

Die Berliner Stadt-Eisenbahn.

(Fortsetzung, mit Zeichnungen auf Blatt 4 bis 9 im Atlas.)

14. Kosten.

Die Kosten der einzelnen Viaductgattungen, wie solche sich bei der Ausführung ergaben, schwanken ziemlich bedeutend und stellen sich im Durchschnitt erheblich niedriger, als die nach den Vorerhebungen gefundenen Werthe, da der bei letzteren in Ansatz gebrachte Grundpreis von 26 *M.* pro qm aufgehendes Mauerwerk kaum erreicht worden ist. In der umstehenden Tabelle sind für eine grössere Anzahl von Viaductstrecken die Kosten übersichtlich zusammengestellt. Nach Spalte 21 dieser Tabelle zeigen die 8 m-Viaducte (Nr. 3 und 4) bei annähernd gleich tiefen Fundamenten Unterschiede bis 14 *M.* pro qm Grundfläche oder 26%, die 10 m-Viaducte (Nr. 7 und 8) desgl. 10 *M.* oder 13%, die 12 m-Viaducte (Nr. 11 und 14) sogar in einem Falle fast 32 *M.* oder 36%. Der Grund für diese Preisdifferenzen lag theils in den Schwankungen, welchen der Werth des Materials und der Arbeitskraft in den verschiedenen Bauperioden unterworfen war, theils in der mehr oder minder guten äußeren Ausstattung der einzelnen Viaductstrecken. Ferner trat auch noch die Zeit, welche dem Unternehmer zur Fertigstellung bewilligt wurde, als ein Factor hinzu, welcher nicht unwesentlich auf die Bemessung der Preise einwirkte.

15. Belastungsversuche an Pfeilern aus Ziegelmauerwerk auf sandigem Baugrunde.

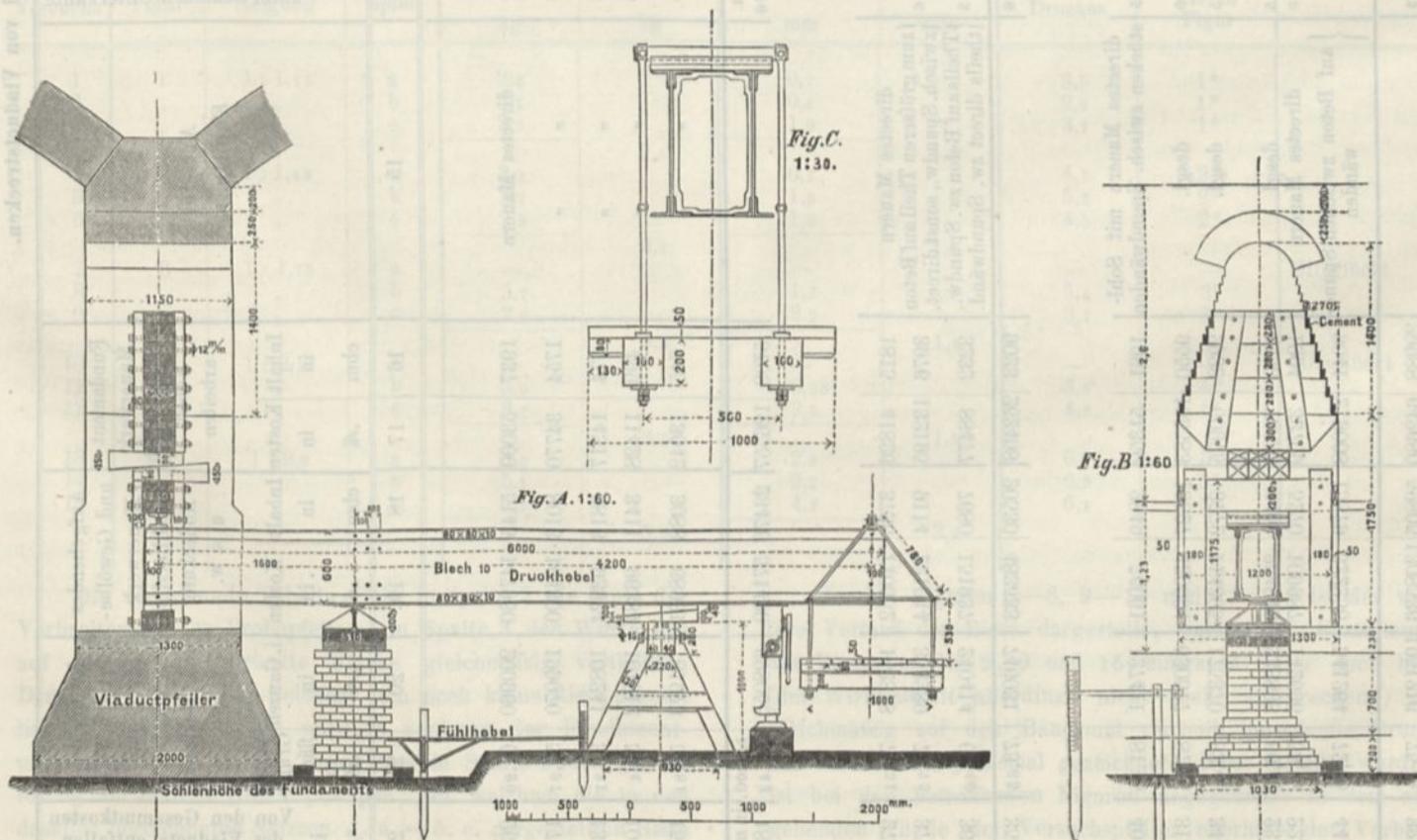
Während der Bauausführungen wurden an Pfeilern mit treppenförmigen Fundamentverbreiterungen Belastungsversuche angestellt, welche den Zweck hatten, zu ermitteln, unter welchem kleinsten Neigungswinkel Fundamentverbreiterungen

