	= 70	"

Bezüglich der Längsverschiebung der Schienen sind die Füsse der eisernen Schienen ausgeklinkt, die Stahlschienen nicht.

Die Eisenschienen haben 36⁵/₆ Reichsthaler pro 500 Kilogramm franco Cöln gekostet und sind nur auf der voraussichtlich weniger frequenten Strecke Wesel-Haltern zur Anwendung gebracht.

Die Stahlschienen, geliefert von Krupp, Bochum, Hörde, Phönix, Ruhrort, Haniel und Huysen und Osnabrück, haben zur Bauzeit (1868) noch 42¹/₂ bis 49 Thaler pro 500 Kilogramm franco Werk gekostet.

Die Kiefernschwelle haben 38³/₄ Silbergroschen bis 39¹/₂ Silbergroschen; die Eischwelle 1 Reichsthaler 16 Silbergroschen bis 2 Reichsthaler 2¹/₂ Silbergroschen pro Stück gekostet: Preise, welche vollkommen den Drang erklären, den Deutschland bezüglich der Einführung des eisernen

Oberbaues, der Imprägnirung der Schwellen, und bezüglich des Steinwürfelbaues besitzt.

Die Imprägnation mit Zinkechlorid hat pro Stück Schwelle je nach den Anstalten, welche sich in Oberhausen, Harburg, Leer und Minden befinden, 3 Silbergroschen bis 4 Silbergroschen 3 Pfennige pro Stück gekostet.

Das Legen des Oberbaues wurde mit $5\frac{1}{3}$ Silbergroschen bis $7\frac{1}{2}$ Silbergroschen pro laufenden Meter Geleise bezahlt, wobei die Bettung bis 2 Zoll unter Schwellenoberkante bereits anderweitig beschafft war, und die Oberbaumaterialien vermittelt Locomotive immer bis „vor Kopf“ directionsseitig geliefert wurden. In diesem Accordpreise ist das Nachstopfen und Richten des Geleises für eine Zeit von drei Wochen nach dem Befahren mit der Maschine überhaupt eingerechnet.

18. Oberbau der Oesterreichischen Nordwestbahn.

Der Oberbau der Linien der Oesterreichischen Nordwestbahn ist ein Schwellenbau und war auf der Ausstellung 1873 zu Wien durch Normalien und durch einen beschreibenden Text repräsentirt.

Er ist für eine Radbelastung von 140 Zolcentner und für eine Zugsgeschwindigkeit von 75 Kilometer pro Stunde construirt. Die Schienen sind breitbasig und wiegen 68 Zollpfund pro Meter; die Schwellen sind aus Kiefernholz, nur ausnahmsweise aus Fichtenholz gewählt; zu Extrahölzern wurde Eichenholz gewählt. Der schwebende Stoss wurde bereits 1873 fast überall angewendet.

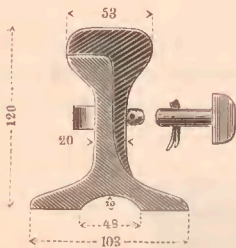
In Curven unter 600 Meter Radius ist die convexe Schienen- seite auf allen Schwellen mit doppelter Nagelung versehen; in Curven unter 350 Meter Radius befindet sich auf jeder Schwelle eine Unterlagsplatte.

Die gewöhnlichen Bahnschwellen wurden franco Lagerplatz mit 1 fl. 5 kr. bis 1 fl. 35 kr. geliefert; der laufende Meter Weichenschwellen kam auf 1 bis 1.05 fl., der Kubikmeter eichene Extrahölzer auf 54 fl. zu stehen.

19. Schienensystem von Grangier.

Dieser Ingenieur aus Schärbeck bei Brüssel brachte eine getheilte Schiene durch ein Modell zur Anschauung, wie solches durch die Figur 255 verdeutlicht ist. Dieses Schienensystem ähnelt den bekannten Zweitheilungen des Profiles und wird von dem

Fig. 255.



Constructeur um dessentwillen gerühmt, weil das Legen und Demontiren der Bahn ein tiberaus einfaches ist, die Lasehungen entfallen und der abnutzbare Theil des Schienenprofles ein wegnehmbarer ist. Derlei Theilung des Schienenprofles hat jedoch bekanntlich so viele praktische Nachteile und erfordert eine grössere Materialmenge, so dass dieses Princip wohl niemals zur allgemeinen Geltung gelangen wird.

Wir geben nun zunächst diejenigen Objecte aus dem Gebiete des Oberbaues, welche vorzugsweise Pferdebahnen betreffen, und führen diese Objecte hier desshalb an, weil neuestens sich die Tendenz verbreitet, die Tramways mit Locomotiven zu befahren, wozu selbstverständlich der Oberbau der Pferdebahnen besonderer Berücksichtigung bedarf.

20. Oberbausysteme von Cabuy und Hauwaert.

Diese belgischen Ingenieure brachten durch Modelle zweierlei Systeme zur Anschauung.

Figur 256 kennzeichnet das erstere System; dasselbe ist gänzlich in Eisen construiert und ruht die Fahrschiene von 105 Millimeter

Fig. 256.

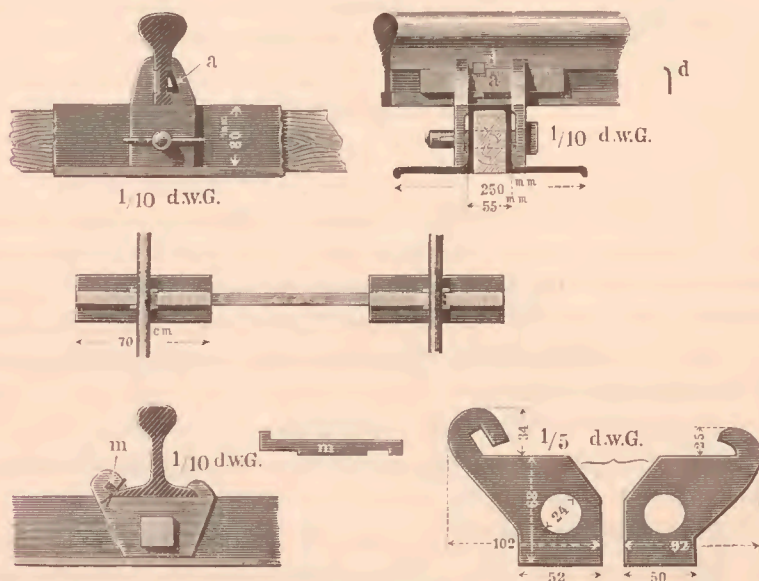


Höhe und 65 Millimeter gesammter Kopfbreite auf T-förmigen Einzelunterlagen von 0.6 Meter Länge und 1.2 Meter Distanzierung im Lichten. Bei diesem Systeme erscheint der Vortheil der Einfachheit der Auswechslung, weil die Lasehen auf die Unterlagen beschränkt sind und eine Lüftung der Schrauben genügt, die

Schienen aus- und einzusetzen; praktische Erfahrungen mit diesem Oberbaue sind uns nicht bekannt geworden.

Das zweite System, welches die belgischen Ingenieure Cabuy und Hauwaert 1873 zu Wien in der Maschinenhalle durch Modelle zur Ansicht brachten, ist durch Figur 257 näher verdeutlichtet.

Fig. 257.



Dieses System beruht streng genommen auf der Idee des Querschwellensystemes. Je nach der Art der zu verwendenden Schienen erhalten die 55 Millimeter breiten und 80 Millimeter hohen Holzschwellen eine Armatur, die als Grundform \square -förmig erscheint und weitere Abänderungen nur je nach der Form der Schienen besitzt. Es werden nämlich die Stuhlschienen in Ständern getragen, die durch einen Bolzen mit der Querschwelle verbunden sind und eine Verkeilung der Schiene zulassen, wie solche aus der Zeichnung genügend ersichtlich ist; zu bemerken ist nur noch, dass einer Verschiebung des Keiles *a* durch den Einschub des Stiftes *d* vorgebeugt ist.

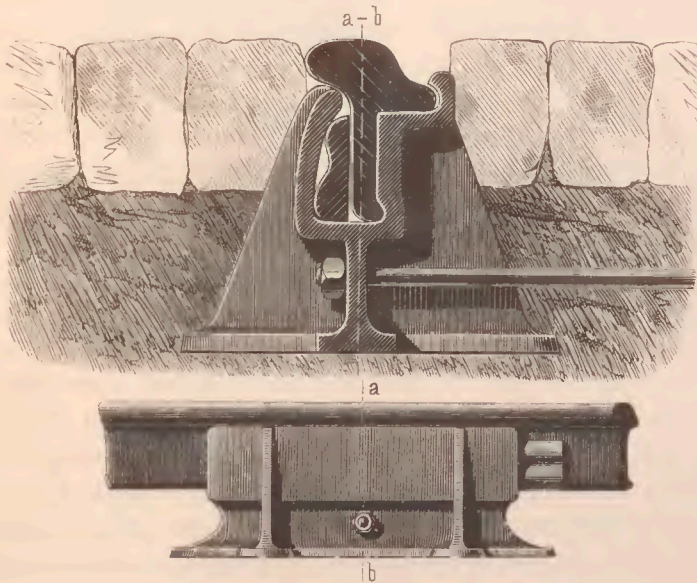
Werden Stevens- (fälschlich genannt Vignol-) Schienen angewendet, so gelangen dieselben durch Greifplatten zur Befestigung, welche entweder aus einem oder, wie die Figur 257 zeigt, aus zwei

übereinander zu schiebenden Theilen bestehen und vermittelst eines Bolzens an der eigentlichen Schwelle, respective deren Armatur festgehalten werden; der Keil *m*, welcher durch einen Federstift festgesteckt wird, dient zur Verhinderung des Schlotterns. Praktische Erfahrungen mit diesem Oberbaue sind uns ebenfalls nicht bekannt geworden.

21. Oberbausystem von Dr. Johann Righetti in Triest.

Auch dieses für Pferdebahnen construirte Oberbausystem, welches durch ein Modell zur Anschauung gebracht war, beruht auf dem Systeme von Einzelunterlagen (à 70 Pfund schwer), welche durch Spurbolzen gekuppelt sind und welche die 35 Kilogramm pro laufenden Meter schweren Schienen in einer Weise umfassen, wie solche durch die Figur 258 verdeutlicht ist.

Fig. 258.

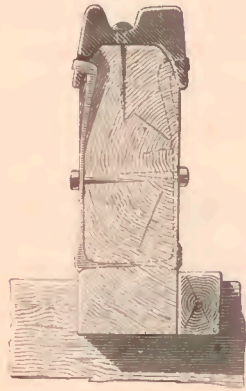


22. Oberbausystem von Stern in Debreczin.

Dieser Aussteller brachte durch Modell eine neue Art der Befestigung der Loubat-Schienen zur Anschauung.

Dieselbe besteht darin, dass statt der gewöhnlichen Nagelung, deren ungemeine Nachtheile hinreichend bekannt sind, eine Festhaltung der Schiene auf dem Langbaume durch federnde Klammern bewerkstelliget wird, wie dies der Querschnitt in der Figur 259 ver-

Fig. 259.



deutlicher. Diese Klammern sind circa 6 Millimeter stark, 22 Millimeter breit und 140 Millimeter hoch; sie haben unten einen Klammerhaken, welcher gleich dem Nagel *b* in die Langschwelle eingehauen wird. Die obere Hälfte der Klammer fixirt vermöge ihrer Federung die Schiene, welche letztere ausserdem durch den Nagel *a* gegen Seitenschwankungen geschützt, also gleichsam centriert ist.

Die Klammern befinden sich auf der rechten und linken Seite der Schwelle nicht direct gegenüberstehend, sondern sind zur Schonung der letzteren abwechselnd situirt.

Man kann nicht leugnen, dass diese Anordnung, über welche uns praktische Erfahrungen nicht bekannt sind, erhebliche Berücksichtigung verdient, denn die Schlotterung stark befahrener Deckschienen und die baldige Devastation des schon im Voraus geschwächten Schwellenkopfes durch die Nagelung sind Missstände, welche sich durch Kostspieligkeit der Unterhaltungen und Störungen kennzeichnen, die dringend eine Abänderung erheischen und durch Unterlagsplatten schwer erzielt werden.

23. Pflasterschienen von Ramsberger.

Dieser Patentinhaber schlägt eine Strassenpflasterung vermittelt gusseiserner sechseckiger Zellen vor, die zinkenförmig ineinander greifen und in der Zinkung noch weiters durch Bolzen verfestigt werden; dort, wohin die Geleise zu liegen kommen, haben die eisernen Pflastertheile eine rechtwinklige Gestalt und tragen die Zellenrippen die Fahrschienen theils durch Lagerung theils durch Bolzen. Es wird auf eine praktische, indess nur das Pflaster allein betreffende Erfahrung hingewiesen, indem in dem bekannten Etablissement von A. Ganz & Comp. in Ofen ein solches verwendet wurde; der Quadratmeter des Pflasters wiegt circa 175 Pfund, und hatte die ausgestellte Platte eine Darüberführung von rund $2\frac{1}{2}$ Millionen Centner erfahren.

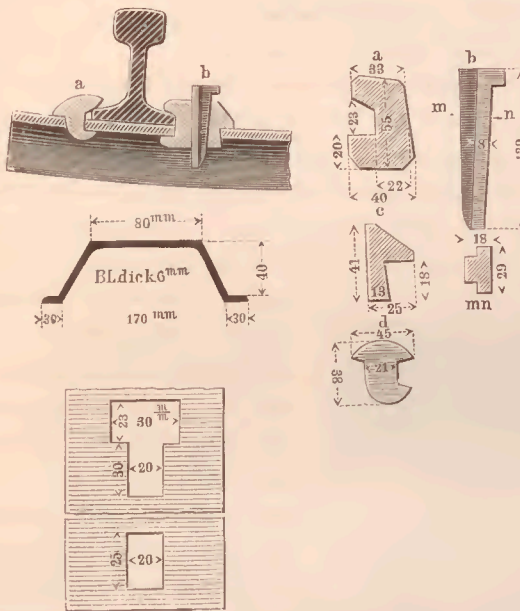
Wenden wir uns wieder dem eigentlichen Locomotiv-Eisen-Oberbaue zu, so haben wir weiters noch die folgenden hauptsäch-

lichsten, jedoch nun zumeist den eisernen Oberbau betreffenden Ausstellungsobjecte zu nennen.

24. System Vautherin.

Dieses Querschwellensystem war Seitens der Luxemburger Bergwerks- und Saarbrückener Eisenhütten-Actiengesellschaft zu Burbach zur Ausstellung gebracht. Das System, allgemein bekannt, war schon 1867 auf der Pariser Ausstellung vertreten und ist, wie wir schon oben erwähnt haben, besonders in Frankreich und in Deutschland ausgedehnt erprobt worden.

Fig. 260.



Die auf der Lyoner Bahn angewendeten Schwellen wogen im Mittel 76 Pfund und waren 2,4 Meter lang; ihr Preis stellte sich in den Jahren 1864 bis 1867 auf 2 Reichsthaler 17 1/2 Silbergroschen. Die auf der französischen Nordbahn angewendeten Schwellen wogen nur 70 Pfund bei 2,4 Meter Länge und kosteten im Termine 1864 bis 1867 2 Reichsthaler 7 1/2 Silbergroschen. Der Erfinder berechnete seinerzeit die Schwellendauer auf 36 Jahre und motivirt damit in finanzieller Richtung ihre Verwendbarkeit.

Bekanntlich liegt der hauptsächlichste wunde Punkt des Vautherin'schen Oberbaues in der Befestigung und namentlich der

Befestigung der breitbasigen Schienen, indem eine Verbreiterung der Keilflächen und eine Innigkeit der Verkeilung gegen die Fahrtrichtung angestrebt werden muss. Die Burbacher Hütte hat dies durch Details angestrebt, welche in der vorstehenden Figur 260 zur Genüge ersichtlich gemacht sind.

Das System war auf der Ausstellung im Originale vertreten.

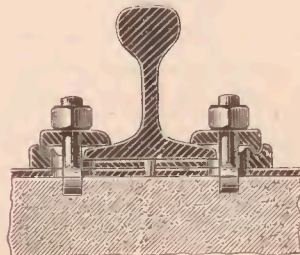
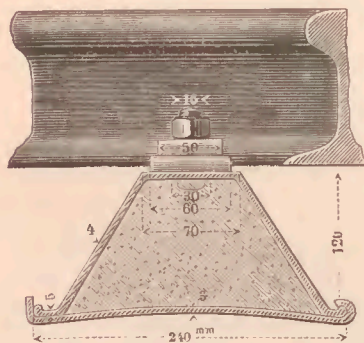
Bezüglich der Totalerfahrungen mit diesem Systeme verweisen wir auf den früheren Text.

Der ausgestellt gewesene Oberbau distanzirte die Schwellen auf 1,3 Meter von Mitte zu Mitte; das Schwellengewicht beträgt bei 2,5 Meter Länge = 40 Kilogramm.

25. System Schaltenbrand.

Der durch seine vielseitigen Arbeiten auf dem Gebiete des Eisenbahnwesens rühmlichst bekannte Ingenieur C. Schaltenbrand zu Wesel in Rheinpreussen brachte auf der Ausstellung einen von ihm construirten eisernen Oberbau zur Anschauung, welcher das Princip der Querschwellen nach dem Systeme Vautherin verfolgt und seitdem in der „Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure“, 1873, von ihm

Fig. 261.



selbst, ferner in derselben Zeitschrift 1874 durch R. Ziebarth, wie auch andernorts beschrieben wurde. Der erstgenannte Aufsatz verbreitet sich über das alte Vautherinsystem und die Gründe für die Schaltenbrand'sche Abänderung so ausführlich, dass wir auf diese Arbeit speciell verweisen müssen. In neuerer Zeit sind über die Schaltenbrand'sche Construction auch noch in der „Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architektenvereines“ bemerkenswerthe Aufsätze von Litzer (1875) und von Schaltenbrand selbst (1876) veröffentlicht worden.

Die hier in Rede stehende Construction gipfelt in der Verwendung hohler, den hölzernen nachge-

bildeter Querschwellen, welche mit Kies, Lehm Boden, Sand, Ziegelschlag, Façonziegeln, Beton etc. zu füllen sind.

Die Anordnung ist aus der Figur 261 genügend ersichtlich; das Auflager der Schwellen beträgt 2.5 Meter \times 0.25 Meter = 0.625 Quadratmeter. Schaltenbrand berechnet das Widerstandsmoment des ganzen Querschnittes an der schwächsten Stelle = 50.400 Centimeter-Kilogramm, im oberen Querschnitte allein = 32.200 Centimeter-Kilogramm, bei Holzschwellen = 15.000 Centimeter-Kilogramm.

Die Gewichte der Construction gestalten sich folgend:

	Querschnitt, Quadrat- centimeter	Kilogramm
Oberes Profil	16.166	31.30
Unteres Profil	8.400	16.34
Zwei Unterlagsplatten	—	1.26
Vier Krempplättchen	—	0.72
Vier Schrauben	—	0.68
Ein Dübel	—	0.03
Summe		50.33

Im Jahre 1871 wurde der Preis einer Schwelle mit 5 Thaler berechnet.

In dem erwähnten Aufsätze Schaltenbrand's vom Jahre 1876 wird einer Probeschwelle gedacht, welche bei Bitterfeld im Juni 1874 gelegt und am 5. März 1876 ohne jede Nachhilfe genau wie anfänglich vorgefunden wurde.

Die Anordnung der schwebenden Stösse, respective die Verlaschung ist aus den Figuren 262 und 263 zur Genüge zu ersehen.

Fig. 262.

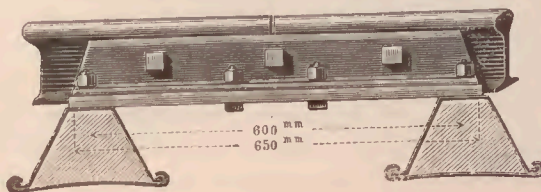
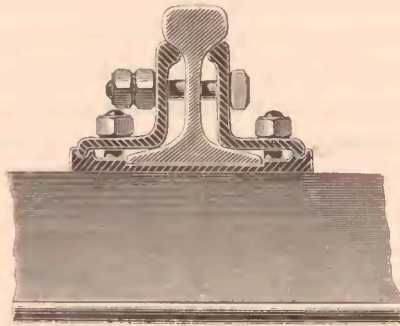


Fig. 263.



Zur grösseren Verfestigung wendet Schaltenbrand noch eine in der Schienenachse befindliche Stiftkuppelung zwischen Unterlagsplatte und Schwelle, wie auch eine Versicherung der Schraubenmutter an, welche Verfestigungen im Jahre 1873 der „Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure“ speciell erläutert sind.

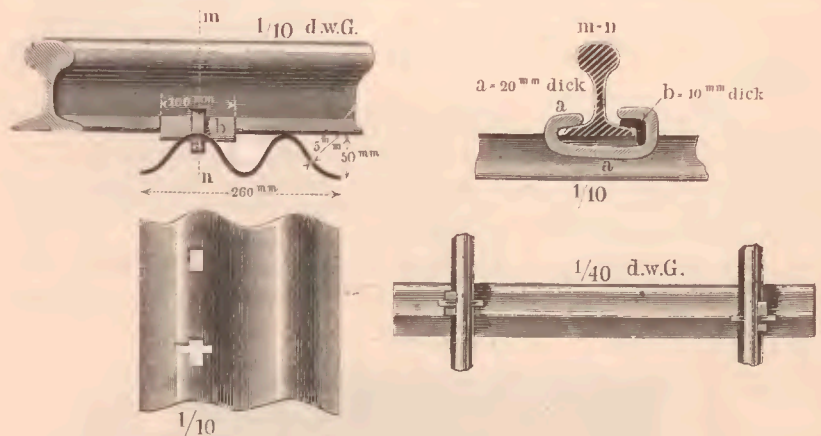
26. Schienenbefestigung von Marcinelle und Couillet.

Diese belgische Firma brachte verschiedene Schienenbefestigungen mittelst Haken und Schrauben, wie auch Stuhlbevestigungen zur Anschauung.

27. Eiserner Oberbau von Jowa, Delheid und Comp.

Das, ganz abseits beim persischen Pavillon, 1873 zu Wien im Originale ausgestellt gewesene Oberbausystem ist ebenfalls ein Querschwellensystem. Die in der Figur 264 vorfindlichen Ansichten

Fig. 264.



und Schnitte kennzeichnen das System zur Genüge. Bei der Aufmerksamkeit, welche gegenwärtig der Fabrication der Wellbleche zu verschiedenen Zwecken zugewendet wird, erscheint dieses System

wenigstens für Interimsbahnen, respective zu Bauzwecken und für Bergwerksbahnen beachtenswerth.

Nähere Angaben über diesen Oberbau waren nicht zu erlangen.

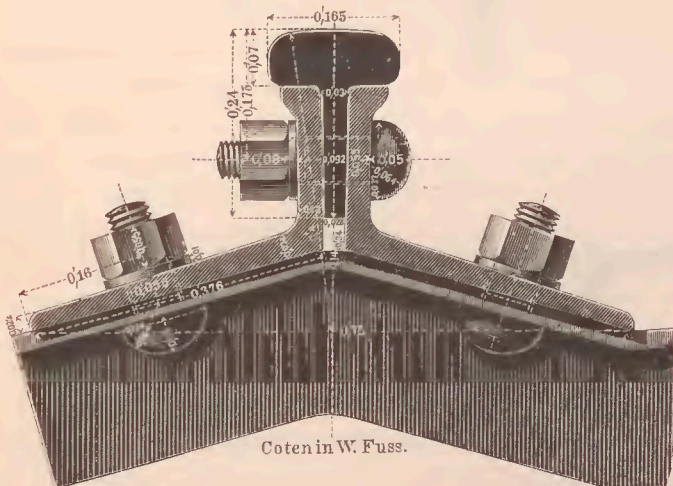
Wir bemerken gelegentlich der Vorführung dieses Ausstellungsobjectes, dass die Wiener Weltausstellung 1873 mehrfache Constructions eisernen Oberbaues für Bergwerksbahnen schmalen Spur, wie z. B. jene von Legrand brachte, die theilweise eben auf der Verwendung des Wellbleches basirten. Ihr untergeordneter, nicht dem öffentlichen Verkehre dienender Zweck schliesst jedoch die Besprechung derselben hier aus.

28. System Köstlin und Battig.

Gelegentlich der transportablen Bahnhofseisenanlage (Glorine) für militärische Zwecke, welche der Stationschef Herr Lazar Popovics zur Ausstellung brachte und welche an mehreren Orten, unter Anderem in der „Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architektenvereins“ ausführlich beschrieben wurde und in der Cirkelbildung eines Geleises zum Zwecke rascher Be- und Entladung culminirt, war auch der Köstlin-Battig'sche, dreitheilige Oberbau zur Anschauung gebracht.

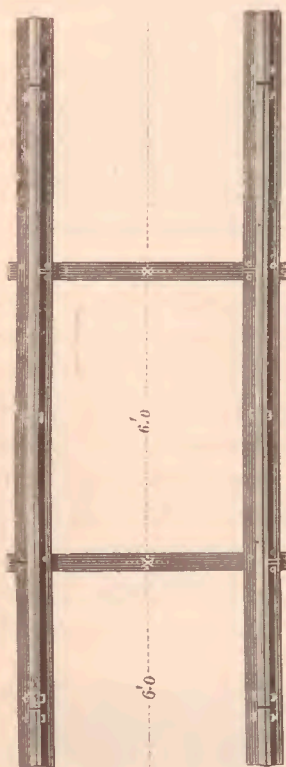
Die Figuren 265, 266, 267 verdeutlichen zur Genüge dieses, im Uebrigen allgemein bekannte Oberbausystem, welches bezüglich

Fig. 265.



seiner Verwendung und der damit erlangten Erfahrungen schon oben näher besprochen wurde, pag. 83 nochmals berührt werden wird und welches mit Unrecht nach den damit gemachten wenigen Er-

Fig. 266.



probungen, also dem Abgange von Verbesserungen, die jede neue Sache erheischt, heute häufig so ungünstig beurtheilt wird. Wir haben aus der geschichtlichen Entwicklung der einzelnen Disciplinen im Eisenbahnwesen überhaupt und jener des eisernen Oberbaues im Besonderen zur Genüge kennen gelernt, wie ungemein schwierig es ist, mit einer neuen Idee sofortige Errungenschaften zu erzielen.

Wir vermeinen deshalb in dem Systeme Köstlin und Battig, welches gegenwärtig (1877) gerade in der Verbesserung begriffen ist, einen derjenigen aus unserem Vaterlande Oesterreich hervorgegangenen Ausgangspunkte der neueren Richtung unserer Technik anerkennen, beziehungsweise verehren zu sollen, der die geistige Arbeit auf dem Gebiete des eisernen Oberbaues ganz ungemein befördert hat und dessen Er-

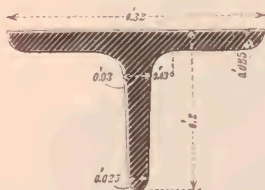
reichung ganz gewiss eine weit grössere Denkerarbeit war, als es jene ist, mit der mehrere der heutigen „Erfinder“ auf dem

Gebiete des eisernen Oberbaues reine Copiararbeit verrichten und sich wohlgefällig auf der Wortwiege „System“ schaukeln.

29. Oberbau der Rheinischen Eisenbahn.

Diese Gesellschaft, welche im Jahre 1841 eine Bahnlänge von 3.04 Meilen, 1850 = 11.40 Meilen, 1860 = 39.11 Meilen, 1870 = 85.55 Meilen und im Jahre 1872 schon

Fig. 267.



112.₃ Meilen Bahnlänge, worunter (1872) 44.₅₁ Meilen doppelgeleisig, besass, hat gerade hinsichtlich des Oberbaues ausgedehnte Erfahrungen nicht nur bezüglich des Schienenkalibers, sondern auch bezüglich des eisernen Oberbaues erlangt.

Die genannte Eisenbahngesellschaft brachte ihren Oberbau auf der Wiener Ausstellung 1873 zur Repräsentation, und geben wir nach den gefälligen Mittheilungen der Direction die folgenden Notizen.

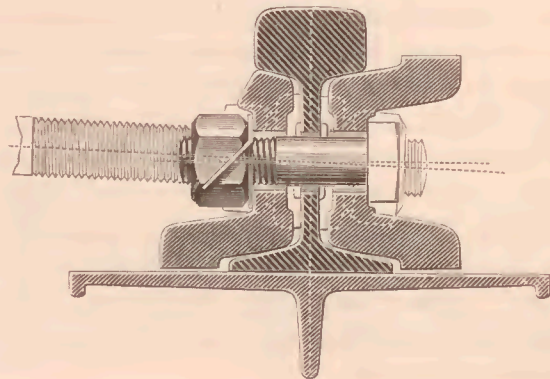
Es haben Anwendung gefunden:

- a) Linie Cöln-Herbesthal zum Theile breitbasige Schienen von 113 Millimeter Höhe, 36 Kilogramm Gewicht und von 5.₆₅ Meter Länge, Querschwellen, Stossplatten, Laschen à 3.₁ Kilogramm schwer; zum anderen Theile Stuhlschienen von unsymmetrischem Profile, 5.₆₅ Meter lang, 25.₅ Kilogramm schwer, Stahlstüble, welche am Stosse Winkellaschen erhielten.
- b) Linie Cöln-Rolandseck. Schienen 78 Millimeter hoch, 5.₆₅ Meter lang, Querschwellen, Seitenlaschen à 2.₈ Kilogramm; eine kurze Strecke 124 Millimeter hohe breitbasige Schienen, 34 Kilogramm schwer, mit Laschen à 4.₈ Kilogramm.
- c) Linie Cöln-Crefeld. Bei der Uebnahme derselben (1861) fanden sich 124 Millimeter hohe breitbasige Schienen vor.
- d) Neuere Linien. Rolandseck-Coblenz (1858), Bingerbrück-Coblenz (1859), Crefeld-Cleve (1863), Herbesthal-Eupen, Coblenz-Oberlahnstein und Düren-Eiskirchen (1864) Zevenaar, Nymwegen und Mechernich (1865), Osterade-Essen (1866), Call, Wattenscheid, Stolberg (1867), Soetenich (1868), endlich Coblenz-Ehrenbreitstein (1869): erhielten sämmtlich 131 Millimeter hohe, 36.₅ Kilogramm schwere breitbasige Schienen, Querschwellen, Stosschwellen, Laschen von 4.₂ Kilogramm, Stossbefestigung mit Schwellenbolzen.
- e) Linie Kempen-Venlo wurde 1867 mit Hartwich-Schienen von 7.₅₃ Meter Länge, 43.₃ Kilogramm Schwere, Seitenlaschen von 11.₄ Kilogramm und 12 Laschenbolzen à 0.₈ Kilogramm hergestellt.

f) Linien Neuss-Düren und Ehrenbreitstein-Obercassel wurden 1868 und 1870 ebenfalls mit Hartwieschienen vorigen Kalibers belegt.

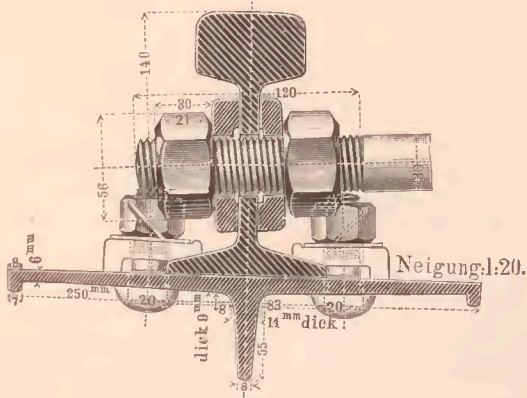
Diese sämtlichen Profile werden neuestens verlassen und zumeist beim Holzschwellenoberbaue 7.²² Meter lange breitbasige Schienen von 131 Millimeter Höhe, 1 : 2 Laschenlage, Kaliber III, schwebende Stösse, Laschen 5.³ Kilogramm, Bolzen à 0.6 Kilogramm, geklinkte Schienen angewendet; ausserdem wird noch ein Kaliber II, welches gleich ist dem Kaliber V der Cöln-Mindener Bahn, von ebenfalls 131 Millimeter Höhe und 7.²² Meter Länge, jedoch 35.⁵ Kilogramm Schwere und 1 : 3 Neigung der Laschenlage angewendet. Das Kaliber III bewährt sich nach neuesten Angaben erheblich schlechter, als Kaliber II. Endlich wird bei der genannten Gesellschaft neuestens ein anderer eiserner Oberbau (modificirtes System Hilf) erprobt, nachdem der Hartwies-Oberbau sich durchaus nicht bewährt hat. Bei diesem einheitlichen Oberbaue (Hartwies) hat sich herausgestellt, dass die Erneuerung der Schienen sehr kostspielig ist, dass das hohe Profil nicht solid genug hergestellt werden kann und sich in Folge dessen eine sehr grosse Abnützung der Schienen ergibt. Auf der Rechtsrheinischen Bahn mussten in den ersten drei Jahren schon 28.01 $\frac{0}{100}$ der Hartwieschienen ausgewechselt werden und wurde 1873 mitgetheilt, dass die übrigen Schienen während der Garantiedauer von weiteren vier Jahren wohl zur Gänze würden ausgewechselt werden müssen.

Fig. 268.



Das Seitens der Rheinischen Eisenbahndirection zur Verwendung gelangte modificirte Hilfsche System war auf der Ausstellung im deutschen Pavillon durch ein Modell vertreten, welches durch die beiden Figuren 268 und 269 repräsentirt wird.

Fig. 269.



Ob diese Modification eine glückliche genannt werden kann, muss einer längeren Erfahrung anheim gestellt werden. Bezüglich der Querschnitte, Gewichte und Festigkeit enthalten die diesfälligen Normalien die folgenden Angaben.

Benennung	Querschnitt in Quadratmillimeter	Länge in Meter	Gewicht in Kilogramm		Bedarf pro Meile Geleise			Abstand der neutralen Faser von der Unterkante in Millimeter	Trägheitsmomente zur horizontalen Schweraxe in Millimeter	Widerstandsmoment
			pro laufender Meter	pro Stück	Meter Länge	Stück	Kilogramm			
Fahrschiene	3.894	7.500	30.37	227.25	15.000	2.000	454.500	77.5	9,706.220	125.240
Fahrschiene, 13 Millimeter abgefahren	3.139	—	—	—	—	—	—	64.5	7,042.855	109.190
Langschwelle	2.518	7.400	19.51	144.00	14.800	2.000	288.000	46.0	337.545	7.338
Aussenlasche	4.082	0.495	—	15.20	990	2.000	30.400	56.0	5,572.320	98.625
Innenlasche	2.977	0.495	—	11.00	990	2.000	22.000	40.5	2,774.100	43.680

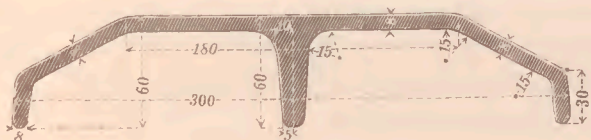
Kleineisenzeug.

Benennung	Gewicht pro Stück, Kilogramm
Verbindungsstange mit vier Muttern	9.911
Laschenbolzen mit Mutter	0.835
Schwellenbolzen mit Mutter	0.237
Unterlagsplatte für Verbindungsstangen	0.388
Klemmling	0.220
Grosses Fixirungsplättchen	0.042
Kleines „	0.027

30. System Hilf.

Das bekannte zweitheilige System des Regierungs- und Bau-
rathes M. Hilf, welches im Wesentlichen bereits durch die früheren
Figuren 268 und 269 gekennzeichnet ist, jedoch einen Lang-
schwelenquerschnitt von der Figur 270 besitzt, war auf der Wiener

Fig. 270.



Ausstellung 1873 in Zeichnung und Original vertreten. Dem Systeme
Hilf ist unbedingt die Erfindung des Bessemerprocesses zugute
gekommen, denn mit dieser grossen Errungenschaft im Hütten-
wesen konnte jener Grundgedanke des dreitheiligen Systemes zu-
rückgedrängt werden, der seinerzeit völlig berechtigt war und der
darin gipfelt, den abnützbaeren Schienenthail leicht auswechselbar
zu gestalten.

Wir haben schon oben (pag. 10 bis 16) den grossen Umfang der
Versuche und die geringen Unterhaltungskosten des Hilf'schen
Systemes gekennzeichnet und auch darauf hingewiesen, dass nach
dem Resumé der verschiedenen Eisenbahnverwaltungen diesem
Systeme gegenwärtig (1877) der Vorrang vor den anderen eingeräumt
wird und ihm eine ausgedehnte neue Anwendung bevorsteht. Einzelne
Specialangaben über dieses System, welche neuestens in der „Zeit-

schrift des österreichischen Ingenieur- und Architektenvereins“, sowie im v. Heusinger'schen „Organ“, dann in den beiden neuesten Werken (1876), E. v. Heusinger's „Mustereconstruction“ und Hill's „Der eiserne Oberbau“, gemacht wurden, endlich auch Angaben, welche auf der Ausstellung vorfindlich waren, finden sich in Folgendem zusammengefasst:

1) Die Querschnittsmaasse und Gewichte waren auf der Wiener Ausstellung 1873, wie folgt, notirt:

a) Schienen aus Stahl.

Dimensionen: Höhe 108 Millimeter, Kopfbreite 58 Millimeter,
Basis 85 Millimeter.

Querschnittsfläche = 3112 □ Millimeter

Gewicht pro Meter Länge = 24.⁵² Kilogramm

Gewicht pro sechs Meter Schienenlänge = 174.¹⁵ „

Gewicht pro laufenden Meter Geleise = . 49.⁰⁵ „

b) Langschwelen aus Eisen:

Dimensionen in Figur 270

Gesamte Querschnittsfläche = 3766 □ Millimeter

Gewicht pro Meter Schwellenlänge = . . 29.³⁷ Kilogramm

Gewicht einer Schwelle von 5.⁸⁶ Met. Länge = 172.¹⁵ „

Gewicht pro Meter Geleise = 57.⁷⁸ „

c) Sonstige Eisentheile:

Laschen à 4.¹⁴ Kilogramm

Unterlagsplättchen à 0.¹⁶ „

Muttern à 0.²⁰ „

Laschenbolzen à 0.⁴⁵ „

Querverbindung 1640 Millimeter lang, 25.⁴

Millimeter Durchmesser 6.⁰² „

2) Der Baurath Röder gibt anlässlich der Besprechung seines eisernen Oberbaues folgende Vergleichsgewichte an, welche wir jedoch bezüglich der neuesten Scheffler'schen Construction richtig stellen.

Ein laufender Meter Geleise wiegt	Kilogramm
Röder, leichtes System	67.21
Röder, schwerstes System	85.55
Hartwich	89.00
Scheffler, neueste Construction	114.30
Hilf	115.50
Köstlin & Battig, neueste Construction	130.00
Daelen	135.00
Paulus	140.50
Hannover'sche Staatsbahn	168.00

3) Oberinspector Atzinger gibt 1875 folgende vergleichende Uebersicht der hauptsächlichsten eisernen Oberbau-systeme.

System, respective Construction	Auflagerfläche	Gewicht der Fahrschienen	Gewicht des ganzen Oberbaues	Kosten	Bemerkungen
	pro laufender Meter				
	Quadrat-Meter	Kilogramm	Thaler		
System Hilf	0.66	25.80	125.0	14.17	Complete Herstellung. Mit Fahrschienen aus: Feinkorneisen / excl. der Gussstahl Bettung. Feinkorneisen
System Scheffler	0.53	18.72	178.0	—	
	bis 0.60		149.0	13.55	
			150.0	14.90	
			114.3	11.41	
Hannover'sche Construction	0.61	18.72	168.0	16.00 18.00	Feinkornfahrschiene. Stahlschiene.
Daelen'sche Construction	0.60	18.27	135.5	12.81 13.14	Feinkornschiene) excl. Stahlschiene (Bettung.
System Köstlin & Battig	0.64	18.70	130.0	13.00	Querverbindungen nach Heusinger. Querverbindungen nach Köstlin & Battig.
	evtl. 0.79		bis 136.0	bis 13.00	
Atzinger'sche Construction	0.72	16.50	137.6	15.00	Complete Herstellung.

*) In dem Memorandum, welches der Ober-Inspector Hohenegger im März 1876 bezüglich seiner Variation des Hilf'schen Systemes verfasst hat, werden verschiedene Systeme und Constructionen, insbesondere aber das System Hilf mit den Constructionen Atzinger (Tellkampf), Heusinger, Hohenegger und Lazar in Vergleich gestellt.

Die Untersuchungen von Hohenegger sind in der nachfolgenden Tabelle zusammengestellt, zu welcher folgende Bemerkungen dienen:

- a) Der Berechnung der Langschwelle Systeme liegen Dr. E. Winkler's Theorie und folgende Annahmen zu Grunde: Bettungswiderstandscoefficient = 16; Elasticitätsmodul = 2.000.000; Radstand = 140 Centner.
- b) Für den Vergleich der Querschwelle Constructionen ist eine Nordwestbahn-Eichenschwelle durch eine Lazar'sche Eisen Schwelle ersetzt angenommen.
- c) Die Bodenwiderstände sind nach den Angaben von Weber in Rechnung gezogen.
- d) Die wirkliche Tragfähigkeit der Holzschwelle ist wegen Fäulniss etc. nur mit zwei Drittheilen ihres Betrages in Rechnung gestellt.

Vergleich einiger Oberbaue unter einander und mit neueren Variationen in Bezug auf die Widerstandsfähigkeit.

Postnummer	Gegenstand	Eisenlangschwelle				Querschwelle	
		drei- theilig	zwei- theilig			Holz	Eisen
			Atzinger	Heusinger	Hilf	Hohenegger	Lazar
1	Gewichte:						
	a) 1 Currentmeter Stahlschienen wiegt Kilo .	16.6	15.4	25.8	27.7	31.6	31.6
	b) 1 Currentmeter Unterschienen wiegt Kilo .	39.1	29.4	29.1	25.8	—	15.0

Postnummer	Gegenstand	Eisenlangschwelle				Querschwellen	
		drei- theilig	zweiteilig			Holz	Eisen
		Atzin- ger	Heu- singer	Hilf	Hohenegger	Lazar	
2	Gesamtgewichte pro Currentmeter Geleise:						
	a) Stahloberschienen wiegt Kilo .	33,2	30,8	51,6	55,4	63,2	63,2
	b) Eisenunterschienen wiegt Kilo .	95,0	63,8	68,6	58,8	—	38,0
	c) Befestigungsmittel wiegt Kilo .	9,7	5,4	7,5	12,3	10,2	10,2
	Zusammen .	137,9	99,8	127,7	126,5	73,4	111,4
3	Auflagsflächen auf die Bettung pro Current- meter Geleise in Quadrat- metern	0,72	0,64	0,70	0,61	0,60	0,51
4	Trägheitsmomente:						
	a) Stahlschienen Currentmeter .	85	138	520	723	803	803
	b) Lang- u. Querschwellen Currentmeter .	493	146	105	176	5.600	45
	Zusammen .	578	284	625	899	—	—
5	Maximaldruck der Auf- lagsfläche für 7500 Kilo Radbelastung pro Qua- dratcentimeter in Kilo .	2,25	2,68	2,20	2,11	gleichförmig 2,5 3,3	
6	Maximalspannungen für 7500 Kilo Radbelastung:						
	a) pro Quadratcentimeter der Stahlschienen Kilo	1.054	1.466	1.005	815	1.019	1.019
	b) pro Quadratcentimeter der Lang- oder Quer- schwellen Kilo	972	1.570	699	610	72	1.480

Postnummer	Gegenstand	Eisenlangschwellen				Querschwellen	
		dreit heilig	zweit heilig			Holz	Eisen
		Atzin-ger	Heu-singer	Hilf	Hohenegger	Lazar	
7	Maximaltragfähigkeit (Radbelastung):						
	a) Für die Stahlschienen (bei einer Spannung von 1000 Kilo pro Quadratecentimeter) Kilo . relativ Procent .	7.116 139	5.116 100	7.463 146	9.202 186	7.360 100	7.360 100
	b) Für die Lang- u. Querschwellen (bei der Spannung von 750 Kilo pro Quadratecentimeter, Kilo des Eisens und von 70 Kilo pro Quadratecentimeter, relativ Procent des Eichenholzes)	5.787 162	3.583 100	8.049 225	9.221 257	7.200 190	3.800 100

3) Die Düsseldorfer Technikerversammlung vom 14. und 15. September 1874 gelangte über die Frage: „Welche neuere Erfahrungen liegen über die Bewährung des ganz eisernen Oberbaues, vor und welches System hat die meisten Vorzüge?“ zu den folgenden, bezüglich des Systemes Hilf sehr günstigen, jedoch noch keineswegs abgeschlossenen Schlussfolgerungen:

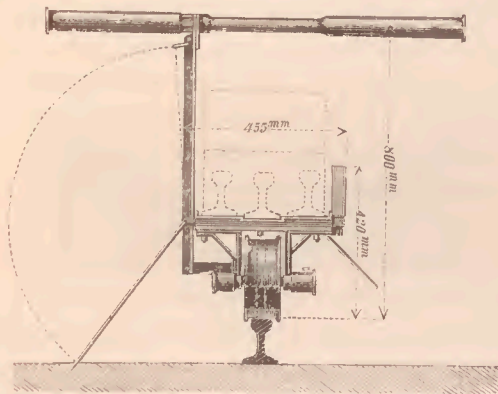
- a) Die bisher mit dem eintheiligen Systeme (Hartwich) gemachten Erfahrungen lassen dieses System nicht empfehlen.
- b) Das zweitheilige System Hilf bietet die meisten Vorzüge.
- c) Dem System „Vautherin“ steht der Nachtheil der leichten Verschieblichkeit des Geleises und ferner der einer noch nicht ganz ausreichenden Befestigung der Schienen auf den Schwellen entgegen.
- d) Hinsichtlich des dreitheiligen Oberbaues liegen genügende Erfahrungen nicht vor.

Zu den, den Geleisebau betreffenden Ausstellungsobjecten rangiren wir hier noch weiters diejenigen auf der Wiener Ausstellung 1873 zur Anschauung gebrachten Apparate, deren Benützung bei der Legung und Unterhaltung des Oberbaues beabsichtigt ist. Indem wir die massenhaften Werkzeugsausstellungen, welche auch gewöhnliche Oberbaugeräthe enthielten, die mehr durch die Schönheit und Güte ihrer Ausführung als durch die Neuheit der Formen wirkten, hier übergehen, vermögen wir uns auf die Vorführung der folgenden Objecte zu beschränken.

31. Bahnkarren von Mader.

Der Oberingenieur der Staatseisenbahngesellschaft, Herr Mader, brachte sein schon anderweitig und mehrfach beschriebenes Rollplateau durch Modell und Zeichnung zur Ausstellung. Die beiden Figuren Nr. 271 und 272 verdentlichen dieses einfache,

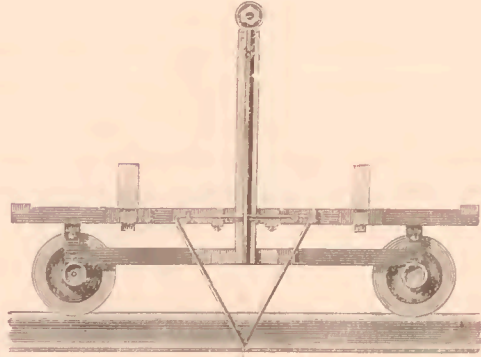
Fig. 271.



circa 60 Kilogramm schwere, billige und leicht bewegliche Geräte, welches vorzugsweise zum Transporte von Schienen, Schwellen etc. bestimmt ist und sich nach verschiedenen Zeugnissen von Behörden und Eisenbahngesellschaften, worunter sich auch viele ausländische befinden, bewährt hat.

Dieses, von dem Erfinder auch „Maderon“ genannte Utensil wird auf einer Schiene der Bahn fortgeschoben, und dient die Handhabe, durch welche der Wagen fortgeschoben wird, zugleich zur Balancirung. Während des Auf- und Abladens werden Stelzen (vergl. Figur 272) herabgelassen, welche den Wagen vor Umkipfung schützen.

Fig. 272.

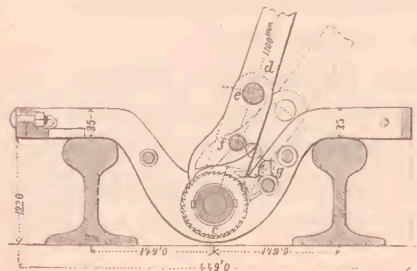


32. Schienenbiegeapparat von Schrabetz.

Der Ingenieur Herr Emil Schrabetz hatte einen Schienenbiegeapparat in Modell zur Ausstellung gebracht, welcher seither in der „Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architektenvereines“, 1873, näher beschrieben wurde. Der Apparat hat die Bestimmung, die bisherigen, entweder schwerfälligen oder unbequemen Schienenbiegemaschinen (wie sie zum Theil von Sonne, Goschler und Paulus übersichtlich zusammengestellt worden sind), ebenso, wie das Robbiegen der Schienen durch Hämmern oder Werfen zu ersetzen.

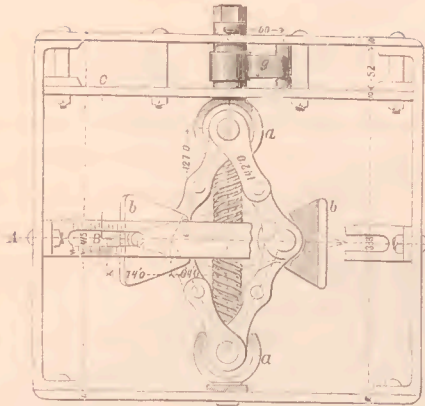
Man kann dem Schrabetz'schen Apparate eine glückliche Lösung dieser Aufgabe nicht absprechen und muss ebenso die Motive anerkennen, welche den Erfinder zu seiner sehr interessanten Construction veranlasst haben. Der Apparat nimmt ausserordentlich wenig Raum in Anspruch und besteht, wie die Figuren Nr. 273, 274, 275 und 276 es zeigen, in Wesenheit darin, dass das Biegen

Fig. 273.



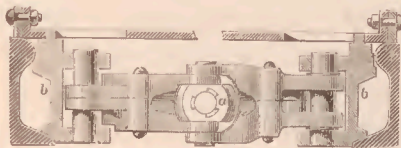
wie beim Hebeapparate von Cordié („Organ“, 1873) durch eine Kniepresse bewerkstelliget wird. Vermittelt eines Knarrhebels wird nämlich eine Schraubenspindel, welche entgegengesetzte Gewinde trägt, bewegt, wodurch sich zwei Hebelpaare nach Aussen bewegen, durch welche

Fig. 274.



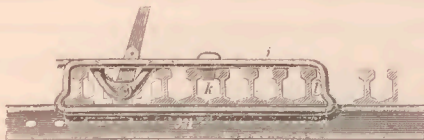
Bewegung eben das Biegen der Schiene hervorgebracht wird. Wie die Figur Nr. 274 zeigt, ist an dem Apparate eine Zeigervorrichtung und ein Maassstab angebracht, welcher den genauen Biegungsfortschritt erkennen lässt.

Fig. 275.



Die Biegung selbst wird sofort auf dem Lagerhaufen der Schienen bewerkstelliget, wodurch wesentlich an Transportkosten gespart wird. Eine Reihe der gelagerten Schienen wird nach Figur Nr. 276 durch einen Bügel gekuppelt, mit Keilen distanzirt, und dient

Fig. 276.



diese gekuppelte Schichte Schienen als Widerlager für die Einspannung der Biegepresse. Da man in der Lage ist, eine oder mehrere Pressen zugleich arbeiten lassen zu können, auch den Apparat in jedem Punkte der Länge der Schiene wirken lassen

kann, so vermag man in sehr leichter Weise jede gewünschte Krümmung zu erreichen.

Der Schrabetz'sche Apparat, welcher vortheilhafter zu sein scheint, als die Emerson'sche Maschine („Organ“, 1872, und R. G. 1871) und dessen Bedeutung besonders dann hervortritt, wenn man unsere heutigen scharf gekrümmten Gebirgs- und Secundär-linien im Auge behält und wenn man die Sorgfalt beachtet, welche heutzutage einem Oberbaue unbedingt zugewiesen werden muss, zeichnet sich auch durch grosse Ersparnisse beim Biegeproccesse aus. Es wird angegeben, dass nach der alten Methode das Biegen einer Schiene 14.4 kr. im grossen Durchschnitte kostete, während es jetzt nur einen Preiss von 4.8 kr. beansprucht. Die Zeit zum Biegen einer Schiene mit dem hier besprochenen Apparate wird von Herrn Schrabetz auf 4 bis 5 Minuten angegeben.

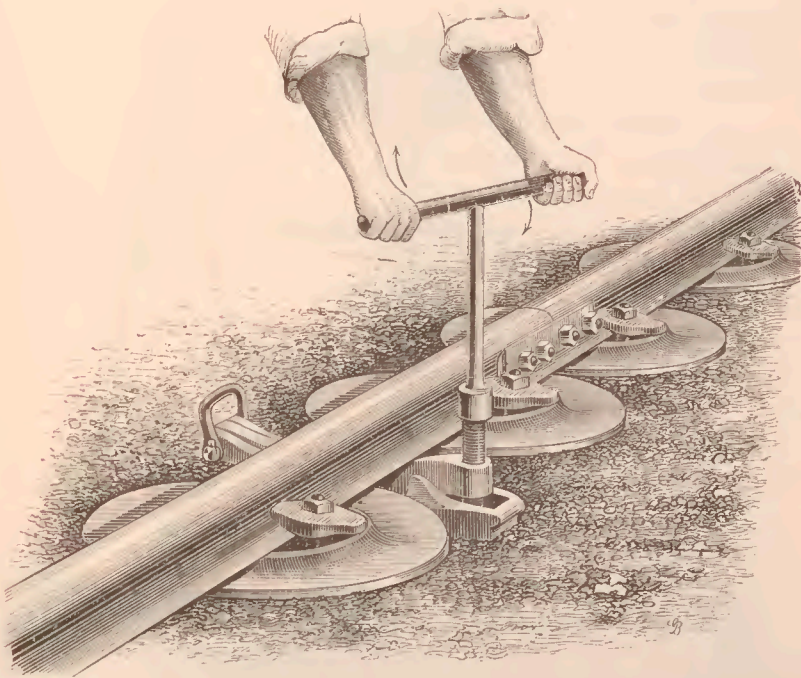
33. Schienennivelleur von C. de Bergue & Comp.

Diese Londoner, durch Herrn Oberhoff in Wien und Herrn Simon in Manchester vertretene Firma brachte den bereits vortheilhaft bekannten Apparat zur Hebung der Geleise durch Modell, Zeichnung und Text zur Ausstellung. Der Apparat ist bestimmt, das umständliche, zeitraubende und kostspielige Aufwuchten des Geleises, wie auch das kostspielige Festhalten des durch Hebel aufgewuchteten Geleises zu ersetzen.

Er besteht aus einem durch eine Schraube in Bewegung gesetzten Hebel und hat die in den Figuren Nr. 277 und 278 gekennzeichnete Gestalt; beruht also ganz auf demselben System der Grotheschen Hebevorrichtung („Technische Blätter“, 1872) und jener von Benger in Winterthur („Organ“, 1875).

Der Apparat ist zu einfach, als dass er noch einer näheren Beschreibung bedürfte; seine Handhabung ist durch Figur Nr. 277 zu erkennen, und seine grosse praktische Brauchbarkeit gewinnt insbesondere durch die drei Momente an Bedeutung: dass fast die ganze Zahl der Arbeitsleute erspart wird, welche sonst am Hebebaume beschäftigt sind, dass das Heben ruhig und nicht ruckweise geschieht, und dass zwei untergeschobene Apparate eine herausgenommene Schwelle, selbst während der Fahrt der Züge, ersetzen.

Fig. 277.



34. Kayser's Revisionsapparat für Bahngeleise.

Dieser, von dem Vorsteher der Maschinenwerkstätte der Homburger Bahn, Herrn A. F. L. Kayser, erfundene und bei vielen Eisenbahnen mit Erfolg verwendete Justirapparat, welcher unter Andern bereits im v. Heusinger'schen „Organ“, 1873, eine eingehende Beschreibung und Darstellung gefunden hat, war auf der Ausstellung durch Camozzi und Schlösser in Frankfurt a. M. vertreten und durch ein Modell, wie auch durch Zeichnungen und Text erläutert.

Fig. 278.

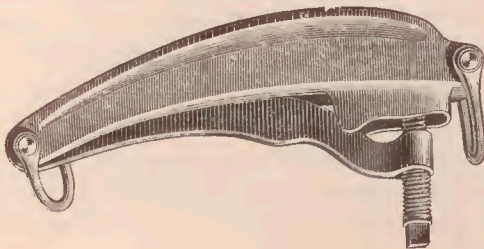
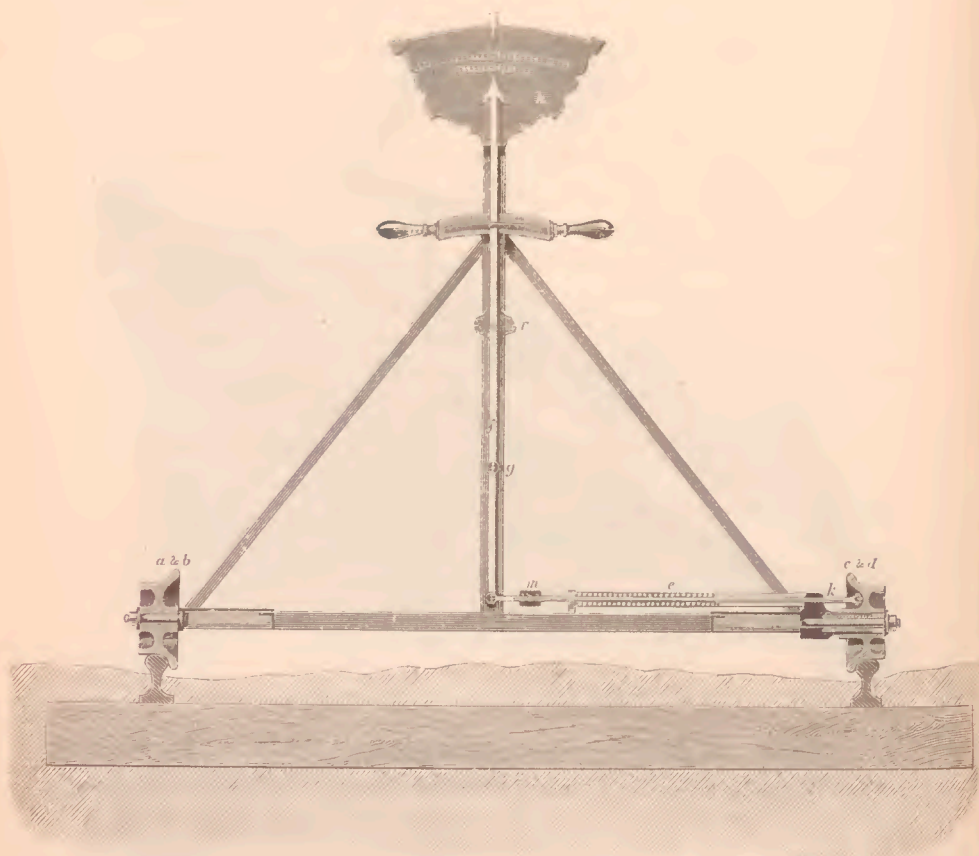


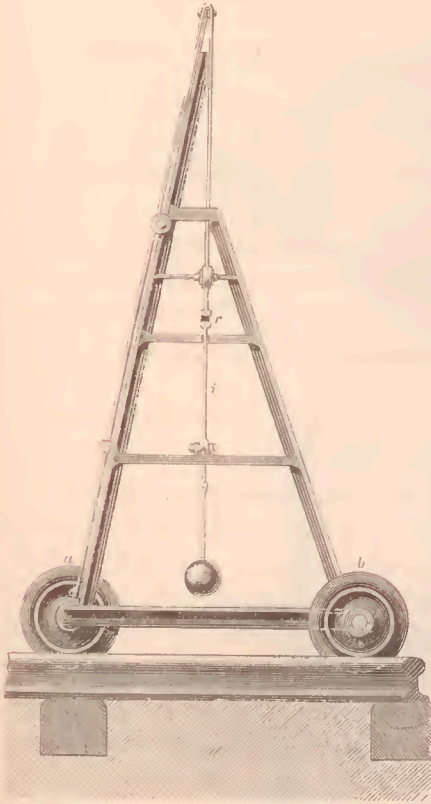
Fig. 279.



Die beiden Figuren Nr. 279 und 280 erklären dieses fahrbare Instrument zur Genüge; es wird ebenfalls zur Revision der Spurweite und zu der Ueberhöhung des Geleises benützt.

Die Spurweite des Geleises wird dadurch controlirt, dass das eine Laufrad durch eine Feder beständig an die Schiene gedrückt wird; die dadurch erzielte Veränderung des Radstandes während des Befahrens des Geleises wirkt auf einen Hebel ein, welcher seine Bewegung entlang einer Scala markirt und durch die Stange *K* gerückt wird, zu welchem Zwecke diese Stange *K* durch die Feder *e* beständige Fühlung mit dem verschiebbaren Rade besitzt. Die Füh-

Fig. 280.



lung wird durch ein Röllchen vermittelt, welches sich am Ende der Stange *K* befindet.

Was die Ueberhöhung des Geleises anbelangt, so zeigt das Instrument dieselbe durch Vermittelung eines Perpendikels an, wie Solches in Figur Nr 280 erkennbar ist. Dieses Perpendikel *i* dreht sich um eine horizontale Achse und ist über diese Achse aufwärts verlängert; das obere Ende dieser Verlängerung greift in *r* in einen ebenfalls um eine horizontale Achse drehbaren Arm, und dieser biegt sich in einen Zeiger um, welcher sich entlang der Scala *h* bewegt. Die untere Scala zeigt die Veränderung der Spurweite, die obere die der Ueberhöhung an.

Das Instrument wird wegen der Möglichkeit einer raschen und ungemein genauen Revision des Geleises sehr gerühmt, indem man eine 5 Meilen lange Strecke beziehentlich der Spurweite und der Ueberhöhung in 10 Stunden revidiren kann, während die gleiche Arbeit, ausgeführt mit dem Spurmaasse, ungewöhnlich länger dauert. Im v. Heusinger'schen „Organ“ wird der Preis eines solchen Instrumentes mit 56 Reichsthaler angegeben.

35. Universalegalisator von M. Pollitzer.

Dieses in Original und beigegebenem Texte 1873 zu Wien zur Ausstellung gebrachte und schon anderweit („Allgemeine Bauzeitung“ 1873, auch im „Organ“ 1873) beschriebene Instrument bezweckt, wie so mancher derartige Vorrichtungen, eine maschinelle Stopfung und Hebung des Geleises. Das Programm, welches sich der Ingenieur

M. Pollitzer bei der Construirung seines Apparates gestellt hat, besteht darin:

- a) gesunkene Stellen des Bahngleises zu heben,
- b) die gehobenen Schwellen maschinell zu unterstopfen,
- c) die stattgehabte Senkung des Geleises zu messen und
- d) Spurweite und Ueberhöhung zu prüfen.

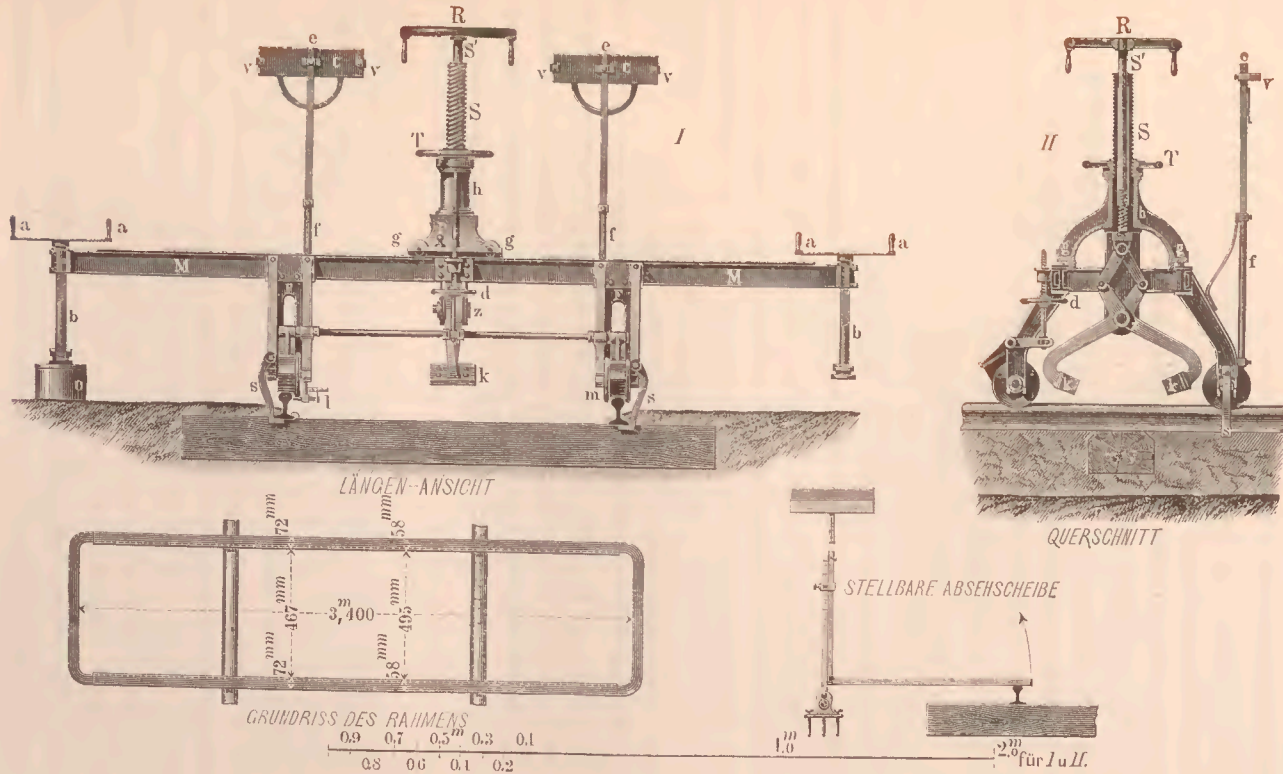
Der Apparat ist durch die Generalfigur Nr. 281 so weit erläutert, dass man die Fahrbarkeit des Instrumentes, den Mechanismus zur Hebung des Geleises, jenen zur Einquetschung des Stopfmateriales unter die Schwelle, ferner die Prüfung der Spurweite und endlich die Vorrichtungen zur Abvisirung der Schienen erkennen kann.

Die Hebungen des Geleises erfolgen durch die Schraubebewegungen bei *b*, welche die Traverse *M* emporzwingen und dadurch vermöge der Klinken *s* auf das Gestänge wirken. Die Unterpressung des Bettungsmateriales unter die Schwelle erfolgt mittelst der Krampen *K*, die durch Kniehebel und Schraube *S'*, respective durch die Handhabe *R* in eine Bewegung versetzt werden, welche eine Pressung des Stopfmateriales erzeugt; die Senkung des Stopfapparates wird durch die Schraube *S* und das Mutterrad *T* besorgt; der ganze Stopfapparat ist entlang der Bahnschwellenrichtung, ähnlich einem Support auf dem Gebälke *M* verschiebbar.

Die Visirvorrichtungen verfolgen zweierlei Zweck, einmal: das Maass der Geleisesenkung zu ermitteln, und das andere Mal die Ueberhöhung zu beobachten; es sind zu diesem Zwecke verstellbare Scheiben *e, e* angeordnet, welche mit Hilfs-Abscheiben in Correspondenz gebracht werden. Die Ueberhöhung kann durch die Verschiebbarkeit der Scheiben *e, e* in verticaler Lage und durch die Drehung derselben unter Zuhilfenahme eines Gradbogens und durch die Diopter *v, v* eruiert werden. Die zur Seite des Geleises angebrachte stellbare Abscheibe, welche die horizontale Uebertragung der Schienenhöhe gestattet, dient zur Fixirung des Hebeniveaus; sie ersetzt also den Fixpunkt.

Was endlich die Beurtheilung der Spurweite betrifft, so wird dieselbe dadurch vermittelt, dass das Rad *m* seine Fixirung auf dem einen Schienenstrange durch Doppelflanche erhält, und dass an die andere Schiene stetig ein gefederter und mit einem Röllchen

Fig. 281.



I. Der Geleisbau.

versehener Justirstift l angepresst wird, welcher die Variation des Spurmaasses verzeichnet.

Der ganze 6.4 Zollcentner schwere „Egalisator“ kann durch einen Mechanismus d gebremst und durch Schwenkung um einen der Stützpunkte o sehr leicht beseitigt werden.

Erfahrungen mittelst dieses Apparates sind uns nicht bekannt geworden; der Erfinder benennt als Vortheile Ersparniss an Arbeitskraft, bessere und vollkommen sichere Arbeitsleistung, leichtere und präcise Controle und Wegfall verschiedener anderer bis jetzt nöthiger Geräthe.

36. Hilf's Krahn zum Legen des Oberbaues.

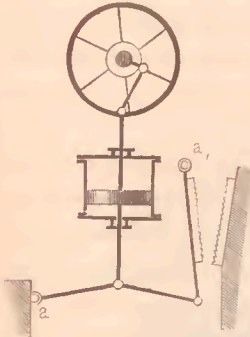
Dieser bereits im „Organ“, 1873, beschriebene und abgebildete Oberbaukrahn war auf der Ausstellung zu Wien durch eine Zeichnung repräsentirt; er kennzeichnet sich dadurch, dass an dem drehbaren Krahnbaume zwei Wellen angebracht sind, welche zum Aufheben und Niederlegen der Schienen derart dienen, dass, während mit dem einen Arme die Schienen vom Wagen entnommen werden, der andere zum Niederlegen derselben vor Kopf dient. Diese Anordnung von Hilf kennzeichnete auch zugleich das heute vorwaltende Streben: Oberbaugeleise „vor Kopf“ zu legen und die Materialien mit Maschinen nachzufahren. In seiner neuesten Schrift (1876) hat Hilf diesen Momenten noch eine detaillirte Aufmerksamkeit gewidmet und diverse Anordnungen zur Anschauung gebracht, welchen eine grosse Anregungskraft zugesprochen werden muss.

In die hier zuletzt vorgeführte Gruppe der Ausstellungsobjecte, sind auch noch diejenigen maschinellen Apparate zu zählen, welche sich mit der Präparation des Bettungsmateriales beschäftigen; es gehören hierher die mehrfach ausgestellt gewesenen Steinbrechmaschinen, die indess theilweise dem Hüttenwesen, auch theilweise dem Strassenbauc mit angehörten; uns fielen 1873 zu Wien besonders zwei diesfällige Mechanismen auf.

37. Steinbrechmaschine der „Dunston engine Works Company“.

Diese englische Firma bei Gateshead-on-Tyne, vertreten durch Herr J. Raudnitzky in Wien, stellte durch ein Modell ihren Dampf-

Fig. 282.



Steinbrechapparat aus, welcher schematisch durch die Figur Nr. 282 verdeutlicht ist.

Die festen Punkte dieser Kniepresse sind durch *a* und *a'* markirt.

38. Dampf-Steinbrecher der Actiengesellschaft „Humboldt“ (Sievers & Comp. in Deutz).

Diese Maschinenconstruktionen sind durch die vielfach verbreiteten Preiscourante der betreffenden Firma bereits näher bekannt und entnehmen wir einem auf der Ausstellung 1873 zu Wien vertheilten Programme die folgenden Daten:

Modell IV	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>
Muster Nr.	575	575	558	558
Brechmauldimensionen in Millimeter:				
Breite	628	470	470	314
Länge	628	470	314	235
Betriebskraft in Pferdekraft	25	16	8	4
Ungefähre Production pro Stunde an gebrochenem Materiale, Kilogramm	15.000	10.000	7.500	3.750
Ungefähres Gewicht der complete Maschine, Kilogramm	13.000	9.000	5.750	4.500

Unter die in das Gebiet des Oberbaues gehörenden Utensilien mag auch noch

39. die Schotterplanirmaschine von Ignaz Braun in Homonna (Ungarn)

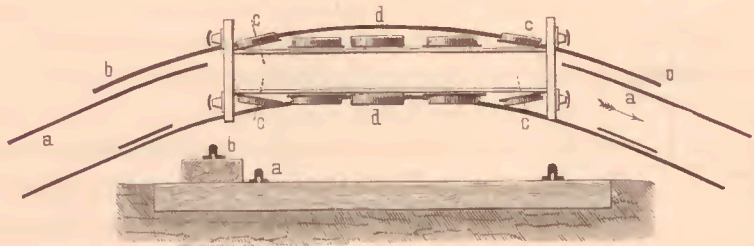
gerechnet werden, welcher dieselbe zum Ausbreiten des Schotters benützt. Der Apparat besteht aus einem Schotterwagen, welcher mit einem verstellbaren Streifer versehen ist, der den ausgeschütteten Schotter nach dem Bahnnormale vertheilt.

Endlich ist in das Gebiet derjenigen Ausstellungsobjecte, welche den Oberbau im Allgemeinen behandeln, einzubeziehen:

40. Die Geleiseanlage von Dr. Martin in Genf.

Dieser Aussteller brachte durch Zeichnung und Text eine Geleiseanordnung zur Anschauung, welche durch Figur Nr. 283

Fig. 283.



näher verdeutlicht ist. Dieselbe gipfelt darin, dass bei sehr scharfen Curven besonders gestellte Räder auf einem äusseren Geleisestrange zur Wirkung gelangen, welche bei der Fahrt durch das gewöhnliche Geleise von der Maschine leer mitgenommen werden.

V. Capitel.

Der eiserne Oberbau in Braunschweig.

Aus der im III. Capitel gegebenen Darstellung der historischen Entwicklung des eisernen Oberbaues ist zu erkennen, wie unausgesetzt eine ansehnliche Reihe von Ingenieuren seit dem Pionnier Reynolds, also seit der Zeit des Entstehens der Liverpool-Manchester-Bahn, an dem Problem der Einführung eines eisernen Oberbaues gearbeitet hat und wie bis zum Ende der fünfziger Jahre eigentlich nur das System der Einzelunterlagen, also nur eine primitive Lösung der Aufgabe, eines solchen Geleisebaues erzielt wurde.

Erst im Anfange der sechziger Jahre, und unzweifelhaft gefördert durch die geistige Anregung auf der Ausstellung zu Paris 1855 und der dort gewonnenen Association der Ideen, gelangte die Speculation der Ingenieure in jenes Stadium der Reife, welches der praktischen Verwirklichung einer angestrebten Sache überhaupt und nothwendigerweise vorhergehen muss und welches sich zunächst durch die Vielheit der gesunden Ideen, also durch die

Hinstellung neuer solcher Ideen kennzeichnet. Und mit nicht geringer Befriedigung muss hier constatirt werden, dass Oesterreich und Deutschland die zwei Reiche sind, aus denen zu gleicher Zeit eine und dieselbe neue Anschauung für den Bau eiserner Geleise entspross: nämlich jene des sogenannten dreitheiligen Oberbaues, welche im Jahre 1861 von den Ingenieuren Köstlin und Battig in Wien einerseits und von Scheffler in Braunschweig andererseits ganz unabhängig von einander gefasst wurde, eine Anschauung, die indess ihren geistigen Vorläufer in der dreitheiligen Schiene hat, mit der Heusinger von Waldegg, meines Wissens zum ersten Male, wenn auch nur für Zwecke eines Schwellenoberbaues, im Jahre 1851 (vergleiche Notizblatt des Hannöverischen Architekten- und Ingenieurvereins, Band I, 1851, pag. 276) aufgetreten ist.

Mit dem Schlage, den die drei Männer Scheffler, Köstlin und Battig, gewiss nach langem Sinnen, in der neuen Sache des eisernen Oberbaues übten, drang auch diese mit einem Male ganz energisch vor, zeitigte in diesem Voranschritte wieder andere neue Gedanken, und die Weltausstellung 1867 zu Paris war, wie wir sahen, die Sammelstätte der aufkeimenden Blüthe einer Disciplin, die zu London 1862 erst geahnt worden war.

Wir haben schon früher (pag. 9 und pag. 60) Gelegenheit gehabt, die nahezu gänzliche Gleichzeitigkeit der von den genannten Constructeuren gemachten Erfindung hervorzuheben, die strenge Priorität des Gedankens jedoch Scheffler zuzuweisen und zu constatiren, dass Köstlin und Battig wenig Gelegenheit fanden, mit ihrem Projecte in das Gebiet der Praxis zu treten. Hingegen war dies dem Oberbaurath Scheffler zu Braunschweig im Rahmen seiner directiven Stellung überhaupt und zuerst ermöglicht, und dass derselbe zu seiner neuen Construction jenes Vertrauen besass, welches der vollen Verantwortung für eine erstmalige und einseitige Anwendung der unerprobten Construction das Gleichgewicht halten musste; dass Deutschland also durch Scheffler in die Lage kam, epochemachend auf dem Gebiete des Baues eiserner Geleise voranzugehen; dass seit diesem Voranschritte in aller technischen Welt mit einem Male die Frage nach einem eisernen Oberbaue zur Tagesfrage wurde; dass also der ferneren und der allseitigen Speculation die Hauptschleusse geöffnet wurde: dies ist ein

unumstössliches Verdienst Scheffler's um die deutsche Technik, welches allein hinreichen würde, seinen Namen in unsere Meistertafel einzureihen.

Der Scheffler'sche eiserne Oberbau, der ältest erprobte unter allen, ist nun (1877) dreizehn Jahre in Verwendung, und wenn auch gegenwärtig anerkannt werden muss, wie die Einführung der Bessemerschiene dem zweitheiligen Oberbaue, vielleicht nur momentan, aber doch thatsächlich derart zu Hilfe kam, dass das hervorragende dieser Systeme, das Hilf'sche, heute bezüglich der verbreiteten Anwendung das entschiedene Uebergewicht erhielt, und dass dieses das heute beliebteste und das modernste geworden ist: so ist dessenthalben noch durchaus nicht der Gedanke der Dreitheiligkeit eines eisernen Oberbaues zu Falle gebracht. Er ist es um so weniger, als gerade das Gebiet des eisernen Oberbaues nur vermöge langjähriger Erfahrung bewältigt werden kann, als gewisse Vortheile der Dreitheiligkeit bedeutend hervorragen und als die Speculation auf diesem durch Köstlin und Battig und durch Scheffler angebahnten Wege keinesfalls schon als abgeschlossen erachtet werden kann. Ein Zeugniß für das letztere Moment bietet ja die soeben (1876) aufgetretene, weiter unten zu besprechende geniale Construction von de Serres und wieder von Battig, und die immerwährende Wiederkehr neuer Entwürfe und Variationen im Rahmen der Dreitheilung des Oberbaues, so unter Anderem jene des grossen Praktikers Thommen, des Erbauers der Bremerbahn.

Aus den Gründen nun, dass der Scheffler'sche Oberbau in der deutschen Literatur die erste historische Position einnimmt; dass er der zulängst erprobteste ist; dass die bei ihm und durch ihn gewonnenen speciellen Erfahrungen von dem grössten Interesse für den Weiterbau der neuen Disciplin eines eisernen Oberbaues überhaupt sein müssen; dass die Abwägung der Vorzüge und Nachtheile eines dreitheiligen Oberbaues gegenüber denjenigen eines zweitheiligen, wie bemerkt, entschieden noch nicht zum völligen Abschlusse gebracht ist, und dass die Specialerfahrungen, wie sie beim Oberbaue in Braunschweig bis jetzt erzielt wurden, unseres Wissens bis jetzt noch nicht veröffentlicht worden sind: aus diesen Gründen glaube ich den vorstehenden Bericht über Eisenbahn-Oberbau vervollständigen zu können, wenn hierunten die in Braunschweig

gewonnenen Erfahrungen über das Verhalten des dortigen Oberbaues nach denjenigen Mittheilungen wiedergegeben werden, die ich, auf mein speciellcs Ansuchen, direct dem Herrn Ober-Baurath Dr. Hermann Scheffler verdanke.

Das im ersten Hefte des „Organs für die Fortschritte des Eisenbahnwesens“ vom Jahre 1862 vom Ober-Baurath Dr. Scheffler beschriebene Project eines eisernen Oberbaues ist sofort auf der frequentesten Linie der Braunschweigischen Eisenbahn zwischen Braunschweig und Wolfenbüttel in zwei Strecken, eine jede von $\frac{1}{8}$ Meile, beide zusammen von $\frac{1}{4}$ Meile = 1.35 Kilometer Länge, im September des Jahres 1864 zur Ausführung gebracht worden. Die später ausgeführten Constructionen werden weiter unten besprochen werden.

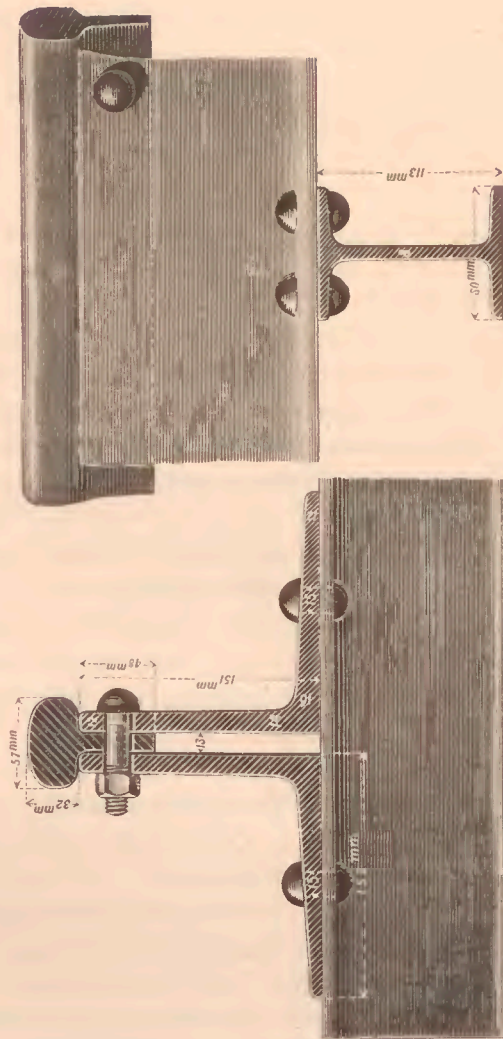
Diese zwei ersten Constructionen I und II sind durch die beiden Figuren 284 und 285 näher verdeutlichtet.

Durch die verschiedenen Dimensionen dieser beiden Constructionen beabsichtigte man zunächst Erfahrungen über die zweckmässigste Lage der Querverbindungen und über die zulässigen Minimaldimensionen der Unterschienen zu machen.

Die Unterschienen und Querverbindungen sind durch Nieten mit einander verbunden, die Oberschienen auf den Unterschienen dagegen mit Schraubenbolzen in Entfernungen von 1.4 Fuss englisch = 0.4 Meter befestigt, die Bolzenlöcher in den Oberschienen haben eine ovale Form, um eine Längenausdehnung des Schienengestänges in Folge des Temperaturwechsels zu ermöglichen.

Die Stossfugen der Ober- und Unterschienen liegen auf Verband und die Stossfugen der letzteren sind durch eine untergeschraubte Blechlasche verstärkt. Auch in dieser Lasche sind die Bolzenlöcher aus obigem Grunde oval geformt. Die beiden Geleisestrecken liegen in gerader, freier zweigeleisiger Bahn neben einander, und zwar auf die halbe Länge in gutem durchlässigen Kiese, zur anderen Hälfte aber in schlechtem feinkörnigen, undurchlässigen Kiese. Beide Geleise sind nun (1876) seit 12 Jahren im Betriebe, werden täglich ein jedes von 25 bis 40 Zügen, worunter Schnell- und Courierzüge, sehr schwere Güterzüge und

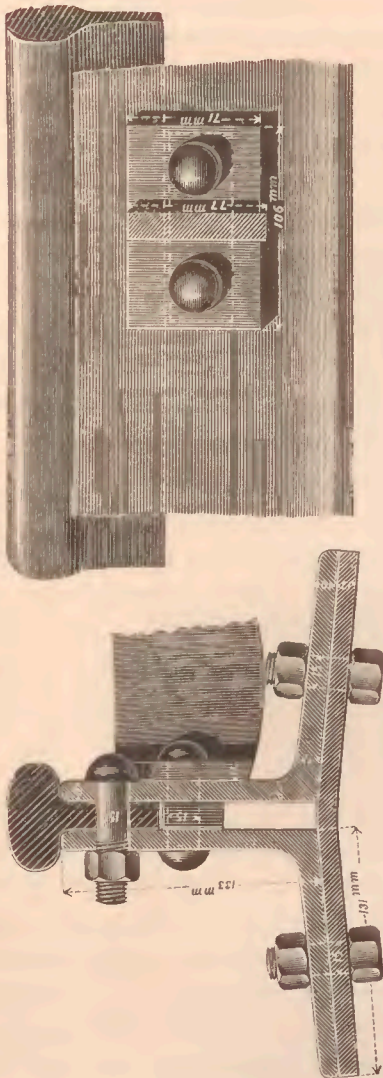
Fig. 284 (Construction I).



Kohlenzüge sich befinden, befahren und haben sich bis jetzt sehr gut bewährt.

Die Lage beider Geleise ist fast fortwährend eine befriedigende gewesen, und sind daran nicht so viel Nacharbeiten erforderlich gewesen, als an den übrigen Schwellen-Geleisen. Zum grossen Theile scheinen diese Nacharbeiten eine Folge der nicht genügenden Kiesbettung zu sein, da die Reparaturbedürftigkeit sich stets nach nassem Wetter zeigt. Die fraglichen Strecken haben sich

Fig. 285 (Construction II).



auch im Winter bei anhaltender strenger Kälte gut gehalten, und nur bei der Construction II und zwar da, wo sich die ganz schlechte, mit lehmiger Erde stark gemischte Kiesbettung befindet, zeigten sich nach Aufgang des Frostwetters im Frühjahr 1865 einige Senkungen und Ausbiegungen, wie solche damals auf einzelnen Strecken der gewöhnlichen Bahnconstruction (Schwellenbau) ebenfalls häufig vorkamen.

Diese Senkungen sind auch in den folgenden Jahren unter ähnlichen Verhältnissen bei der Construction II aufgetreten, und es hat sich hierbei deutlich gezeigt, dass die Senkungen lediglich der schlechten Beschaffenheit des Bettungsmaterials und des Untergrundes zuzuschreiben sind, da in Folge dessen eine genügende Entwässerung, zumal die Geleisestrecke im Einschnitte liegt, nicht zu erreichen war. In späterer Zeit wurde deshalb mit dem

Ersatze des schlechten Bettungsmaterials durch guten Kies, sowie durch die Entfernung der an dieser Bahnstrecke noch bestehenden Erdbanketts vorgegangen; in dessen ist die Kiesbettung trotz dieser Verbesserungen wegen der von jeher bestandenen zu geringen Stärke von 0.144 bis 0.28 Meter, welche beim Einbringen des guten Kieses nur um ein Geringes hat vermehrt werden können, immer noch als eine

ungenügende zu bezeichnen. Auf der übrigen längeren Strecke der Construction II (Figur 285), sowie auf der ganzen Strecke der Construction I (Figur 284), ist ein aussergewöhnliches Nachrichten bis jetzt nicht erforderlich gewesen.

Dieses Resultat dürfte vorzugsweise der grossen Höhe der Unterschienen zuzuschreiben sein, weil dieselbe eine tiefe Lage der Schienenbasis im Kiese ermöglicht und dadurch die Einwirkung des Frostes auf die Basis thunlichst vermindert.

Das Nachstopfen und Heben der Geleise geht leicht von Statten. Uebelstände haben sich nicht gezeigt, namentlich hat sich die von verschiedenen Seiten ausgesprochene Befürchtung, dass bei der ebenen Basis des Schienengestänges leicht eine seitliche Verschiebung eintreten könne, als unbegründet herausgestellt.

Bei den seit zwölf Jahren befahrenen Strecken wurden nur da geringe Seitenverschiebungen beobachtet, wo das mangelhafte Bettungsmaterial in Folge von Regengüssen die erforderliche Widerstandsfähigkeit verloren hatte. An solchen Stellen zeigten sich auch einzelne Brüche in den Unterschienen der Construction II, die eine Auswechslung der betreffenden Schienen erforderlich machten. Im Ganzen sind bis zum Schlusse des Jahres 1875 wegen Bruchstellen ausgewechselt:

Bei Construction Nr. I = 25 Stück Unterschienen und bei Construction II = 23 Stück. Sonst sind sämtliche Bestandtheile des eisernen Oberbaues noch in ursprünglicher Beschaffenheit, nur haben sich in den letzten Jahren bei Constructionen I und II hin und wieder Druckstellen unter den Stössen der Oberschienen in den oberen Kanten der Unterschienen gezeigt, welchem Uebelstande durch Verlegung der Oberschienenstösse an den betreffenden Stellen begegnet wurde. Ausserdem ist in den letzten Jahren ein Loswerden der Niete an den Querverbindungen bei der Construction II mehrfach vorgekommen, Solches aber durch Nachtreiben in kaltem Zustande ohne Schwierigkeit beseitigt.

Die zur Befestigung der Oberschienen dienenden Schraubenbolzen müssen theilweise (wie es auch bei den Lashenschrauben der gewöhnlichen [Schwellen-] Oberbauconstruction vorkommt) öfter nachgezogen werden. Dieser Uebelstand würde sich nach

der bei den Laschenschrauben gemachten Erfahrung durch Verstärkung der Schraubenbolzen wesentlich vermindern lassen.

Bei der Construction II hat sich in den letztern Jahren der Uebelstand geltend gemacht, dass sich die Schienen in der Richtung der fahrenden Züge fortschieben (wandern). Es ist dies wohl mit dem Umstande zuzuschreiben, dass bei dieser Construction der Kies zwischen den Schienen nur bis zur Unterkante der Querverbindungen eingebracht werden darf, weil sonst diese schwachen Stäbe leicht durch den Schub krumm gebogen werden und in Folge dessen eine Veränderung der Spurweite zu befürchten sein würde. Eine Querverbindung von der Form der später zu besprechenden Construction III beseitigt diesen Uebelstand.

Was die Haltbarkeit der Oberschienen betrifft, so sind von den 640 Stück eisernen Oberschienen der Constructionen I und II bis jetzt 406 Stück ausgewechselt, und zwar sämmtlich wegen Druckstellen, welche meistens an den Kopfenden entstanden waren.

Die Oxydation hat das Eisen, auch an den in der Erde liegenden Theilen nur unbedeutend angegriffen.

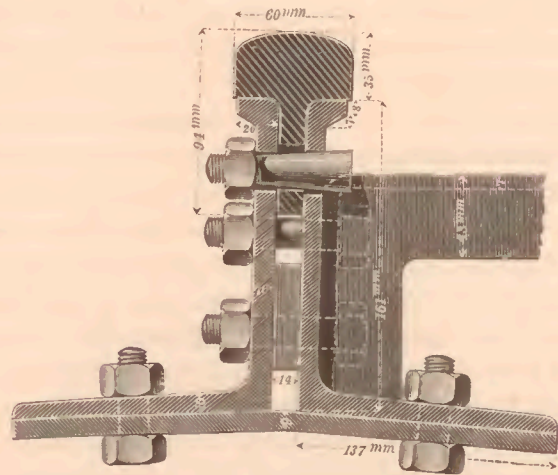
Ein irgendwie in das Gewicht fallender Vorzug der einen Construction vor der anderen hat sich bis jetzt nicht herausgestellt; beide Constructionen fahren sich etwas härter, zugleich aber gleichmässi ger und ruhiger als die gewöhnlichen Geleise mit hölzernen Querschwellen. Ein wesentlicher Unterschied im Befahren während der günstigen Jahreszeit und während des starken Frostes hat sich ebenfalls nicht bemerkbar gemacht.