aus Ziegelmauerwerk in Wasserkalkmörtel auf einem aus feinkörnigem, dicht gelagertem Sande bestehenden Baugrunde unter Annahme bestimmter Belastungen angelegt werden dürfen, ohne daß Risse in der Verbreiterung entstehen. Man hoffte, hierbei zugleich Aufschluss darüber zu erhalten, wie stark der erwähnte Baugrund überhaupt ohne Nachtheil belastet werden darf.

Die Versuche sind mit Rücksicht auf die Oertlichkeit und die zu Gebote stehenden Mittel in folgender Weise ausgeführt worden.

Neben den Pfeilerdurchbrechungen des fertigen Viaductes zwischen der Fasanen- und Grolmanstrafse in Charlottenburg wurden fünfzehn Versuchspfeiler aus guten Hintermauerungssteinen in Wasserkalkmörtel (2 Theile Kalk, 5 Theile Sand) aufgemauert. Der Untergrund an dieser Stelle besteht, wie erwähnt, aus festgelagertem, feinkörnigem Sande. Die Fundamentunterkante der Versuchspfeiler lag mit derjenigen der Viaductpfeiler in gleicher Höhe, etwa 1,2 m unter Terrain.

Die Versuchspfeiler hatten in dem aufgehenden Theile eine Grundfläche von 51 x 51 cm und waren parallel zu den Achsen der Viaductpfeiler auf 103 cm verbreitert (vergl. die beistehenden Figuren A und B). Die Verbreiterung um 26 cm nach jeder der beiden Seiten war auf 4, 5, 6, 7 und 9 Schichten gleichmäfsig vertheilt (vergl. die Figuren 1 bis 5 auf S. 119/120), wodurch je drei Pfeiler einen gleichen Fundamentanlauf von $\frac{1}{1,15}$, $\frac{1}{1,43}$, $\frac{1}{1,73}$, $\frac{1}{2,12}$ und $\frac{1}{2,6}$ erhalten haben.



Zusammenstellung der Kosten für eine Anzahl von Viaductstrecken.