Bei Anfertigung der Unterschienen zu den vorgedachten beiden Constructionen I und II stellte sich die Schwierigkeit heraus, die oberen Kanten der verticalen Schenkel, welche zur Auflage für den Kopf der Oberschiene dienen, scharf auszuwalzen, weshalb dieselben auf der Hobelbank theilweise nachgearbeitet werden mussten.

Zur Umgehung dieser mechanischen Nacharbeitung wurde von dem Walzwerke vorgeschlagen, der oberen Kante der Unterschienen einen seitlichen Ansatz zu geben, weil diese Form durch besondere Walzen herzustellen sei.

Unter Anwendung dieser Form ist eine dritte unter III dargestellte Construction, Figur 286, ebenfalls in beiden Geleisen zwischen Braunschweig und Wolfenbüttel, und zwar theil-

Fig. 286 (Construction III).



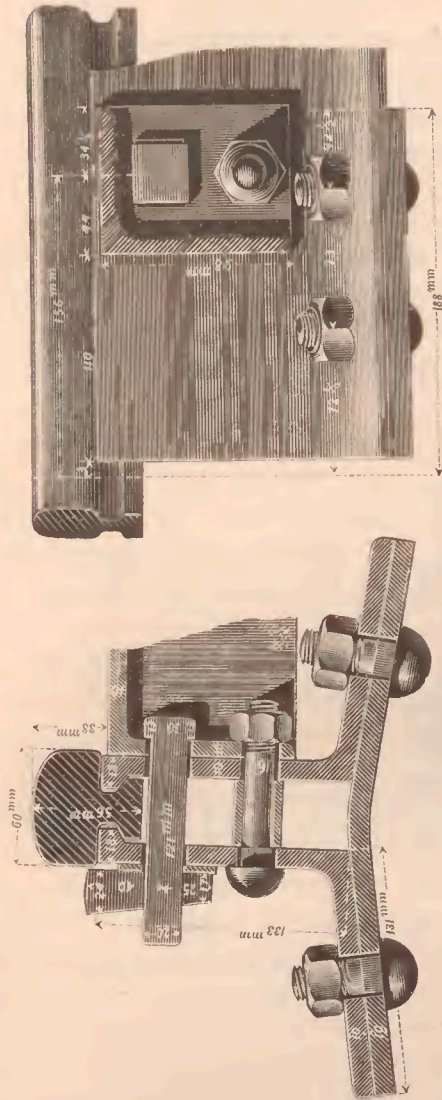
weise in einer Curve und in einer Länge von $\frac{1}{5}$ Meile = 1.5 Kilometer zur Ausführung gebracht und seit dem Anfange des Jahres 1867, also etwa (1876) seit $9\frac{1}{2}$ Jahren dem Betriebe übergeben. Bei diesem Oberbau sind die geringeren Dimensionen der Construction II, welche sich durch den Versuch als vollkommen genügend herausgestellt haben, beibehalten, jedoch zur Befestigung der Oberschienen auf den Unterschienen behufs festeren Aufziehens der ersteren keilförmige Schraubenbolzen angewandt.

Die Oberschienen sind bei diesem Versuche aus Gussstahl angefertigt. Auch findet von der Construction II noch insofern eine Abweichung statt, als die Querverbindungen aus U-Eisen hergestellt und in etwas grösseren Entfernungen (5 Fuss englisch = 1.57 Meter) angebracht sind.

Die aus Bessemerstahl bestehenden Oberschienen des letzteren Oberbaues waren theilweise so spröde geliefert, dass sie schon beim Abladen von den Wagen in Folge unsanften Niederwerfens zerbrachen.

Derartige Brüche kamen auch nach der Verlegung in der Bahn vor, und zwar sind bis jetzt 273 Stück von 520 Stück dieserhalb ausgewechselt und zum Theil durch Puddelstahlschienen ersetzt. Immer erfolgten diese Brüche an den Stellen, wo der

Fig. 287 (Construction IV).

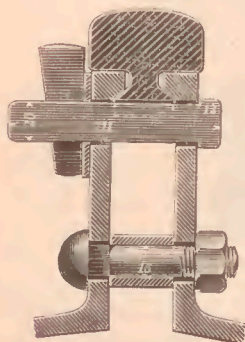


Steg durchlocht war. Im Uebrigen zeigten die Schienen fast gar keine Abnützung. Auch bei dieser Construction sind seit einigen Jahren Brüche in den Unterschienen vorgekommen, und zwar bis Ende 1875 bei 54 Stück. Ebenso macht sich das Eindrücken der Stösse der Oberschienen in das Auflager der Unterschienen auch

bei dieser Construction hin und wieder bemerklich, jedoch in geringerem Maasse, als bei den Constructionen I und II.

Das in Rede stehende System des Oberbaues erwies sich insoferne von grösserem Vortheil, als es die Beibehaltung zerbrochener Oberschienen gestattete, gleichwohl erschien es wünschenswerth, dieses Zerbrechen zu verhüten. Da der Neuheit des Bessemervfahrens einige Rechnung getragen werden musste, so glaubte man seinerzeit auf Vorschlag des Hörder Walzwerkes gut zu thun, ein Querprofil für die stählerne Oberschiene zu wählen, welches eine Befestigung auf den Unterschienen ohne Durchlochung der Oberschiene gestattete.

Fig. 288
(Construction IV).



Demzufolge ist auf der Kreiensen-Holzmindener Linie ein eiserner Oberbau mit gussstählernen Oberschienen (zum kleinen Theil auch mit Oberschienen aus Puddelstahl und Feinkorneisen) nach der durch die Figuren 287 und 288 dargestellten Construction IV in einer Länge von 2.57 Meilen = 19.068 Kilometer in Steigungen von $\frac{1}{80}$ und $\frac{1}{90}$ und vorherrschend in Curven bis zu 365 Meter Radius ausgeführt.

Insbesondere sind die Neigungs- und Krümmungsverhältnisse des nach dieser Construction ausgeführten Oberbaues die folgenden:

Erste Strecke: Kreiensen-Naensen.

0.1375	Kilometer	horizontal		
0.0595	"		in der Steigung von	1 : 300
0.1310	"	"	"	1 : 200
0.1390	"	"	"	1 : 100
2.6290	"	"	"	1 : 90
0.7300	"	"	"	1 : 89
0.3015	"	"	"	1 : 88
0.5160	"	"	"	1 : 86
0.4810	"	"	"	1 : 81
3.1985	"	"	"	1 : 80

Davon liegen:

3.4070	Kilometer	in geraden Linien
0.5160	„	„ Curven von 915 Meter Radius
0.7825	„	„ „ „ 685 „ „
0.2450	„	„ „ „ 625 „ „
0.4850	„	„ „ „ 615 „ „
2.2280	„	„ „ „ 550 „ „
0.4690	„	„ „ „ 390 „ „
0.1905	„	„ „ „ 365 „ „

Zweite Strecke: Stadtdendorf-Holzminden.

0.1230	Kilometer	horizontal
0.0825	„	im Gefälle von 1 : 160
4.9725	„	„ „ „ 1 : 86
1.0020	„	„ „ „ 1 : 84
4.5650	„	„ „ „ 1 : 80

Davon liegen:

4.5650	Kilometer	in geraden Linien
1.0020	„	in Curven von 1370 Meter Radius
5.1780	„	„ „ „ 915 „ „

Die Strecke von Kreiensen bis Naensen ist in einer Länge von 1.12 Meilen = 8.323 Kilometer seit September 1868, also seit acht Jahren und die Strecke von Stadtdendorf bis Holzminden in einer Länge von 1.45 Meilen = 10.745 Kilometer seit dem 1. Februar 1869, also seit fast 7½ Jahren im Betriebe.

Bei dieser Construction hat man sich zwei Uebelstände nicht verhehlt: 1. dass der aus der Tendenz zur Verschiebung der Fahr-schiene in der Richtung der Bahn (des Wanderns) entspringende Druck auf einen einzigen Bolzen am Ende jeder Oberschiene übertragen wird; 2. dass die Auswechslung der Oberschienen einige Schwierigkeit darbieten wird. Die Erfahrung hat gelehrt, dass die Tendenz zur Verschiebung auf der bergab befahrenen Strecke allerdings nicht unbedeutend ist. Es zeigte sich hier nicht nur ein Eindringen der Schiene in den Bolzen, sondern es kamen auch an den Stößen Druckstellen unten an den Schienen und in starken Curven zerquetschte Schienenköpfe vor.

Zum Theil scheint dies jedoch nicht eine Folge des vor-erwähnten ersten Uebelstandes, sondern eine Folge mangelhafter

Schweissung oder eingerissener Unterschien zu sein. Dieses mitunter vorgekommene Einreissen der verticalen Schenkel der Unterschien von oben bis unten findet stets an der Durchlochungsstelle für den Keilbolzen statt. Um daher das Eintreten von Druckstellen an den über diesem Keilbolzenloche befindlichen Stössen der Oberschien zu beseitigen, sind neuerdings versuchsweise vielfach die Oberschien derart verschoben, dass der Stoss über eine ungeschwächte Stelle der Unterschien zu liegen kommt, wobei der Steg der Oberschiene an der Stelle des Keilbolzens entsprechend ausgefeilt ist. Brüche der Oberschien an diesen ausgefeilten Stellen (in Folge des Ausarbeitens) sind bis jetzt nicht vorgekommen.

Die Abnützung der Schienen auf der nach Construction IV ausgeführten Strecke ist bis jetzt bei den Stahlschienen nicht von Belang und sind Spuren daran auf der zu Thal befahrenen Strecke nur da zu bemerken, wo ein regelmässiges Bremsen der Züge stattfindet. Schienenbrüche sind bei dieser Construction sehr wenig vorgekommen. Häufiger haben sich Längsbrüche in den Ecken der Unterschien gezeigt, welche als eine Folge mangelhafter Herstellung oder schlechten Materials zu betrachten sind.

Die Befestigung der Querbolzen mittelst Keilen hat sich im Allgemeinen gut bewährt, da ein eigentliches Lockerwerden der Keile in Folge der Erschütterungen durch die Züge wenig bemerklich geworden ist, es scheint aber zweckmässig zu sein, den Keilen eine schlanke Form zu geben, um dieselben von vornherein scharf eintreiben zu können.

Was nun die Kosten und Gewichte des eisernen Oberbaues betrifft, so haben sich dieselben zur Zeit der Anschaffung exclusive der Kiesbettung und des Legens folgendermassen pro laufenden Meter Geleise herausgestellt:

Construction	Gewicht	Kosten
I	356 Pfund = 178 Kilogramm	15 Reichsthaler
II	298 " = 149 "	13.5 "
III	300 " = 150 "	14.9 "
IV	270 " = 135 "	12.8—13.1, *)

*) 13.1 Reichsthaler mit Oberschien von Bessemerstahl, 12.8 Reichsthaler mit Oberschien von Feinkorneisen und Puddelstahl.

In der gegenwärtigen Zeit stellen sich jedoch die Kosten bei den sehr herabgeminderten Eisenpreisen wesentlich niedriger, und zwar ist (1876) annähernd zu rechnen für:

I	12.5 bis 13	Reichsth.	—
II	10.5 „ 11	„	--
III	11 „ 11.5	„	mit Oberschienen aus Stahl.
IV	10 „ 10.5	„	„ „ „ „
	resp. 9.8 „ 10.3	„	„ Puddelstahl. „ Feinkorn und

Das Zusammensetzen und Legen des eisernen Oberbaues geht, wenn sich die Arbeiter erst eingearbeitet haben, sehr rasch und leicht von Statten.

Die Kosten für das Legen des eisernen Oberbaues ohne Materialtransporte und ohne Unterstopfung beliefen sich Anfangs auf 1 Reichsthaler pro laufende Ruthe (à 4.⁵⁶⁵⁸ Meter) oder auf 0.⁶⁵ Mark pro Meter, gegenwärtig (1876) belaufen sich dieselben nur auf 10 Silbergroschen pro Ruthe oder 0.²⁴ Mark pro Meter. Das Legen des eisernen Oberbaues ist jetzt billiger als das des Schwellenoberbaues, welches unter gleichen Umständen 5 Groschen pro braunschweigische Ruthe (à 4.⁵⁶⁵⁸ Meter) oder 0.¹² Mark pro Meter mehr kostet.

Das Legen des eisernen Oberbaues geschieht durch gewöhnliche Bahnarbeiter. Es finden während dieses Legens an der Bahn keine Nacharbeiten statt. Das Lochen und das Biegen der Schienen für die Curven geschieht auf dem Walzwerke, ebenso werden die Schienen für den inneren Curvenstrang auf dem Walzwerke angemessen kürzer abgelängt. Die Entfernung der Löcher wird für den äusseren und inneren Strang gleich gross genommen. Wenn die einzelnen Oberbauthteile genau nach Vorschrift auf dem Werke ausgeführt sind, was für die gute Geleiselage von ganz besonderer Wichtigkeit ist, so hat die Zusammensetzung weder in der geraden Linie, noch in den Curven irgend welche Schwierigkeit. Bei Curven von Radien unter 1000 Meter ist es für die gute Erhaltung der Geleiserichtung zweckmässig, die Unterschienen unter sich in Verband zu legen.

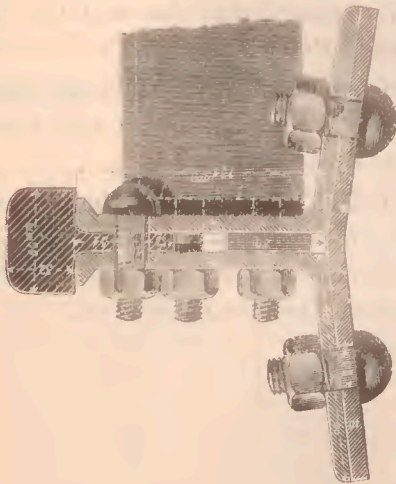
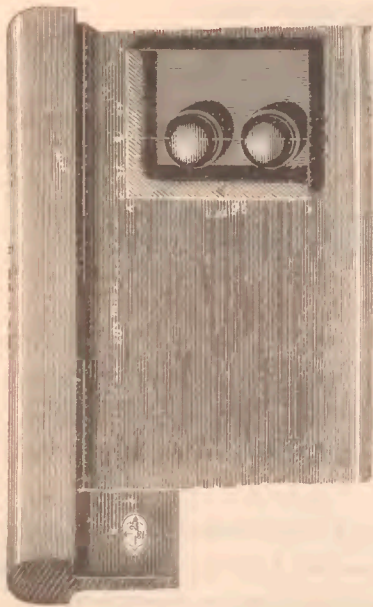
Das Kiesbett unter dem eisernen Oberbaue ist ebenso stark genommen, wie unter den hölzernen Schwellen, nämlich 1 Fuss = 0.²⁸⁵ Meter.

Diese Stärke hat sich als genügend erwiesen. Dabei hat sich aber herausgestellt, dass für die Erhaltung des Geleises in seiner Höhenlage die Anwendung eines reinen, durchlässigen Bettungsmaterials und eine gute Entwässerung des Unterbettes von der grössten Wichtigkeit und dass zur Erzielung eines sanften Ganges der Züge die vollständige Einbettung des Geleises in guten Kies nothwendig ist, dass sich dann aber das Geleise fast noch sanfter als ein Geleise der gewöhnlichen Schwellenconstruction befährt. Für den Fall, dass der Vorrath an Kies nicht für die ganze Bettungstiefe ausreicht, ist der Kies wenigstens bis auf 10 Centimeter unter das Schienengestänge hinabzuführen und in grösserer Tiefe durch Steinschlag zu ersetzen.

Die ungenügende Entwässerung in dem Tunnel zwischen Kreiensen und Naensen, verbunden mit der Schwierigkeit, Verdrückungen und Abnützungen in der durch den Tunnel bedingten Dunkelheit rasch zu entdecken, hat denn auch Veranlassung gegeben, im Jahre 1876 das eiserne Geleise hier durch ein leichter zu controlirendes Schwellengeleise zu ersetzen.

Die günstigen Resultate, welche die eisernen Geleisestrecken nach Constructionen I bis IV geliefert hatten, haben Veranlassung gegeben, mit der weiteren Anwendung des eisernen Oberbaues fortzufahren. In Rücksicht darauf aber, dass die Construction IV sich nicht gut zur Herstellung von Weichen eignet, weil bei derselben die vorderen Zungenspitzen nicht unter den Schienenkopf greifen können, und um anderseits die Kosten des eisernen Oberbaues so viel als möglich den Kosten des Schwellenoberbaues nahe zu bringen, ist die durch die Figuren 289 und 290 dargestellte Construction V auf der Seesen-Osteroder Bahn in einer Länge von 2.⁰⁷ Meilen = 15.³⁵ Kilometer in Steigungen bis zu 1:180 und in Curven bis zu 455 Meter Radius ausgeführt. Dieselbe wiegt pro laufenden Meter 230 Pfund = 115 Kilogramm und kostete seinerzeit (1870) für diese Länge unter Anwendung von Oberschienen aus Feinkorneisen 11.⁴¹ Reichsthaler (in gegenwärtiger Zeit — 1876 — etwa 8.⁵ bis 9 Reichsthaler) pro Meter,

Fig. 289 (Construction V).

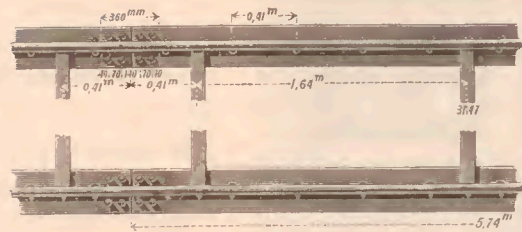


exclusive der Kiesbettung und des Legens. Sie unterscheidet sich von der Construction III durch Annahme geringerer Dimensionen für die Winkeleisen und durch Anwendung von einfachen Winkeleisen statt der U-Eisen zu den Querverbindungen und von gewöhnlichen Schraubenbolzen statt der Keilschrauben zu der Befestigung der Oberschienen und unteren Winkeleisen.

Das Material dieses Oberbaues entspricht nicht gehegten Erwartungen. Unter diesen Umständen ist es schwer zu entscheiden, ob die grössere Zahl von Zerdrückungen der Unterschienen unter den Stössen der Oberschienen, welche bei dieser Construction vorgekommen sind, ausschliesslich dem Materiale oder theilweise der verminderten Dimension dieser Schienen zuzuschreiben ist. Zur Verhütung dieser Druckstellen sind vorläufig an den Stellen, wo die Oberschienen zusammenstossen, hölzerne Schwellen untergezogen.

Wenn, wie es scheint, dem Uebelstande durch diese Unterstützung vorgebeugt wird, wird man die hölzernen Schwellen durch eiserne ersetzen können, wie sie auch bei dem zweitheiligen eisernen Oberbausysteme angewandt sind.

Fig. 290 (Construction V).



Ueber die durchschnittliche Höhe der Unterhaltungskosten des eisernen Oberbaues lässt sich Folgendes anführen:

Die Arbeit des Nachstopfens ist durchschnittlich eine geringere gewesen, als bei einem gewöhnlichen Schwellengeleise.

Die Kosten hierfür sind von keinem Belange. Im Allgemeinen haben diese Kosten etwa ebensoviel betragen, wie die Kosten für Nachstopfen und Nachrichten der Schwelleneconstruction.

Für das Nachstopfen der längeren Construction IV haben die Kosten im Jahre 1874 = 9.8 Silbergroschen und im Jahre 1875 = 5.4 Silbergroschen pro laufenden Meter betragen.

Mit Bezug auf die Einwürfe, welche von verschiedenen Seiten gegen den eisernen Oberbau gemacht wurden, so hat sich keine der gehegten Befürchtungen bestätigt.

Auf den beschriebenen Strecken wurden bis jetzt bei einer lebhaften Benützung folgende Massen von Oberschienen ausgewechselt, welche von der betreffenden Gesamtmasse des ganzen Oberbaues die dabei bemerkten Procente ausmachen.

Construction I (Figur 284).

Gesamtlänge beider Stränge 1780 Meter. Gesamtgewicht des ganzen Oberbaues 158.478 Kilogramm.

J a h r	Länge in Meter	Gewicht in Kilogramm	Procent der Ge- samtlänge bei- der Stränge	Procent der Ge- samtmasse des ganzen Oberbaues
1868	34.24	636	1.923	0.4
1869	62.78	1.166	3.525	0.73
1870	17.122	318	0.961	0.2
1871	125.559	2.332	7.051	1.47
1872	182.632	3.392	10.256	2.14
1873	194.046	3.604	10.897	2.26
1874	256.95	4.770	14.431	3.00
1875	274.08	5.088	15.393	3.20
Summe in 11 Jahren . . .	1.147.409	21.306	64.437	13.4
Durchschnitt pro Jahr . .	104.3099	1.937	5.858	1.218

Bemerkung. Vom Herbst 1864 bis zum Jänner 1868 wurden keine Schienen ausgewechselt.

Construction II (Figur 285).

Gesamtlänge beider Stränge 1780 Meter. Gesamtgewicht des ganzen Oberbaues 132.659 Kilogramm.

J a h r	Länge in Meter	Gewicht in Kilogramm	Procent der Ge- samtlänge bei- der Stränge	Procent der Ge- samtmasse des ganzen Oberbaues
1868	34.24	636	1.923	0.478
1869	51.365	954	2.884	0.718
1870	5.707	106	0.320	0.079
1871	211.168	3.922	11.858	2.956
1872	199.753	3.710	11.218	2.796
1873	136.974	2.544	7.692	1.918
1874	251.24	4.664	14.110	3.515
1875	279.79	5.194	15.713	3.915
Summe in 11 Jahren . . .	1.170.237	21.730	65.718	16.375
Durchschnitt pro Jahr . .	106.385	1.975.4	5.9744	1.488

Bemerkung. Vom Herbst 1864 bis zum Jänner 1868 wurden keine Oberschienen ausgewechselt.

Construction III (Figur 286).

Gesamtlänge beider Stränge 2967 Meter. Gesamtgewicht des ganzen Oberbaues 222.582 Kilogramm.

J a h r	Länge in Meter	Gewicht in Kilogramm	Procent der Ge- samtlänge bei- der Stränge	Procent der Ge- samtmasse des ganzen Oberbaues
1868	108,430	2.281,90	3,65	1,2
1869	370,955	7.806,5	12,5	3,5
1870	359,541	7.566,3	12,115	3,39
1871	382,369	8.046,7	12,884	3,615
1872	114,14	2.402,0	3,846	1,7
1873	62,78	1.321,1	2,115	0,593
1874	74,23	1.562,0	2,5	0,701
1875	85,65	1.800,7	2,885	0,809
Summe in 9 Jahren . . .	1.558,95	32.787,2	52,495	14,707
Durchschnitt pro Jahr . .	173,121	3.643,0	5,833	1,634

Bemerkung. Vom Herbst 1866 bis zum 1. Jänner 1868 wurden keine Schienen ausgewechselt.

Construction IV (Figuren 287 und 288).

Gesamtlänge beider Stränge 38.055 Meter. Gesamtgewicht des ganzen Oberbaues 2.631.503 Kilogramm.

J a h r	Länge in Meter	Gewicht in Kilogramm	Procent der Ge- samtlänge bei- der Stränge	Procent der Ge- samtmasse des ganzen Oberbaues
1870	22,61	420,0	0,0594	0,0159
1871	62,26	1.155,0	0,1638	0,0439
1872	96,22	1.785,0	0,2528	0,0678
1873	758,44	14.070,0	1,9930	0,5346
1874	339,60	6.300,0	0,8924	0,2394
1875	232,6	4.305,0	0,6098	0,1636
Summe in 7 Jahren . . .	1.511,22	28.035,0	3,9712	1,0652
Durchschnitt pro Jahr . .	215,89	4.005,0	0,5673	0,1522

Bemerkung. Die Strecke von Kreiensen nach Naensen wurde am 9. August 1868 und von Stadtoldendorf nach Holzminden am 23. Februar 1869 eröffnet und wurden bis zum Jänner 1870 keine Schienen ausgewechselt.

Construction V (Figuren 289 und 290).

Gesamtlänge beider Stränge 30.904 Meter. Gesamtgewicht des ganzen Oberbaues 1,765.854 Kilogramm.

J a h r	Länge in Meter	Gewicht in Kilogramm	Procent der Ge- samtlänge bei- der Stränge	Procent der Ge- samtmasse des ganzen Oberbaues
1872	11.4	202.0	0.3688	0.114
1873	91.2	1.616.0	0.29504	0.912
1874	188.1	3.333.0	0.6087	0.1887
1875	758.1	13.433.0	2.4531	0.7607
Summe in 4¼ Jahren . .	1,048.8	18,584.0	3.3937	1.520
Durchschnitt pro Jahr . .	246.8	4,372.7	0.7985	0.2475

Bemerkung. Vom 1. September 1871 bis zum Jänner 1872 wurden keine Schienen ausgewechselt.

Die Anwendung von Nietten an Stellen, wo keine häufige Auswechslung nöthig ist, also namentlich an den in der Erde liegenden Theilen, welche nicht stark erschüttert und angegriffen werden, ist durchaus nicht zu verwerfen, und die Praxis von zwölf Jahren hat auch in dieser Hinsicht keinen Uebelstand gezeigt.

An den Theilen, wo in Folge der Abnützung der Oberschiene eine zeitweise Auswechslung erforderlich ist, verwendet man lieber Schraubenbolzen, weil sich dieselben bequemer einziehen lassen. Uebrigens steht auch kein Bedenken entgegen, allenthalben Schraubenbolzen zu verwenden, was für ein rasches Legen bei etwaigen Beschädigungen nützlich sein mag.

Die Keilschrauben an der Construction III haben sich nicht wirksamer erwiesen, als die gewöhnlichen Schraubenbolzen der Constructionen I und II.

Die Anzahl der einzelnen Stücke an dem Braunschweigischen Oberbau ist nicht gross, ihre Verbindung ist leicht herzustellen und hat sich in der Praxis als durchaus solide erwiesen.

Die Befürchtungen hinsichtlich der Verschiebung des Geleises nach der Seite sind ganz unbegründet. Eine solche Verschiebung hat sich in zwölf Jahren nur da gezeigt, wo mangelhaftes Bettungsmaterial nicht den erforderlichen Widerstand geboten. Die tiefe Einbettung des Schienengestänges in den Kies, welcher an der Aussenseite bis nahe an die Oberkante der Oberschiene, an der Innenseite aber bis zur Oberkante der Querverbindungen hinaufreicht, hat wesentlich zur Erhaltung der Geleiselage beigetragen.

Hohe und niedrige Temperaturgrade haben keine Uebelstände hinsichtlich der Längenausdehnung herbeigeführt, was gleichfalls der tiefen Einbettung zuzuschreiben ist. Die ovalen Löcher in den Oberschienen und in den Laschen unter den Stössen der Unterschienen gewähren die erforderliche Beweglichkeit, welche an der Basis der Unterschienen wegen der Bedeckung mit Erde nur in geringem Grade in Anspruch genommen wird.

Schliesslich ist hervorzuheben, dass der eiserne Oberbau auf der abwärts befahrenen Strecke zwischen Stadtoldendorf und Holzminden, sowie auf der Strecke zwischen Braunschweig und Wolfenbüttel bei stattgehabten Entgleisungen mehrerer Wagen sich bewährt hat, indem nur ein geringes Durchbiegen der betroffenen Querverbindungen, sowie die Zerstörung einer Anzahl Befestigungsmittel stattgefunden hat, aber weder eine Verschiebung noch eine Spurverengung oder Erweiterung, noch sonst eine andere Beschädigung des Geleises eingetreten ist, so dass nach dem Einziehen einiger Querverbindungen und Befestigungsmittel das Geleise so fort wieder hat in Benützung genommen werden können. —

Gegenüber den pag. 70 unter Punkt 5. lit. *d*) gemachten Mittheilungen möchten die vorstehenden authentischen Angaben um so mehr an Interesse gewinnen, als die Beschaffungs- und Unterhaltungskosten, wie auch die sonstigen, langjährigen Erfahrungen über das Verhalten des Braunschweiger eisernen Oberbaues diesem zu Gunsten sprechen und die gemachten Specialangaben als wichtiges Material für weitere Studien auf dem Gebiete des eisernen Oberbaues anerkannt werden müssen.

VI. Capitel.

Der eiserne Oberbau in Oesterreich.

Der erste eiserne Oberbau in Oesterreich war der 1865 in Graz verlegte, 1872 wieder aufgelassene Oberbau von Paulus.

Aus den Thatsachen nun, dass Oesterreich zur Zeit der Wiener Weltausstellung 1873 in seinem 15.473 Kilometer langen Schienennetze gar keinen eisernen Oberbau aufweisen konnte, im Jahre 1876 aber wieder schon vier verschiedene Constructionen eisernen Oberbaues in der Gesamtlänge von circa fünf Kilometer liegen hatte: muss man offenbar schliessen, dass die erneuten Anregungen, welche 1873 auf dem internationalen Feste zu Wien gegeben wurden, ihren Antheil an der Einführung von weiteren Probestrecken eisernen Oberbaues in Oesterreich besitzen. Wir müssen uns dieser Ansicht um so mehr hingeben, als uns nach dem oben Gesagten erinnerlich ist, dass gerade auch frühere Weltausstellungen zu London und Paris, namentlich aber die Pariser Ausstellung vom Jahre 1867, ganz wesentlich beigetragen haben, die Disciplin des eisernen Oberbaues durch solche Anschauungsobjecte zu fördern, welche vollkommen geeignet waren, den geistigen Wettkampf im Kreise unserer Genossenschaft hervorzurufen. Wenn wir also in dem vorliegenden Berichte speciell vom dermaligen eisernen Oberbau in Oesterreich sprechen, so finden wir die Berechtigung hierzu theils in der Hervorhebung eines äusserst wohlthuenden Nachklanges unserer Weltausstellung und theils in der Absicht, um das Zeitbild über die technische Frage des eisernen Oberbaues zu vervollständigen.

Um dieses Bild nun klar zu stellen, sei als Vorbemerkung in Kürze der Gründe gedacht, weshalb bei uns in Oesterreich das werkthätige, maassgebende Betreten der Bahn für die Einführung eisernen Oberbaues, welchen wir als das System der Zukunft für unsere Schienenwege erachten, verhältnissmässig so spät erfolgte. Wir sind dazu unsomehr veranlasst, als zwei unserer Genossen in Oesterreich, die Ingenieure Köstlin und Battig, zum Zeugnisse der niemals versagten geistigen Fähigkeit und Regsamkeit des österreichischen Partes unseres Standes, ganz denselben Geistesblitz erfuhren, der zu gleicher Zeit an der Ocker aufgeleuch-

tet hat, und der, wie bei jeder anderen grossen, werkthätigen Sache, zuvor entflammen musste, um in plastischer Form jenes Anschauungs- und Erfahrungsobject zu bieten, dessen ein exactes Wissen niemals entrathen kann.

Wenn demnach auch Deutschland durch Scheffler uns in der Werkthätigkeit voranging, so lag dies vor Allem in der materiellen Macht, einen Gedanken plastisch zu gestalten, beziehentlich in dem Abgange dieser Macht bei unseren genannten beiden Collegen — den Ruhm geistigen Antheiles besitzt aber Oesterreich trotzdem, und wie man über die Förderung der Talente bei uns auch denken mag, zu gleichem Maasse.

Der erste und der massgebendste Grund, weswegen wir in Oesterreich, die wir im Baue des Semmering, des Brenner und der Pusterthalbahn, wie in der Schaffung der Semmeringlocomotive Zeugniss unserer geistigen Kraft abgelegt haben und die wir in den Lehrmitteln des Eisenbahnwesens immer mit an der Spitze der ganzen Genossenschaft zu marschiren gewohnt sind, uns diesmal in einer wichtigen Sache etwas verspäten, dieser Grund liegt ausschliesslich im materiellen Hemmschube. Der Holzreichthum unseres Vaterlandes, also der billige Preis der Bahnschwellen (an Ort und Stelle der Bahnanlage) einerseits — und die Armuth an gesegnetem Vorkommen von Kohle und Eisen an einer und derselben Erdenstelle, die Transportschwierigkeiten bei uns und unsere Armuth an materiellem Capital, also die verhältnissmässige Theuerung des Eisens (an Ort und Stelle der Bahnanlage) andererseits, diese Thatsachen haben bei uns noch nicht das rohe Bedürfniss, jene Allgewalt des Wogendranges eintreten lassen, wie es namentlich in Deutschland, in Frankreich und in Belgien schon auftritt und wie es dem thatsächlichen Werden jeder grossen Sache, dem Umsatze einer Idee in die Werkthätigkeit, vorhergehen muss.

Ein zweiter Grund unserer Verspätung in der maassgebenden Einführung eisernen Oberbaues liegt in der Thatsache, dass wir in Berücksichtigung der finanziellen Lage unserer österreichischen Eisenbahnen zuvor nach der zunächst liegenden Verbesserung des alten Oberbaues, nämlich nach der Einführung der Bessemerschiene greifen mussten. Und dieser Zugriff, unterstützt durch die Führerschaft eines unserer Meister, durch „Tunner“; diese richtige

Erkennung des uns ökonomisch zunächst Liegenden nahm uns so voll- auf materiell in Anspruch, dass wir die bei uns mit erwachte und niemals verkannte nächste Neuerung: die des gänzlich eisernen Oberbaues, in die zweite Linie der Einführung zu stellen genöthiget waren.

Ein dritter und letzter, allerdings ein abgeschwächter Grund unserer Verspätung im maassgebenden Vorgange der Einführung eisernen Oberbaues liegt darin, dass zur Zeit der letzten Jahre, wo die Einführung der Bessemersehene als vollzogen erachtet und jenes gewaltige Moment für Einführung eines eisernen Oberbaues, nämlich das der Nothwendigkeit eines vortheilhafteren Gefüges eines Oberbaues überhaupt, respective das immer kräftigere Hervortreten des Erkennens, dass der Holzschwellenoberbau den Anforderungen unserer Zeit nicht mehr entspricht, immer mehr und mehr gestaltig wurde; dass, sagen wir, in der Zeit der letzten Jahre im Auslande so viele „Systeme“ und „Constructionen“ eisernen Oberbaues aufgetreten sind, erprobt, gerühmt und ungünstig beurtheilt und theils wieder verworfen wurden, dass die technische Frage sehr unklar wurde. Es erschien daher räthlich, sich zunächst mehr beobachtend zu verhalten und aus maassgebenden Erfolgen Nutzen und neue Anregungen zu ziehen. Allerdings schützt uns dieser Grund unserer Verspätung nicht vor dem Vorwurfe, dass wir zu dieser Erprobung — die denn doch mit verhältnissmässig geringen Mitteln auch bei uns ermöglicht gewesen wäre — bis vor Kurzem wenig beigetragen haben, da ja, wie bemerkt, die Construction von Paulus die einzige war, welche vor der Wiener Weltausstellung bei uns praktisch untersucht wurde.

Sei dem nun, wie ihm wolle, heute ist, sicher erneut gefördert durch die Anregungen von 1873 im Ausstellungspalaste zu Wien, auch bei uns die niemals verläugnete Erkenntniss der Zukunft des eisernen Oberbaues wiederum praktisch und zum Ausharren stark genug erwiesen durch die Eingangs erwähnte Thatsache, dass wir gegenwärtig (1877) schon viererlei Constructionen eisernen Oberbaues bei uns erproben.

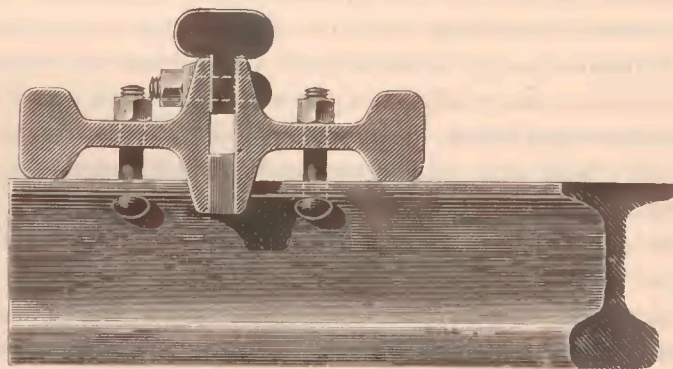
Wir beschränken uns nun im Nachstehenden auf die Schilderung derjenigen specifisch österreichischen, bei uns entworfenen Constructionen eisernen Oberbaues, welche bei uns auch

thatsächlich zur Ausführung gelangt sind, nämlich auf die Beschreibung der Constructionen der Herren Paulus, Lazar, C. v. Hagemeister und Wagner, Hohenegger und Battigde Serres. Wir geben im Nachstehenden also nur die bei uns wirklich ausgeführten fünf Constructionen eisernen Oberbaues und beschränken uns bezüglich der ferneren Charakteristik der Lebhaftigkeit, mit welcher die Frage des eisernen Oberbaues gegenwärtig bei uns in Oesterreich behandelt wird, auf die Nennung der Namen derjenigen in Oesterreich wohnenden Ingenieure, welche sich (ausser den obigen) mit Aufstellung von Systemen, Constructionen und Variationen eisernen Oberbaues geistig beschäftigt haben; es sind dies unseres Wissens die Pionniere „Köstlin“ und „Battig“, dann die Herren Steinmann, Winkler, Atzinger, Kleeblatt, Pfannkuehe, Glatz, Thommen, Litzer, Oesterreicher und Jacobi.

§. 1. Construction von Paulus.

Im Mai 1865 legte Paulus auf dem Bahnhofe zu Graz ein, durch Figur 291 dargestelltes Probestück von drei Schienen-

Fig. 291.



(Maassstab 1:5)

längen à 6.34 Meter = 19.92 Meter Länge und eröffnete damit, seit dem geistigen Ausgangspunkte, den Köstlin und Battig 1861 bei uns geschaffen hatten, den Reigen der wirklichen Anwendung eines eisernen Oberbaues in Oesterreich. Dieses bereits 1867 in v. Heusinger's

„Organ“ beschriebene Probestück blieb bis zum Juli 1872 im Grazer Bahnhofsgelise liegen; sein Verhalten gestaltete sich im Anfange günstig; später nicht. Die Fahrschienen mussten theilweise wegen Bruch, theilweise wegen Abnützung verhältnissmässig rasch erneuert werden und erforderte das Geleise eine öftere Unterkrampung und Niveauregulirung: so dass eine weitere Verwendung dieser Construction nicht vorgenommen wurde. Gleichwohl müssen wir in Oesterreich dieses, wenn auch ganz kurze Geleisestück, welches ja im Voraus nur als ein Probestück betrachtet wurde, als den ersten werththätigen Beginn in unserem Vorgange der neuen Disciplin werthschätzen. Pro Meter Geleise betragen die Gewichte dieser Construction:

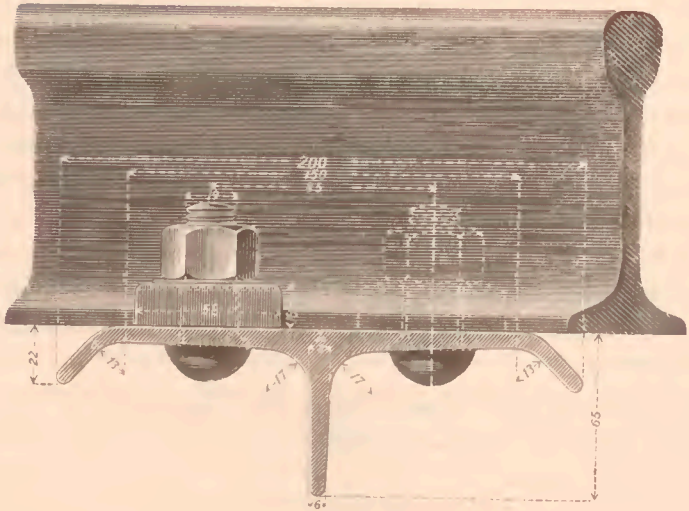
a) alte Schienen für Längenverband und Traversen	=	176.0 Kil.
b) Fahrschienen aus Bessemerstahl	=	8.8 „
c) Befestigungsmittel	=	2.8 „
		Summe . 187.6 Kil.

§. 2. Construction von Lazar.

Im Jahre 1875 trat der Ingenieur Lazar mit seiner nach dem Systeme Vautherin und der Construction von Steinmann (bereits 1867 zu Paris ausgestellt) variirten Construction eines gänzlich eisernen Oberbaues auf, welche an die ebenfalls schon 1867 zu Paris ausgestellt gewesenen Oberbauarten von Legrand und Salkin und von le Crenier erinnert, soferne man das Princip von Querschwellen als Criterium anerkennt. Auch die Lazar'sche Construction ist bereits mehrfach, unter Anderem in der „Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architektenvereines“ beschrieben worden.

Die ähnlich dem Querschnitte der Hilf'schen Langschwelle und der Steinmann'schen Träger gestaltete Querschwelle der Lazar'schen Oberbauart, sowie die Befestigung der Fahrschiene auf den Querschwellen, endlich die Anordnung der Laschen und die hauptsächlichsten Dimensionirungen sind aus den Figuren 292 und 293 erkennbar. Die Anordnung des Gestänges im Grundrisse, wie die Gestaltung der Schwellenenden, diese besondere Eigenthümlichkeit der neuen Construction ist aus Tafel XIV zu entnehmen.

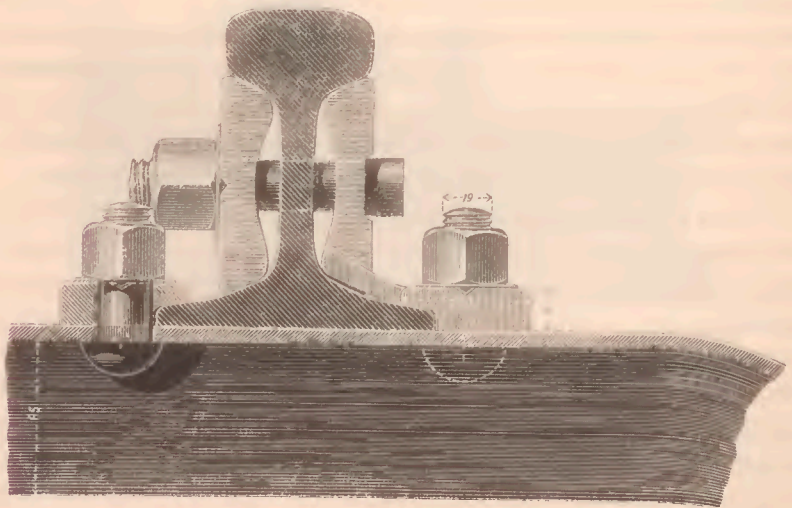
Fig. 292.



In einem diesen Oberbau betreffenden Prospeete wird unter Anderem hervorgehoben:

1. Die leichte successive Einführung dieses Oberbaues an Stelle eines Holzschwellen-Oberbaues;

Fig. 293.



2. die leichte Unterkrampung der Schwellen und die leichte Zugänglichkeit zur Befestigung der Schienen auf die Schwellen;
3. die Einfachheit dieser Befestigung;
4. die Anordnung von Winkelplättchen gegen die Verschiebung des Geleises;
5. die Verminderung des Bettungsmateriales wegen der Anordnung des Umbiegens der Schwellenköpfe, also des Zusammenhaltens des Schotterkörpers, und die hiermit eventuell ermöglichte Verminderung der Planumsbreite, und
6. die Oekonomie dieses eisernen Oberbaues gegenüber dem Holzswellenbaue.

Das Gewicht der Eisenschwelle beträgt 38 Kilogramm, und stellen sich gegenwärtig (1877) die Schwellenkosten in Oesterreich auf circa 4 fl. 37 kr., in Deutschland, Belgien und Frankreich auf circa 3 fl. 24 kr.; die Legungskosten sind denjenigen des Holzswellenoberbaues gleich zu erachten.

Der Lazar'sche Oberbau wird gegenwärtig an mehreren Stellen, auch ausserhalb Oesterreichs, erprobt und hat unter Anderem die Königlich Preussische Militäreisenbahn 60 Schwellen verlegt und sich darüber, wie in den Bemerkungen der folgenden Tabelle notirt, geäussert. Um die Erfahrungen über eisernen Oberbau überhaupt und über einige durch die Lazar'sche Construction veranlasste Specialitäten näher constatiren zu können, wäre es recht erwünscht, wenn bei uns eine sich nicht auf einzelne Schienenlängen beschränkende, sondern doch wenigstens eine, einige hundert Meter lange Strecke der Erprobung und Beobachtung dieser Construction unterzogen würde; die Kosten (Differenzen) für eine solche, eine heimische Bestrebung analysirende Erprobung erscheinen doch zu untergeordnet, als dass diese dem Nutzen eines weiteren, maassgebenden Erfahrungsergebnisses gegenüber überwiegen können.

Laufende Nummer	Bahn- gesellschaft	Zahl der verlegten Schwellen	Zeit der Verlegung	Bahnradien, Meter	Bettungs- materiale	Bemerkungen
1	Gewerken- bahn der Prager Eisen- industrie- Gesellschaft	23	Mai 1875	185	feiner Kies und Sand	ad 1 bis 4. Das Legen und Verhalten des Oberbaues durchaus befriedigend; bis Anfang 1877 war ausser dem Nachstopfen in erster Zeit keinerlei Un- terhaltungsarbeit nöthig.
2	Turnau- Kralup- Pragerbahn	14	Juni 1875	190	lehniger Gruben- schotter	ad 5. Die königl. Uebungs- commission des Eisen- bahnregimentes in Berlin liess Versuche über das Verlegen der Schwellen vornehmen und äussert sich unter Anderem fol- gend:
3	Wittkowitz Gewerken- bahn	10	Aug. 1875	900	feiner Schlacken- sand	Die Einlegungszeit aller 60 Schwellen betrug 30 Minuten. Obgleich die Schotterbreite nur auf die Schwellenlänge von 2.3 Meter beschränkt wurde, war eine seitliche Ver- rückung des Oberbaues unthunlich. (Näheres ver- gleiche „Wochenblatt des österr. Ingenieur- u. Ar- chitektenvereines“, 1876, Nr. 45.)
4	Kronprinz Rudolfbahn	18	Nov. 1875	300	guter Schotter	
5	Königlich Preussische Militärbahn	60	—	—	—	
6	Königlich Ungarische Staatseisen- bahn	100	Aug. 1876	—	—	
7	Gewerken- bahn zu Creuzot	?	—	—	—	ad 6 bis 7. Nähere Mitthei- lungen fehlen.