Laufende Nr.	Bezeichnung der Viaductstrecke.	Spannweite der Gewölbe m	Anzahl der			Stärke der			Länge des Viaducts zwischen d. Baufuchten m	Breite des Viaducts über der Plinthe m	Grundfläche des Viaducts qm	Tiefe der Fundirung unter Mittel-Wasser m	Tiefe der Fundirung unter Schienen-Unterkante m	Art der Fundirung.	Fundament- Manerwerk einschließlich Neben- arbeiten	Aufgehendes und Gewölbe- Manerwerk einschließlich Abdeckung u. s. w.	Kosten des fertigen Viaducts incl. Geländer excl. Baktierung etc.	pr. qm Grundfläche in	Von den Gesamtkosten des Viaducts entfallen auf Fundirung in %		
			Zwischen-Gruppen-Straßen-Pfeiler	Zwischen-Gruppen-Straßen-Pfeiler	in m	in m	in m	in m												in m	in m
1	Andreasstrasse-Krautstrasse Lehrer Bahn - Verlängerte Lüneburger Strasse Hardenbergstrasse - Strasse Nr. 9	8,0	19	4	2	1,15	2,00	3,00 in med.	228,5	14,5	3284	0	8,7	directes Mauern	1937	53000	5145	147960	200960	61,30	26,38
2	Strasse Nr. 18 - Grolman- strasse	8,0	11	2	2	1,40 in med.	2,20	4,30 in med.	140,4	23,3-30,0	3738	0	8,6	"	1734	34770	8016	164300	199070	52,97	17,47
3	Grolmanstrasse - Strasse Nr. 12 ^a	8,0	12	1	2	1,09	1,94	3,52 in med.	125	16,5-27,7	2760	0	7,3	"	774	14317	3816	93924	108241	39,21	13,33
4	Für d. 8 m-Viaducte zusamm.	8,0	8	—	4	1,15	2,00	{ 3,0 3,25	132	15,3	2019	0	7,5	"	499	11428	3411	96384	107812	53,4	10,60
5	Kl. Präsidentenstrasse - Ueber- fahrtsgrasse - Verlängerte Paulstrasse	10	11	—	2	1,25	—	2,25	139	15,3-16,1	2137	0	9,5	directes Mauern (zum größeren Theil auf Beton zwischen Spundw., sonst direct.	1815	41826	3736	110552	152378	71,31	27,45
6	Verlängerte Paulstrasse-Pro- ject. Uferstrasse	10	20	5	1	1,27	2,02	2,40	289	15,52	4485	1,8	11,76	(Theils auf Beton zw. Spundw., theils direct zw. Spundwand.	3976	132195	9114	221044	353239	78,73	37,42
7	Für d. 10 m-Viaducte zusamm.	10	16	3	2	1,27	1,92	{ 3,17 2,80	226	15,52	3308	2,9	11,73		3232	88477	7680	151937	240414	68,40	36,80
8	Arbeitshausstrasse - König- strasse	12	5	—	2	1,47	—	4,49	654	15,49	10130	1,8	11,26	directes Mauern mit Sohl- stücken zwisch. Spundwänden	9023	262498	20530	483533	746031	73,65	35,19
9	Alexanderstrasse - Arbeit- shausstrasse	12	36	1	6	1,61	2,35	3,76	88	16,3-24,1	1569	2,7	13,35	desgl.	1981	51350	2849	76061	127411	81,22	40,30
10	Panoramastrasse - Kaiser Wilhelmstrasse	12	6	—	2	1,47	—	{ 2,68 3,35	459	15,35-16,09	7221	1,5	11,50	desgl.	9650	199583	15627	430994	630577	87,32	31,65
11	Kaiser Wilhelmstrasse - Spandauerbrücke	12	21	—	4	1,67	—	3,89	96	17,13-27,22	2122	2,0	12,65	desgl.	2922	60975	3772	114395	175370	82,66	34,77
12	Kupfergraben - Stallstrasse	12	9	2	2	1,46	2,27	4,23	324	15,37-16,70	5018	2,6	12,75	desgl.	4590	79055	9408	254843	333898	66,54	23,68
13	Klopstockstr. - Lefsinstr. Lehnstr. - Altonaerstr.	12	26	6	6	{ 1,63 1,48	2,43	3,47	168	15,08-15,57	2593	1,90	11,70	directes Mauern auf Beton zwischen Spund- wänden	1904	32709	5270	109987	142696	55,04	22,92
14	Für d. 12 m-Viaducte zusamm.	12	—	—	—	—	—	—	479	15,50 15,57	7445	3,5	12,1		9041	219008	15879	322256	541264	72,70	44,05
									1614	16,09	25968	2,45	12,13		29988	642680	52805	1308536	1951216	75,14	32,94