Nach neuerlichen Mittheilungen soll die Lazar'sche Construction jetzt auch in Holland durch den Oberingenieur R. van Hasselt in Hilversum von der „Holland'sche Yzern-Spoorweg-Maatschapij“ erprobt werden; dort soll die Schwellenlänge mit 2.5 Meter (statt 2.3 Meter) und die Umbiegung der Schwellenenden nach einem Viertelkreise von 200 Millimeter Radius gestaltet werden, welche Biegungsform überhaupt schlechteren Eisensorten zu Gute kommen würde.

§. 3. Rahmenconstruction von Karl v. Hagemeister und C. F. Wagner.

Im Herbste 1876 wurde von diesen Constructeuren ein gänzlich eisernes Gestänge auf derjenigen Flügelbahn der Kaschau-Oderberger Bahn verlegt, welche von der Station Karwin zu dem Kohlenwerke Seiner Kaiserlichen Hoheit des Herrn Erzherzogs Albrecht führt. Diese Geleise-Probestrecke ist 400 Meter lang, liegt in 1:90, und sind 200 Meter der Länge in Gerader, 200 Meter in 300 Meter Curve angeordnet; der Verkehr auf der Strecke beträgt im Durchschnitte pro Tag 6 Züge. Ueber diesen Oberbau fanden bisher öffentliche Mittheilungen nicht statt, weil zuvor die Thatsachen sprechen sollten, und bin ich den beiden genannten Herren zu Dank verpflichtet, dass mir dieselben auf mein specielles Ansuchen schon jetzt die nachstehenden Darstellungen für den gegenwärtigen Bericht zugehen liessen; nähere Veröffentlichungen über diesen Oberbau stehen in Kürze bevor.

Die Herren K. v. Hagemeister und Wagner äussern sich über ihre „Rahmenconstruction“ folgend.

„Die meisten der bisher construirten Systeme eines eisernen Oberbaues bieten bei der Ausführung in Curven entweder betreffs der Erzeugung der unterstützenden Bestandtheile wesentliche Schwierigkeiten dar, oder erfordern anderseits zur Erzielung der Spurerweiterung in den Curven noch viele Nacharbeiten unmittelbar vor dem Einlagern an Ort und Stelle, — Umstände, die bei der praktischen Beurtheilung der Systeme des eisernen Oberbaues schwer ins Gewicht fallen.

In dem Folgenden soll nun ein Eisenoberbau-System erläutert werden, welches von den gedachten Nachtheilen nicht nur frei ist, sondern auch anderseits Vorzüge besitzt, die eine nähere Würdigung desselben begründet erscheinen lassen.

Das in Rede stehende (auf Blatt XVI und durch die Holzschnitte Figur 294 bis 300 dargestellte) System ist ein zweitheiliges und besteht im Wesen das Eigenthümliche desselben in der Verwendung von eisernen aus Langschwelen gebildeten Rahmen, welche die Unterstützung der Schienen bilden. Bei Verwendung von 7,5 Meter langen Schienen wird jede Schiene durch zwei Zwischen- und einen Stossrahmen unterstützt.

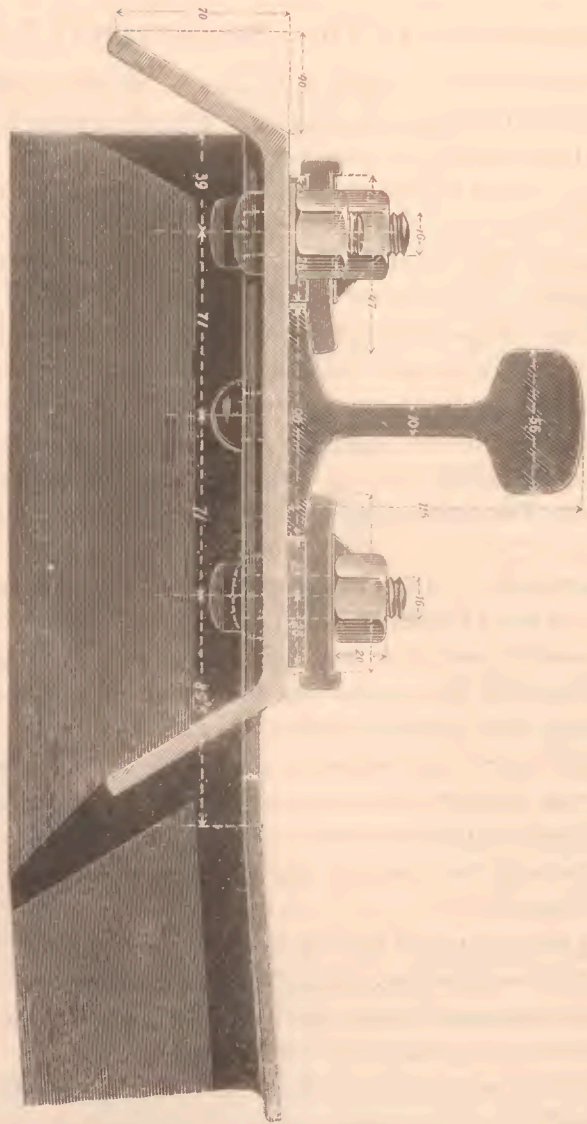


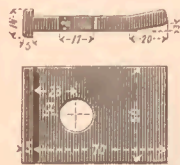
Fig. 291.

Jeder Rahmen ist aus zwei, 2 bis 2.5 Meter langen Langschwelle gebildet, welche, durch je zwei Querverbindungen zusammengehalten, in Abständen von circa 0.1 Meter gelegt werden. Die Neigung der Schienen gegen die Geleisemitte wird dadurch

erzielt, dass die Querverbindungen an den Enden entsprechend aufgebogen werden.

Die Befestigung der breitbasigen Schienen auf die Rahmen geschieht mittelst der aus Schmiedeeisen hergestellten Schienenhalter (Figur 295), welche mit Nieten und Bolzen an den Langschwellen befestigt sind.

Fig. 295.



Die Spurerweiterung in den Curven wird mittelst Verwendung ausser der Plattenachse gebohrter Distanzhalter (Fig. 296) erzielt, wodurch eine Maximalerweiterung von 18 Millimeter erreicht werden kann.

Die äusseren Schienenhalter mit den zugehörigen Distanzhaltern werden schon in der Werkstätte auf die genaue Stellung mit den Langschwellen vernietet, so dass beim Legen des Oberbaues nur

Fig. 296.

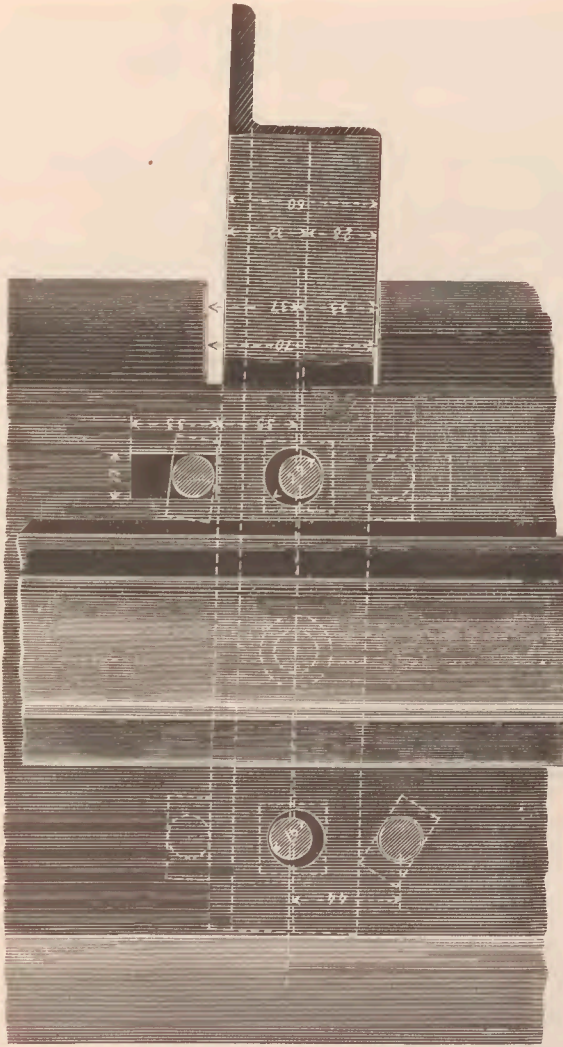


noch die inneren Schienenhalter mit Schrauben zu befestigen sind. Selbst für die Uebergangscurven können die äusseren Schienenhalter schon in der Werkstätte mit den Rahmen vernietet werden, wenn man solche Rahmen herstellt, auf welchen die Spurerweiterung um je 3 Millimeter grösser ist.

Wegen der Verwendung von verkürzten Schienen am inneren Schienenstrange bei Curven und der hierdurch bedingten nicht senkrechten Richtung der correspondirenden Schienenstösse auf die Geleiseachse muss eine entsprechende Verschiebung der Stossrahmen in dieser Richtung eintreten können, welche dadurch erreicht wird, dass die Löcher für die Niete in den Langschwellen der Stossrahmen um 4 Millimeter grösser gebohrt worden, als in den entsprechenden unteren Querverbindungswinkeln, wodurch dann eine parallele Verschiebung der beiden Langschwellen gegen einander ermöglicht wird, was, mit dem Spielraume am Schienenfusse combinirt, hinreicht, damit die Schienenstösse in den Curven immer auf die Mitte der Langschwelle zu liegen kommen. Diese Löcher werden schon vom Werke aus mit Schrauben versehen und können nachträglich in der Bahn durch Niete ersetzt werden.

Die sogenannten Zwischenrahmen können bei Anwendung breitbasiger Schienen auch für die Curven schon vom Werke aus vollständig vernietet werden.

Fig. 298 (correspondirend mit Fig. 294).



Zur Verhinderung des Gleitens der Schienen auf den Langschwelen sind in den Winkellaschen Schlitzte ausgeschnitten, in welche die Schienenhalter eingreifen; während die Verschiebung der Rahmen in der gleichen Richtung durch die im Schotterliegenden Querverbindungen und Verstärkungswinkel verhindert wird.

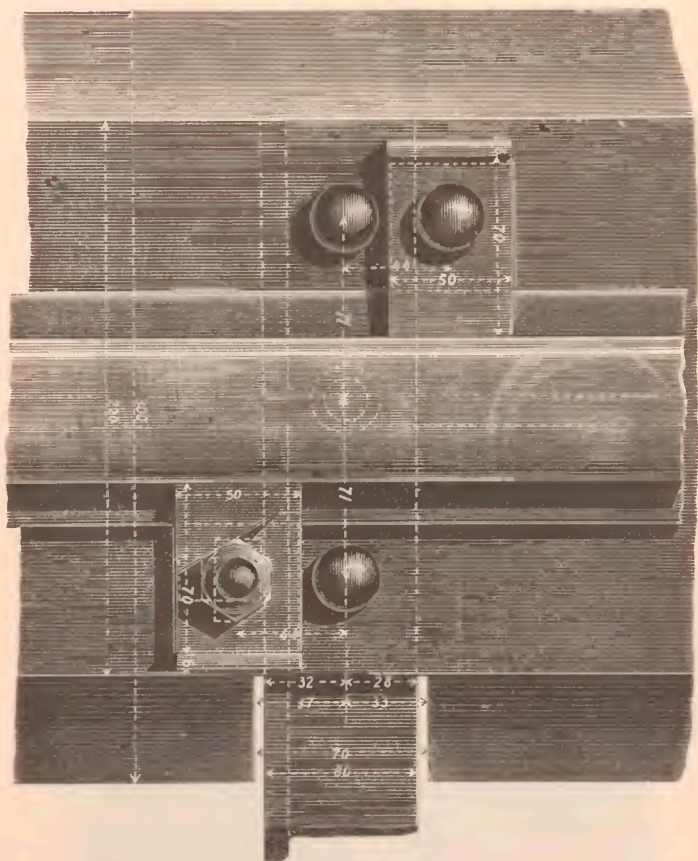


Fig. 299 (Daraufsicht am Rahmenende).

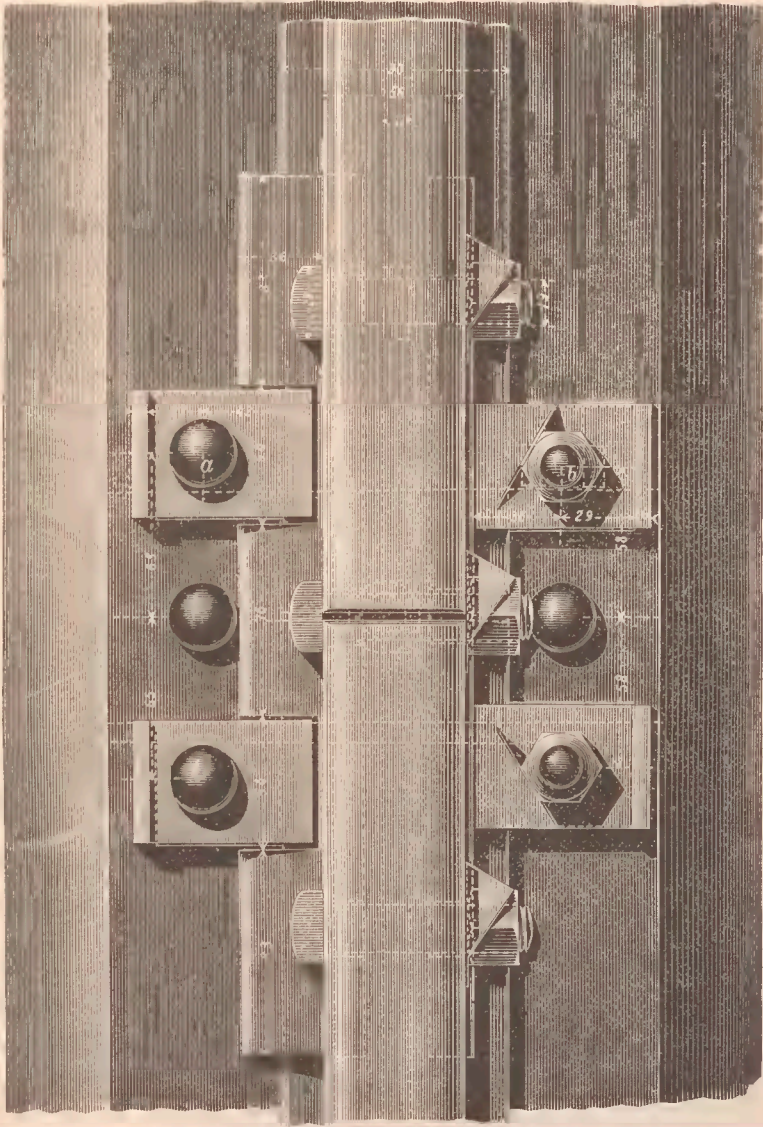
Einer seitlichen Verschiebung des Oberbaues wird durch das Eingreifen der Langschwelen in den Schotterkörper begegnet.

Die sämtlichen Schraubenmuttern werden durch viereckige Unterlagsplättchen aus Blech fixirt.

Die hier beschriebene Rahmen-Construction lässt sich auch bei Verwendung von Doppelkopfschienen leicht anordnen, in welchem Falle die Befestigung der Schienen auf den Rahmen mittelst schmiedeiserner Stühle bewirkt wird.

Dieser hier beschriebene neue Oberbau hat bei der praktischen Ausführung und bisherigen Erprobung desselben den gehegten Erwartungen vollständig entsprochen.

Fig. 300 (Daraufsicht an der Rahmenmitte).



Als besondere Vortheile desselben können bezeichnet werden:
1. Leichte und rasche Legung des Oberbaues bei der
ersten Herstellung sowohl als auch nach Zerstörungen: wegen des

geringen Gewichtes der einzelnen Bestandtheile und weil die einzelnen Rahmen bereits fertig montirt auf die Strecke gelangen.

Dieselben Rahmen können sowohl in der Geraden als in der Curve verwendet werden, weil die Oberschienen nur auf der inneren Seite des Geleises verschraubt zu werden brauchen und die äusseren Schienenhalter schon auf dem Werke mit den Rahmen vernietet werden. Dieser Vortheil des beschriebenen Systemes scheint dessen Verwendung für Kriegszwecke besonders empfehlenswerth zu machen.

2. Leichtes Auswecheln der Oberschiene, ohne die Rahmen selbst zu derangiren; indem die Schienenhalterschrauben von oben eingebracht werden können.

3. Temperaturveränderungen bringen bei diesem Oberbaue wegen seiner Theilbarkeit keine schädlichen Formveränderungen hervor.

4. Die Herstellung von Uebergangscurven im horizontalen sowohl, wie im verticalen Sinne ist ebenso leicht wie beim Querschwellen-Oberbaue möglich, was bei keinem anderen Langschwellensysteme (besonders im verticalen Sinne) ohne grössere Schwierigkeiten thunlich ist.

Bezüglich der Gewichte und einer vergleichenden Berechnung der Widerstandsfähigkeit und der Kosten des eisernen Rahmen-systemes und des Holzschwellen-Oberbaues machen die Herren v. Hagemeister und Wagner die folgenden Angaben:

- I. Gewichte des Oberbaues nach der Rahmenconstruction.

Pro laufenden Meter	Kilogramm
Rahmen	60.90
Laschen und Kleinmaterial	4.66
Fahrschienen	55.33
Summe .	120.89

II. Vergleichende Berechnung der Widerstandsfähigkeit des eisernen Oberbaues und jener des Holzschwellen-Oberbaues.

1. Verschiebung in der Längsrichtung.

Gegen die Verschiebung des Oberbaues in der Längsrichtung beträgt die Widerstandsfläche bei Verwendung von:

Holzquerschwellen	0.375	Quadratmeter
beim gegenwärtigen eisernen Oberbaue	0.374	"

2. Verschiebung in seitlicher Richtung.

Gegen die Verschiebung in seitlicher Richtung des Geleises hat man für die in Betracht gezogenen Systeme die folgenden directen Widerstandsflächen, nämlich bei Verwendung von:

Holzquerschwellen eine Fläche von	0.048	Quadrat-Meter
beim eisernen Oberbaue	0.250	"

pro laufenden Meter.

Nimmt man nun beim Holzquerschwellen-Oberbaue eine Schwellenlänge von 1.8 Meter als wirklich tragend, d. h. so unterkrampt an, dass die daraus resultirende Fläche als direct belastet angesehen werden kann, so resultirt pro Schwelle eine wirkliche Auflagerfläche von 0.450 Quadratmeter, woraus sich bei dem Drucke einer Locomotivachse mit 13.000 Kilogramm auf die Bettung pro Quadracentimeter = 2.888 Kilogramm ergibt.

Bei dem in Rede stehenden eisernen Oberbaue mit Verwendung von breitbasigen Schienen und Langschwellen mit Querverbindungs-winkeln findet man unter den folgenden Annahmen nach Winkler's Theorie für die Beanspruchung des Materials und den Druck auf die Bettung das Nachstehende:

Querschnittfläche der Fahrschiene	35.36	Quadracentimeter
" " Langschwelle	29.60	"
	$F = 64.96$	Quadracentimeter
Trägheitsmoment der Fahrschiene $W_1 =$	617.03	"
" " Langschwelle $W_2 =$	94.72	"
folglich $W = W_1 + W_2 =$	711.75	pro Quadracentimeter.

Auflagerbreite der Langschwelle . . . $b = 30$ Centimeter
 Bettungscoefficient $c = 16$ „
 Elasticitätsmodul $E = 2,125.000$ pro Quadrateentimeter.
 Radstand (kleinster) $l = 115$ Centimeter.
 Raddruck (grösster) $G = 6500$ Kilogramm.
 Entfernung der gespanntesten
 Faser von der Unterlage . . . $e = 6.05$ Centimeter.

Es ergibt sich für:

$$K = \sqrt[4]{\frac{Cb}{4EW}} = \sqrt[4]{\frac{16 \times 30}{4 \times 2,125.000 \times 711.75}} = 0.01678$$

$$Kl = 0.01678 \times 115 = 1.9297.$$

Da nun $Kl > 1$ und < 2.356 ist, daher die Schiene von der Unterlage nicht abgehoben werden wird, so kann man von der Annäherungsformel Gebrauch machen.

Nach dieser wird der grösste Druck p_1 auf die Bettung pro Flächeneinheit und das grösste Moment M , wenn man zur

Abkürzung den constanten Coefficienten $\sqrt[4]{\frac{E}{64C}}$ mit A bezeichnet.

$$A = \sqrt[4]{\frac{2.125,000}{64 \times 16}} = 6.749 \text{ und}$$

$$p_1 = \frac{Gl}{2b} = \frac{6500 \times 0.01678}{2 \times 30}$$

$$p_1 = 1.818 \text{ Kilogramm}$$

Druck auf die Bettung pro Quadrateentimeter gegen 2.888 Kilogramm für Querswellen.

$$M_1 = AG \sqrt[4]{\frac{w}{b}} = 6.749 \times 6500 \sqrt[4]{\frac{711.75}{30}} = 96.817.78$$

$$N = \frac{M_1 e}{w} = \frac{96.817.78 \times 6.05}{711.75}$$

$$N = 822 \text{ Kilogramm}$$

Spannung pro Quadrateentimeter in der Fahrtschiene, während die zulässige Beanspruchung des Stahles wenigstens mit 1000 Kilogramm pro Quadrateentimeter angenommen werden kann.

III. Vergleichende Zusammenstellung der ersten Herstellungskosten des eisernen und des Holzquerschwellen-Oberbaues pro laufender Meter.

1. Eiserner Oberbau.

Rahmen	60.90 Kilogramm	à — fl. 14 kr. =	8 fl. 52 kr.
Stahlschiene . .	55.33 „	à — „ 12.50 „ =	6 „ 91 „
Kleinmateriale . .	4.66 „	à — „ 20 „ =	— „ 93 „
Schotter	0.56 Kubikmeter	à 2 „ — „ =	1 „ 12 „
Legen	—	à — „ — „ =	— „ 50 „
Zusammen pro laufender Meter .			17 fl. 98 kr.

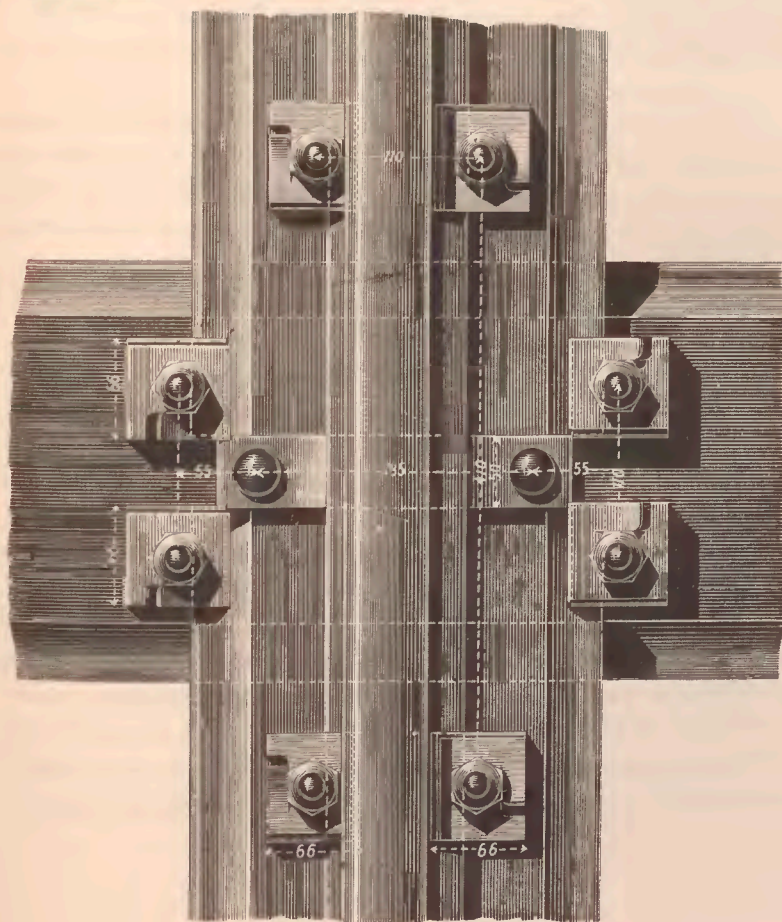
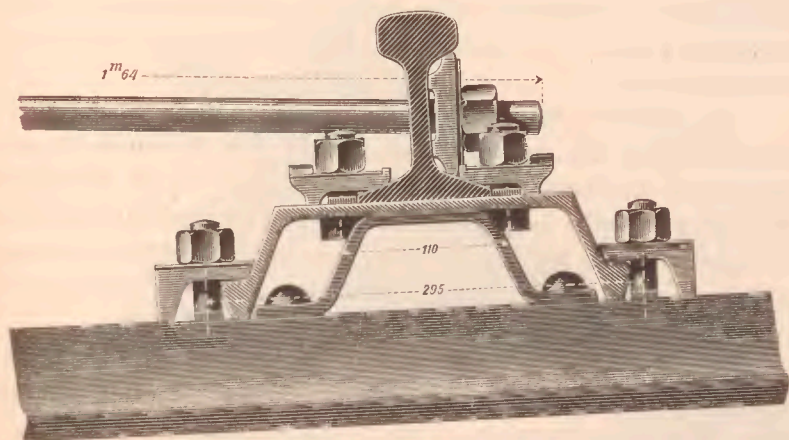
2. Holzquerschwellen-Oberbau.

Schwellen	1.21 Stück	à 2 fl. 50 kr. =	3 fl. 2 kr.
Stahlschiene . . .	70.00 Kilogramm	à — „ 12.50 „ =	8 „ 75 „
Laschen	3.64 „	à — „ 14 „ =	— „ 51 „
Platten	2.64 „	à — „ 14 „ =	— „ 37 „
Bolzen	0.67 „	à — „ 20 „ =	— „ 13 „
Hackennägel . . .	2.26 „	à — „ 19 „ =	— „ 43 „
Schotter	1.6 Kubikmeter	à 2 „ — „ =	3 „ 20 „
Legen	—	à — „ — „ =	— „ 60 „
Zusammen pro laufender Meter .			17 fl. 1 kr.

§. 4. Die Construction von Hohenegger.

Diese bereits anderenorts, auch in der „Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architektenvereines“, 1876, ausführlich beschriebene Construction eines eisernen Oberbaues ist eine Variation des Systemes Hilf. Der Hohenegger'sche Oberbau ist gegenwärtig auf der Oesterreichischen Nordwestbahn in Erprobung und sind diese Probestrecken, die (Mai 1877) 4026 Meter Länge messen, die umfangreichsten, welche in Oesterreich dermalen vorliegen; sie geniessen also den Vortheil der weitesten Beobachtung.

Fig. 302.



Zur Verbindung der beiden Geleisestränge dienen ausser den Querträgern noch zwei Spurbolzen pro Schienenlänge Geleise, welche in nahezu gleichen Abständen und symmetrisch zur Schienenmitte angebracht sind.

Das gewählte Schienenprofil hat bei einer Höhe von 22 Millimeter (conform mit der Höhe der bestehenden Schienen für den Holzoberbau der Nordwestbahn) eine Kopfbreite von 55 Millimeter und eine Fussbreite von 90 Millimeter. Die Querschnittsfläche hat 35.5 Quadratzentimeter. Das Gewicht pro laufenden Meter beträgt nach neuerlichen Angaben 28.15 Kilogramm; das Trägheitsmoment = 706.

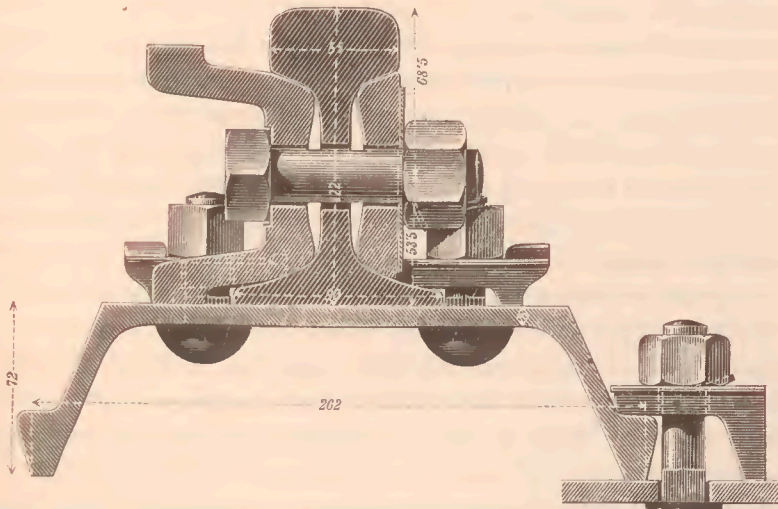
Das Profil der Langträger und Querträger hat eine Querschnittsfläche von 33.08 Quadratzentimeter; das Gewicht beträgt nach neuerlichen Angaben rund 28 Kilogramm, das Trägheitsmoment = 176. Die obere Breite dieses Profils ist 200 Millimeter, die untere 275 Millimeter, die Dicke der Platte und der Seitenflügel 8 Millimeter, die Höhe 72 Millimeter.

Nach Winkler's Theorie der Langträger-Oberbausysteme ergibt sich für den Schnitt durch den gelochten Querträger ein Maximaldruck auf die Bettung von 2.14 Kilogramm pro Quadratzentimeter, eine Maximalspannung im Langträger von 610 Kilogramm pro Quadratzentimeter und in der Schiene von 815 Kilogramm pro Quadratzentimeter unter der Annahme von 7500 Kilogramm für den grössten Raddruck und 1.4 Meter für den Radstand.

Herr Hohenegger gibt in dem citirten Aufsätze eine Begründung seiner Wahl des zweitheiligen „Systems Hilf“ und erwähnt, wie jene beiden technischen Richtungen auseinander gehen, welche entweder die Fahrchiene (Rheinische Bahn) oder die Unterschiene (reines System Hilf) als tragenden Theil betrachten. Herr Hohenegger gelangt dann zur Motivirung des von ihm gewählten Profils der Unterschiene, wie solches in Figur 303 näher zu erschen ist, und deren Verhalt nur nach längerer Erprobungszeit maassgebend wird beurtheilt werden können. Als Vortheile dieses Profils gegen das Hilf'sche werden von Herrn Hohenegger bezeichnet:

1. Die leichtere Walzung,
2. die grössere Tragfähigkeit, und
3. die bedeutendere Versteifung im wagrechten Sinne.

Fig. 303.



Ein Vergleich dieses Oberbaues mit dem alten Hilfschen Systeme und der Variation desselben bei der Rheinischen Bahn führt zu den folgend verzeichneten Resultaten:

Bei der Construction	Die Profilfläche, Quadratcentimeter	Das Trägheitsmoment	Die Breite der Auflagerfläche, Centimeter
der Rheinischen Bahn . .	24.70	42.0	25
Hilf	37.66	109.0	30
Hohenegger	33.08	176.0	27.5

Am Schlusse des genannten Aufsatzes gibt Herr Hohenegger ein, seither anderwärts befolgtes System der Werthvergleichung verschiedener Constructions auf Grundlage der Kosten der Beschaffung und der immerwährenden Erneuerung eines Oberbaues; es wird der Holzschwellen-Oberbau mit Eisenschienen: mit dem Holzschwellen-Oberbaue mit Stahlschienen, und mit der neuen Construction eines eisernen Oberbaues verglichen und pro Meter Geleise eine Totalsumme von 38³/₃ fl., respective 33⁹/₉ fl., respective

27⁶ fl. gefunden, also eine hervorragende Oekonomie für die letztere Construction angegeben.

Des Weiteren hat Herr Oberinspector Hohenegger in einem Circulare vom 3. März 1876 (veröffentlicht in der „Wochenschrift des österreichischen Ingenieur- und Architektenvereines“ Nr. 13, vom 25. März 1876) seine Construction mit jener von Atzinger, v. Heusinger, Lazar und mit dem Systeme von Hilf verglichen und dabei Resultate gewonnen, welche wir summarisch bereits in der Tabelle auf pag. 68 wiedergegeben haben.

Diese beiden verdienstvollen Arbeiten Hohenegegers haben Anregung gegeben, die sogenannte ökonomische Frage des eisernen Oberbaues noch weiter zu ventiliren, und sind in dieser Hinsicht besonders die bereits pag. 15 erwähnte Arbeit von Ingenieur Benedikt, wie auch die (1876) in der „Zeitschrift des Architekten- und Ingenieurvereines in Böhmen“ von Oberinspector Polivka veröffentlichte Arbeit als Zeugnisse anzusehen, wie der Process der Gewinnung des eisernen Oberbaues zwar noch gährt, seiner Reifung jedoch rastlos entgegenstrebt. Hohenegger hat insbesondere die Arbeit Benedikts sofort aufgegriffen und in Nr. 51 und 52 der „Wochenschrift des österreichischen Ingenieur- und Architektenvereines“ eine Vergleichung des ökonomischen Werthes diverser Constructionen geliefert, welche in folgendem Resumé enthalten ist.

Postnummer	Art des Oberbaues	Kosten der Beschaffung und immerwährenden Erneuerung pro Meter Geleis, Gulden österr. W.
1	Hohenegger	23.65
2	Hilf	23.95
3	Atzinger	24.62
4	Lazar	25.52
5	Oberbau mit imprägnirten Eichenschwellen . .	27.98
6	Oberbau mit nicht imprägnirten Eichenschwellen	29.06

Wir sehen also in objectiver Betrachtung, wie die Beweise ökonomischen Vortheiles lediglich nach den Prämissen

schwanken und dass diese werthvollen, diversen Beiträge der Erörterung der ökonomischen Frage des eisernen Oberbaues nur zu dem Beweise dienen, dass die Zeit weiterer allgemeiner Einführung des eisernen Oberbaues immer mehr und mehr, namentlich aber in jenen holzarmen Ländern, welche über billiges Eisen (ander Baustelle) verfügen, an uns herantritt. Bis zu diesem völligen Herantritte haben wir aber an der technischen Lösung der Frage noch vollauf zu thun, denn nicht das billigste System wird schliesslich das beste sein, sondern die Zeit allein wird lehren, welchem Systeme der Vorrang gebühre. Bis zu Ende jener Zeit werden die praktischen Errungenschaften auf dem Gebiete des eisernen Oberbaues, welche jetzt ja auch in Oesterreich mit gefördert werden, auch jene Ansichten verdrängen, welche heute vom eisernen Oberbaue absolut abdrängen; denn diese Erfahrungen werden von Jahr zu Jahr durch die sich immer erweiternde Ueberzeugung unterstützt, dass (wie dies Herr Hohenegger gleich anderen Fachgenossen sehr richtig hervorhebt) die Anforderungen des Betriebes auf unseren Hauptbahnen mit dem Holzschwellen-Oberbau zur Gänze nicht mehr gelöst werden können. Und hierin liegt heute wohl der grössere Werth der Bestrebung nach einem völlig geeigneten eisernen Oberbaue, als in der Nachweisung der absolut billigsten Construction.

Einem Ansuchen um Mittheilung über die bis jetzt an der Oesterreichischen Nordwestbahn vorgenommene Legung und Erprobung des neuen Oberbaues hat Herr Hohenegger in der bereitwilligsten Weise durch die folgenden Angaben entsprochen.

Der neue Oberbau wurde zuerst auf dem Wiener Bahnhofe im grossen, horizontalen Haupteinfahrgeleise in einer Länge von 136 Meter im Juli 1876 verlegt. Diese Arbeit dauerte zwei Tage und sollte vornehmlich nur zur Erprobung der vorbereiteten Hilfsmittel für die Einfügung des eisernen Oberbaues in die Bahnstrecken dienen.

Die erste grössere Strecke wurde zwischen den Stationen Jenikau und Časlau der Oesterreichischen Nordwestbahn im Anschlusse an die Station Časlau belegt. Diese Strecke hat durchgehend ein Gefälle von 1 : 100 und folgende Richtungsverhältnisse:

Gerade, zusammen lang . . .	1600	Meter,
Curven von 800 Meter Radius .	653	"
" " 600 " " .	568	"
und " " 300 " " .	60	"

im Ganzen somit 2881 Meter, welche Strecke trotz der, durch den ziemlich lebhaften Zugverkehr bedingten Unterbrechungen und trotz der beinahe vollständig zu erneuernden Schotterbettung in der Zeit vom 20. August bis 20. September gelegt wurde.

Nach Ausschluss der Regentage und Sonntage entfällt somit per Tag, von durchschnittlich $8\frac{1}{2}$ Stunden Arbeitsdauer, eine Leistung von 136 Meter.

Die zweite grössere mit eisernem Oberbaue belegte Strecke zwischen den Stationen Korneuburg und Spillern der Österreichischen Nordwestbahn im Ausmaasse von 1009 Meter liegt in der Horizontalen, davon 350 Meter gerade und 659 Meter in einer Curve von 2000 Meter Radius.

Des bedeutend lebhafteren Zugverkehrs und der kurzen Tage ungeachtet wurde diese Strecke in 10 Tagen gelegt.

Als Durchschnittsleistung ergeben sich pro Tag für die gesammte gelegte Strecke von 4026 Meter = 122 Meter.

Für diese Strecke betragen die gesammten Löhne (inclusive Verladungen, Benützung von Maschinen und Waggons u. s. w.) rund 2950 fl., so dass für einen Currentmeter Geleis an Lohn für die Legung 73 kr. entfallen. Werden hierzu die aus der umstehenden Tabelle sich ergebenden Materialkosten von 16 fl. 25 kr. per Currentmeter gerechnet, so betragen die Gesamtkosten inclusive der Kosten für sechsmalige Anschlüsse an den bestehenden Holzoberbau: pro Currentmeter 16 fl. 98 kr.

Davon kommen (zur Beurtheilung des reinen Mehraufwandes) die rückgewonnenen Oberbaumaterialien in Abzug mit 6 fl. 70 kr. pro Currentmeter, so dass sich als reiner Lohn- und Materialaufwand: pro Currentmeter 10 fl. 28 kr. ergeben.

Laufende Nummer	Constructionsbestandtheile	Stück verwendet	Gewichte in Kilogramm		Kosten in Gulden	
			einzel	zusammen	einzel	zusammen
1	Bessemerstahlschienen 9.75 M. lg.	737	274.15	202.270	34.58	25.480
2	" " 9.70 " "	57	272.61	15.539	34.35	1.958
3	" " 6.50 " "	40	183.44	7.337	23.12	925
4	" " 6.45 " "	6	182.17	1.093	22.95	138
5	Eisenlangträger 9.70 " "	798	251.67	200.833	30.20	24.100
6	" " 6.45 " "	44	171.54	7.548	20.59	906
7	Eisenquerträger 2.40 " "	424	67.03	28.421	9.36	3.969
8	Winkelaschen	834	11.026	9.196	1.51	1.259
9	Innenlaschen	834	5.064	4.224	0.64	534
10	Laschenbolzen	3.360	0.591	1.986	0.12	403
11	Spürbolzen	842	4.939	4.158	1.02	859
12	Sicherheitsplättchen für 22 Milli- meter-Bolzen	4.202	0.077	324	0.015	62
13	Spürbolzenbeilagen	1.684	0.654	1.101	0.11	185
14	Schienenwinkel	23.312	0.368	8.579	0.10	2.331
15	Querträgerwinkel	3.392	0.498	1.689	0.135	458
16	Schienenbolzen	23.312	0.287	6.691	0.06	1.299
17	Querträgerbolzen	3.392	0.336	1.139	0.07	238
18	Sicherheitsplättchen für 19 Milli- meter-Bolzen	26.704	0.051	1.362	0.012	321
Für 4026 Meter: Summe für Material, Kilogramm.				502.490	.	65.425
Pro Currentmeter Geleise " " " "				124.81	.	16.25

Diese Mittelwerthe umfassen auch die beiderseitigen Anschlüsse in den drei gelegten Strecken.

So weit die kurze Beobachtungszeit seit der Legung es zulässt, haben die bisher (März 1877) erzielten Erfahrungen in Bezug auf Stabilität der Geleislage, auf den geringen Verschleiss der Oberbau-Bestandtheile, etc. den Erwartungen und Voraussetzungen vollkommen entsprochen.

Der Oberbau befährt sich viel sanfter und mit viel geringerem Geräusche, als der mit Doppelwinkellaschen auf Eichenquerschwellen bestgelegte Querschwellen-Oberbau der anstossenden Strecken.

Suttenbildungen und Auftreibungen des Frostes sind weit weniger bemerkbar, als beim Querschwellen-Oberbaue; die Stösse der einzelnen Schienen sind in einem gut gefederten Fahrzeuge nur einem geübten Beobachter bemerkbar.

Verschiebungen des Geleises in den Uebergängen aus der Geraden in die Curve, wie solche beim Querschwellen-Oberbau nur zu häufig vorkommen, wurden bei diesem starken Langschwellensysteme bis heute noch nicht wahrgenommen.

§. 5. Das System Battig-de Serres.

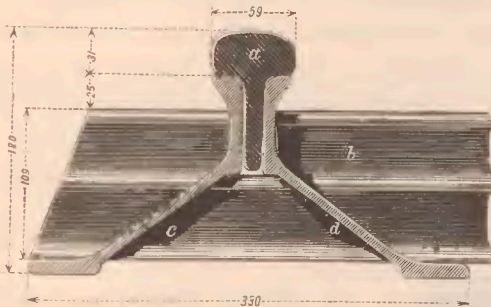
Wieder ist es unser auf dem Gebiete des eisernen Oberbaues seit Jahren unablässig, geistig arbeitender Landsmann, der Oberingenieur Herr Battig, welcher im Vereine mit dem Baudirector der k. k. privilegirten Staatseisenbahngesellschaft, Herrn de Serres, ein neues Oberbausystem geschaffen hat, und muss dieses gleich im voraus als ein genial conceipirtes bezeichnet werden. Herrn Baudirector de Serres gebührt auch das grosse Verdienst die neue Construction sofort einer factischen Erprobung unterzogen zu haben da, wie schon mehrmals bemerkt, der Weg des Experimentes in allen Fragen des eisernen Oberbaues, selbst gegenüber hervorragender geistiger Leistung, wie es hier der Fall, der einzig rationelle ist. Die Herren Erfinder haben bis jetzt eine öffentliche Mittheilung über ihr neues Oberbausystem desshalb noch nicht vorgenommen, weil dieselben erst diejenigen Thatsachen sprechen lassen wollten, welche durch die Ausführung und Beobachtung eines beim Wiener Bahnhofs der k. k. privilegirten Staatseisenbahngesellschaft verlegten Probestückes von 802.66 Meter Länge sich ergeben würde. Ich bin daher dem Herrn Baudirector de Serres wie auch Herrn Battig zu Dank verpflichtet, dass mir dieselben in collegialer Weise schon jetzt die Erlaubniss und die Hilfsmittel gewährt haben ihren Oberbau in dem gegenwärtigen Berichte beschreiben zu können; eine ausführliche Mittheilung über den Gegenstand werden

die genannten Herren später selbständig veröffentlichen, wesshalb ich mich hier, um diesen Mittheilungen nicht allzusehr vorzugreifen, thunlichst kurz bescheide.

1. Beschreibung des Oberbaues.

Der Oberbau Battig-de Serres ist ein Langschwellen-Oberbau: er besteht wie Figur 304 zeigt, aus einer (stählernen) Fahr-

Fig. 304.



schiene *a*, aus einer fortlaufenden aus zwei Hälften *c* und *d* bestehenden Tragschiene und aus, in Distanzen eingreifenden Querriegeln *b*. Die zwei Tragschienen-Hälften bilden die Unterschiene, diese gibt die langschwellenartige Basis der Fahrschiene ab und wird durch Unterstopfung mittelst Bettungsmaterial dienstbar, respective tragfähig gemacht. Die Befestigung der Fahrschiene auf den beiden Hälften der Tragschiene, also der drei Schienen-Theile unter sich, bildet das Geniale des Systemes; sie schliesst nämlich Schraube und Keil aus und beruht ganz allein auf Hebelwirkung, auf Verklemmung. Diese letztere wird dadurch erzeugt, dass der Querriegel *b*, welcher am Orte, wo die Fahrschiene liegt, ausgeklinkt ist, durch Oeffnungen durchgesteckt wird, die in den Tragschienen bestehen.

Dieser Querriegel *b* (vergleiche Figur 305) greift zugleich durch beide Schienenstränge und vermittelt daher ähnlich der Schwelle des gewöhnlichen Oberbaues die Bildung des „Gestänges“.

Die Eigenartigkeit dieser „Knotenverbindung“, die Unterkrampfung der Tragschiene, die Last des Oberbaues und die

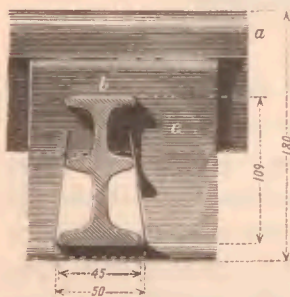
Fig. 305.



Last des Rollmaterials verklemmen dann die drei Schienentheile derart, dass Keil und Schraube, wie auch jede Lasechung entfällt, weil die Fahrchiene überall knappes Anlager, striete Umfassung und gleichmässige Führung durch die oberen Hebelenden der Tragschiene erfährt.

Jede Hälfte der Tragschiene lässt sich aus alten Bahnschienen auswalzen und besteht: 1. aus einem horizontalen Fusstücke, 2. aus einem die Champignonschiene unterfassenden und im Stege verklemmenden verticalen Anlegstücke und 3. aus einem diese beiden Enden verbindenden Mittelstücke *c*, welches, wie Figur 306 zeigt, trapezförmig gelocht ist.