C. 12 m-Viaducte.

B. 10 m-Viaducte.

i. m. 18,47 13317 — i. m. 8,06 5709 126557 23476 571499 698056 i. med. 52,42 18,13

Die Druckübertragung auf die Versuchspfeiler sollte eine centrische sein und der Druck auf die ganze Querschnittsfläche des Pfeilers, sowie auf die Oberfläche des gedrückten Baugrundes sich gleichmäßig vertheilen. Um dies zu erreichen, wurden, abgesehen von der selbstredend centralen Anordnung des Hebeldruckpunktes, die oberen vier Ziegelschichten in Cementmörtel gemauert, und die Gußeisenplatte (Figur A u. B), auf welche die Schneide des Hebels wirkte, wurde mittelst eines untergelegten doppelten Holzfutters und dazwischen eingefügter Filzlage auf die Pfeiler gelagert. Der erwähnte, ungleichschenklige Hebel bestand aus einem Blechträger. Der kürzere Schenkel dieses Hebels griff unter eine Zimmerung, welche die Oeffnungen in den Viaductpfeilern füllte. Am Ende des längeren Schenkels befand sich eine Waagschale (Fig. C), in welche die aus alten Schienen bestehende Belastung vorsichtig gebracht wurde, nachdem der Hebel mittelst einer unter denselben gestellten hydraulischen Winde gestützt worden war (vergl. die Figuren A und B). Die Einwirkung des Druckes auf das Mauerwerk des Versuchspfeilers wurde allmähig herbeigeführt, indem man den Stempel der hydraulischen Winde langsam herabließ.

Vor Hinzufügung neuer Belastungen zu den bereits in der Waagschale befindlichen wurde immer erst der Hebel mittelst der Winde festgestellt.

Die Probebelastungen wurden nach einer Erhärtungsdauer der Pfeiler von ca. vier Monaten vorgenommen.

Die Beobachtungen bei den Probebelastungen beziehen sich hauptsächlich auf den Eintritt der ersten Spuren von Zerstörungen des Mauerwerks, auf Risse in den Mörtelfugen und in den Ziegelsteinen. Es wurden auch die Bewegungen des Sanduntergrundes neben und unter dem Pfeiler beobachtet, doch haben diese Beobachtungen wegen der tiefen, theils verdeckten Lage der Fundamentunterkante nicht ganz mit der wünschenswerthen Schärfe ausgeführt werden können.

Die Sohle der Baugrube in der unmittelbaren Umgebung der Probepfeiler hat bis zum Eintritt der ersten Risse in dem Pfeilermauerwerk keine bestimmte meßbare Hebung gezeigt, trotzdem sie bei den letzten Versuchen unbelastet war, während man bei den ersten Versuchen den Druck der Hinterfüllungserde auf die Umgebung der Pfeilersohle durch eine Belastung aus Eisenstücken ersetzt hatte, da man ein Auftreiben des Bodens neben den Pfeilern befürchtete.

Unter den Pfeilern wurde eine mittlere Senkung des Baugrundes und des Pfeilermauerwerks bis auf 4,2 mm vor Eintritt der Risse beobachtet. Es darf angenommen werden, daß vor dem Eintritt der Risse der Druck auf den Baugrund sich in der ganzen Ausdehnung der gedrückten Fläche gleichmäßig vertheilt hatte, da die elastische Aenderung des Pfeilermauerwerks nahezu gleich Null anzunehmen ist.