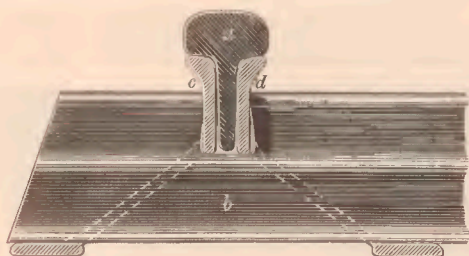
Fig. 306.



Der Querriegel *b* ist in seinem Profile H -förmig gestaltet; die oben erwähnte Einklinkung (Figur 305) reicht nur herab bis zur Mittelrippe dieser Profilform; jede Hälfte *c* der Tragschiene sitzt, oder besser gesagt, reitet mit den verticalen Anlegstücken *c*, *d* auf der Mittelrippe des Querriegels *b*, wie Solches der entsprechende Schnitt Figur 307 genügend verdeutlicht;

diese Figur zeigt auch zugleich, wie jede Hälfte der Tragschiene vermittelst ihres horizontalen Lappens oder des Fusstückes sich gegen die untere Fläche des Querriegels stemmt. Diese ganz merkwürdige Knotenverbindung ist, nach den mir gemachten Mittheilungen der Herren Erfinder, das geistige Eigenthum des Herrn Battig, welcher, an der von ihm und von Köstlin schon im Jahre 1861 patentirten Originalidee der dreitheiligen Schiene consequent festhaltend, seitdem immer bemüht war, jenen Vorwurf der Praktiker im Oberbaue aus der Welt zu schaffen, nach welchem namentlich der dreitheilige Oberbau zu viele Bestandtheile habe und gewissermaassen den durch Keil, Schraube, Laseche und Niete gekennzeichneten unpraktischen Charakter von „Schlosserarbeit“ in sich herumtrage.

Fig. 307.



Im ersten Momente der Betrachtung der diesfälligen Zeichnungen macht es den Eindruck, als ob die „Knotenverbindung“ eine zu lose sei; aber schon eine Verfolgung des Ideenganges, wie der neue Oberbau zusammengebaut wird: nämlich *a)* das Hinlegen des eingeklinkten Querriegels, *b)* das Auffädeln jeder Hälfte der Unterschiene, *c)* das Einklappen dieser Hälften in jene Riegeleinklinkung und *d)* das nunmehrige Einpressen der Champignonschiene zwischen die sich aneinander lehnen den oberen Hebelenden der Hälften der Tragschiene, mehr aber noch die Anschauung eines Modelles oder des Originaloberbaues zeigt sehr deutlich die Charakteristik des Festhaltens aller Theile untereinander, also die sichere Lagerung der Schiene. Wird nun vermöge der Unterkrampung der nunmehr zu Einem Stücke gestalteten Tragschiene die Innigkeit der Metallberührung überall im eigentlichen Sinne des Wortes bis zur Verspannung herbeigeführt, so sitzt die Fahrchiene so fest, als ob der ganze dreitheilige, beziehentlich viertheilige Bau aus einem Gusse bestände. Die Last des Rollmaterials und die durch dieselbe veranlasste Fliehkraft verstärken nur die Verklemmung.

Um jedoch alle Bedenken gegen die Innigkeit des Gefüges zu beseitigen, ordnete Herr de Serres durch eigene Erfindung noch zweierlei an: er sicherte die Construction *a)* gegen die Zufälligkeit des Herauswippens der Fahrchiene während des Fahrens (zufällige Niederpressung eines Schienenendes und Heraushebung des Gegenendes durch etwaige Drehung um den durch den Querriegel vielleicht veranlassten Drehpunkt) durch die in Distanzen angeordneten federnden Sperrdorne, Figur 308, und er ordnete *b)* eine öftere Ver-

Fig. 308.



riegelung der Fahrchiene mit den beiden Hälften der Unterschiene an, so dass die von Strang zu Strang reichenden Querriegel im Geleise in 2,2 Meter Distanz und je dazwischen noch drei ganz kurze Separatriegel für jeden Strang allein vorfindlich sind. Figur 309 zeigt diese Anordnung im Geleiseplane zur Genüge.

Die weitere Innigkeit des Verbandes im ganzen Gestänge wird auch noch dadurch erzielt, dass überall die Stösse mit Voll auf Fuge gelegt werden, und gilt dies nicht nur bei den Stössen der Tragschienenhälften in einem und demselben Strange, sondern auch bezüglich beider Stränge in ihrem Verhalten zu einander.

Ueberblicken wir nun die hier beschriebene Construction, so gelangen wir zu folgenden Schlüssen:

1. Die Construction ist völlig neu, daher in Wirklichkeit ein neues System.

2. Laschen, Keile, Nieten und Schrauben entfallen, der neue Oberbau ist also ein bisher unerreichtes Unicum.

3. Die Rücksicht auf die Dilatation ist zur Gänze gewahrt, da jeder Theil des Baues sich für sich dehnen kann, ohne der Gesamtanordnung zu schaden.

4. Die Haltbarkeit des Knotengefüges wird durch Stopfung und durch die Fahrlast vergrössert.

5. Die Anwendung aller Stösse mit Voll auf Fuge verfestiget den ganzen Eisenbau in einer bislang anderweit noch nicht erreichten Weise.

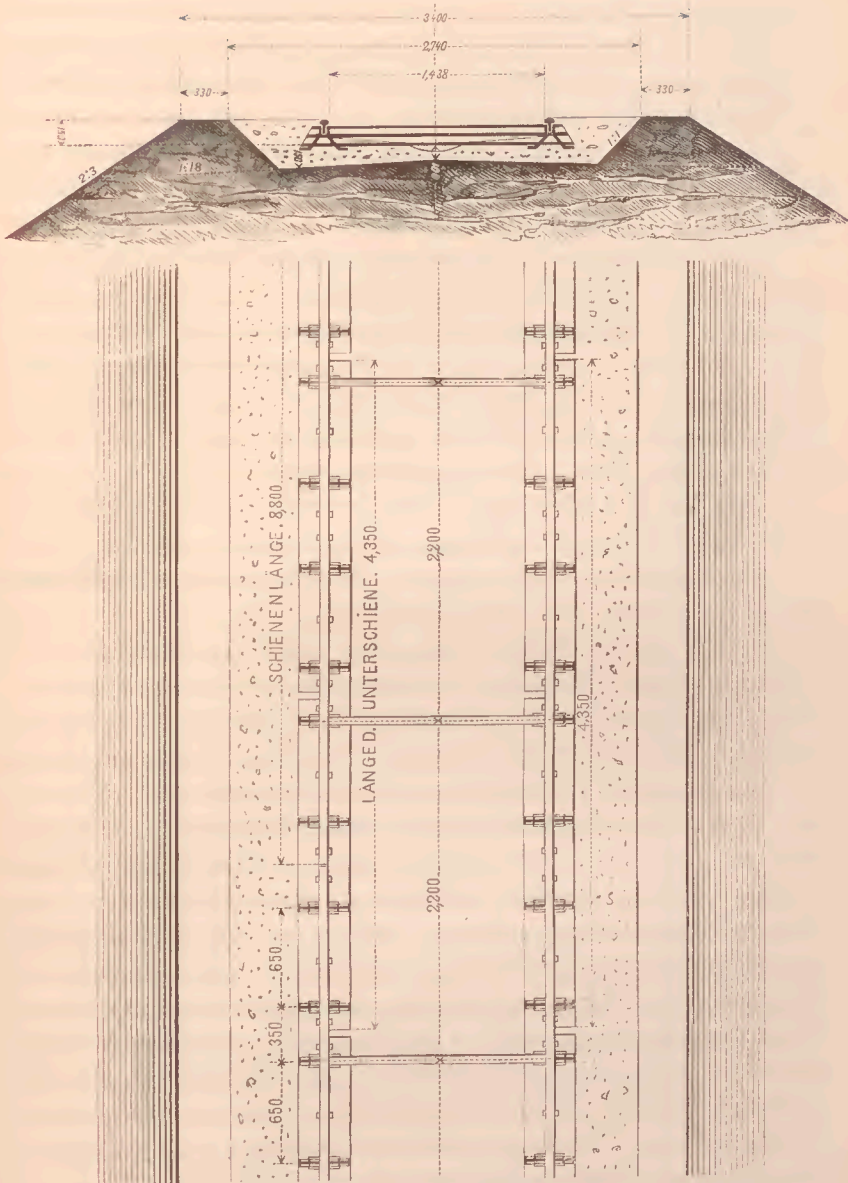
6. Der Oberbau besteht aus kurzen Theilen, welche leichte und rasche Verladung, Entladung und Handirung gestatten.

7. Die polygonale Stellung der Tragschienen und die leichte Krümmung der Champignonschienen gestatten leicht die Anwendung scharfer Radien.

8. Die Einfachheit der Construction, welche sich durch streng genommen nur vier Bestandtheile ausdrückt, gestattet ein ungemein rasches Legen und Demontiren.

9. Zu Unterschienen und Querriegeln kann altes Schienenmateriale verwendet werden.

Fig. 309.



10. Die Punkte 6 und 8 eignen diese neue Construction von Battig-de Serres ganz besonders für rasch herzustellende,

respective rasch zu demontirende oder rasch zu deplacirende Bahnen im Kriege.

11. Der neue Oberbau ist ausnehmend billig in Beschaffung und Legung und voraussichtlich (wegen seiner ungemeinen Einfachheit) auch in seiner Unterhaltung.

Gehen wir in unseren Reflexionen über das neue Oberbausystem, welches in Fachkreisen gerechtes Aufsehen erregt, noch weiter, so haben wir noch Folgendes hervorzuheben.

Man mag über die technische Frage des eisernen Oberbaues denken, wie man will, so müssen alle Parteien dahin einig sein, dass das Ideal eines eisernen Oberbaues das eintheilige System mit breiter, kofferartig gestalteter Basis und geringer Hebelhöhe sein würde und dass dieses Ideal seit der Einführung des Bessemerprocesses, also seit der grösseren Dauer der eintheiligen Schiene, desto mehr an Berechtigung gewinnt.

Wir kommen also mehr oder minder nach langjähriger Erfahrung wieder auf den Ausgangspunkt im eisernen Oberbaue, auf jene Constructionen zurück, die, in ursprünglicher Reinheit des Gedankens erfasst, von Reynolds und von Barlow dem Fachkreise dargeboten wurden. Man lese nur die Berichte von Tellkamp und Nördling über die Barlowschiene („Zeitschrift des Hannövr. Ingenieur- und Architektenvereines“, Jahrgänge 1851 und 1852, auch von le Chatelier in den „Annales des Mines“, tom. I, 1852), und man muss erkennen, dass es heute, nach dem Schutze gegen rohe Abspleissung der Schiene durch den Bessemerprocess nur noch der Widerstand ist, den die Gewalt der Dilatation auf das durch Laschung geeinte Gefüge dem eintheiligen Systeme entgegenstemmt, allemal nur einem eintheiligen Systeme von richtiger, praktischer, ein Umkippen und ein Eindringen umgehender Profilform, einem solchen ohne unberechtigte Hebelangriffe. Derjenige Mann, welcher ein eintheiliges, praktisches Profil mit völlig ausreichender Schutzwehr gegen die Nachteile der Dilatation schafft, wobei man unwillkürlich an die verbesserten Barlow'schen Sättel, an Reynolds' Muffen (vgl. pag. 6) oder an Aufklopfel denken muss, dieser Mann würde, unserer Ansicht nach, das „Ei des Columbus“ auf dem Gebiete des eisernen Oberbaues hinstellen. Wie die Sache nun heute liegt, wo ein eintheiliges System

von Werth nicht vorliegt und seine Erringung noch auf hervorragende Schwierigkeiten stösst, strebt man das Profil praktisch zu theilen, und jene Theilung muss die beste sein, die der Einheit des Profiles, dem bis jetzt unerreichten Ideale, mit dem geringsten Aufwande der Mittel am nächsten kommt. Aus diesem Grunde ist die Zahl der Profiltheile nicht das Criterium der Güte, also die Zweitheilung, die immer die roheste, mechanische Verbindung verlangt, noch nicht das Endziel unseres Trachtens. Klemmung, also Keilwirkung in Gesammtheit, ist eine feinere Conception und ein innigeres Fügungsmittel als rohe Verschraubung, directe Verkeilung oder directe Vernietung: selbstredend immer Klemmung ohne eigenmächtige Lösung.

Und von diesem Gesichtspunkte ausgehend, und da das Princip der Klemmung immer drei Theile, zwei, welche verklemmen, und einen, welcher geklemmt wird, verlangt, müssen wir, so lange ein völlig entsprechendes eintheiliges System nicht besteht, den dreitheiligen Systemen, eine grosse Berechtigung zusprechen, respective unter den dreitheiligen Systemen, was Feinheit der Conception betrifft, gegenwärtig die Palme an Battig und de Serres reichen, denn ihr System kommt dem Wesen des eintheiligen bis jetzt am nächsten.

Es ist daher, wir wiederholen es, ein grosses, nicht laut genug zu rühmendes Verdienst des Baudirectors de Serres um die Wissenschaft, dass er sofort an die Erprobung des neuen Systemes schreitet, dass also ein in Oesterreich geglühtes Eisen auch einmal bei uns geschmiedet wird; denn ohne Probung lässt sich auf dem Gebiete eisernen Oberbaues factisch nichts Reelles erringen und hier halten wir die Erprobung umso nöthiger, weil es einem genialen Gedanken gegenüber besonders dringend erwünscht ist, über jene Bedenken ins Klare zu kommen, die von der „Möglichkeit“ der Lockerung des Knotenverbandes durch unausgesetztes, vom Bahnbetriebe herbeigeführtes Klopfen der Theile aneinander, also von Plattschlagen, Erweitern oder Lockern der Theile sprechen.

2. Dimensionen und Gewichte.

In richtiger Würdigung der Thatsache, dass es bei einer neuen Erfindung gilt, sie vor Allem erproben zu müssen, hat Herr de Serres im December 1876 die Legung der schon Eingangs

erwähnten 802.66 Meter langen Probestrecke angeordnet und verfügt, dass die zu dieser Probestrecke bestimmten Theile der neuen Construction sehr stark zu machen seien; bewährt sich die Construction, so kann man dem günstigeren Gewichte immer noch zu Hilfe kommen; denn es ist ein Fehlweg, den erfindenden Gedanken im Voraus durch das Streben nach einem Minimalgewichte zu irritiren, da ja die technische Frage des Oberbaues nicht durch das Suchen nach einem absolut leichtesten Systeme zu lösen ist. Diese Bemerkung erscheint deshalb nöthig, weil die an dem genannten Probedeise seither gemachten Wahrnehmungen bereits eine Gewichtserleichterung als zulässig erklären. Die wesentlichsten Dimensionen des neuen Oberbaues sind aus den Zeichnungen zu entnehmen. Die angewendeten Gewichte pro laufenden Meter Geleise sind die folgenden:

Laufende Nummer		Kilogramm
1	2 Bessemerschienen à 19.75 Kilogramm	39.50
2	4 Tragschienenhälften à 14.75 Kilogramm	59.00
3	Querriegel und Haltstücke	18.71
4	1.7 Dorne à 0.165	0.28
	Summe .	117.49

3. Erfahrungen beim Legen und über das bisherige Verhalten.

Die Legung der 802.66 Meter langen, auf 180 Meter horizontal, auf 622.66 in 1:220, auf 771.1 Meter in gerader und auf 31.56 Meter in 1000 Meter Radius liegender Probestrecke erfolgte im December (1867), also zu der nur denkbar ungünstigsten Jahreszeit; die betreffenden diesfälligen Angaben sind in der folgenden, dem officiellen Berichte des Localbeamten entnommenen Tabelle enthalten.

Legen und erstes Unterhalten von 802.66 Meter Geleise.

Laufende Nummer	L e i s t u n g	Arbeitszeit 1876	Tagewerke	Gulden		
				Einzellöhne	Betrag im Ganzen	Kosten pro Meter Geleise
1	Transport des Materiales und Verlegen des eisernen Oberbaues	10. bis 19. December dto.	11.6 60.8	1.50 1.00	15.90 60.80	} 0.095
2	Planiren des Schotterbettes	dto.	144.6	1.00	144.60	
3	Stopfen und Ausrichten des Geleises	11. bis 22. December	12.0 179.0	1.50 1.00	18.00 179.00	} 0.245 0.520
4	Abladen des Oberbaumateriales	10. bis 16. December	1.5 21.0	1.50 1.00	2.25 21.00	
5	Nachstopfen und Richten während der ersten Probefahrten	19. Dec. bis 19. Jänn. 1877	2.0 10.6 228.0	1.50 1.40 1.00	3.00 14.84 228.00	} 0.306
Bemerkung:						
6	Nach der Statistik der k. k. priv. Staatseisenbahngesellschaft betragen die Löhne für Unterhaltung der Schwellengeleise pro laufenden Meter	0.12
7	Hilf rechnet an Löhnen für sein System pro anno und pro laufenden Meter 0.16 Mark oder		.	.	.	0.10

Beobachtungen beim Legen ergaben, dass pro Tag circa 500 Meter Geleise gelegt und bis zum ersten Befahren ausgerichtet werden können.

Das mitten in Frost und Winterwetter gelegte und mit sehr schlechtem, lehmigen Schotter unterstopfte Probe-Geleise wurde sofort harten Proben unterworfen, indem es zwischen dem 18. December 1876 und 15. Jänner 1877 durch 15 Tage mit schweren Maschinen von 53.9 bis 72.1 Tonnengewicht (exclusive Tender) und mit Zuglasten von 9.0 bis 36.0 Tonnen Gewicht bei Geschwindigkeiten von 15.18 bis 26.56 Kilometer befahren wurde.

Diese Probefahrten wurden noch obenhin nach einem rapid eingetretenen Thauwetter von $+11^{\circ}$ C. vorgenommen, welches Wetter den in Frost eingebauten Schotter derart aufweichte, dass bei einem Holzschwellengeleise bester Art sehr ungünstige Resultate würden erzielt worden sein. Zur Beobachtung des Geleises wurde dasselbe seiner Länge nach an acht, gleichweit von einander entfernten Punkten stetig abnivellirt und in der Spur controlirt.

In den ersten vier feuchten und nebligen Tagen der Probefahrten, am 18., 20. und 21. December 1876 und am 5. Jänner 1877 zeigte sich an keinem der Beobachtungspunkte irgend eine Setzung. In den folgenden elf Tagen der Probefahrten wurden, ausgenommen elf Absehungen, alle acht Beobachtungspunkte zwölfmal abnivellirt und wurden dabei insgesamt folgende Setzungen constatirt:

11 Visuren	— ausgelassen
9 "	à 0 Millimeter Senkung
25 "	à 1 " "
13 "	à 2 " "
5 "	à 3 " "
15 "	à 4 " "
6 "	à 5 " "
2 "	à 6 " "
3 "	à 7 " "
3 "	à 8 " "
2 "	à 9 " "
1 "	à 10 " "
1 "	à 13 " "
96 Visuren	

Die betreffenden Detailanschläge für diese Werthe sind die folgenden:

1. *Holzschwellenoberbau mit Bessemerstahl-Vignolschienen.*
(Materialpreise wie auf der Strecke Karansebes-Orsova.)

Postnummer	Benennung	Stückzahl pro		Gewicht pro Stück, Kilogramm	Preis loco Werk pro 100 Kilogr.	Geldbetrag pro Kilometer	Anmerkung
		9 ^m	Kilom.				
	a) Materialwerth für eine 1 Kilometer lange Geleisestrecke.						
1	Bessemerstahl - Vignol- schienen, System III (33 Kilo pro lfd. Meter)	2	222.20	297	13.90	9173.08	Der hohe Preis für die Bessemer- stahlschienen rührt von der sehr schwieri- gen Walzung der 9metri- gen Vignol- schienen her Laut Ver- trag vom 17. Dec. 1876, Z. 6314
2	Unterlagsplatten	4	445.0	2	15.50	137.95	
3	Hakennägel	48	5334.0	0.33	23.00	404.85	
4	Kuppelungsbolzen	8	889.0	0.39	27.00	93.61	
5	Kuppelungs - Winkel- laschen ohne Nuth	2	223.0	9.20	16.00	328.26	
6	Kuppelungslaschen mit Nuth	2	223.0	6.50	15.00	217.43	
7	Eichenschwellen	11	1223.0	.	1.20	1467.60	
	Zusammen	11822.78	
	Es entfällt demnach pro laufenden Meter Oberbau an Materialwerth	11.82
	b) Legungskosten. Dechseln der Schwellen, Vorbohren, Legen und Transport pro laufenden Meter	0.87
	Gesamtkosten pro laufenden Meter und Geleise .						12.69

Die Material-Einheitspreise sind die laut Vertrag vom 17. December 1876, Z. 6314, für die Strecke Karansebes-Orsova der Linie Temesvar-Orsova festgesetzten.

2. Eiserner Oberbau System Battig-de Serres.

(Preis des Materiales nach dem Anbote der Prager Eisenindustrie-Gesellschaft.)

Postnummer	Benennung	Gewicht pro Kilometer	Preis loco Werk pro 100 Kilogr.	Geldbetrag pro Kilom., fl. ö. W.	Anmerkung
	<i>a) Materialwerk</i> für eine 1 Kilometer lange Geleisestrecke.				
1	Bessemerstahlschienen 2000 Meter à 19.75 Kilo	39500	11.00	4345.00	
2	Flanscheisen 4000 Meter à 14.75 Kilo	59000	11.25	6637.50	
3	Querverbindungen: $\frac{1000}{8} \times 4 = 500$ Stück à 23.50 Kilo = 11.750.00 Kilo.				
4	Haltstücke: $\frac{1000}{8} \times 16 = 2000$ Stück à 3.48 Kilo = 6.960.00 Kilo.				
	Zusammen .	18710.00	11.25	2104.88	
5	Dorne 1700 Stück à 0.165 . . .	280.00	11.25	31.50	
	Zusammen .	117490	.	13118.88	
	Enthält demnach pro laufenden Meter Oberbau als Materialwerth	.	.	.	13 12
	<i>b) Legungskosten.</i>				
6	Legungs- und Detailtransport- kosten pro laufenden Meter	0.52
	Gesamtkosten pro laufenden Meter und Geleise	13.64

3. Eiserner Oberbau nach System Hilf.

(Preis der Schienen wie System Battig-de Serres — Prager Eisen-Industrie-Gesellschaft.)

Postnummer	Benennung	Ausmaass	Preis loco Werk pro 100 Kilogr.	Geldbetrag pro		Anmerkung
				9 Meter	Meter	
<i>a) Materialwerth</i>						
für eine 9 Meter lange Geleisestrecke.						
1	2 Bessemerstahlschienen à 9.0 Meter lang, pro Meter 25.8 Kilogramm	464.40	11.00	51.08		Preis der Schienen wie bei dem Systeme Bat- tig-de Serres angenommen.
2	2 Langschwelen à 8.96 Meter lang, pro Meter 29.37 Kilogr.	526.32				
3	1 Querschwelle desselben Pro- fils 2.60 Meter lang, pro Meter 29.37 Kilogramm	76.36				
4	1 Querverbindung	7.79				
5	52 Befestigungsbolzen	16.12				
6	44 Deckplättchen	7.04				
7	4 Deckplättchen zur Befesti- gung der Laschen	2.48				
8	16 Laschen in Querschwellen- bolzen	8.80				
9	4 Laschen	15.28				
10	8 Winkellaschen	4.72				
	Zusammen Postnummer 2—10	664.91	12.50	83.11		15.4 : 17.5 = = 11.00 : x ; x = 12.50
	Es enthält demnach pro laufen- den Meter	1129.31	.	134.19		
	Oberbau an Materialien	125.48	.	.	14.91	
<i>b) Legungskosten.</i>						
11	Transport- und Legungs- kosten pro laufenden Meter	.	.	.	0.81	
	Gesamtkosten pro laufen- den Meter und Geleise	15.72	fl. ö. W.

Bezüglich der Material-Einheitspreise wird erwähnt, dass der Preis der Schienen der für das System Battig-de Serres von der Prager Eisenindustrie-Gesellschaft angebotene ist. Der Preis für das übrige Eisenmaterial wurde auf Grund derselben Basis bestimmt.

Was nun die geschätzten Kosten der jährlichen Unterhaltung anbelangt, so sind ebenfalls hierüber zu dem schon genannten Zwecke amtliche Vergleichsberechnungen aufgestellt worden, nach denen sich Folgendes ergibt:

Es betragen die Kosten der jährlichen Unterhaltung pro laufenden Meter Geleise:

Laufende Nummer	Oberbau	Dauer der Bessermerschene 25 Jahre, der Eichen-schwelle $13\frac{1}{2}$ Jahr	Dauer der Bessermerschene 15 Jahre, der Eichen-schwelle $13\frac{1}{2}$ Jahr
1	System Battig-de Serres	1 fl. 14.2 kr.	1 fl. 21.2 kr.
2	Querschwellen-Oberbau (Siebenbürgen)	1 „ 29.0 „	1 „ 47.0 „
3	System Hilf (Preise wie ad 1)	1 „ 35.0 „	1 „ 44.0 „

Die der ersten Preiscolumne zufallenden Detailanschlätze sind in folgenden Tabellen enthalten:

1. Eiserner Oberbau System Battig-de Serres.

		fl.	kr.
a) Zinsen des Anlagecapitals.			
1	Nach der früheren Zusammenstellung betragen die Kosten der ersten Herstellung eines laufenden Meters „eisernen Oberbaues“ nach diesem Systeme 13 fl. 64 kr. ö. W., hieraus beziffern sich die jährlichen 6% Zinsen mit . .	.	82
b) Kosten der Unterhaltung.			
2	Die Unterhaltungskosten (Arbeitslohn) pro laufendem Meter und pro Jahr mit 0 fl. 10 kr. angenommen nach Massgabe der Erfahrungen beim Hilt'schen eisernen Oberbaue . .	.	10
	Fürtrag .	.	92

		fl.	kr.
Uebertrag .		.	92
<i>c)</i> Erneuerungskosten			
1. der Schienen.			
3	Bei einer mittleren Dauer der Stahlschienen von 25 Jahren, einem Schienengewichte von $2 \times 19.75 = 39.50$ Klgr., einem Neuwerth von 11 fl. und einem Altwerth von 4 fl. ö. W. pro 100 Kilogramm betragen die jährlichen Erneuerungskosten pro laufenden Meter und Geleise $\frac{1}{25} = \frac{39.50}{100} \times 7.0 =$.	11
2. der Flanscheisen, der Querverbindungen und Haltstücke.			
4	Das Gewicht der Flanscheisen, Querverbindungen und Haltstücke beträgt pro laufenden Meter und Geleise 77.71 Klgr.; die Auswechslung erfolge in 54 Jahren die der vierfachen Dauer der unimprägnirten Eichenschwellen; bei einem Neuwerthe von 11 fl. 25 kr., einem Altwerthe von 4 fl. pro 100 Klgr. beträgt daher der Erneuerungsbetrag pro Jahr und Geleisemeter $\frac{1}{54} \times \frac{77.71}{100} \times 7.25 =$	11
3. des Kleineisenzeuges.			
5	Das Gewicht der Dorne beträgt pro laufenden Meter und Geleise 0.28 Kilogramm; die Auswechslung erfolge, sehr ungünstig gerechnet, bereits in 10 Jahren; bei einem Neuwerthe von 11 fl. 25 kr. und einem Altwerthe von 4 fl. ö. W. pro 100 Kilogramm. beträgt daher der Erneuerungsbetrag pro Jahr und Geleisemeter $\frac{1}{10} \times \frac{0.28}{100} \times 7.25 =$	0.2
Gesamtsunme der Jahresausgabe für einen laufenden Meter eisernen Oberbaues nach dem Systeme Battig-de Serres in ö. W.		1	14.2

2. Holzschwellen-Oberbau mit Bessemerstahl-Vignolschienen.

	fl.	kr.
<i>a) Zinsen des Anlagecapitals.</i>		
1	Nach der früheren Zusammenstellung betragen die Kosten der ersten Herstellung des laufenden Meters Holzschwellen-Oberbaues mit Bessemerstahl-Vignolschienen 12 fl. 69 kr. ö. W.; hieraus beziffern sich die jährlichen 6% Zinsen mit	
	.	76
<i>b) Kosten der Unterhaltung.</i>		
2	Die Unterhaltungskosten (Arbeitslohn) pro laufenden Meter und Jahr betragen nach den statistischen Ausweisen der k. k. priv. österr. Staats-Eisenbahn-Gesellschaft . . .	
	.	12
<i>c) Erneuerungskosten</i>		
1. der Schienen.		
3	Bei einer mittleren Dauer der Stahlschienen von 25 Jahren, einem Schienengewichte von $2 \times 33 = 66.00$ Klgr., einem Neuwerthe von 13 fl. 90 kr. und einem Altwerthe von 4 fl. pro 100 Klgr.; betragen die jährlichen Erneuerungskosten pro laufenden Meter und Geleise $\frac{1}{25} \times \frac{66.00}{100} \times 9.90 = . .$	
	.	26
2. der Schwellen.		
4	Bei einer mittleren $13\frac{1}{2}$ jährigen Dauer der unimprägnirten Eichenholzschwellen, einem Neuwerthe von 1 fl. 20 kr. und einem Altwerthe von 0 fl. 10 kr. pro Stück betragen die Erneuerungskosten pro Jahr und Geleisemeter $\frac{1}{13.50} \times \frac{11}{9} \times 1.10 =$	
	.	10
3. des Kleineisenzeuges.		
5	Nach Massgabe der statistischen Daten beträgt die bezügliche Erneuerung pro Jahr und Geleisemeter	
	.	0.5
Gesamtsumme der Jahresausgabe für einen laufenden Meter Holzschwellen-Oberbaues mit Bessemerstahl-Vignolschienen in ö. W.		
	1	29

3. Eiserner Oberbau nach dem System Hilf.

	fl.	kr.
<i>a) Zinsen des Anlagecapitals.</i>		
1	Nach der früheren Zusammenstellung betragen die Kosten der ersten Herstellung eines laufenden Meters „eisernen Oberbaues“ 15 fl. 72 kr. ö. W.; hieraus beziffern sich die jährlichen 6% Zinsen mit	
		94
<i>b) Kosten der Unterhaltung.</i>		
2	Die Unterhaltungskosten (Arbeitslohn) pro laufenden Meter und pro Jahr nach Massgabe der diesbezüglich gemachten Erfahrungen betragen	
		10
<i>c) Erneuerungskosten</i>		
1. der Schienen.		
3	Bei einer mittleren Dauer der Stahlschienen von 25 Jahren, einem Schienengewichte von $\frac{464.40}{9} = 51.60$ Kilogramm; einem Neuwerthe von 11 fl. und einem Altwerthe von 4 fl. ö. W. pro 100 Kilogramm betragen die jährlichen Erneuerungskosten pro laufenden Meter und Geleise $\frac{1}{25} \times \frac{51.60}{100} \times 7.00 =$	
		15
2. der Lang- und Querschwellen.		
4	Das Gewicht der Lang- und Querschwellen beträgt pro laufenden Meter und Geleise 602.7 = 67 Kilogramm; die Auswechslung erfolge in 54 Jahren; d. i. der vierfachen Dauer der unimprägnirten Eichenschwellen; bei einem Neuwerthe von 12 fl. 50 kr., einem Altwerthe von 4 fl. ö. W. pro Kilogramm beträgt daher der Erneuerungsbetrag pro Jahr und Geleisemeter $\frac{1}{54} \times \frac{67}{100} \times 8.50$	
		11
3. des Kleineisenzeuges.		
5	Nach Massgabe der bezüglich dieses Systems gemachten Erfahrungen pro Jahr und laufenden Meter	
		0.5
	Gesamtsumme der Jahresausgabe für einen laufenden Meter eisernen Oberbau nach System Hilf in ö. W.	
	1	35

5. Werth der neuen Construction für Kriegszwecke.

Schon im Früheren haben wir den hohen Werth des Oberbausystemes Battig-de Serres für Kriegszwecke hervorzuheben Gelegenheit gehabt. Dieser Werth ist in Folgendem begründet:

1. Einfachheit der Construction ;
2. Leichte und schnelle Legung und Demontirung ;
3. Ausfall von Schrauben, Nieten, Keilen und Laschen, also:
4. Geringe Zahl der Oberbauteile ;
5. Möglichkeit der Legung durch Mithilfe ungeübter Arbeiter ;
6. Leichte Transportirbarkeit des Materiales.

Wer je die Schwierigkeiten rascher Bauleistungen im Kriege zu beobachten Gelegenheit gehabt hat, weiss nur allzu deutlich, wie gerade die Herbeischaffung, der Transport des Materiales eine Hauptrolle spielt.

Diese Schwierigkeit wird bedeutend gemildert, wenn die Zahl der Vehikel vermindert und wenn statt langer oder zusammgekuppelter Plateaux einfache kurze, wenig Längenraum in den Bahnhofsgleisen in Anspruch nehmende Vehikel verwendet werden können. Der Transport langer Schienen, Fahrschienen wie Unterschienen am eisernen Oberbaue sind in dieser Hinsicht nun ganz besonders vom Uebel.

Da nun das Gefüge des von Battig und de Serres aufgestellten Oberbaues ein ausnahmsweise solches ist, dass durch den Wechsel von „Voll auf Fuge“ bei allen Theilen die grosse Länge des einzelnen Theiles gegenüber älteren Constructionen an Werth verliert; da also das neue System auch namentlich die Verwendung kurzer Schienen, selbst solcher von vier Meter Länge, gestattet, so findet der durch unsere Bahneurven bedingte grosse Theil des österreichisch-ungarischen Wagenparkes, namentlich der grosse Theil der kurzen Kohlenwagen für Zwecke des Transportes von Oberbaumaterialie eine Ausnützung, welche man zu solcher Art des Transportes bis jetzt noch nicht gekannt hat.

Und in dieser Verladefähigkeit des neuen Oberbaues, die ja auch ein leichtes Hantiren beim Abladen, Transportiren zur Geleisestelle, Legen des Geleises, Demontiren desselben, Rücktransporte

und Verladen in Waggonen gestattet, liegt ein sehr hervorragender Vortheil dieser Construction. Die folgende Tabelle wird dies näher erkenntlich machen.

Verladefähigkeit bei Schienenlängen von 4 Meter.

		Kilogramm
I. Einzelgewichte.		
1	Gewicht einer Schiene von 4 Meter Länge	79.000
2	„ „ Unterschiene von 4 Meter Länge	60.000
3	„ „ Querverbindung	23.600
4	„ eines Riegelstückes	3.600
5	„ „ Splintes	0.165
II. Eine Geleiselänge von 4 Meter benöthiget		
6	2 Fahrschienen à 79 Kilogramm	158.00
7	4 Unterschienen à 60 Kilogramm	240.00
8	2 Querverbindungen à 23.6 Kilogramm	47.20
9	8 Riegelstücke à 3.6 Kilogramm	28.80
10	8 Splinte à 0.165 Kilogramm	1.32
11	4 Meter wiegen zusammen	475.32
12	1 Meter wiegt wegen der Löcher rund	118.00
III. Verladefähigkeit.		
13	Auf einen Waggon von 10.000 Kilogramm (200 Ctr.) Tragfähigkeit können 84 laufende Meter Geleiselänge geladen werden; die einzelnen Stücke sind dann die folgenden:	
	1. 42 Fahrschienen à 79.0 Kilogramm	3.318
	2. 84 Unterschienen à 60.0 Kilogramm	5.040
	3. 42 Querverbindungen à 23.6 Kilogramm	992
	4. 168 Riegelstücke à 3.6 Kilogramm	605
	5. 168 Splinte à 0.165 Kilogramm	28
	Summe .	9.983
14	Sollen auf einen Waggon von 10.000 Kilogramm Tragfähigkeit nur gleichartige Stücke verladen werden, so gehen auf je einen Waggon:	
	1. 126 Fahrschienen à 79.0 Kilogramm	9.954
	2. 166 Stück Unterschienen à 60 Kilogramm	9.960
	3. 423 Stück Querriegel à 23.6 Kilogramm	9.982.3

II. Abschnitt.

Die Fahrrichtungenanlagen.

I. Capitel.

Weichen, Drehscheiben und Schiebebühnen.

Im grossen Ganzen lassen sich die zur Ertheilung der Fahr- richtung angewendeten Oberbauanlagen *a*) in Weichen, *b*) in Drehscheiben und *c*) in Schiebebühnen trennen.

Alle diese drei mechanischen Vorrichtungen sind älter, als das Locomotiveisenbahnwesen selbst, da sie schon in weit früherer Zeit im Bergbaue, auf den Hüttenanlagen und bei Pferdebahnen bekannt waren.

Der Locomotivbetrieb der Eisenbahnen hat jedoch diesen drei baulichen Anlagen grössere Dimensionen, eine ungemaine Verfeinerung der Construction und jene Durchbildung zugewiesen, welche durch deren Betrieb im Grossen und theilweise durch die dabei vorkommende Anwendung der Dampfkraft, auch des Wasserdruckes und vereinzelt auch der comprimirtten Luft veranlasst wurde.

Bei der Besprechung dieser Oberbauanlagen lassen sich ohne Zuhilfenahme des Details, welche hier zu weit ablenken würde, schwer *chronologische* Daten von charakteristischer Bedeutung angeben; denn alle diese Anlagen haben ihre Vervollkommnung im Laufe der Zeit durch keine plötzlichen oder neu gestaltenden Errungenschaften, sondern nur durch jenes sanfte, immer höher strebende Emporklimmen erlangt, welches der weiteren Durchbildung eines bereits in seinem Grundtypus geschaffenen Mechanismus eigen ist.

Wir können uns daher in diesem Falle bei der Kennzeichnung des Entwicklungsganges und des heutigen Standes der Fahr- richt-

tungsanlagen im Oberbaue der Locomotivbahnen nur generell bewegen, denn das Detail würde ohne massenhafte Beibringung von Zeichnungen absolut unverständlich bleiben; und wir können ersteres umso mehr, als wir auf die illustrierten, eingehenden Monographien über diesen Gegenstand, namentlich auf die Schriften von Sonne, Fränkel, v. Weber, Paulus und Winkler, sowie auf das v. Heusinger'sche „Organ“ hinzuweisen vermögen.

§. 1. Weichen.

Was zunächst die Durchbildung der Weichen anbelangt, so ist sie durch das niemals ruhende und immer mächtiger sich gestaltende Streben nach Erlangung einer grösseren Fahrsicherheit gekennzeichnet, und ist dieses Streben heute schon bei der Befriedigung der Forderung angelangt, dass unsere Eilzüge bereits complicirte Stationen ohne Aufenthalt passiren müssen.

Fragen wir uns nun, welche Stadien dieses Streben durchlaufen hat, so erkennen wir im grossen Ganzen folgende Thatsachen:

1. Wegfall der durch die Beweglichkeit der Schienen gekennzeichneten Schleppweiche.
2. Wegfall der beweglichen Zwangsschienen.
3. Einführung der schon von Stephenson, allerdings in älterer Form angewendeten Zungenweiche.
4. Anwendung des Gegengewichtes im Weichenbocke.
5. Durchbildung der Theorie der Weiche.
6. Einführung des Hartgusses und Stahles im Herzstücke.
7. Grösste Verfeinerung des Profiles der Weichenzunge, unterstützt durch die Verbesserungen im Hüttenprocesse.
8. Sichere Lagerung und Führung der Weichenzunge.
9. Stellung der Weiche durch lange Transmissionen.
10. Concentrirung der Weichenstellungen auf einen Handhabungsplatz.
11. Sicherung der Fahrstrassen durch concentrirte Absperrungen und Einführung selbstthätiger Vorrichtungen.
12. Vereinigung der Weichenstellung mit der Signalisirung, selbst auf weite Distanzen.

Wir sehen also, dass die technische Durchbildung der Weichen und der Weichenstellung durch drei Merkmale gekennzeichnet ist, nämlich:

- a) präzise Formung aller und präzise Wirkung aller beweglichen Weichentheile,
- b) Kuppelung der Weichen, und
- c) Vereinigung der Weichenstellung mit der elektromagnetisch bewirkten Signalisirung.

Die beiden letzteren Momente, abhängig von der nöthigen Durchbildung des ersteren, haben bekanntlich jene grossen Errungenschaften der Neuzeit hervorgerufen, unter denen der Apparat von Saxby und Farmer gegenwärtig obenan steht.

In gewissem Sinne untrennbar von der Fahrrichtungenanlage der Weichen ist die Anlage für die Signalisirung des Weichenstandes. Diese Partie der Weichenanlage gehört jedoch wegen der dabei in Frage kommenden Betriebsbedürfnisse derart in den Rahmen des Eisenbahnbetriebes, dass wir ihre Erörterung und ihre mannigfache Vertretung auf der Ausstellung ausserhalb des Rahmens des gegenwärtigen Berichtes erachten. Trotzdem können wir uns nicht versagen, hier auf die Reichhaltigkeit dieser Vertretung aufmerksam zu machen.

Unter den Hauptobjecten, welche die Ausstellung diesfalls brachte, müssen nämlich die folgenden genannt werden:

1. Automatisches Distanzsignal von Moreau in Frankreich.
2. Deckungssignal (elektromagnetisch) von Hohenegger in Wien.
3. Blocksignalapparate von Siemens und Halske in Berlin.
4. Distanzsignal (elektromagnetisch) von L. Langie in Prag.
5. Elektrische Einrichtungen von der Kaiser Ferdinand-Nordbahn und Mährisch-schlesischen Nordbahn.
6. Signale von Bergéron Frères in Frankreich (Nismes).
7. Automatischer Controlapparat von Guebhard und Tronchon in Paris.
8. Elektrischer Signalapparat von Viault in Frankreich.
9. Signalscheibe von Prud'homme in Frankreich.
10. Distanzsignal von Kommel in Fünfkirchen.
11. Signalsystem von Freiherr v. Weber durch C. Thomas in Dresden.

12. Quittirungssignale der ersten inländischen Semaphorenfabrik von Rothmüller in Wien.

Wir werden einige dieser Objecte in Form eines Anhanges zu dem zweiten Capitel (Ausstellungsobjecte) kurz berühren.

§. 2. Drehscheiben.

Was die Durchbildung der Drehscheiben betrifft, welche bezüglich ihrer mechanischen Vervollkommnung eine Parallele in der bereits früher vorgeführten Anordnung der Drehbrücken findet, so kennzeichnet sich dieselbe nach drei Richtungen, nämlich: *a)* nach der des Constructionsmomentes, *b)* nach der Richtung der Einführung eines vortheilhafteren Motors als der Menschenkraft (Dampf, hydraulischer und pneumatischer Druck), und endlich *c)* nach der Richtung des Benützungszweckes, bei welchem der Rangirzweck zu immer mehr sich ausdehnender Geltung gelangt.

Je nach diesen Momenten variirt die Grösse der Drehscheiben, ihre specielle Gestaltung und ihr Bewegungsmechanismus, und bieten die Formen von Fox (1830), Irlam, Zypen und Charlier, Baine (1867), Flachat, Thorold, W. Newton (1853), Hug (1864), Oldham (1841), Sieber (1864), Handcock (1840), Weber (1847), Ellis (1843), Nillus, Broomann (1847), Mallet und Dawson, Barlow 1850, Buresch (1869), Klett & Comp., Kraus (1866) etc. etc.: Beispiele verschiedener Anordnungen, wie sie von Armengaud, Dingler Paulus, Fränkel etc. etc. näher geschildert werden.

§. 3. Schiebebühnen.

Was die Durchbildung der Schiebebühnen anbelangt, bei denen man bekanntlich zwei Hauptunterschiede der Construction: mit versenktem, und ohne versenktes Geleise (Schiebekarren) macht, so gipfeln die neueren Bestrebungen darin, die Schiebebühnen auch zu Rangirzwecken zu benützen, und greift die Anwendung der Dampfkraft, als Betriebskraft, immer mehr um sich und findet auch hydraulischer Druck seine Anwendung. Nach Fränkel gebührt Robert Lantz das Verdienst, 1847 auf dem Bahnhofe zu Bonn die erste Schiebebühne ohne versenktes Geleise construirt zu haben.

Als die Hauptconstructions von Schiebebühnen sind, nach Fränkel, ausser der eben genannten noch die von Imhof, Ruppert. (1855), Strothmann, Clauss, Sambue, Beyer, Dunn (1851), Prüssmann (1864), Klett & Comp., Nollau (1866), Exter (1868) etc. etc. zu nennen.

II. Capitel.

Ausstellungsobjecte.

Das Gebiet der Fahrrichtungenanlagen war auf der Ausstellung 1873 zu Wien sowohl durch die Constructeure, als durch Eisenbahngesellschaften und Fabriksfirmen umfangreich vertreten; wir beschränken uns indess auf die Hervorhebung der folgenden Objecte.

1. Weichenconstructions der Cöln - Mindener Eisenbahn. Diese Gesellschaft brachte auf der Ausstellung eine complete ihrer neueren Weichen zur Anschauung, welche wir in den Figuren 3 bis 20, Tafel XII, nach den Normalien zur Anschauung bringen, welche die genannte Gesellschaft für diese Zwecke aufgestellt hat, und welche durch eine Anweisung zur Verlegung und Unterhaltung der Weichen- und Geleisekreuzungen vom 1. September 1872 näher erläutert sind. Es sind diese Normalien zum Zwecke eines einheitlichen Weichensystems für sämtliche Strecken der Gesellschaft indess bereits 1868 in Wirksamkeit getreten.

Der Baumeister Abresch zu Cöln hat in der „Zeitschrift des Ingenieur- und Architektenvereins zu Hannover“, 1872, den gleichen Gegenstand sehr instructiv und eingehend behandelt und sein Thema über: 1. einfache Weiche rechts und links, 2. Geleisekreuzungen mit doppelter englischer Weiche, 3. Geleisekreuzungen mit einfacher englischer Weiche, 4. gewöhnliche Geleisekreuzung und 5. Curvenweiche erstreckt.

Die in den vorstehend genannten Figuren zur Anschauung gebrachten Details und Dimensionirungen charakterisiren das Ausstellungsobject zur Genüge, und lenken wir die Aufmerksamkeit besonders auf Figur 10, welche die Anordnung der völlig gesicherten Zungenführung veranschaulicht.

2. Englische Weiche der Nassauischen Eisenbahn. Diese Weiche war auf der Ausstellung durch eine Zeichnung vertreten, welche durch Figuren 1 und 2 auf Tafel XII wiedergegeben ist und ausser einigen Details noch dadurch von Interesse war, dass sie für den Hilf'schen, eisernen Oberbau galt. Ueber dieses Ausstellungsobject selbst verdanken wir der Nassauischen Eisenbahndirection direct die folgenden Notizen.

Die zu den englischen Weichenzügen der Nassauischen Eisenbahn verwendeten Weichen sind genau dieselben, welche auch in den einfachen Weichenzügen verwendet werden.

Bei dieser Construction kann als wesentlich hervorgehoben werden, dass der sonst allgemein übliche Stuhl an der Zungenwurzel, welcher bei dem Bahnbetriebe durch die Stosserschütterungen fast immer lose wird, durch Anschweissen einer entsprechenden Fusssohle ersetzt ist. Hierdurch erwächst noch der Vortheil, dass für das Zungenstossende eine Höhe gewonnen wird, welche eine Laschenverbindung mit der Anschlusschiene ermöglicht, wodurch die feste Lage der Zungenwurzel in verticaler Richtung vollständig gesichert erscheint. Die Zunge ruht und dreht sich auf einem Zapfen von 30 Millimeter Durchmesser und 10 Millimeter Höhe. Um diesen mit den Unterlagsplatte vernieteten Zapfen gegen Schub zu entlasten, ist ein weiteres Plättchen vor der Fusssohle der Zunge auf die Unterlagsplatte genietet, gegen welches die Zungensohle, nach dem Radius vom Drehzapfen ausgearbeitet, anstösst und somit den Horizontalschub aufnimmt. Um zwischen Weichenzunge und Ausschlusschiene stets denselben Spielraum zu erhalten und das gefährliche, sogenannte Zusammenwachsen dieser beiden Schienen zu verhindern, sind auf der Unterlagsplatte zwei weitere Plättchen aufgenietet, welche in den entsprechend ausgearbeiteten Fuss der Anschlusschiene eingreifen und hierdurch ein Schieben derselben nach der Zunge zu, verhindern. Die Zunge ist in ihrer Längenrichtung nach vorne um 5 Millimeter geneigt und ruht und schiebt sich auf Gussstühhchen, welche auf die Unterlagsplatte genietet sind. Die Unterlagsplatte ist die gewöhnliche eiserne Langschwelle des eisernen Oberbaues. Zur vollständig sicheren und festen Lage während des Montirens der Weichen im englischen Weichenzuge sind die

Unterlagsplatten durch Kreuze aus Flacheisen verbunden, welche später wieder entfernt werden können.

Die Kreuzungsstücke sind aus Schienen von Gussstahl zusammengesetzt und auf besondere Blechplatten aufgenietet.

Der Durchschneidungswinkel beträgt 5 Grad 37 Minuten 30 Sekunden. Hieraus und aus dem Anschlagwinkel der Weichenzungen von 1 Grad 10 Minuten 37 Sekunden ergibt sich für die zwischen den Weichenstössen liegende Bogenlänge von $2 \times 5 = 10$ Meter ein Radius von 179 Meter und wenn man die sonst geraden Weichenzungen von 5.38 Meter Länge als in dem Bogen liegend denkt, ein solcher von 214 Meter.

Der ganze übrige Weichenzug ausser den Weichen selbst ist auf eisernen Querschwellen von dem Profil der Hilf'schen Langschwelle mittelst Bolzen und Deckplättchen aufgeschraubt und hierdurch das ganze System von ausserordentlicher Festigkeit.

Die Weichen werden, wie aus der Zeichnung ersichtlich, alle gleichzeitig durch einen Weichenbock verstellt.

3. Englische Weiche der Oesterreichischen Nordwestbahn. Dieselbe war im Originale und durch Zeichnungen auf der Ausstellung vertreten und ist auf Tafel XIII Figuren 1, 2 und 3 wiedergegeben.

Die Construction rührt vom Herrn Hohenegger her, ist in der Zeitschrift des Oesterreichischen Ingenieur- und Architektenvereines“, 1872, ausführlich beschrieben und kennzeichnet sich durch eine besondere Sicherung bei Durchfahrung der eigentlichen Kreuzungsstelle, die bekanntlich immer der Wunde, im „Organ“ 1873 von Th. Hespe näher erörterte Punkt der Sicherheit der englischen Weichen ist.

Die Hohenegger'sche Sicherung besteht in der Anwendung von Kreuzungen oder beweglichen Herzspitzen. Dieselben werden durch den aus dem Grundrisse ersichtlichen Mechanismus besonders gestellt, sind jedoch auch selbstthätig eingerichtet, und zwar durch sogenannte Pedalhebel, welche in Figur 1 schwarz gezeichnet und in Figuren 2 und 3 durch *a* erkennbar sind. Das Umstellen durch den Niederdruck dieser Hebel ist aus der Zeichnung genügend ersichtlich; es erfolgt beim Niederdrucke von *a* die

Drehung von d , der Zug von y , die Drehung von K und der Zug von m .

Hohe Bords oder Sättel zur weiteren Fahrsicherung, welche in anderer Form schon früher in Frankreich gebraucht wurden, hat Hohenegger bei seinen Geleisekreuzungen auch bei seinen Hartguss-Herzstücken angewendet.

Nach Hohenegger stellen sich die Kosten seiner englischen Weiche (1872) auf 4725 fl. österr. Währung und ist seine Construction (1872) in Kolin, Deutschbrod, Bodenbach und Wien zur Verwendung gelangt; schon 1872 konnte von vier Weichen während sechs Monaten Verwendungszeit nur Günstiges berichtet werden.

4. Weiche von Windhoff, Deeters & Comp. Diese Firma aus Lingen in Hannover brachte eine Originalweiche zur Ausstellung, welche ähnlich construiert war, wie die unter 1 beschriebene Weiche der Cöln-Mindener Bahn; nur fehlte die dort beschriebene Zungenführung.

5. Hartgusskreuzungen von Ganz & Comp. in Ofen. Diese auf dem Gebiete des Hartgusses so bekannte Firma brachte Original-Herzstücke zur Anschauung, welche bis 14 Jahre auf Hauptgleisen in Bahnhöfen gelegen sind, ohne dass eine merkliche Abnützung wahrnehmbar war.

Die Firma brachte auch Zeugnisse bei, welche über die Güte ihres Fabrikates sprechen, unter Anderm von der Südbahn, woselbst vom Jahre 1861 bis 1870 nur 3,9 % der gelieferten Menge (1700 Stück) zur Auswechslung gelangten.

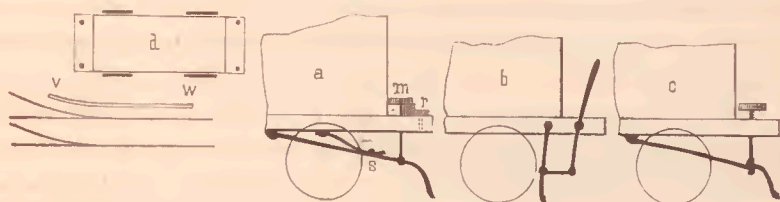
Der Aufschwung der Ganz'schen Industrie in Herzstücken ist durch das folgende Tableau gekennzeichnet.

Im Jahre . . .	1860	1861	1862	1863	1864	1865	1866	1867	1868	1869	1870	1871	Summe
Geliefert, Stück	285	760	323	1.056	1.149	1.586	830	1.570	2.649	3.099	3.184	3.629	20.120

6. Ertheilung der Fahrriechtung vom Wagen aus. S. W. Norman, 4 Ookley Street zu Lambeth in England, brachte durch ein ganz kleines Modell eine Idee zur Anschauung, welche die Ertheilung der Fahrriechtung während der Fahrt verfolgt; dieselbe lässt sich jedoch nach den heutigen Anforderungen an den

Locomotivbetrieb bei diesem durchaus nicht verwerthen. Wir geben diese durch Figur 310 erläuterte Idee hier nur in der Absicht,

Fig. 310.



um dieselbe für Zwecke von Interimsbahnen weiter verfolgen und um eine Repräsentation jenes bekannten Strebens hinstellen zu können, welche die Betriebstechniker mitunter beschäftigt, um Vorrichtungen ausfindig zu machen, mittelst welchen die Fahr- richtung von der Locomotive aus ertheilt werden kann. Normann wendet keine Weichen, sondern durch Herzstücke begrenzte, immer offene Fahrgeleise an; neben der Abzweigung findet sich parallel eine Spurrinne *v, w*, in welche der am ersten Wagen befindliche, aufgehobene Stellhebel *s* niedergleiten kann, wodurch, je nachdem die Spurrinne rechts oder links des Geleises liegt, die rechte oder linke Fahrstrasse gewonnen wird. Das Niederdrücken des Hebels stellt sich Normann auf dreierlei Art vor: entweder *a*) durch das Fallenlassen des Klotzes „*m*“, vermöge der Drehung von *r*, oder *b*) durch die Wirkung eines Handhebels, oder endlich *c*) durch die Wirkung eines Schraubenzuges auf den Hebel.

7. Hartgusskreuzungsstücke der Harzer Actien- gesellschaft. Dieselbe brachte Fabrikate zur Ausstellung, deren Güte allgemein anerkannt wurde.

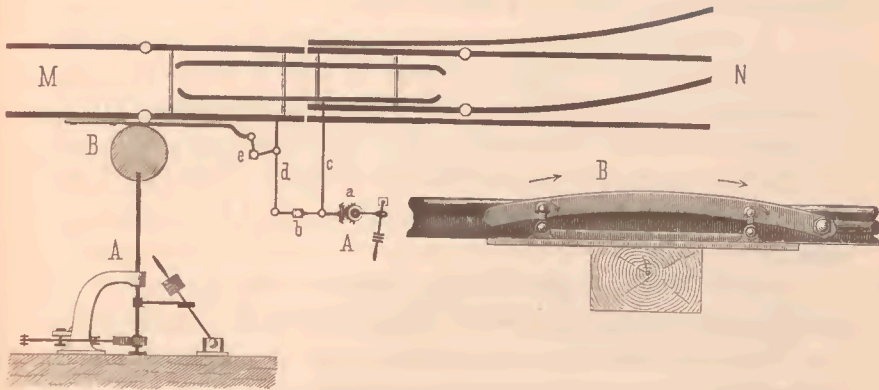
8. Sicherheitsvorrichtung an Weichen von Cle- ment und Paravicini. Diese bereits im „Organ“, 1870, und in den „Technischen Blättern“, 1873, sowie auch andernorts beschriebene Vorrichtung beruht in dem selbstthätigen Stellen der Weichen- zungen durch ein Fahrzeug. Die schon von der Bayerischen Ost- bahn und 1870 bei der Kaiserin Elisabeth-Bahn verwendete Vor- richtung beruht auf dem Niederdrücken eines Pedalhebels, wie wir solchen bereits gelegentlich der Hohenegger'schen Weichenstellung besprochen haben. Clement und Paravicini wenden indess zu

diesem Niederdrucke des Pedalhebels kein weiteres Hebelspiel, sondern nur eine Vorrichtung an, durch welche die Zunge nach dem Gesetze der schiefen Ebene zur Seite gepresst, also die eine oder die andere Fahrstrasse dann vollkommen frei gemacht und eine Entgleisung verhindert wird, wenn die Weiche zufällig nicht zur Gänze gestellt sein sollte. Von der Schienenzunge springt nämlich ein mit derselben fest verbundenes und gut geführtes Flacheisen rechtwinkelig unter der Schiene zur Seite; am anderen Ende dieses Eisens befindet sich ein dachförmig gestalteter Aufsatz; der Pedalhebel hat ebenfalls einen zur Seite liegenden Vorsprung, welcher in umgekehrter Weise dachförmig, respective keilförmig gestaltet ist. Steht die Weiche genau halb, so stehen die beiderseitigen Spitzen dieser Keile genau über einander und der Pedalhebel am höchsten über der Schiene, also auf seinem todten Punkte. Man kann jedoch aus naheliegenden Gründen nicht annehmen, dass diese Stellung eine so genaue, mathematische sei, welche ein Niedergehen des Pedalhebels durch darüberfahrendes Betriebsmateriale verhindern würde; der Keil am Pedalhebel wird dann durch sein Niederpressen den Keil am Zungenstücke zur Seite schieben; die Maschine stellt also den Wechsel fest und verhindert demnach eine Entgleisung. Selbstverständlich sind beide Weichenzungen durch Spurbolzen schon zum Zwecke der Umstellung vom Boeke aus verbunden.

Nach den Angaben, welche J. v. Ott aus Furth a. W. im März 1873 gemacht hat, wird diese Sicherheitsvorrichtung, welche in Curven stets an dem convexen Strange anzubringen ist, sehr gerühmt und ihre Sicherheit auch im Winter hervorgehoben, weil Schnee und Eis zur Zerquetschung gelangt.

9. Sicherheitswechsel von Ströher. Dieser Constructeur hat einen, bereits am Wiener Centralbahnhofe der Staatsbahn commissionell geprüften Sicherheitsapparat durch ein sehr schönes Modell und durch einen beigegebenen Text zur Anschauung gebracht, dessen Construction durch Figur 311 schematisch erläutert ist. J. Ströher wendet sogenannte stumpfe Weichen an. Fährt die Maschine aus dem Wechsel in der Richtung von *N* nach *M* auf das einfache Geleise heraus, und wäre der Wechsel nicht gut gestellt, so zwängt sich der Spurbolzen zwischen die Zunge und die Fahr-

Fig. 311.



schiene, respective die andere Zunge und eine Leitschiene, wodurch die Stange *c* nach aussen geschoben, der Hebel *b* zum Spielen und die Stange *d* zum Hereindrücken gezwängt wird, so dass der Schleppwechsel die Freiheit der Fahrstrasse vermittelt.

Fährt man in umgekehrter Richtung von *M* nach *N* und wäre der Wechsel nicht richtig gestellt, so erfolgt die Richtigestellung durch Vermittelung eines Pedalstückes *B*, welches sich vor den Schleppschienen befindet. Kommt die Maschine angefahren, so wird das auf Pendellagern ruhende Pedal durch den Niederdruck vorwärts geschoben, wodurch der Winkelhebel *e* zum Spielen, also der Stellhebel *d b c* zu jener Wirkung gelangt, welche die Fahrstrasse frei macht.

10. Centrale Weichen- und Signalstellung von Saxby und Farmer. Diese allgemein bekannte, schon in Paris 1867 ausgestellt gewesene und schon in dem damaligen Österreichischen officiellen Berichte durch T. v. Goldschmidt beschriebene, auch seitdem mehrfach in technischen Journalen, unter Anderem im „Organ“, IV, V, IX, und durch den Generalinspector Bochkoltz in der „Zeitschrift des Österreichischen Ingenieur- und Architektenvereines“, 1871 abgehandelte Betriebsvorrichtung war 1873 auch wieder auf der Wiener Weltausstellung durch ein vorzügliches Modell vertreten.

Das Neue, welches dieses Modell ausser der Stellung einer Barrière noch brachte, war ein verbesserter Wechseriegel, welcher

nach den Angaben des Vertreters von Saxby und Farmer in Wien, Herrn Karl Lenz, folgende Vortheile bietet:

1. Die Wechselszunge muss ihren ganzen Weg zurückgelegt und sich fast an die Stockschiene angelegt haben, bevor das Fahr-signal gegeben werden kann. Der geringste, fremdartige Körper, welcher die vollständige Anschmiegunq der Zunge an die Stock-schiene verhindert, wird sofort entdeckt, selbst wenn die Umstellung des Wechsels auf eine weite Entfernung vermöge des steifen Ge-stänges etc. erfolgt.

2. Die Wechsel werden in der durch die Signale widergege-benen Stellung bleibend gesperrt; dadurch werden die Schwankungen und Erschütterungen beim Durchfahren des Wechsels vermieden und wird die Abnützung erheblich vermindert.

3. Wenn ein Zug einen Wechsel zu befahren begonnen hat, so beherrscht er dessen Stellung; der Signalwärter kann weder ab-sichtlich noch durch Unachtsamkeit die Stellung des Wechsels ver-ändern, so lange nicht das letzte Räderpaar des Zuges den gefähr-lichen Punkt überschritten hat.

Der hierzu dienende Wechselriegel greift in ein entsprechendes Loch der ersten Verbindungsstange der Weichenzunge ein, und kann die Weiche demnach erst dann gestellt werden, wenn der Riegel zurückgezogen wird. Das Zurückziehen ist aber unmöglich gemacht, solange die Weiche befahren wird, weil das Riegelhebelwerk erst frei spielen kann, wenn es von dem Radflanche nicht mehr gehindert wird.

Zur Zeit der Wiener Weltausstellung (1873) befand sich der Saxby und Farmer'sche Apparat bereits auf circa 55 Bahnen in Anwendung.

Nach directen Mittheilungen aus Braunschweig, wie auch nach den veröffentlichten dortigen Erfahrungen, welche die Techniker-versammlung der deutschen Eisenbahnverwaltungen vom September 1874 zur Kenntniss gebracht hat, bewähren sich die Saxby und Farmer'schen Apparate ganz vorzüglich, sobald es sich um Stellung von Ein- und Ausfahrtsweichen und von Ein- und Ausfahrtsignalen — und nicht etwa um Stellung der Wechsel in Rangirgeleisen han-delt; es wird insbesondere hervorgehoben, dass die Weichenstellung ganz präcise von Statten geht, dass sie sich seit 1870 in allen Jahres-zeiten bewährt hat und dass die Compensationsvorrichtungen gegen

die Einwirkungen der Temperatur niemals ihren Dienst versagt haben.

Die Technikerversammlung empfiehlt die centrale Weichenstellung ganz besonders, jedoch nur für bestimmte Weichengruppen und nicht für den Rangirdienst; das Constructionsdetail wird als noch nicht abgeschlossen betrachtet.

Die Stettiner Anlage auf dem dortigen Güterbahnhofe hat aus Constructions-mängeln anfänglich nicht entsprochen, functionirt gegenwärtig jedoch ganz tadellos, wobei indess bemerkt werden muss, dass für den Rangirdienst die Vorzüge solcher Apparate wenig hervortreten.

11. Centrale hydraulische Weichenstellung von Schnabel und Henning. Diese Bruchsaler Firma hat sich die Aufgabe einer centralen Weichenstellung, welche zuerst von Vignier 1854 zu Batignol angewendet und später von Saxby und Farmer, Rüppel, Max Jüdel und 1870 von R. C. Rapier verfolgt wurde, in einer anderen Lösung als diese Constructeure gedacht. Schnabel und Henning wenden zur Bewegung hydraulischen Druck an, führen das Wasser bis zu den entfernten Weichen und Signalen und suchen damit den Seilketten- oder Stangentransmissionen auszuweichen, deren Anwendung unter verschiedenen Klimaten vor der Ausbildung der Compensationsvorrichtungen bedenklich erschien, eine Bedenklichkeit, welche indess nach den neueren Erfahrungen ungemein verringert erscheint.

Der Schnabel und Henning'sche Apparat, welcher auf einen Motor basirt, der für Transmissionszwecke sicher noch eine bedeutende Zukunft hat, war auf der Ausstellung im Originale vertreten, und wengleich maassgebende Erfahrungen mit demselben nicht vorliegen, ja sogar besondere Bedenken (Frost, subtile Details, Wasserröhren in der Nachbarschaft von Bahngeleisen etc.) gegen denselben angewendet werden können, so ist die Construction doch eine derartig interessante, anregende und tüchtig durchdachte, dass sie den technisch hervorragendsten Objecten aus dem Gebiete des Eisenbahnbaues auf der Wiener Weltausstellung unbedingt zugezählt werden muss. Aus diesem Grunde haben wir die umfanglichen Zeichnungen auf Tafel

XVII zur Vorführung gebracht und benützen im Nachstehenden den Seitens der Erfinder aufgestellten, beschreibenden Text.

1. Zweck der Apparate.

Die Apparate haben den Zweck, die Weichen und Signale auf Bahnhöfen für die ein- und ausfahrenden Züge mit absoluter Sicherheit richtig zu stellen, ohne dabei für das Rangiren der Züge Unbequemlichkeiten hervorzurufen. Sie lassen sich überall da anwenden, wo jeder Zug stets einen ihm vorgeschriebenen Weg verfolgen kann, und ist dieses die Vorbedingung, welche erfüllt werden muss.

Durch Anfertigung von Versuchsapparaten und Anstellung eingehender Versuche hat sich die Wirkungsweise der Apparate als eine schnelle, sichere und in allen Theilen zutreffende erwiesen, so dass für die nachstehenden Eigenschaften derselben vollständige Garantie geboten werden kann:

1. Das Fahrsignal eines Zuges stellt nur dann auf „Fahrbar“, wenn vorher alle vom Zuge zu befahrenden Weichen in die richtige Lage gebracht worden sind. Die Stellung der Weichen und des Fahrsignals erfolgt gemeinschaftlich durch Anziehen eines Handhebels.

2. Zweien Zügen, deren Wege sich kreuzen, kann nie gleichzeitig das Fahrsignal gegeben werden.

3. Die erfolgte Stellung des Signals und somit auch die der Weichen wird durch ein Controlsignal am Centralpunkte angezeigt.

4. Alle Weichen sind während der Bewegung des Zuges fest verschlossen, können aber nach Einziehen des Fahrsignals an Ort und Stelle von Hand aus bewegt werden.

5. Die Apparate wirken mit Sicherheit auf Entfernungen von 3000 Meter. Die Stellung einer Weiche erfordert eine Zeit von 1 bis 4 Secunden, die eines Signals von 3 bis 8 Secunden je nach Anwendung einer weiteren oder engeren Rohrleitung.

2. Einrichtung der Apparate im Allgemeinen.

An einem Orte, dem Centralpunkte, welcher eine möglichst freie Uebersicht über die Bahngeleise gestattet, ist ein Accumulator aufgestellt, von dem so viele Rohrleitungen ausgehen, als verschiedenartige Züge den Bahnhof passiren. Die einem Zuge angehörige

Leitung verfolgt in entgegengesetzter Richtung denselben Weg, wie der Zug und endet an dessen Fahrsignal. An letzterem, sowie an jeder von dem Zuge zu passirenden Weiche sind die Stellapparate eingeschaltet.

Die Uebertragung der Kraft vom Accumulator auf die Stellapparate geschieht durch Wasser.

Jede Leitung ist durch einen Schieber von dem Accumulator abgesperrt. Nach Oeffnen dieses Schiebers erfolgt die Stellung der Weichen und des Signals.

In dem Weichenstellapparat ist jede Leitung, also jeder Zug durch einen besonderen Mechanismus vertreten. Diese Mechanismen wirken gemeinschaftlich auf die Zugstange der Weiche und sind so eingerichtet, dass das Wasser seinen Weg nicht fortsetzen kann, wenn die Weichenzunge nicht vollständig anliegt.

Bei dem Signallapparate wird mit dem Signal gleichzeitig ein kleiner Accumulator gehoben, welcher nach der stattgefundenen Stellung des Signalflügels frei niedersinken kann. Dieser Accumulator übt einen grösseren, einheitlichen Druck aus, als der Hauptaccumulator. Das Wasser tritt jedoch in letzteren nicht zurück, weil ihm der Weg durch ein Ventil abgesperrt ist, sondern hebt einen dritten Accumulator, welcher am Centralpunkte in die Leitung eingeschaltet ist und dessen Druck auf die Flächeneinheit grösser, als der des Haupt-, kleiner als der des Signalaccumulators ist. An dem Aufsteigen des dritten Accumulators erkennt der Beamte, dass das Signal auf „Fahrbar“ steht und das Geleise für den betreffenden Zug fertig gestellt ist.

Nachdem der Zug ein-, respective ausgefahren, wird die Leitung durch Umstellen des Schiebers mit der freien Luft in Verbindung gesetzt, worauf die Stellapparate durch Gewichte in ihren Ruhestand zurücksinken, das Signal sich wieder auf „Halt“ stellt und die Weichen zur Bedienung von Hand aus frei werden.

3. Beschreibung der einzelnen Apparate.

a) Der Hauptaccumulator ist von gewöhnlicher bekannter Construction.

b) Centralapparat. Die Centralapparate der einzelnen Züge sind gleichartig nebeneinander angeordnet.

Durch das gemeinschaftliche Rohr B findet die Einstromung des Wassers aus dem Accumulator statt, während das Ausflussrohr F an die freie Luft führt. Die Rohrleitung E geht zu den Weichen und zu dem Signal. Das Ventil C verhindert den Rückfluss des Wassers in den Accumulator, während der Hahn D zum Absperren des Apparates bei etwaigen Reparaturen dient.

Durch Anziehen des Handhebels wird der Schieber niedergedrückt und dem Wasser der Eintritt in die Leitung E gestattet, während sich die Ausströmung F verschliesst. Mit dem Controlaccumulator G , welcher vom Signal aus gehoben wird, hebt sich eine Signalscheibe — wie bei Zug IV — wodurch angezeigt wird, dass das Einfahrtssignal auf „Fahrbar“ steht.

Um zu verhindern, dass zwei Zügen, deren Wege sich schneiden, gleichzeitig das Fahrsignal gegeben werden kann, wirkt die nach oben hin verlängerte Schieberstange vermöge des Vorsprungs ac verschiebend auf ein horizontales Flacheisen. Letzteres dringt beim Niedergange der Stange in passende Einschnitte derjenigen Schieberstangen, welche festgestellt werden sollen, während das Flacheisen bei den indifferenten Stangen so weit ausgeklinkt ist, dass es wirkungslos bleibt. Durch diese Vorrichtung lässt sich jede Schieberstange durch jede andere feststellen.

Die Verkleidung mit Holz dient als Schutz gegen Frost, zu welchem Zweck auch die mit dem Wasser in Berührung kommenden Theile mit Filz umhüllt werden.

c) Weichenstellapparat. Derselbe dient beispielsweise zum Stellen einer Weiche, welche von vier verschiedenen Zügen befahren wird. Zwei Züge verlangen das Anliegen der rechten, zwei das der linken Weichenzunge.

Der Apparat befindet sich in einem mit der Weiche fest verbundenen, circa 1 Meter tiefen, in das Erdreich eingelassenen Blechkasten.

Die mit der Weichenzugstange durch ein Charnier verbundene Stange AA_1 gleitet zwischen den Führungsrollen a_1, a_2, a_3, a_4 und hat in der Mitte einen Ansatz $bcd b_1 c_1 d_1$. Die Stange BB_1 , ebenfalls durch die Rollen a_1, a_2, a_3, a_4 geführt, greift mit ihren Vorsprüngen $bcef$ einerseits und $b_1 c_1 e_1 f_1$ anderseits gegen den Ansatz $bcd b_1 c_1 d_1$. Sie ist mit dem Winkelhebel $MONN_1$ verbunden.

Durch Umschlagen desselben legt BB_1 zunächst den Weg $b_1 - b_1$ zurück und nimmt von da an AA_1 mit. Die um a_2 , respective a_4 drehbaren Hebel $a_2 Q$ und $a_4 Q_1$ sind so bemessen, dass ihre bogenförmig abgerundeten Enden Q respective Q_1 gerade unter die Enden d respective d_1 des Vorsprungs $bcd b_1 c_1 d_1$ stehen, wenn die Weichenzunge genau anliegt, wo sie alsdann vermöge der Contre-gewichte P und P_1 sich um den Bogen dc respective $d_1 c_1$ heben und dadurch die Stange AA_1 nebst der Weiche arretiren. Die Hebel $a_2 Q$ respective $a_4 Q_1$ tragen bei Q respective Q_1 Röllchen, vermöge deren sie durch die nach unten gerichtete Erbreiterung $ghg_1 h_1$ der Stange BB_1 wieder niedergedrückt werden, während die Stange BB_1 den todtten Weg $b - b$ respective $b_1 - b_1$ zurücklegt.

Das Stellen der Weiche kann durch Drehen des Winkelhebels sowohl von Hand aus mittels der Verlängerung über OM hinaus, als auch von unten durch die auf den Boden des Blechkastens geschraubten hydraulischen Apparate bewirkt werden.

Jeder der (vier vorausgesetzten) Bahnzüge ist durch einen besonderen hydraulischen Apparat vertreten, welcher auf einen auf O befestigten Hebel wirkt. Die die Weiche rechts stellenden Apparate sind auf der einen Seite der Achse O , die links stellenden auf der anderen Seite placirt.

Ein solcher Apparat hat folgende Einrichtung: Die vom Centralpunkte kommende Rohrleitung E mündet unter dem Plunger H , welcher beim Aufsteigen die Achse O dreht und, oben angekommen, das Ventil S öffnet, so dass das Wasser in den Raum K dringen kann. Hier ist es bestrebt, die Stange I zu heben, an welchen das die Fortsetzung der Rohrleitung E versperrende Ventil K hängt. Die Stange I respective I_1 greift unter den Hebel $a_2 Q$ respective $a_4 Q_1$. Die Achse a_2 respective a_4 ist aber nur dann drehbar, wenn die Weichenzunge genau anliegt; bis dahin bleibt also auch K geschlossen und kann das Wasser mithin zu keiner Weiche und keinem Signal gelangen, wenn nicht die vorhergehenden Weichen richtig gestellt und verschlossen sind. Steht die Weiche für den betreffenden Zug schon richtig, so macht der Apparat eine blinde Bewegung.

Der untere Raum wird zum Schutze gegen Frost mit schlechten Wärmeleitern ausgefüllt, ebenso kann der Deckel mit solchen Stoffen belegt, und wenn sich auch das noch als unzureichend

erweisen sollte, in dem oberen Theile des Kastens eine Gasflamme angebracht werden.

Eine Unsicherheit in Bezug auf die richtige Stellung der Weichen könnte dadurch entstehen, dass das Wasser seinen Weg durch den Stellapparat fortzusetzen im Stande wäre, ohne die Weiche gestellt zu haben. Diesen Fall vorausgesetzt, müssten die beiden Ventile gleichzeitig undicht sein und sich die Weiche dann in einem Zustande befinden, der das Anschlagen der Weichenzungen nicht gestattet. Am Centralpunkte würde dennoch dieser Zustand durch verzögertes Eintreffen des Controlsignals bemerkbar werden. Die Apparate lassen sich indessen sehr leicht in Bezug auf die erwähnte Unsicherheit prüfen. Man zieht am Centralpunkte den Hebel, als wollte man den Zug einlassen, verhindert jedoch die erste Weiche durch einen zwischen Zunge und Fahrschiene gehaltenen Gegenstand, sich vollkommen anzulegen. Stellt sich nun die folgende Weiche, so befindet sich der Apparat der ersten Weiche in defectem Zustande und muss ausgewechselt werden; im andern Falle ist seine Sicherheit erwiesen.

d) Signalapparat. Am Fusse des Signals ist der Stellapparat in den Boden eingelassen.

Das Stellen des Signals auf „Fahrbar“ geschieht durch Anziehen der Kette *ab*. Diese geht über die feste Rolle *A*, dann über die vom Plunger *D* getragene Rolle *B* und ist bei *b* am Deckel *C* befestigt.

Der Druck des Wassers, welches durch die Leitung *E* eintritt hebt den Plunger *D* mit der Rolle *B*, wodurch die Kette *ab* um den doppelten Weg von *D* angezogen wird. Der Plunger *D* hebt gleichzeitig den Accumulator *F*, indem die beiden Haken *od, od* die Stange *F* fassen. Diese Haken werden durch das Gewicht *m* in senkrechter Lage erhalten. Die Scheibe *a* ist so in die Kette *ab* eingeschaltet, dass sie den Hebel *on* niederdrückt, wenn das Signal seine richtige Stellung eingenommen hat. Dadurch werden die Haken *od, od* aus dem Einschnitt der Stange *F* entfernt, so dass sich diese jetzt frei in der Führung *p* auf und nieder bewegen kann. Durch das Aufschlagen der Scheibe *a* ist die Kette und der Plunger *D* an weiterer Bewegung gehindert. Wie schon bemerkt wurde, übt der Accumulator *F* einen grösseren einheitlichen Druck aus, als die beiden

anderen. Indem er, mittels der Gewichte *GG*, sinkt, wird der Control-accumulator am Centralpunkte gehoben, und die durch etwaige mangelhafte Dichtung entstehenden Wasserverluste bis zum Einziehen des Fahrsignals ersetzt.

Ein am letzteren angebrachtes Gewicht zieht die Kette zurück und drückt den Plunger *D* nieder, sobald der Handhebel am Centralpunkte zurückgestellt ist, wodurch der anfängliche Ruhezustand wieder hergestellt wird.

Der untere Raum des Apparates kann zum Schutze gegen Frost mit schlechten Wärmeleitern ausgefüllt werden.

Der Signalapparat kann mit einem Schwimmer-Ventil *r* zur Entfernung der Luft versehen werden.

12. Drehscheibe von Hohenegger. Dieselbe war Seitens der Oesterreichischen Nordwestbahn durch Text und Zeichnung zur Anschauung gebracht, und ist ihr System auf Tafel XIII, Figur 4*a*, 4*b*, verdeutlicht; es kennzeichnet sich dasselbe vorzugsweise durch die Anordnung von Evolutfedern.

Bekanntlich gibt man, wie es schon bei den Drehbrücken erkennbar war, den Drehscheiben am liebsten eine Anordnung, wonach sich die Last auf den Mittelzapfen möglichst concentrirt und der Rollkranz womöglich entlastet wird.

Um die bei dieser Anordnung besonders auftretenden Stöße zu vermeiden, hängt Hohenegger seine Scheibe unter Zuhilfenahme von Evolutfedern auf den Mittelzapfen auf, und werden die auf der Oesterreichischen Nordwestbahn damit gemachten Erfahrungen als sehr günstig geschildert.

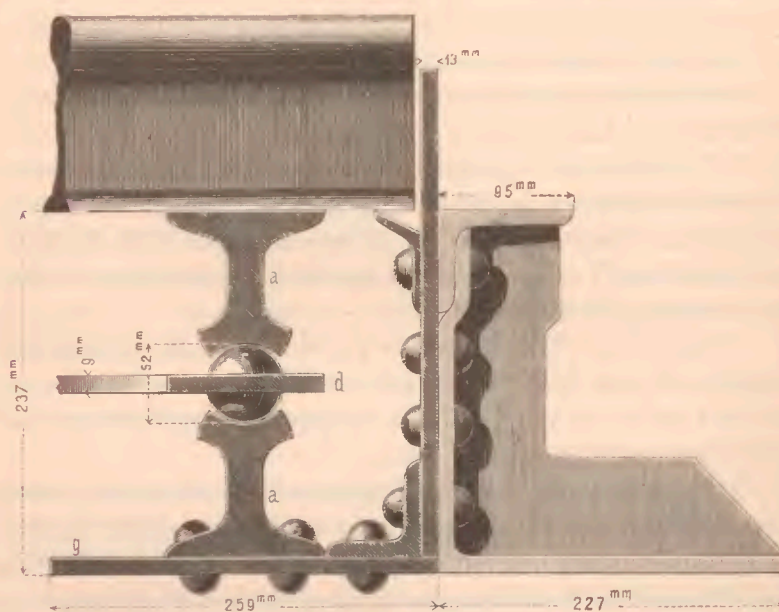
Bei dieser Gelegenheit sei bemerkt, dass Herr Hohenegger auch bei seinen Hebekrahnen, welche auf Tafel XIII durch Figuren 6*a*, 6*b*, 6*c* und 6*d* skizzirt sind, solche Evolutfedern zu dem Zwecke anwendet, um ein Ueberlasten derselben zu vermeiden; beträgt die Last nämlich mehr, als die Evolutfedern und der Krahn zu tragen vermögen, so wird ein Bremsbaeken an die Krahnrolle gedrückt, wonach die Drehung der letzteren nicht mehr durchführbar ist.

13. Drehscheibe von Windhoff, Deeters und Comp. in Lingen. Dieselbe war eine Kreuzdrehscheibe mit vier Laufrädern.

14. Drehscheibe von Weickum. Diese in der Monographie von G. Weickum über seine Patente (Wien, 1873) und auch andern-

orts näher beschriebene Drehscheibenconstruction war auf der Weltausstellung im Originale vertreten; sie besteht darin, dass man als Roll- und Laufkranz, wie dies der Schnitt in Figur 312 zeigt, ausgekehrte Eisenbahnschienen *aa* und statt der Rollen Kugeln *c* benützt, welche durch ein eisernes Ringblech *d*, das mit kreisförmigen, in Stahl ausgefüllten Ausschnitten versehen ist, distanzirt werden.

Fig. 312.



Selbstverständlich ist der Kugelführungskranz, damit er nicht herabfallen kann, durch Stifte distanzirt, welche in der Rinne des Laufkranzes mitgleiten. Die Drehscheibe liegt in einem Gehäuse *g*, welches durch radial gestellte Flügel *b* eine grössere Verfestigung erhält.

Beim Baue des Wiener Weltausstellungspalastes hat die Firma J. C. Harkort eine Weickum'sche Kugeldrehscheibe von 3 Meter Durchmesser und 16 Stück Kugeln à 0.052 Meter Durchmesser angewendet und gibt Herr Weickum an, dass auf dieser Drehscheibe über 300.000 Centner Last in Partien von 200 bis 300 Centner durch à zwei bis drei Mann anstandslos gedreht wurden.

Herr Weickum hatte auch in Zeichnung Drehscheiben von zweierlei Durchmesser ausgestellt; die eine Sorte hat 5.⁵³ Meter Durchmesser, Stahlkugeln von 0.⁰⁵² Meter Durchmesser und 0.⁶³² Meter Distanz. Die andere Sorte hat 12.⁰ Meter Durchmesser und drei gusseiserne Laufkränze von 6.⁹⁶ Meter, 9.³⁶ Meter und 11.⁷⁰ Meter Durchmesser. Die Rollkränze bestehen indess nur aus Segmenten und laufen zwischen diesen Segmenten und den Laufkränzen Stahlkugeln von 0.⁰⁷² Meter Durchmesser. Die Stahlkugeln erhalten bei diesen Segmenten eine kreisende Führung, welche durch Ketten ohne Ende hergestellt wird, und sind die Spannrollen der letzteren an den Seitenwänden der Drehscheibenbrücke gelagert. Die Kugeln werden also leer laufend zurücktransportirt und während dieses Transportes vor dem Herabfallen dadurch geschützt, dass sie ein blechernes Gehäuse passiren.

Unter den Vortheilen, welche Herr Weickum für seine Erfindung anführt, werden die Niedrigkeit des ganzen Drehscheibengehäuses von 0.²⁴⁰ Meter, ferner der um 35 bis 40% billigere Preis der Drehscheiben gegen andere Anordnungen, der Wegfall subtiler Rollen- und Zapfenlagerung, auch die geringeren Erhaltungskosten sowohl bezüglich der Construction, wie wegen des Entfalles von Schmiermaterial angeführt; endlich rühmt Herr Weickum seine Drehscheibe zur Zeit der Fröste, weil die Eisbildung eines Schmiermaterials entfällt. Da auch etwaiges Eindringen von Eis durch das Zerquetschen desselben schadlos gemacht werden kann, so möchten auch die diesbezüglichen Bedenken gegen die unbedingt sehr sinnreiche Construction eine gewisse Abschwächung erfahren; Resultate über grössere Erprobungen sind indess allgemein nicht bekannt geworden, besonders nicht über das praktische Verhalten der Reibung.

Es sei hier noch bemerkt, dass Herr Weickum noch eine seinen Drehscheiben zugehörige eigenthümliche Schienenlaschenverbindung zwischen dem Drehscheibengeleise und dem festen Stosse anwendet; dieselbe ersetzt den Sperrriegel, indem die Laschen durch einen Excenter vorgeschoben werden, zu welchem Zwecke die Bolzenlöcher in Schlitz umgestaltet sind.

Auch wendet Herr Weickum sein Kugelsystem bei Hebekrahnen an.

15. Normaldrehscheibe der Königlich Ungarischen Staatseisenbahn. Seitens der Maschinen- und Waggonfabrik der Königlich ungarischen Staatseisenbahnen war die aus den Staatsbahnnormalien bekannte Drehscheibeneconstruction für einen Durchmesser von 4.6 Meter repräsentirt; dieselbe ist mit rechtwinkliger Geleisekreuzung versehen, durch einen verticalen Eisenmantel geschützt, hat eine Gesamthöhe bis zur Schienenunterkante von 650 Millimeter, eine freie Zapfenhöhe von 310 Millimeter: die Drehscheibe hängt auf dem Zapfen und wird durch konische Laufäder von 320 Millimeter mittlerem Durchmesser und 160 Millimeter Breite geleitet.

16. Schiebebühne von Weickum. Die diesfällige, durch Zeichnung ausgestellt gewesene Construction beruht ebenfalls auf der Anwendung von Kugeln à 0.052 Meter Durchmesser. Die Construction eignet sich selbstredend nur für versenkte Schiebebühnen, und schlägt Herr Weickum wiederum zwei Sorten der Construction vor, deren eine für zwei bis drei, deren andere für mehrere Geleise dient; beide Sorten unterscheiden sich schon, wie die vorhin genannten Drehscheiben, durch durchlaufende und durch transportable (Ketten ohne Ende) Kugelführungen.

Die Vortheile werden wie bei den Drehscheiben bezeichnet und culminiren auch hier in der geringen Gesamthöhe der Anlage, welche mit 0.15 Meter bezeichnet wird.

17. Schiebebühne der Königlich Ungarischen Staatseisenbahn. Die von der vorhin unter 15 genannten Firma zur Ausstellung gelangte Schiebebühne verfolgt die Construction von Dünn; sie ist hiernach eine unversenkte Bühne. Die Karrenäder haben einen Durchmesser von 450 Millimeter, eine Achsenstärke von 90 Millimeter und eine Breite von 105 Millimeter. Die Auffahrtsklappen messen 1.20 Meter Länge; die Länge der Bühne zwischen den Klappendrehpunkten beträgt 5.1 Meter. Die Karrenäder haben einen Achsenbestand von 676 Millimeter und nehmen das Rollmateriale durch 330 Millimeter hohe und 15 Millimeter im Stege dicke Γ -förmige Längsträger auf.

18. Schiebebühnen der Südbahn und der Nordwestbahn; die diesfälligen Ausstellungsobjecte boten keine Neuerungen.

Weichensignale.

Bezug nehmend auf die pag. 154 gemachte Bemerkung, erwähnen wir hier unter fortlaufender Nummer auch einiger, die Signalisirung der Weichenstellung betreffenden Ausstellungsobjecte.

19. Signalsystem des Hofrathes M. M. Freiherrn v. Weber, ausgestellt durch die Fabrik für Eisenbahnbedarf, C. Thomas in Dresden. (Vergleiche Tafel XIII, Figur 5a, 5b, 5c.) Diese Firma brachte auch ein Quittirungssignal zu vier Stellungen zur Anschauung.

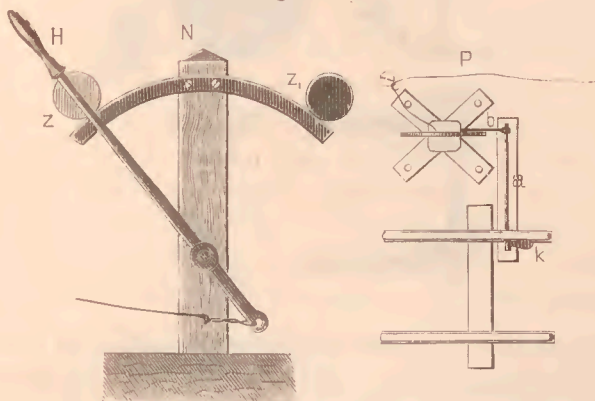
20. Quittirungssignal mit verbesserter, patentirter Zugvorrichtung von S. Rothmüller (Erste inländische Semaphorenfabrik zu Wien). Diese durch Figur 10 auf Tafel XI skizzirten Signale, waren Seitens der Kaiser Ferdinand-Nordbahn zur Anschauung gebracht.

21. Automatisches Distanzsignal (Disque automoteur) von Ms. Moreau, ausgestellt von dem Ministerium für öffentliche Arbeiten in Frankreich. Dieses auf der französischen Nordbahn in Verwendung stehende Signal war durch ein Modell in ein Fünftel Grösse zur Anschauung gebracht und ist durch die Figuren 313 bis 315 näher erläutert. Es charakterisirt sich vor Allem dadurch, dass der einfahrende Zug die Station gegen den folgenden Zug selbst deckt, indem diese Zugsbewegung die Scheibe auf „Halt“ dreht und diese Bewegung durch ein elektrisches Läutewerk der Station, wie auch dem Wächter kundgegeben wird. Soll die Bahn wieder „frei“ gegeben werden, so ist der Weichenwärter genöthiget, mittelst seines mechanischen Stellapparates (Figur 314) diese Viertelkreisbewegung der Scheibe herbeizuführen.

Was nun zunächst die automatische Umstellung durch den fahrenden Zug anbelangt, so erfolgt dieselbe dadurch, dass das erste Rad des Zuges die Klinke *k* (Figuren 313 und 314) niederdrückt, wodurch ein Hebelarm (vergleiche Figuren 313, 314 und 315) aufwärts gedreht und dadurch eine Klinke *c* emporgehoben wird. Durch diese Bewegung wird eine Sperrung an der Doppelrolle *M—M₁* aufgehoben; die verticale Scheibenstange gewinnt die Drehfreiheit und dreht sich vermöge des Gewichtes *G* und der winkelfrecht gestellten Rollen *n* und *o*. Diese hier genannte Sperrung bestand darin, dass die Klinke *c* vor einem Absatze lag, welcher

(vergleiche Figur 315) durch eine in der Länge eines Viertelkreises ansteigende Bahn 1,1 bis 2,2 auf mm_1 gebildet wurde; die Emporhebung der Klinke über diesen Absatz gibt dann der Scheibe die Drehfreiheit.

Fig. 314.