1 Laufende Nr. des Versuchs	2 Fundament- verbreiterung			3 Gleichmäßig vertheilter Druck pro qcm des Bau- grundes, bei dem noch keine Zerstörung des Mauer- werks sichtbar war		4 Senkung der Fundament- unterkante bei dem Drucke wie in Spalte 3		5 Gleichmäßig vertheilter Druck pro qcm des Bau- grundes, bei dem eine Zerstörung sichtbar war		6 Bemerkung.
	nach Figur	mit der Neigung	Bei- spiel	im einzelnen Falle kg	im Mittel kg	im einzelnen Falle mm	im Mittel mm	Größe des Druckes	Zerstörung wie in Figur	
1	1	1 : 1,15	a	2,2	2,4	0,7	1,0	3,0	1 ^a	
2	"	"	b	2,1		0,4		2,9	1 ^b	
3	"	"	c	2,9		1,9		3,7	1 ^c	
4	2	1 : 1,43	a	3,1	3,2	0,7	1,1	4,7	2 ^a	
5	"	"	b	3,7		1,6		5,3	2 ^b	
6	"	"	c	2,9		1,0		4,5	2 ^c	
7	3	1 : 1,73	a	—	3,3	—	1,8	—	—	Mißglückt
8	"	"	b	3,7		1,5		5,4	3 ^b	
9	"	"	c	2,9		2,2		3,7	3 ^c	
10	4	1 : 2,12	a	—	3,35	—	1,5	—	—	Mißglückt
11	"	"	b	3,0		0,55		3,8	4 ^b	
12	"	"	c	3,7		2,5		4,5	4 ^c	
13	5	1 : 2,6	a	5,3	5,3	2,2	2,9	6,2	5 ^a	
14	"	"	b	5,4		2,2		6,2	5 ^b	
15	"	"	c	5,3		4,2		6,1	5 ^c	

Die vorstehende Tabelle giebt in Spalte 2 die Form der Verbreiterung des Probepfeilers, in Spalte 3 den Werth des auf die ganze gedrückte Fläche gleichmäßig vertheilten Druckes pro qcm, bei welchem sich noch keine Risse gezeigt haben, in Spalte 4 die mittlere Senkung der Fundamentunterkante unter diesem Druck und in Spalte 5 den gleichförmig vertheilten Druck pro qcm, bei welchem die in den daselbst bezeichneten Skizzen 1. a.—5. e. dargestellten Risse (s. folgende Seite) eintraten.

In den Figuren 6—8, 9—11 und 12—14 ist der weitere Verlauf der Risse dargestellt, welche bei Fortsetzung des Versuches Nr. 2, 9 und 15 eintraten. Der auch hier (der Wirklichkeit allerdings nicht mehr entsprechend) als gleichmäßig auf den Baugrund vertheilt gerechnete Druck, bei welchem die jedesmal gezeichneten Risse sichtbar wurden, ist bei den betreffenden Figuren angegeben. In dem aufgehenden Theile der Versuchspfeiler oberhalb der Verbreiterungen war der Querschnitt nur halb so groß, wie die

Fundamentunterfläche. Die Pressung in diesem Theile ist daher doppelt so groß gewesen, wie die des Baugrundes. Hierbei haben sich keine Risse gezeigt, obgleich der Druck bis zu 20 kg pro qcm des Mauerwerks betragen hat.