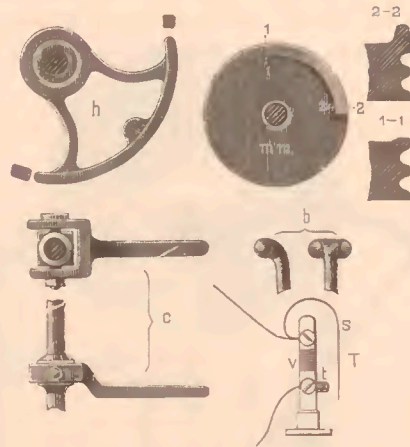


Das Viertelkreismaass der Drehung wird durch eine mit der verticalen Wendestange fest verbundene Viertelkreisscheibe h (Figuren 313 und 315) und durch den Fixpunkt (Anprallklotz) f dadurch herbeigeführt, dass der an der Scheibe h angebrachte Stift e gegen die Stirn des Klotzes f bei der Stellung der Distanzscheibe auf „Halt“ stösst.

Die telegraphische Mittheilung der erfolgten Drehung der Scheibe an das Stationsbureau erfolgt durch das Andrücken des an der Wendestange befindlichen Stiftes an die Feder st , wodurch ein Contact mit dem Knopfe hervorgerufen wird, der sich durch den Rückgang der Feder wieder löst. Das Niederhalten der Klappe (Pedalhebel) k , also die wirkungslose Passage der folgenden Zugsräder, erfolgt ebenfalls durch den bereits erwähnten, nach einer schiefen Ebene gestalteten Dreharm h , welcher im Grundrisse die in Figur 315 bemerkte Viertelkreisform besitzt und an dem untersten Ende der Wendestange festsetzt; dreht sich also die Wendestange um 90° auf „Halt“, so dreht sich die schiefe Ebene h ebenfalls und greift mit ihrem höchsten Punkte unter den Hebel be , wodurch das Pedalstück k niedergehalten wird.

Soll nun das „Halt“-Signal in jenes von „Bahn frei“ wieder umgestaltet werden, so lässt der Wächter mittelst des

Fig. 315.



Drahtzuges das auf der Kette *G* hängende Gewicht *M* herab; hierdurch dreht sich die lose an der Wendestange sitzende Doppelrolle *mm*₁ um 90 Grad und klappt dadurch der Kopf ihrer schiefen Ebene (2,2 in Figur 315) wieder vor die Klinke *c*. Der Wächterhebel steht also bei *Z*, also bei dem Signale „Halt“, wie auch die Wendescheibe auf „Halt“ steht, und wird demgemäss diese Hebelbewegung das „Simuliren“ genannt, weil ja die Scheibe schon vorher durch den fahrenden Eisenbahnzug automatisch auf „Halt“ gestellt worden war. Ist nun von dem Wächter diese Vorarbeit geschehen und die Stangenklinke *c* wieder vor den Kopf der schiefen Ebene auf der Doppelrolle *mm*₁ gebracht worden, so muss eine entgegengesetzte Bewegung am Wächterhebel nämlich die von *Z*₁ nach *Z* (Figur 314) das Gewicht *M* wieder emporheben und die dabei erzielte Kettenspannung die lose Doppelrolle *mm*₁ wieder entgegengesetzt drehen, also mit Hilfe ihres Absatzes 2,2 die Klinke *c* wieder zurückdrehen, d. h. die Scheibe wieder auf „Bahn frei“ (zum Geleise parallel) stellen. Durch die Bewegung wird zugleich die am Fusse der Stange fest angebrachte schiefe Ebene (Viertelkreis *h*) gedreht und für den Hebelarm *b e* wieder der tiefste Punkt gewonnen, also der Pedalhebel (die Klappe *k*) wieder emporgedrückt, d. h. für den nächstkommenden Bahnzug jene Vorsorge getroffen, durch welche derselbe automatisch dem ihm folgenden Zuge „Halt“ geben kann.

Die präzise Drehung hierbei um 90 Grad wird mittelst des Anprallklotzes f_1 und des von der Doppelrolle mm_1 angebrachten Armes e_1 (Figur 313) fixirt.

22. Elektromagnetisches Deckungssignal von Hohenegger. Dieser Apparat ist auf der Oesterreichischen Nordwestbahn im Gebrauche, und hat die 1873 zu Wien ausgestellt gewesene Anordnung seitdem einen wesentlichen Fortschritt aufzuweisen, indem die lange Stangenkuppelung zwischen dem Bewegungsmechanismus und dem Dreharme beseitiget und der erstere in die Höhe, in die Nähe des letzteren verlegt wurde. Die nachfolgende Beschreibung des vom Herrn Oberinspector Hohenegger aufgestellten Systemes eines Deckungssignales stützt sich auf die Zeichnungen, Blatt XVIII und auf Texte des Erfinders.

Das Hohenegger'sche Distanzsignal besteht aus dem einseitigen optischen Signalarme, welcher an der Spitze einer eisernen Säule, dem Signalmaste, mittelst einer horizontalen, durch den Schwerpunkt des Armes gehenden Achse drehbar angebracht ist; der Arm sammt der Achse wird wieder mittelst Krummachse und Hebel durch ein Triebwerk bewegt, welches in einem gusseisernen Gehäuse hinter dem Arme aufgestellt ist; das Ganze steht auf der erwähnten eisernen Säule.

Das Triebwerk wird durch einen kräftigen Inductionsstrom ausgelöst; das Gewicht des Triebwerkes spielt in dem Schafte der Säule; das Triebwerk ist derart eingerichtet, dass es eine Drehung des Armes von 45 Grad bewirkt, so dass die Längsachse des Armes nacheinander abwechselnd eine horizontale oder eine um 45 Grade nach aufwärts geneigte Lage annimmt.

Die obere Hälfte des Signalarmes ist gleichmässig roth, die untere Hälfte gleichmässig weiss gestrichen; zur grösseren Kennzeichnung des Signalarmes ist das kolbige Ende desselben parallelstreifig durchbrochen.

Die horizontale Stellung des Signalarmes bedeutet „Halt“, während die zweite Stellung mit 45 Graden nach aufwärts „Bahn frei“ bedeutet.

Zur Nachtzeit zeigt das Signal dem herankommenden Zuge für „Halt“ rothes Licht und zugleich gegen die Station weisses

Licht; für „Bahn frei“ aber sowohl dem herankommenden Zuge, als auch gegen die Station grünes Licht.

Dieser Lichtwechsel wird dadurch hervorgebracht, dass an dem Signalarme eine Verlängerung über seine Drehachse in Form einer Doppelbrille hergestellt ist, hinter welcher eine grosse Laterne mit Hohlspiegeln angebracht wird, welche letztere sowohl gegen die Richtung der offenen Bahn, als gegen die Station grelles weisses Licht werfen. Die Doppelbrille des Signalarmes ist mit einem rothen und einem grünen Glase versehen; correspondirend mit dieser grünen Brille ist am anderen Ende der Drehachse des Signalarmes ebenfalls eine grüne Brille angebracht, so dass jeder Stellung des Signalarmes entsprechend entweder eine rothe Brille vor die Laterne, oder je eine grüne Brille vor und hinter die Laterne geschoben und so die gewünschten Lichteffekte hervorgebracht werden. Die Laterne kann mittelst einer Kette und zwei Rollen zu Zwecken der Reinigung und Füllung von ihrer Höhe herabgelassen werden. Die Aufzugsvorrichtung des Triebwerkes ist im Postamente der Säule angebracht; ein einmaliges Aufziehen des Triebwerkes genügt zur Abgabe von 80 Signalzeichen, das ist 40 „Halt-“ und 40 „Bahn frei-“ Zeichen.

Das Triebwerk wird durch einen Anker ausgelöst, welcher durch einen Elektromagnet angezogen und hierdurch in Bewegung gesetzt wird. Zu diesem Ende führt von der Station oder dem durch das Stationsdeckungssignal zu deckenden Punkte eine elektrische Drahtluftleitung zum Elektromagnete des Triebwerkes, durch welche ein kräftiger Inductionsstrom geleitet wird, so dass der obenerwähnte Anker vom Elektromagnete angezogen und erst nach Unterbrechung des Stromes mittelst einer Feder von demselben wieder abgerissen wird und hierbei die Auslösungsvorrichtung des Triebwerkes in Bewegung setzt.

Die Bewegung des Ankers für Auslösung des Triebwerkes wird von den Einflüssen der atmosphärischen Elektrizität dadurch unabhängig gemacht, dass statt einer Drahtleitung mit Erdleitungen zwei Drahtleitungen (also eine doppelte Luftleitung) verwendet werden, welche zum vollen Stromkreise geschlossen, die Erdleitungen entbehrlich machen, wodurch nicht nur der Einfluss der atmosphärischen Elektrizität auf die Drahtleitung

unwirksam gemacht wird, sondern auch die so lästigen Störungen schlechter Erdleitungen behoben werden.

In Betreff der

Functionirung des Apparates

ist (vergleiche Blatt XVIII) Folgendes zu erwähnen.

Sobald der elektrische Strom eingeleitet wird, zieht der Elektromagnet *a* den Anker *b* an und hält ihn so lange fest, als der Strom andauert. Dieser Anker ist mittelst des Armes *c* mit der Achse *d* in Verbindung gebracht; beim Senken des Ankers dreht sich also die Achse um ein gewisses Maass, wobei die auf der Achse *d* angebrachte Gabel *H* sich mitdreht. Durch diese Bewegung wird das Niederfallen des an den um *n* drehbaren Hebel *mq* befestigten, Prisma *f* von dem Gabelende *g*₁ auf *g* veranlasst.

Diese Lage des Prisma *f* verbleibt so lange, bis der Strom aufhört, auf den Elektromagnet zu wirken. Sobald dieser Moment eintritt, wird der Anker *b* mittelst der stellbaren Feder *e* wieder vom Elektromagnete *a* entfernt und in seine ursprüngliche Lage versetzt. Das Prisma *f* gleitet nun von *g* herab und fällt zwischen die Gabelenden von *H*. Der Arm *m* des Hebels *mq* drückt nun auf den Arm *a*₁ des Daumens *o*, wodurch derselbe derart verschoben, respective gesenkt wird, dass der obere Theil unter den Körper *p* und der untere Theil aus der Sperrscheibe *r* weggezogen wird. Die bis dahin durch den Daumen *o* gehemmt gewesene Wirkung des Gewichtes *z* gelangt nun zur Geltung, und wird das ganze Zahnradwerk *I, II, III, IV* und der Windflügel *V* (der das zu rasche Abrollen des Gewichtes *f* verhindert) in Bewegung versetzt.

Mit dem Zahnrade *II* correspondirt eine gekröpfte Welle (Krummachse), deren Bewegung mittelst einer Kuppelstange *y*, des Hebels *u* und der Welle *x* (Figur 4, Tafel XVIII) auf die Signalarms *A* und *B* übertragen wird, also deren Heben und Senken veranlasst. Der Weg der Hebelwarze *i* des Hebels *u* ist gleich der doppelten Excentrität der Krummachse und entspricht einer Veränderung der Lage des Signalarmes *A* und zugleich des Armes *B* um je 45 Grad. Eine halbe Umdrehung der Achse entspricht also einer Stellung des Signalarmes. Indem nun die beiden todten

Punkte der Krummachse mit den Ruhelagen des Signalarmes correspondiren, ist die Bewegung desselben sehr sanft, welchen Umstand der Erfinder besonders hervorhebt.

Das Einstellen der Bewegung des Zahnradmechanismus nach erzielter Signalisirung geschieht auf folgende Weise. An der Krummachse ist ein Doppelexcenter S angebracht, welcher die Aufgabe hat unter den Hebelarm q so einzugreifen, dass der Hebelarm m bewegt und dadurch wieder das Prisma f emporgehoben wird, und zwar bis wieder zu seiner ursprünglichen Lage auf dem Arme g_1 der Gabel H .

Die Feder e' zieht dabei zugleich den freien Arm v_1 des Daumens o in die Höhe und bezweckt hierdurch das Gleiten des oberen Daumenarmes unter den Körper p und das Eingleiten des unteren Daumenarmes in die Sperrscheibe r .

23. Elektrisches Stationsdeckungssignal, System Langie. Dieses Stationsdeckungssignal unterscheidet sich von allen bis jetzt bekannten elektrischen Distanzsignalen wesentlich dadurch, dass es zu seiner Bewegung kein Uhrwerk benöthiget.

Dasselbe entspricht allen von dem k. k. Handelsministerium und dem Königl. ungarischen Communicationsministerium gestellten Bedingungen und bietet, nach den Angaben des Erfinders, ausserdem noch die besonderen Vortheile, dass:

1) die wichtigen Achsenlager der elektrischen Auslösungsvorrichtung nicht geölt zu werden brauchen, daher selbst bei strengster Kälte nicht stocken;

2) dass in Folge einer sicheren Auslösung und Mangel erheblicher Reibung in den Achsenlagern eine Nachregulirung des einmal abgestellten Apparates nicht vorgenommen zu werden braucht;

3) dass die circa 42 Pfund schwere Signalscheibe trotz des bedeutenden Durchmessers von 3 Fuss selbst bei starkem Winde einen sicheren und ruhigen Gang hat und kaum durch Wind noch durch andere Zufälle ohne vorhergegangene Auslösung des unter Verschluss befindlichen Apparates bewegt werden kann, daher auch nicht der zufälligen oder böswilligen Verstellung unterworfen ist;

4) dass die Signalscheibe bei einmaligem Aufziehen des nur innerhalb der Pyramide laufenden Gewichtes 90 Mal gestellt und rückgestellt werden kann;

5) dass bei dem Umstande, als keine Gewichtsrube nöthig ist, die Fundirung für das Signal sehr einfach und billig ist, ausserdem den bedeutenden Vorthcil bietet, dass eine Ansammlung der Dünste, daher auch Oxydirung der Metalle und Eisbildung nahezu unmöglich gemacht wird;

6) dass die auf „Halt“ gestellte Scheibe ihre Stellung weder in Folge atmosphärischer Einflüsse, noch in Folge einer Unterbrechung der Leitung ändert; und endlich

7) dass kein Bestandtheil des Apparates durch starken Schlag, Druck oder Reibung einer Abnützung ausgesetzt ist.

Zum Punkte 3) ist zu bemerken, dass neuestens auf der Rakonie-Protiviner Staatsbahn die Scheibe mit Löchern versehen wurde, um Windstössen thunlichst zu begegnen.

a) Beschreibung des Apparates.

Der zur Stellung der Signalscheibe gestellte Apparat befindet sich in einem pyramidenförmigen Kasten welcher aus starkem Winkel-eisen und abnehmbaren Holzfüllungen besteht. Dieser Kasten wird auf ein Ziegel- oder Steinpostament von angemessener Höhe aufgesetzt; die Figur 316 veranschaulicht die äussere Gestalt des Signals.

Die Apparatbestandtheile befinden sich zwischen zwei gusseisernen Ständern, die auf einer Holzplatte aufgestellt und sammt dieser an den gusseisernen Rahmen der Pyramidengrundfläche angeschraubt sind.

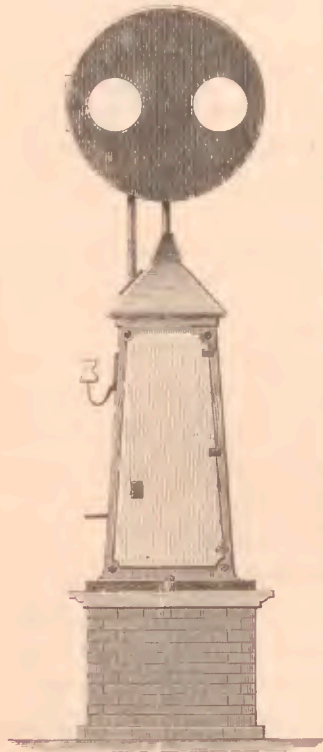
Die einzelnen Bestandtheile des Apparates sind die folgenden:

1. der Elektromagnet,
2. die Auslösungsvorrichtung,
3. das Stellrad,
4. die Signalscheibe.

1. Der Elektromagnet.

Mit Hilfe des Elektromagnetes *e* (vergleiche Figuren 317 und 318) wird die Auslösung bewerkstelliget; er ist auf einer eisernen Platte befestigt. Der dazu gehörige Anker *a* ist durch einen messingenen

Fig. 316.



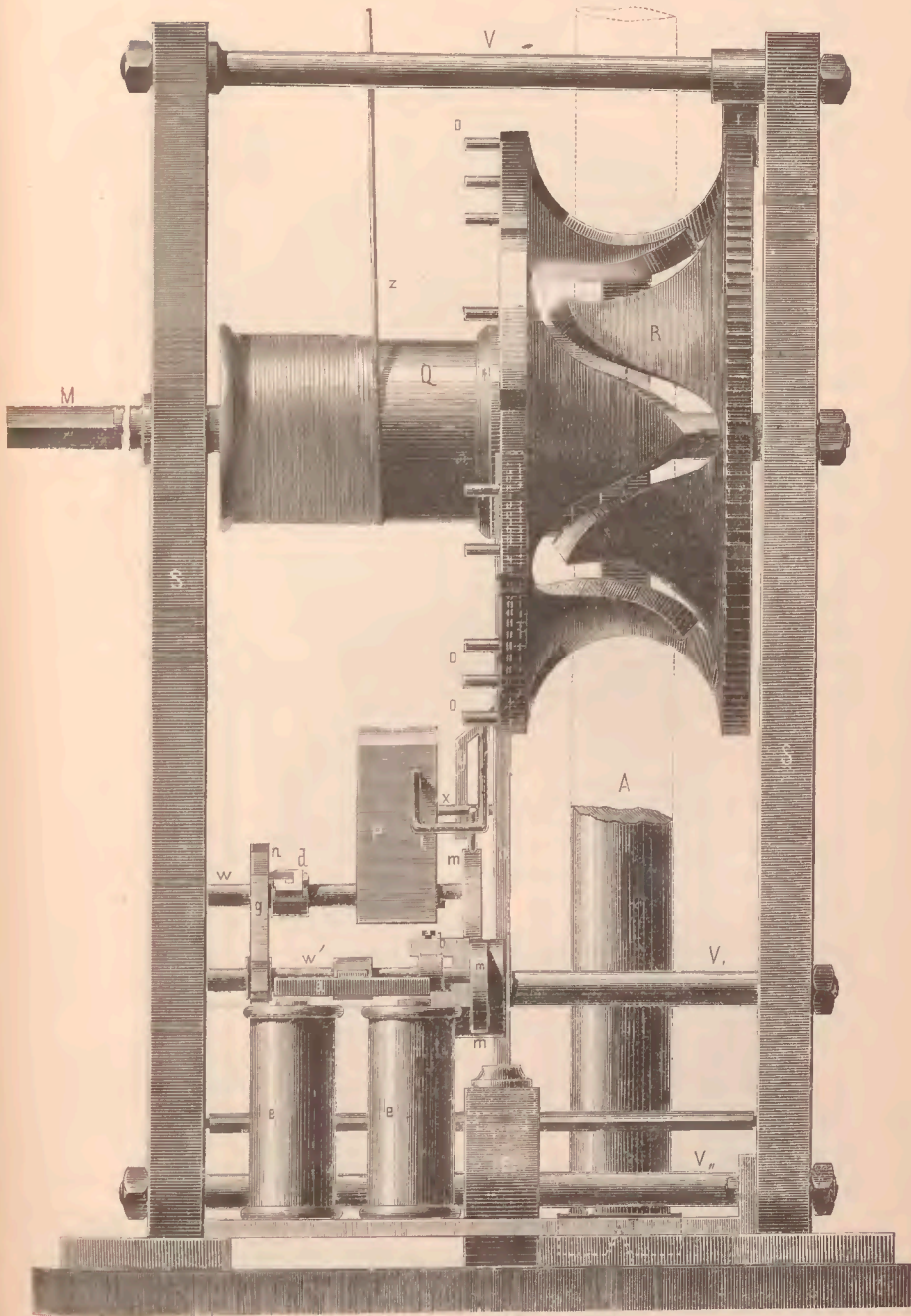
Hebelarm mit der Achse W_1 fest verbunden, welche gegen das rechte Ende zu einen rechtwinkelig befestigten Arm trägt, der zwischen den Stellschrauben b liegt und zur Regulierung der Hubhöhe des Ankers dient. Zur Handhabung der Spiralfeder, die den angezogenen gewesenen Anker in seine frühere Stellung zurückbringt, wenn der Strom aufhört, dient der Knopf k_1 . Wird der Anker an die Eisenkerne angezogen, so ruht der rückwärtige Arm mit seiner oberen Fläche an der oberen Stellschraube und wird die Spiralfeder k gespannt. Ist kein Strom vorhanden, so zieht die gespannte Spiralfeder den Anker zurück, und legt sich der Hebelarm mit seiner unteren Fläche auf die Stellschraube b .

2. Die Auslösungsvorrichtung.

An dem linken Ende trägt die Achse W einen gabelförmigen Arm g (Figuren 317 und 318), der die eigentliche Auslösungsvorrichtung bildet. Auf der Verbindungsstange V_1 ist ein segmentförmiges Eisenstück m aufgesteckt, in welchem sich die Zapfenlöcher für die Ankerachse W_1 und die Auslösungshebelachse w , ferner der Regulierungsständer mit den Stellschrauben b befinden; ferner trägt diese segmentförmige Lagerplatte noch einen Stift am oberen Ende, welcher ein tieferes Einfallen des Prismahebels d in die Gabel g hindert. An der Gabel sind zwei um Stifte bewegliche Stahllappen n_1 n angebracht, auf welche schwache Packfongfedern einen Druck ausüben.

Der Auslösungs- oder Prismahebel d ist auf der Achse w befestigt und ruht mit dem rechtwinkelig gebogenen Stahlstifte (Prisma) innerhalb der Gabel an der unteren Fläche des höheren

Fig. 317.



oder niederen Stahllappens nn_1 , je nachdem der Anker angezogen oder entfernt ist. Am anderen Ende der Achse w ist ein gusseisernes Balancergewicht P befestigt, welches die Bestimmung hat, den Prismahebel nach erfolgter Auslösung aus der Gabel nach aufwärts zu heben. An der vorderen Fläche des Balancergewichtes befindet sich ein doppelt gekrümmter Winkel l von Messingdraht, der dazu dient, den Prismahebel d nach vollendeter Function des Rades in die Gabel g zurückzuführen.

An der seitwärtigen Fläche des Gewichtes P ist ein starker eiserner Stift x eingienietet, welcher die Bestimmung hat, beim Abfallen des Gewichtes durch einen Stoss auf den Hebel y , beziehungsweise auf den Sperrhebel h zu wirken und diesen aus der Lücke des Stellrades R herauszudrücken, wodurch das arretirt gewesene Stellrad frei wird und sich drehen kann. An dieser Stelle muss erwähnt werden, dass sowohl die Ankerachse W , als auch die Auslösungsachse W_1 in den Zapfenlöchern nicht in gewöhnlicher Weise stecken, sondern auf in den Zapfenlöchern eingesetzten Stahlschneiden balanciren. Aus diesem Grunde brauchen beide Achsen nicht geölt zu werden. Gegen Eindringen von Staub sind diese Achsenlager von der Aussenseite durch angeschraubte Stahlfederplättchen geschützt.

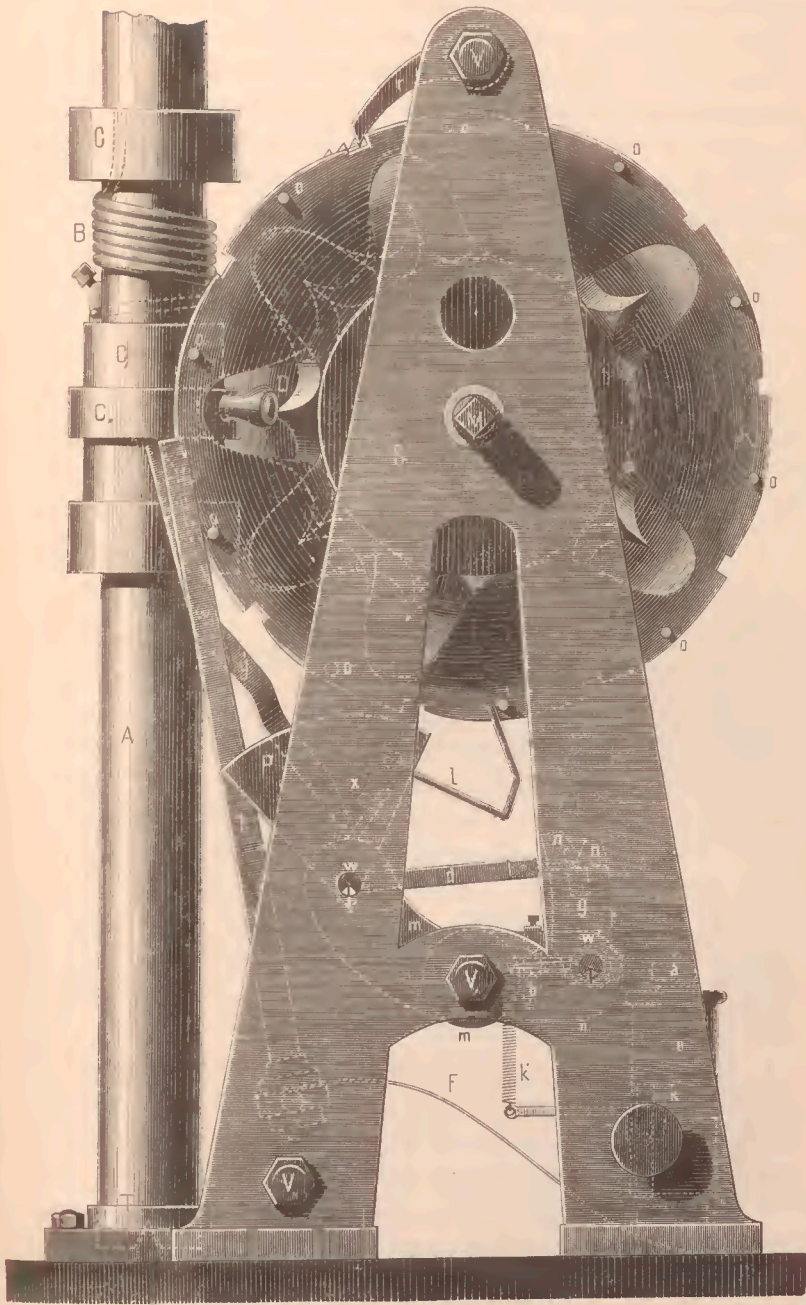
3. Das Stellrad.

Durch die beiden Ständer S geht die Achse M , auf welche eine gusseiserne Schnurtrommel Q sammt Sperrrad festgekeilt ist. Anschliessend an Letzteres ist das Stellrad R auf der Achse M lose aufgesteckt, welches durch Eingreifen eines Sperrkegels in das Sperrrad sich beim Rotiren der Schnurtrommel mitbewegt, beim Aufziehen der Gewichtsschnur aber im Rückwärtsgange gehindert wird.

Um die Gewichtsschnur, wenn sie abgerollt ist, wieder aufziehen zu können, ist die Achse M auf ihrer linken Seite aus den Ständern und dem Kasten herausragend und am Ende prismatisch construirt, so dass durch Aufsetzen einer Kurbel das Aufziehen leicht bewerkstelliget werden kann.

Das Stellrad R , welches einen eigenthümlichen und hier den wichtigsten Bestandtheil des Apparates bildet, besteht aus

Fig. 318.



zwei hohlen Conusen mit je fünf ausgeschnittenen Zacken. Die Zahl der Zacken ist eine beliebige; nimmt man vier Zacken, so läuft der Apparat schneller ab. Diese beiden Conuse, an den inneren Flächen zusammengeschraubt, bilden einen, einer Schraube ohne Ende ähnlichen Körper, wie dies Figur 317 näher zeigt. Statt der Gewinde bei der Schraube ohne Ende ist hier eine zickzackförmige, continuirliche Curvenführung angebracht, welche Führung dadurch entsteht, dass die Zacken des einen Conus in die Schlitze des andern bis zu einer gewissen Entfernung eingreifen. Auf der der Trommel zugekehrten Seite des Stellrades sind in gleicher Entfernung von einander zehn eiserne Stifte *O* eingeschraubt, von denen jeder zweite um die halbe Dicke gegen den Rand näher steht. Diese Stifte haben die Bestimmung, den Prismahebel *d* durch Mitnahme des doppelt gekrümmten Winkels *l* bei der Drehung des Stellrades sanft in die Gabel *G* zurückzuführen. Auf der Peripherie der linken Radseite sind 10 correspondirende Einschnitte angebracht, welche zur Aufnahme des Arretirungskeiles dienen, der am oberen Ende des Hebels *h* angebracht ist. Auf der rechten Seite des Stellrades *R* sind Zähne eingeschnitten, welche einen doppelten Zweck haben: 1. dienen sie zur Aufnahme eines Sperrkeiles, welcher verhindert, dass die Scheibe während der Drehung vom Winde zurückgetrieben werden kann; 2. dienen sie auch zur Aufnahme eines Hohltriebes, der einen Windflügel bei der Drehung des Rades in Bewegung setzt. Der Windflügel ist ein, seit der Wiener Ausstellung neu hinzugekommener Bestandtheil, welcher ein schwereres Gewicht zur Ueberwindung der Windstöße zulässt, gleichzeitig aber auch eine gleichmässige Drehung der Scheibe ermöglicht.

Der bereits erwähnte Sperrhebel *h* sitzt unten auf einer horizontalen platten Stahlachse, die in den Ständern *S* ihre Lagerung findet, und wird mittelst der Stahlfeder *F* an das Stellrad fortwährend angedrückt.

Hierdurch greift der am oberen Ende des Hebels *h* angebrachte Arretirungskeil in die an der Peripherie des linkssseitigen Stellradtheiles (Figuren 317 und 318) angebrachten Vertiefung ein und bewirkt die Sperre des Stellrades.

Mit dem oberen Theile des Sperrhebels *h* ist der Hebel *g* durch einen Stift in Verbindung gebracht (Figur 318), welcher Hebel beim

Abfallen des Balancergewichtes P durch den bereits erwähnten Stift x einen Stoss erhält und durch Uebertragung dieses Stosses auf den Sperrhebel h denselben aus den Peripherieeinschnitten des Stellrades R herausdrückt. Dadurch wird das Rad frei und durch das Schnurgewicht entsprechend solange bewegt, bis der Sperrhebel in den nächsten Peripherieeinschnitt einklinkt. Um diese Einklinkung zu sichern, das heisst, um zu verhindern, dass bei etwa beschleunigtem Laufe des Rades ein Einschnitt übersprungen wird, ist die Peripherie in der Nähe eines jeden solchen Einschnittes etwas abgesehägt. Figur 318 zeigt dies ganz deutlich.

4. Die Signalscheibe.

Die Signalscheibenstange A ruht unten auf einer Stahlspitze T (Figur 317), ragt aus dem Gehäuse (Figur 316) heraus und trägt die Signalscheibe. Die zweite Führung erhält die Stange im Deckel des Kastens durch drei Frictionsrollen, von denen eine verstellbar ist.

Unterhalb der Scheibe ist auf der Stange ein Regentrichter aufgesteckt und gut verkittet; derselbe ist nur so tief hinabgeschoben, dass er beim Drehen der Stange den Blechhut des Kastens nicht streift, jedoch schon so weit, dass weder Schnee noch Regen zur Stange gelangen, wodurch Rost- und Eisbildung möglichst verhütet wird, da sich das Wasser nicht an der Stange ins Innere des Kastens hinabziehen kann.

Im Innern des Kastens sind an der Scheibenstange in der Höhe des Stellrades drei Hülsen aufgesteckt, wovon die oberste und die unterste festgeklemmt sind. Die mittlere Hülse $C_1 C_{11}$ ist mit der obersten Hülse C mit einer um die Scheibenstange gewickelten Spiralfeder verbunden und trägt das Röllchen von Stahl D (Figur 317), durch dessen Abrollung innerhalb der Führungcurve des Stellrades die Scheibe gestellt wird.

Um, wenn die Scheibe auf „Halt“ gestellt ist, dies in der Station zu erfahren, ist die Einrichtung getroffen, dass die Scheibenstange nahe am Fusse noch einen messingenen Ring und einen Arm trägt, der bei dieser Stellung an eine seitwärts angebrachte Feder metallisch anschliesst, wodurch der Strom der Control-

batterie geschlossen und ein Klingelwerk in Bewegung gesetzt werden kann.

b) Function des Apparates.

Ist kein Strom im Apparate, so befindet sich der Anker a in einer gewissen Entfernung von den Eisenkernen des Elektromagnetes e . Wirkt ein Strom, so zieht der Elektromagnet den Anker an. Da die Gabel y mit dem Anker einen Winkelhebel bildet, so wird auch diese im Sinne der Ankerbewegung bewegt, wodurch das Prisma seine Stütze bei dem tiefer liegenden n verliert (Figur 318), selbe aber sofort an dem höher liegenden Stahllappen n findet, und zwar so lange, als der Anker angezogen wird.

Wird nun der Strom unterbrochen, so wird mit Hilfe der Spiralfeder k_1 der Anker und dadurch auch die Gabel y in die ursprüngliche Lage gebracht. Das Prisma verliert seine neue Unterstüßungsfläche wieder, und wird nun durch das Balancirgewicht P , das labil angeordnet ist, eine Drehung des Armes d nach aufwärts hervorgerufen, welche die Auslösung des Prisma aus der Gabel y zur Folge hat.

Nach dieser Auslösung fällt der Stift x auf den Uebersetzungshebel y , der sich um jenen Stift, mit dem er mit dem Sperrhebel h verbunden ist, so lange dreht, bis sein oberer Hebelarm sich an den Arretirungskeil (der deutlich in Figur 318 durch Punkte am obersten Ende des Hebels h gezeichnet ist) anlegt. Nun befindet sich der Drehpunkt des Uebersetzungshebels y , der jetzt mit dem Sperrhebel h ein Ganzes bildet, an der Peripherie des Stellrades R , und zwar dort, wo der Uebersetzungshebel y mit einer Ecke anliegt. Das noch immer wirkende Balancirgewicht P drückt den Hebel h , respective seinen Sperrkeil aus dem Peripherieeinschnitte heraus, und sogleich wird das Stellrad R frei. Dieses kann sich nun vermöge des Schnurgewichtes drehen: denn die schraubenförmige Führungscurve desselben wirkt successive auf das Röllchen D , und die Scheibenstange, respective die Scheibe selbst, wird bis zur nächsten Einklinkung des Sperrhebels h um 90 Grad gedreht.

Da nun die Hülse $C_1 C_{11}$, welche das Röllchen D trägt, lose an der Scheibenstange sitzt und mit der oberen, fest angebrachten Hülse C durch eine starke Spiralfeder B gekuppelt ist, so ist auch

noch eine zweite Kuppelung nöthig, nämlich jene der losen Hülse $C_1 C_{11}$ mit der untersten, festen Hülse. (In der Zeichnung nicht angegeben.)

Die Spiralfeder B drückt innen das Röllchen D fest an die Zackenspitze der Schraubenführung des Stellrades (Figur 318) und wird hierdurch jedes Schlottern der Scheibe durch Wind nach vollbrachter Drehung verhindert.

Die Drehung kann nur um 90 Grad stattfinden, weil im Momente, wo das Stellrad sich zu drehen anfängt, der dem zurückgefallenen Balancirgewichte P zunächst gelegene Stift o sich an den Messingstift l anlegt, denselben mitnimmt und den Hebelarm d mit dem Prisma in die Gabel g zurückführt. Hierdurch hört das Balancirgewicht P auf den Hebel h , respective y zu wirken auf, die Feder F kommt zur vollen Wirkung, drückt den Sperrhebel h an die Peripherie des Stellrades und bezweckt die Einklinkung des Sperrkeiles in den nächsten Peripherieeinschnitt und demnach die Sistirung einer weiteren Bewegung.

Derselbe Vorgang wiederholt sich nun bei der Rückstellung der Scheibe.

An dieser Stelle muss erklärt werden, warum jeder zweite Stift o um etwas (seine halbe Dicke) zurückgesetzt ist. Wenn z. B. die Scheibe bei Ruhestrom auf „Halt“ steht und der Strom in Folge Reissens der Telegraphenleitung dauernd unterbrochen wird, so erfolgt eine Auslösung des Apparates in der oben beschriebenen Weise.

Indem jedoch das Prisma von dem nächststehenden Stifte o gegen die Gabel zurückgeführt wird, rutscht der Stift l unter dem Stifte o weg, bevor noch das Prisma unter den unteren Lappen u gelangen konnte, daher das Balancirgewicht P nochmals abfällt und eine nochmalige Stellung der Scheibe veranlasst. Bei dieser nochmaligen Auslösung kommt der nächstgelegene, vorgesezte Stift o an den Stift l , daher fällt das Prisma in die Gabel vollständig ein und legt sich an den unteren Stahllappen u an (Figur 318). Auf diese Art dreht sich die Scheibe auf „Frei“ und sogleich wieder auf „Halt“ zurück, in welcher letzterer Stellung sie so lange verbleibt, bis sie entweder von dem Beamten durch mechanische Aus-

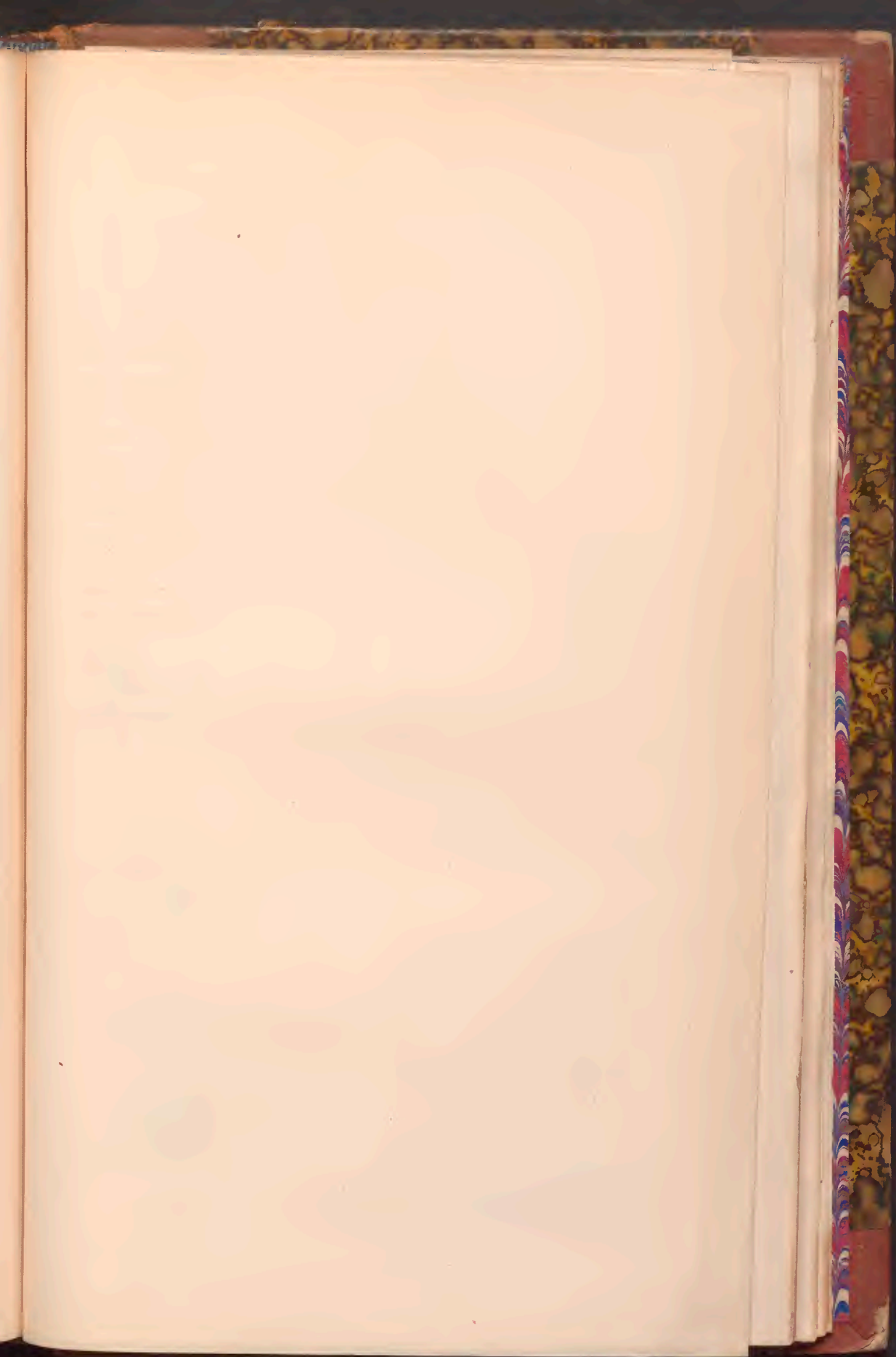
lösung des Apparates oder nach Wiederherstellung des Ruhestromes in gewöhnlicher Weise rückgestellt wird.

Hieraus folgt, dass, wenn die Schaltung des Apparates derart ausgeführt wird, dass nur bei Stellung der Scheibe auf „Frei“ ein Strom durch den Apparat circulirt, bei Stellung auf „Halt“ aber unterbrochen bleibt, auch die Einwirkung der Lufterlektricität ohne Einfluss auf die Stellung der Scheibe sein wird, indem der Anker hierbei stets nur noch momentan angezogen wird, daher jedesmal eine doppelte Auslösung des Apparates erfolgt.

Dieser ungemein sinnreich construirte Apparat von Langie erregte zu Wien 1873 unter den Fachgenossen gerechtes Aufsehen.

Auf den Linien der k. k. priv. Staatseisenbahn-Gesellschaft wurden die Langie'schen Distanzsignale im Jahre 1874 eingeführt; es sind gegenwärtig 40 Stück in Verwendung und bewähren sich dieselben, nach eingeholter Erkundigung, vortrefflich. Der Preis eines Distanzsignals inclusive Laterne, jedoch exclusive der Leitungen, Wecker und Bureauapparate stellt sich gegenwärtig auf 270 fl. Ö. W.



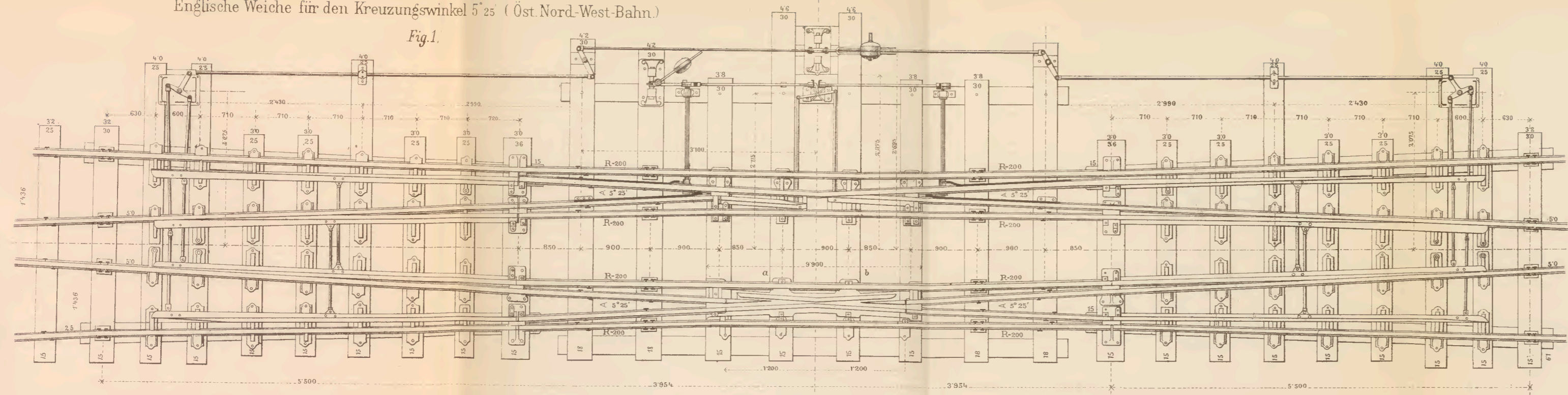






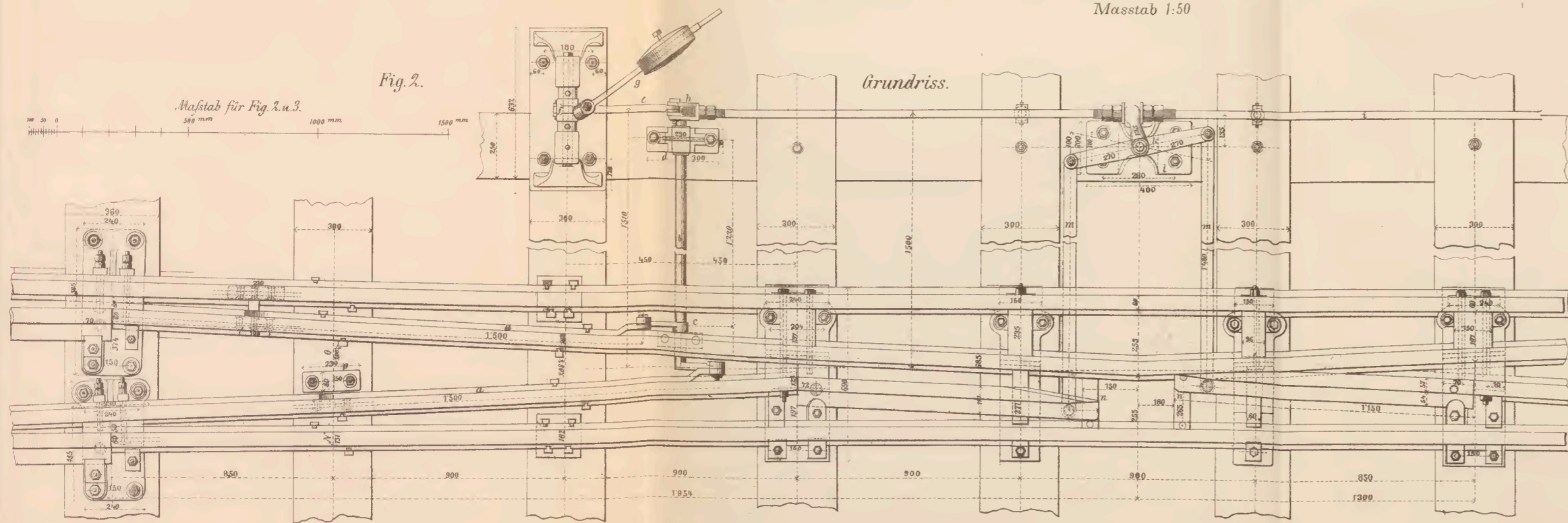
Englische Weiche für den Kreuzungswinkel 5° 25' (Öst. Nord-West-Bahn.)

Fig. 1.



Masstab 1:50

Fig. 2.



Grundriss.

Signalssystem von Weber.

Absperrsignal.

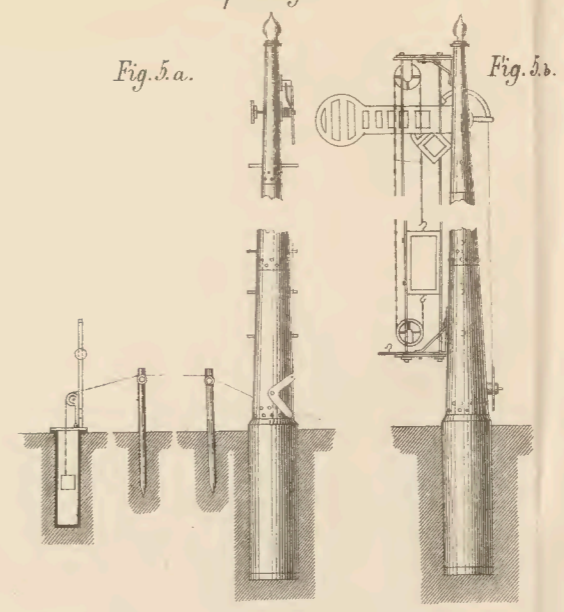


Fig. 5.a.

Fig. 5.b.

Semaphor.

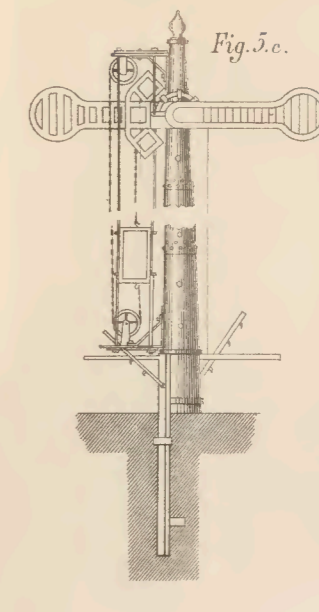
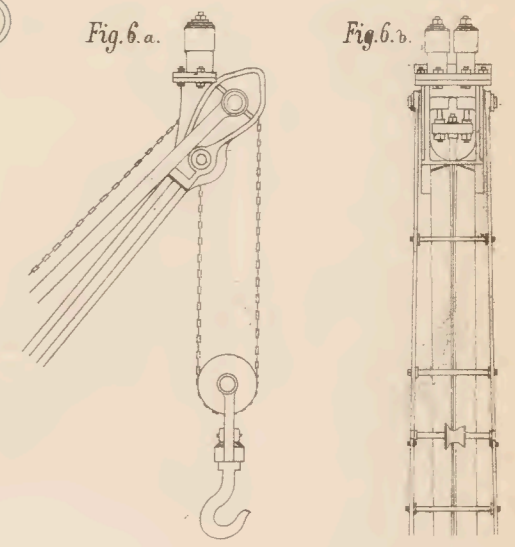


Fig. 5.c.

Sicherheitsperre für Hebkrahn von 120 Z.Ctr. Tragkraft nach dem Systeme von Hohenegger.

Fig. 6.a.

Fig. 6.b.



Anwendung von Evolut-Federn bei Drehscheiben nach dem Systeme von Hohenegger.

Fig. 4.a.

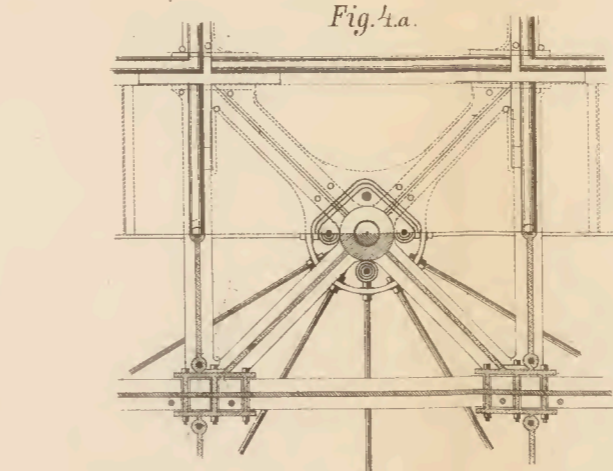
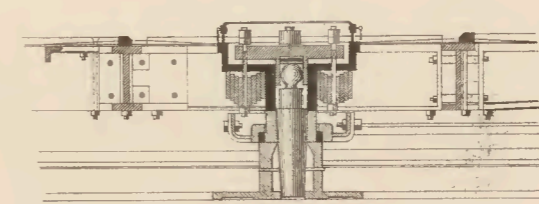


Fig. 4.b.



Längenschnitt.

Fig. 3.

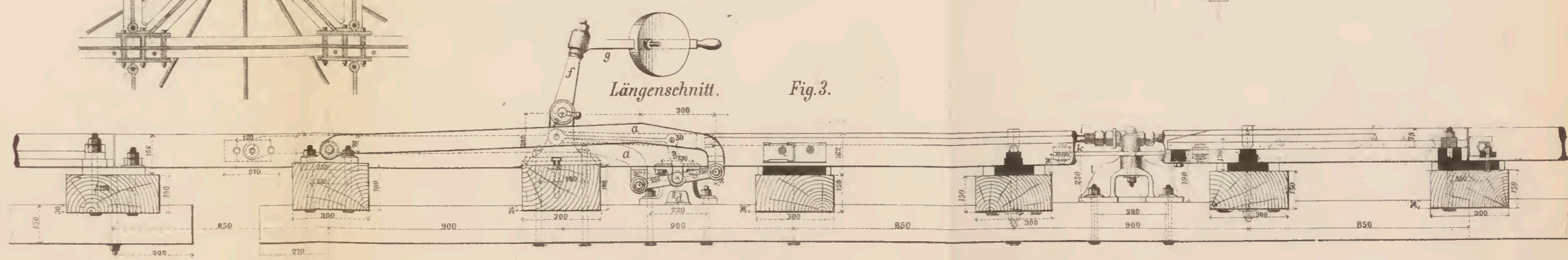


Fig. 6.d.

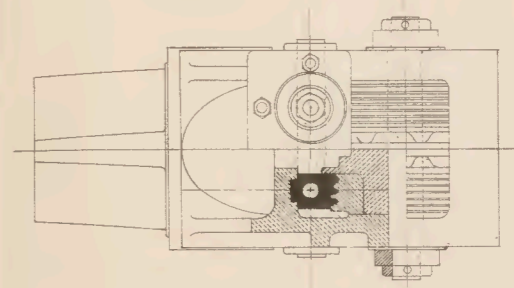


Fig. 6.c.

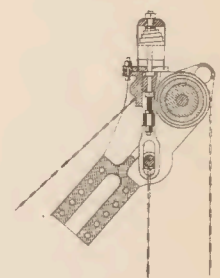




Fig. 1. Schnitt E.F.

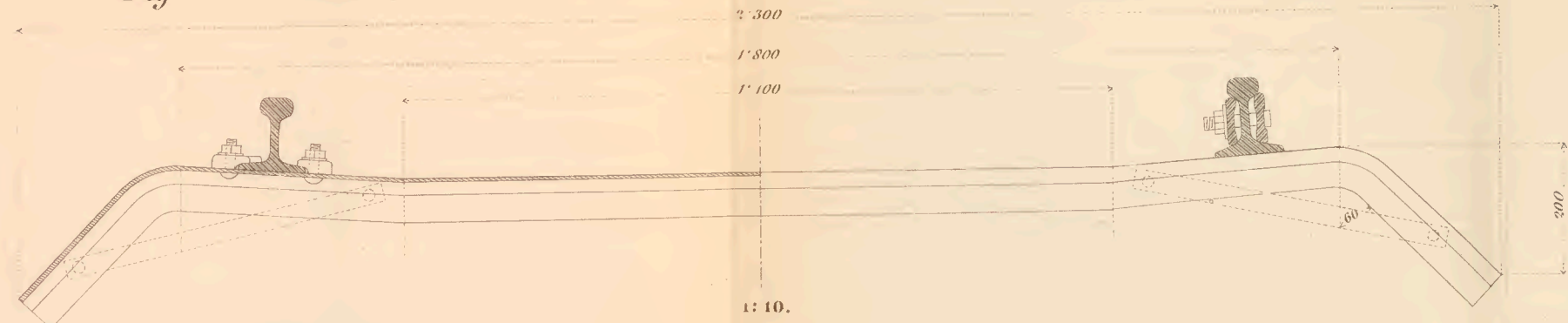


Fig. 2. Schnitt G.H.

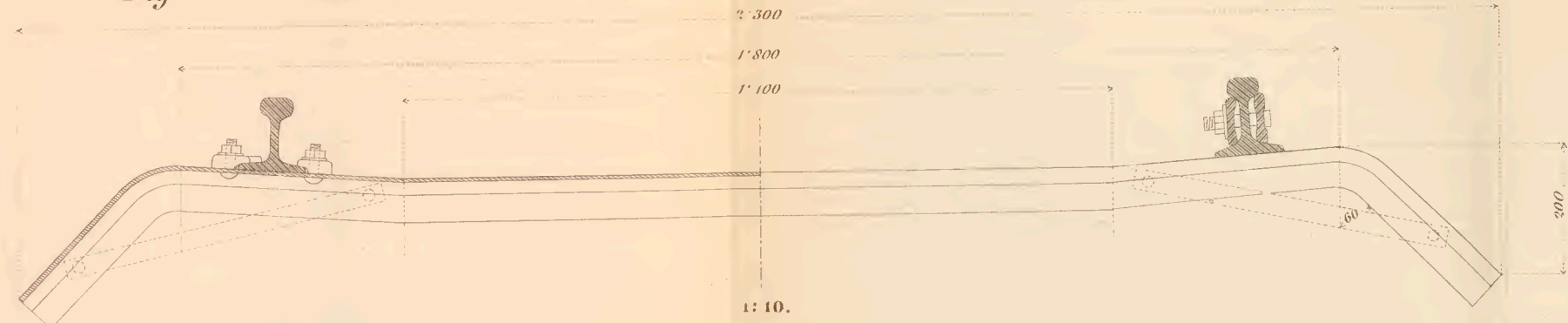
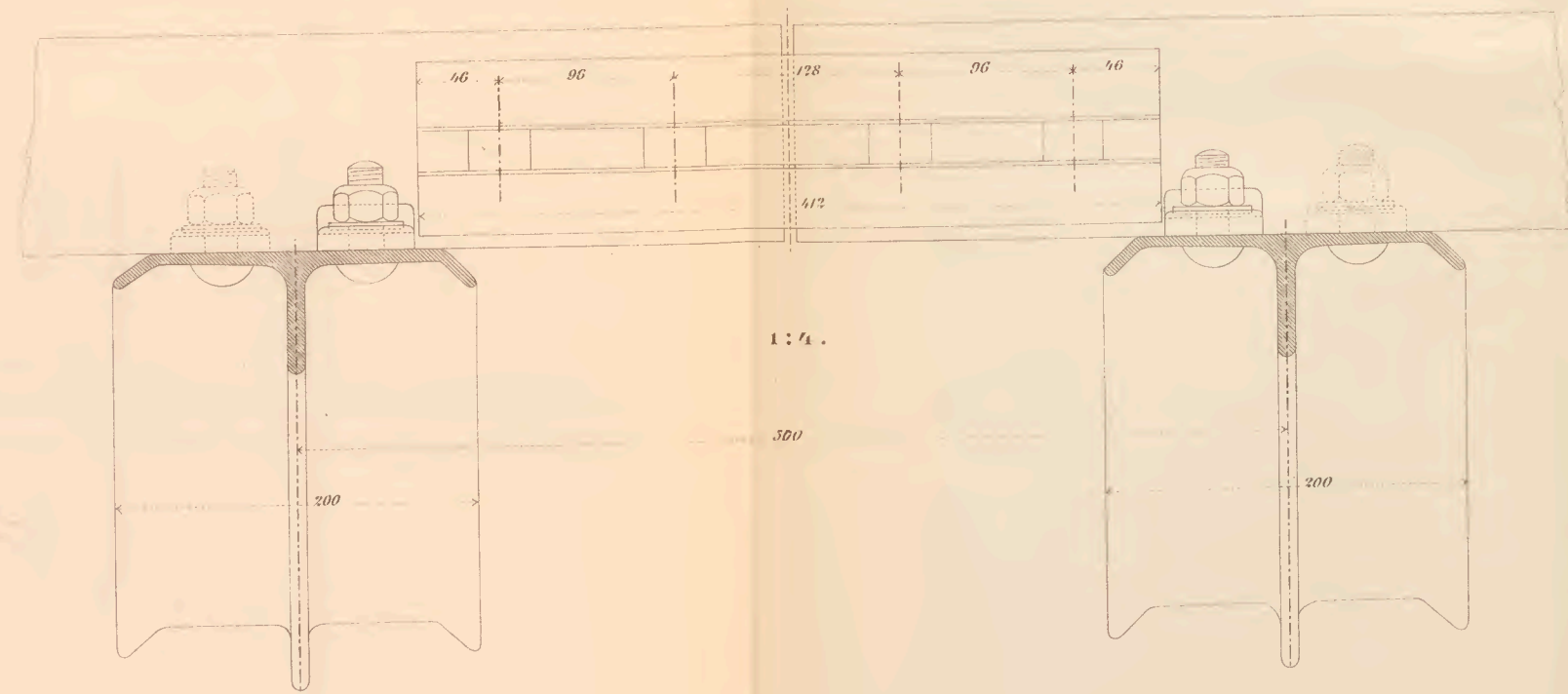


Fig. 3. Schnitt J.K.



zu Fig. 3.

Fig. 4. Schnitt J.K.

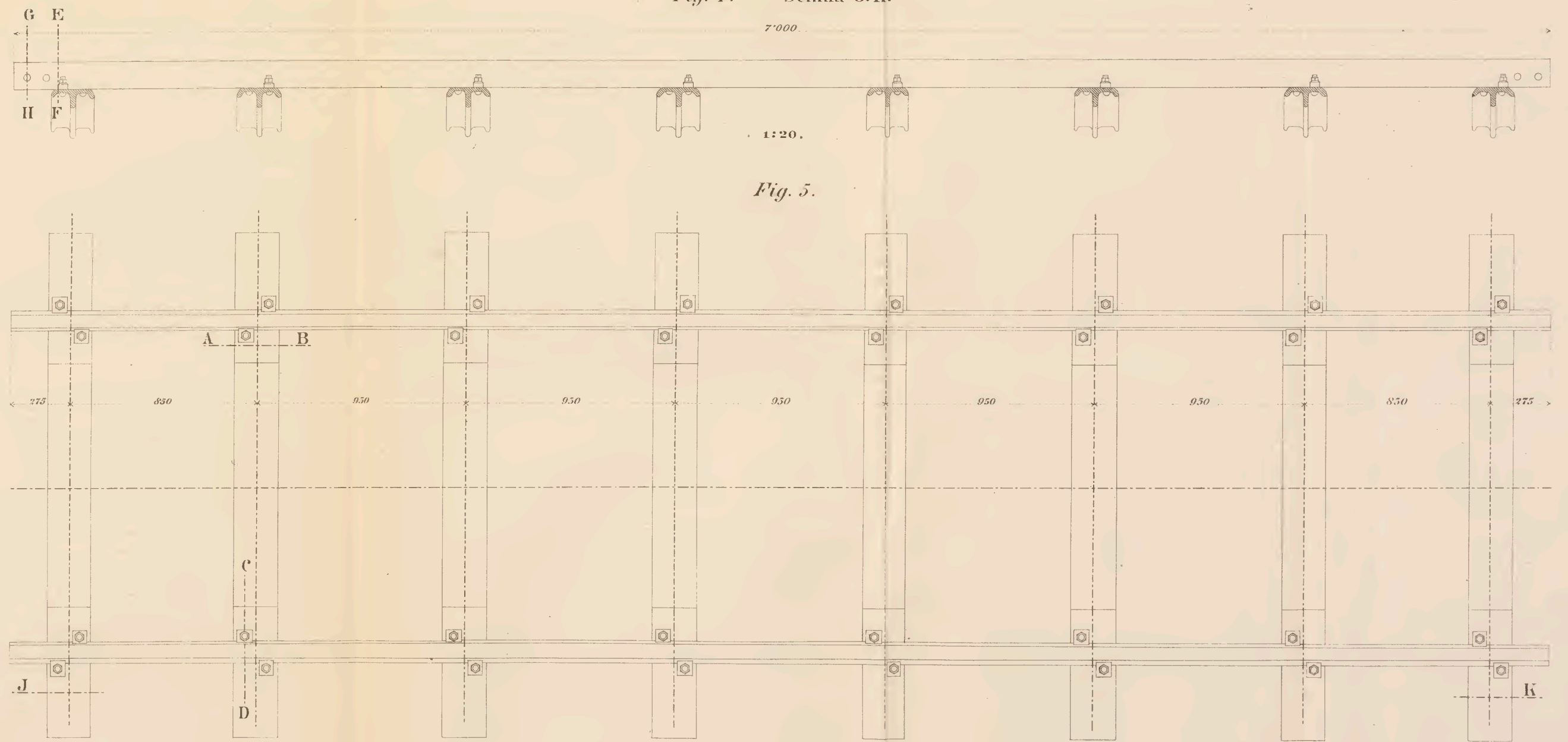
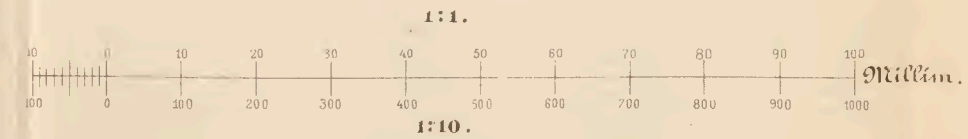
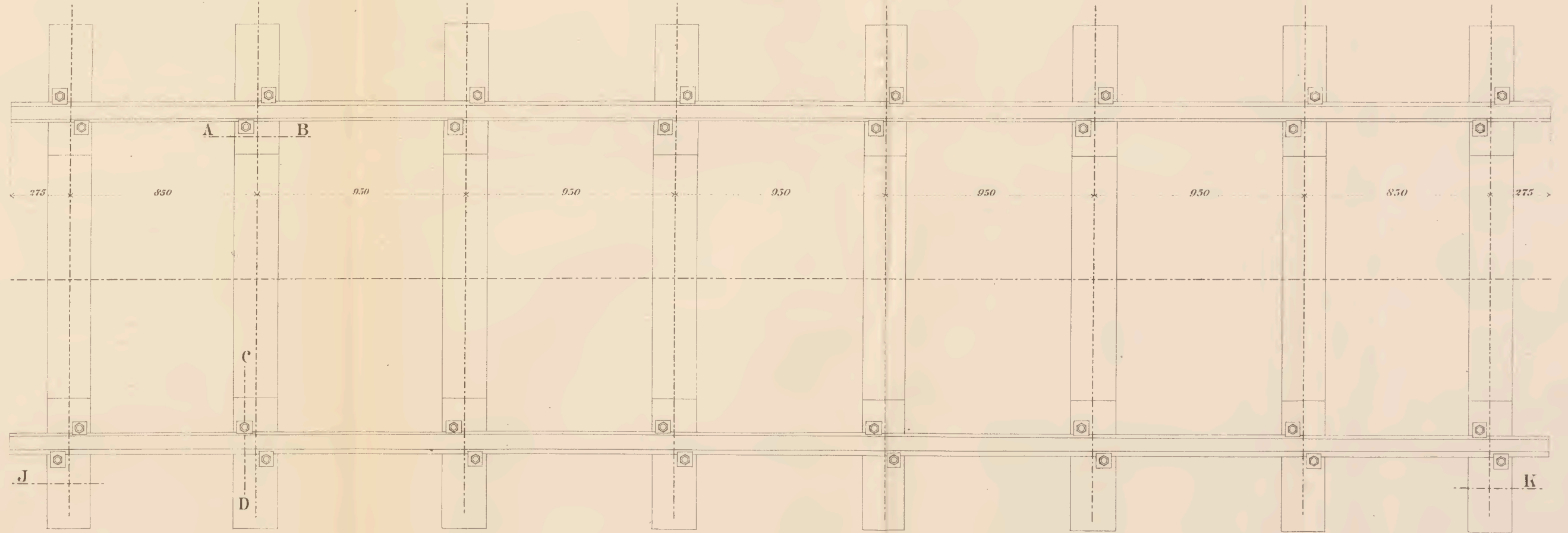


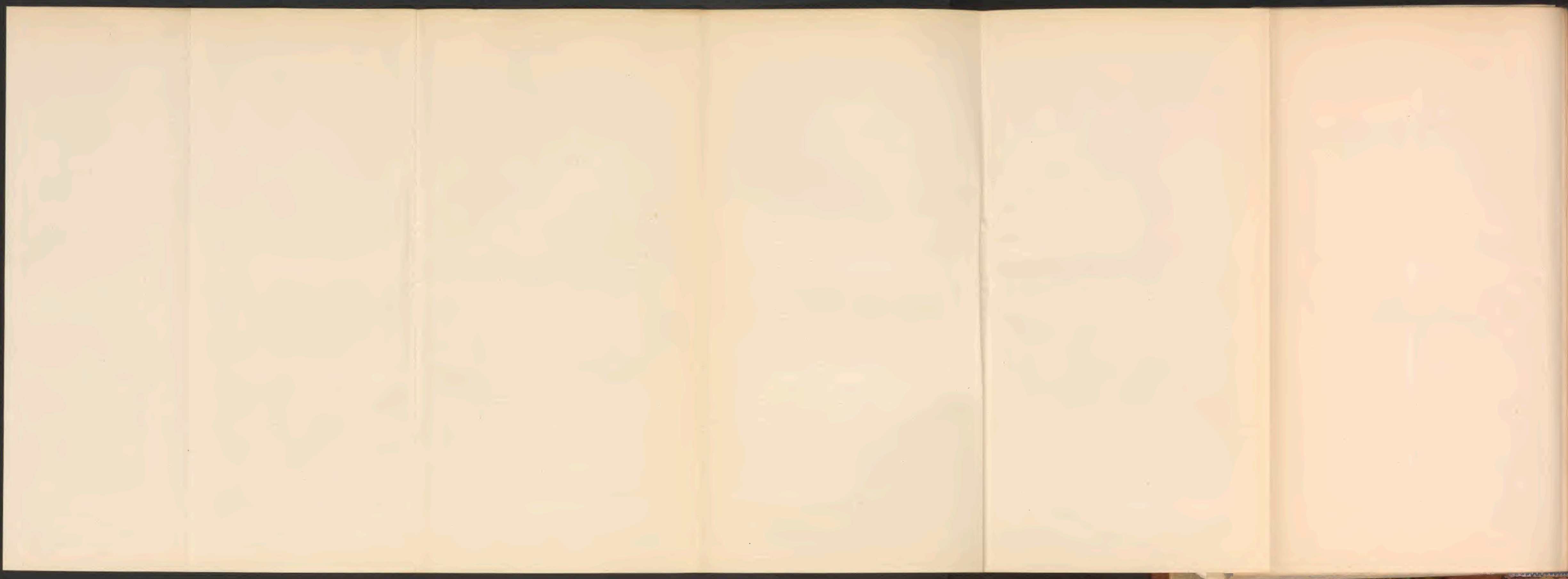
Fig. 5.



zu Fig. 4 u. 5.

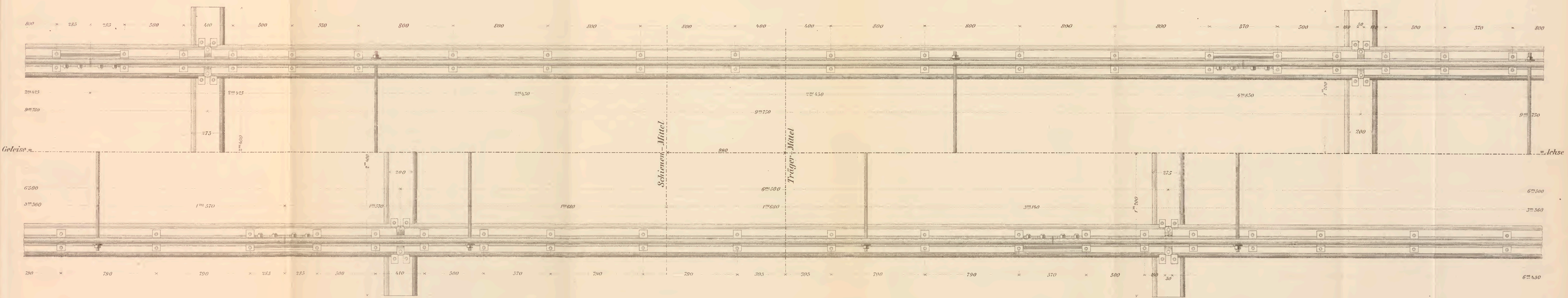


zu Fig. 4 u. 5.



Oberbau von Hohenegger.

Geleisanlage für Gerade und Curven bis $R=375^m$ Schienen: 9^m75 u. 9^m70 .

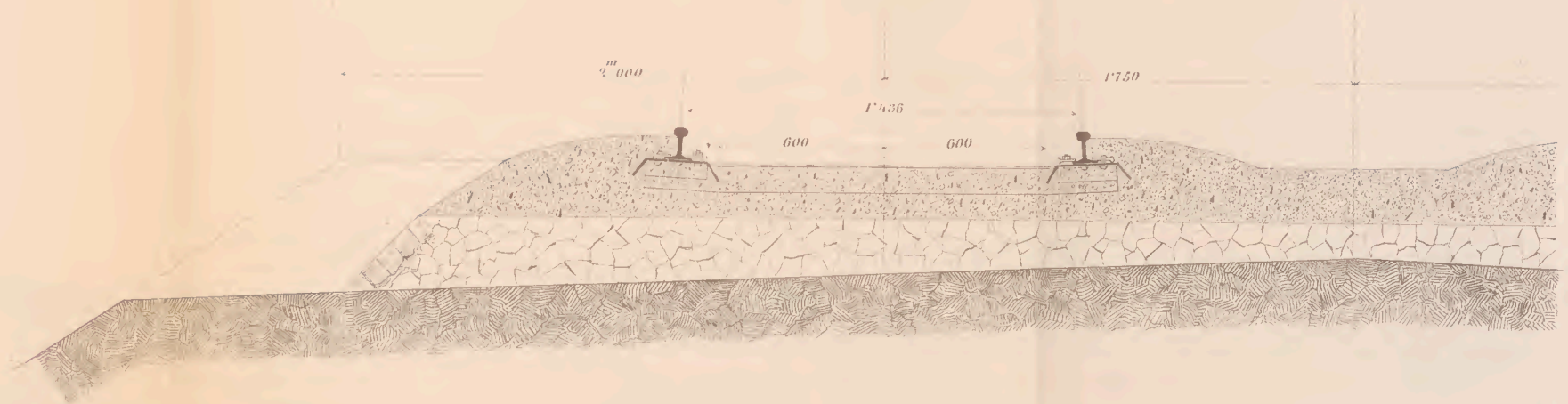


Geleisanlage für Curven von $R=374^m$ bis 150^m Schienen 6^m50 u. 6^m45 .

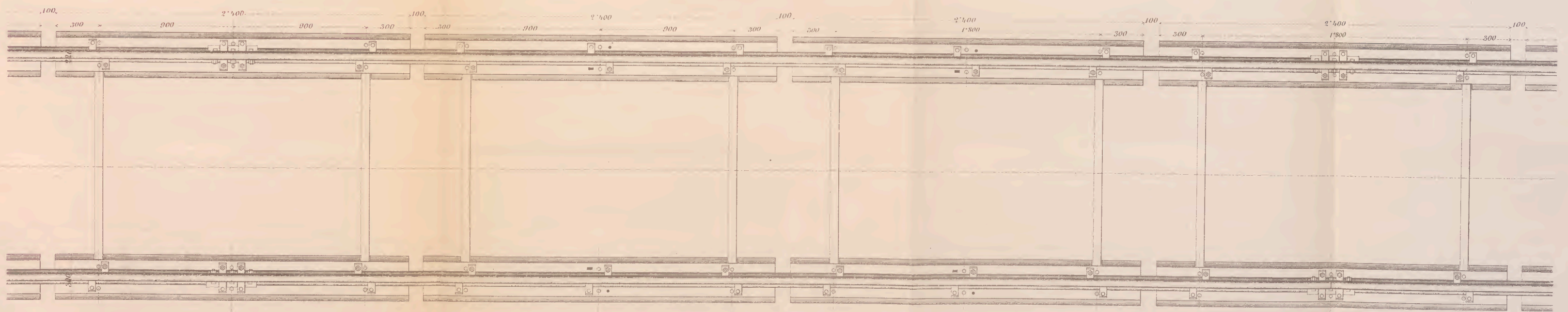
Maafse in Millimeter — Maafstab: 1:25.



Oberbau von v. Hagemeister und Wagner.
 Normal-Profil der Bettung.

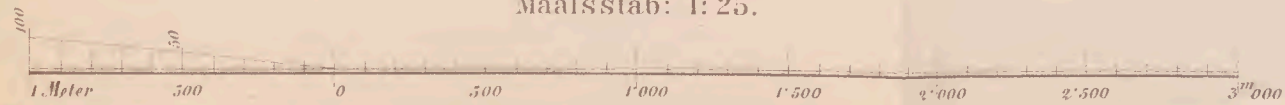


Anordnung des Geleises in der Geraden.

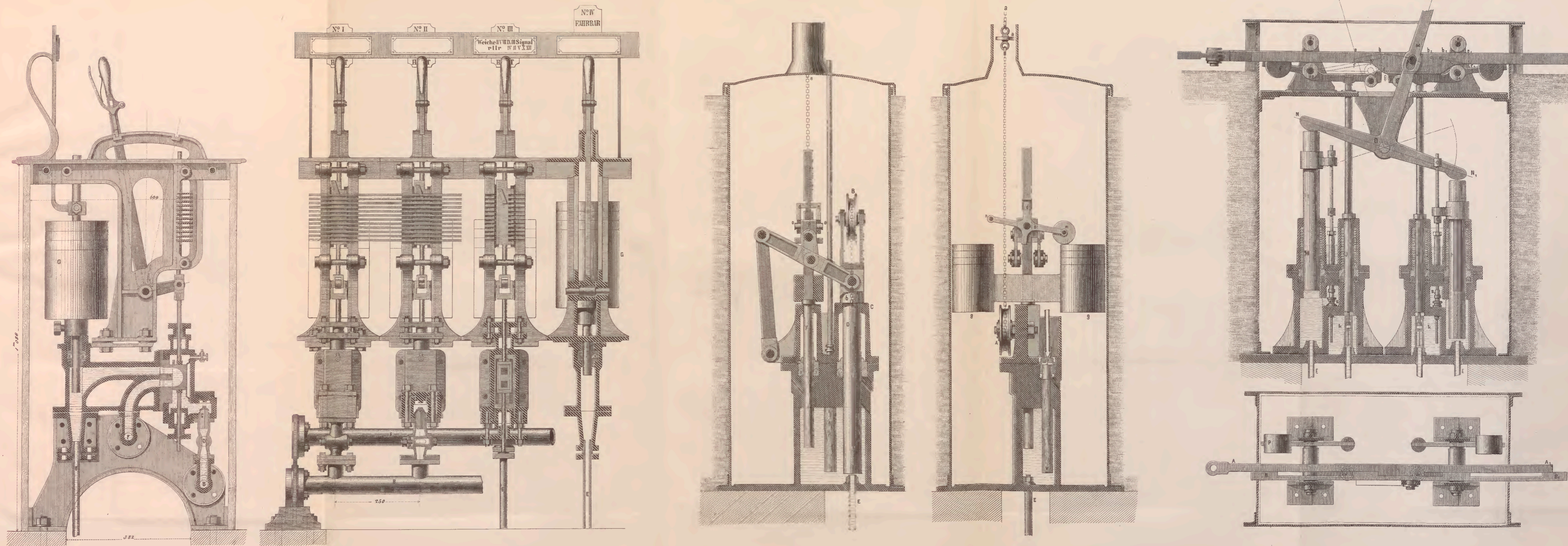


Schiene Länge 7^m500

Maafsstab: 1:25.









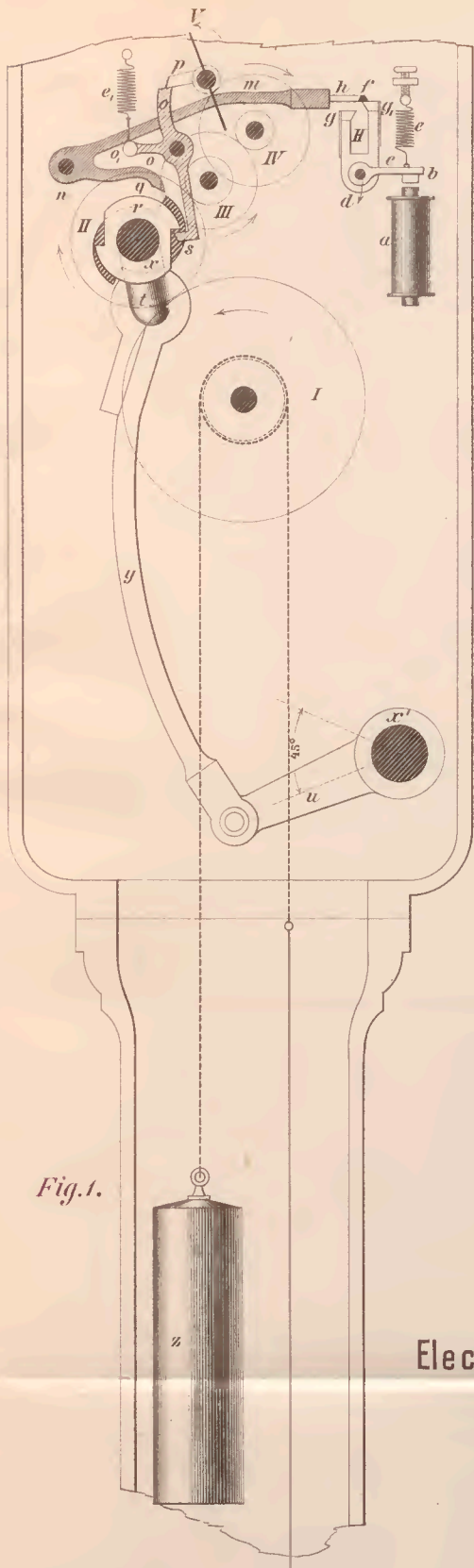
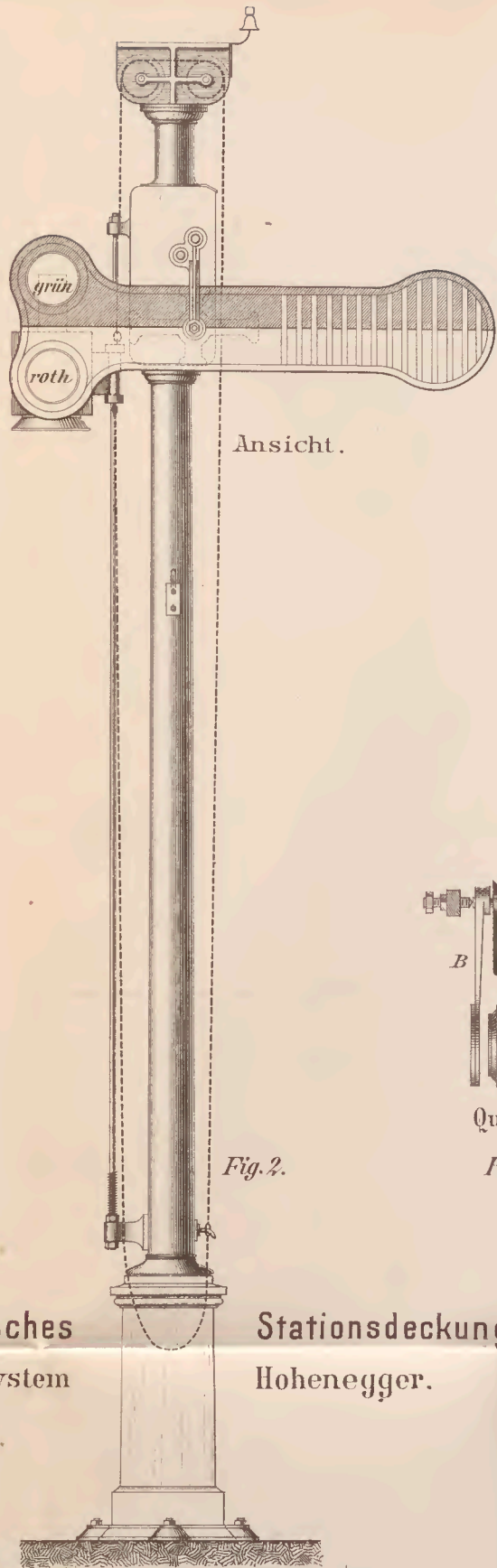


Fig. 1.

Electromagnetisches System



Ansicht.

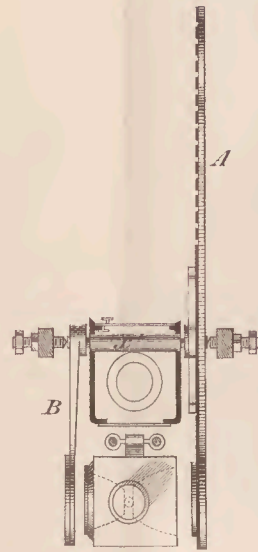
Fig. 2.

Stationsdeckungssignal.
Hohenegger.



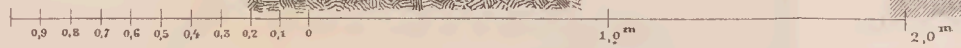
Vertikalschnitt.

Fig. 3.

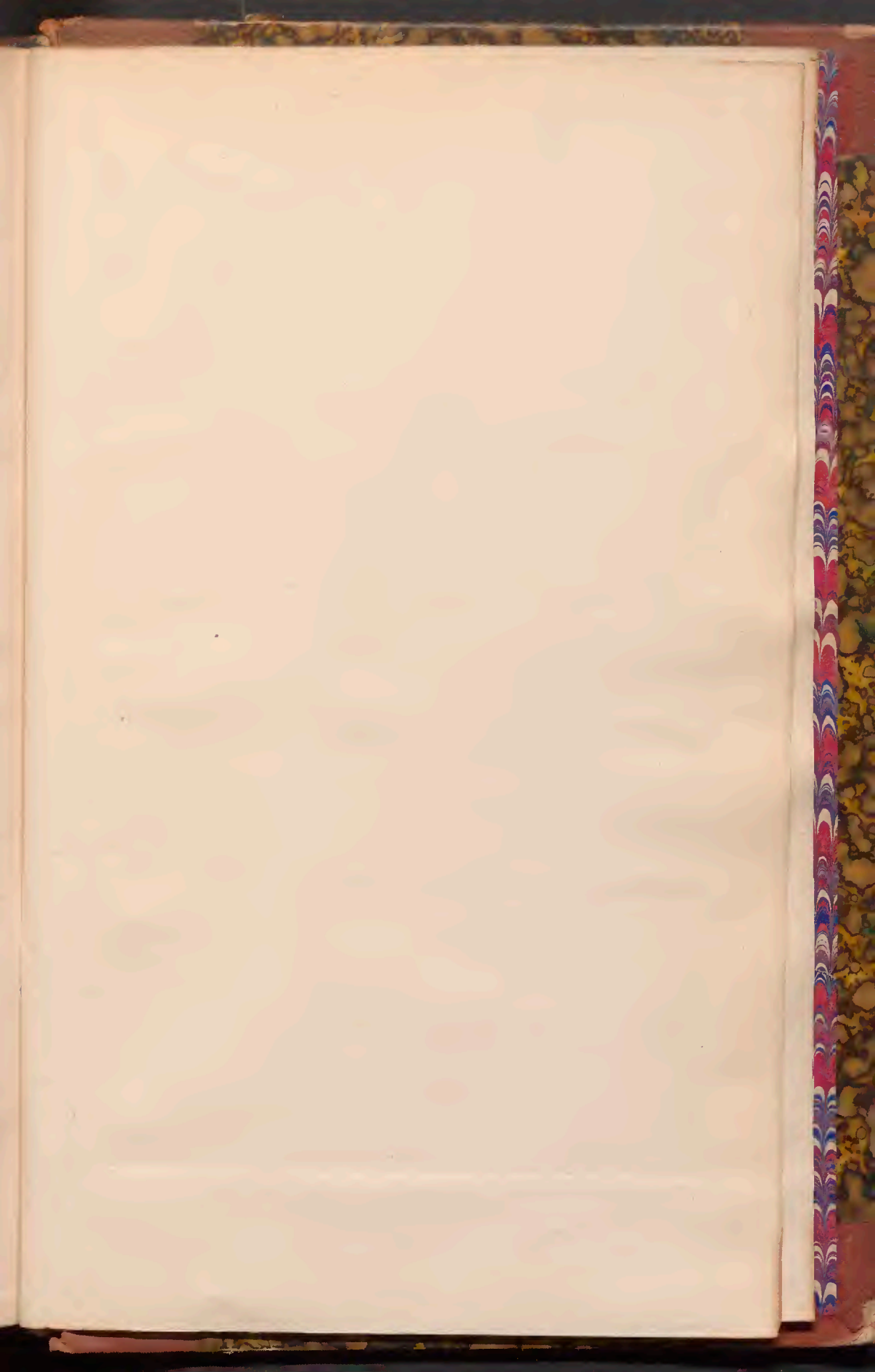


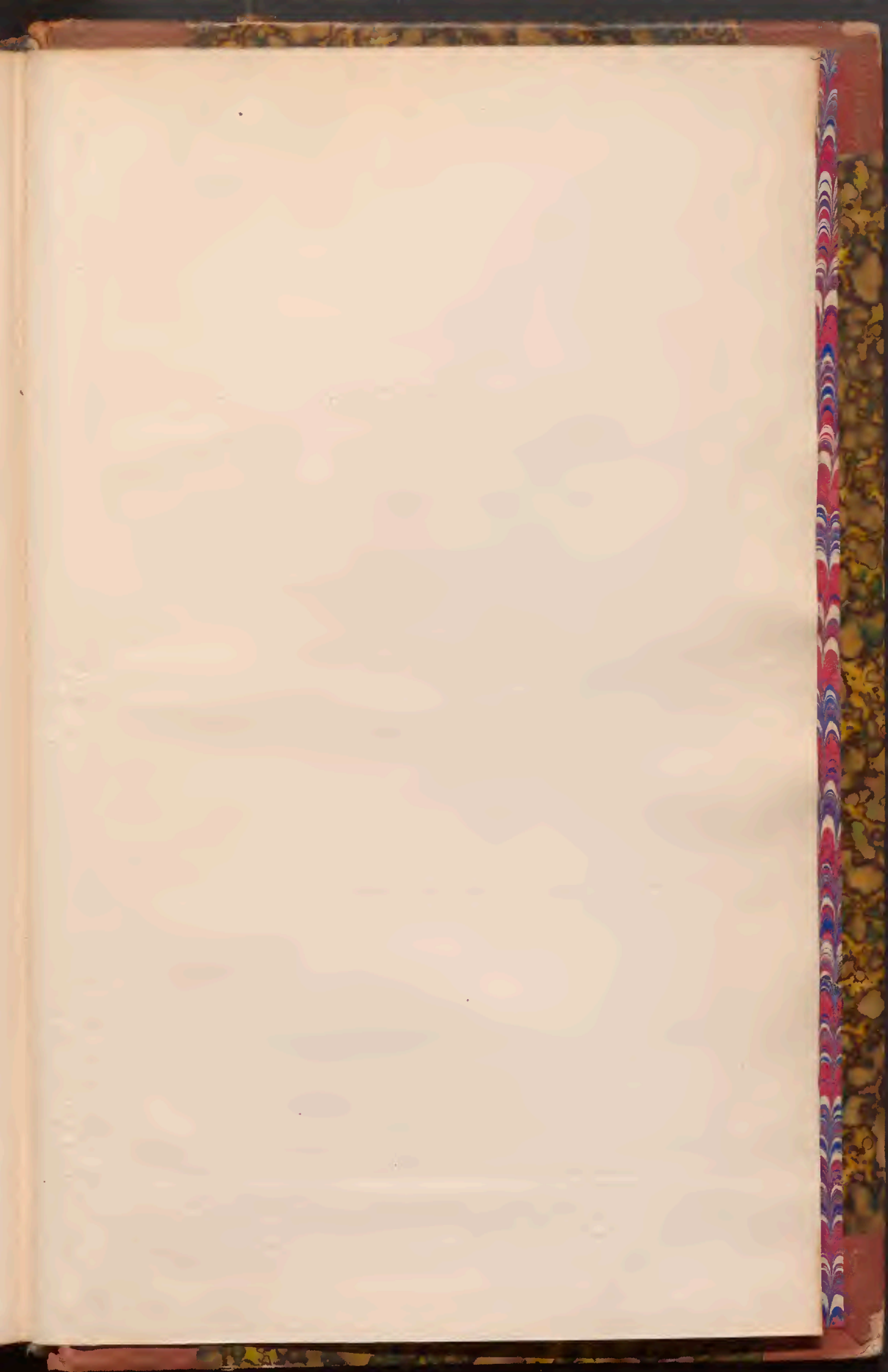
Querschnitt.

Fig. 4.



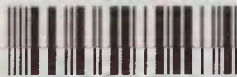








TMW-Bibliothek



0029563 5