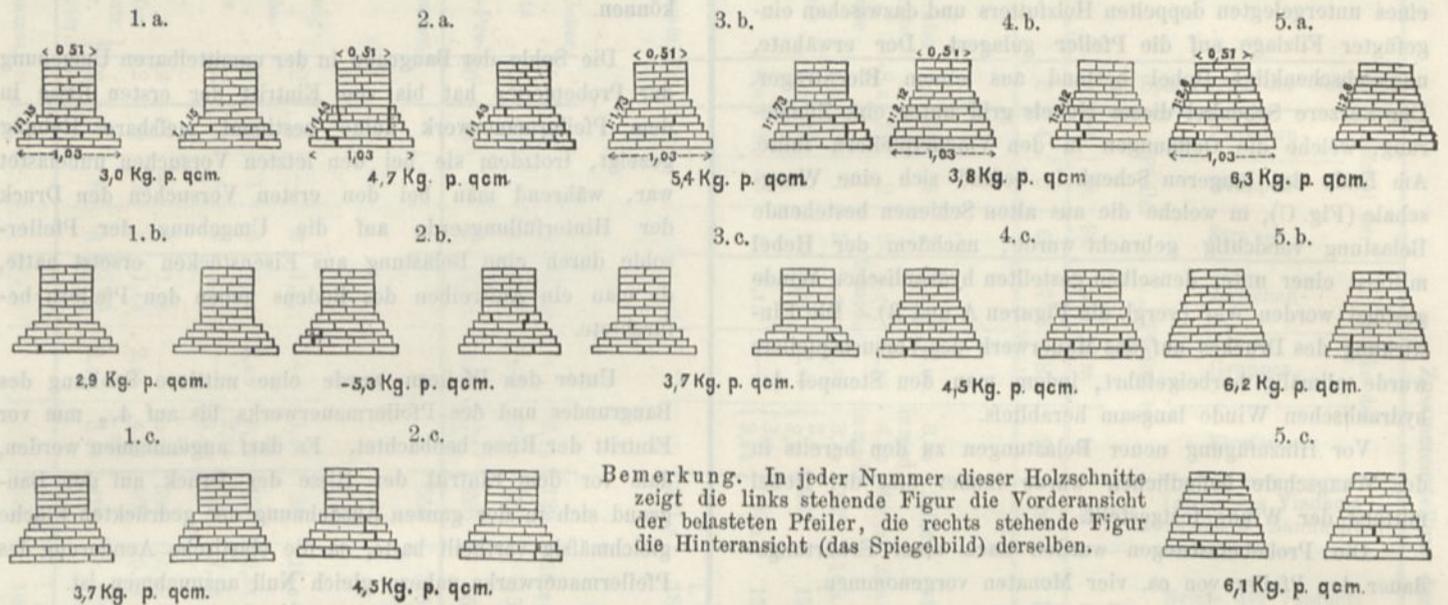
Aus den vorliegenden wenigen, für eine bestimmte Pfeilerstärke und Art des Baugrundes vorgenommenen Versuchen können allgemein gültige Schlussfolgerungen nicht gezogen werden. Hierzu wird es noch der Anstellung ent-

eine centrale Belastung angewendet werden darf, welche, gleichmäßig auf die Fundamentgrundfläche verrechnet, einen Druck pro qcm derselben ergibt von

2,4 3,2 3,3 3,35 5,3 kg.

Größere Belastungen würden für die einzelnen Verbreiterungsverhältnisse unter allen Umständen zu vermeiden sein, da sonst die Fundamentvorsprünge abreißen.

Für die Entscheidung der Frage, wie stark man den



sprechender Versuche mit anderen Pfeilerstärken und unter anderen Baugrundverhältnissen bedürfen. Vielleicht giebt diese Mittheilung anderen Bauverwaltungen Anregung hierzu.

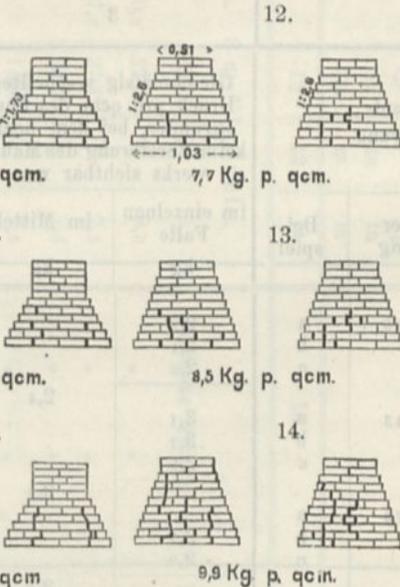
Immerhin werden aber die hier besprochenen Versuche für einen sandigen Baugrund, wie er in und um Berlin vielfach vorkommt, einigen Anhalt beim Entwerfen von Mauerwerksconstructionen bieten. Was die Pfeilerstärken betrifft, so ist wohl anzunehmen, daß eine größere Stärke günstig wirkt, und daß man mit hinreichender Sicherheit vorgeht, wenn bei stärkeren Pfeilern, als die hier untersuchten, nach den aus den vorliegenden Versuchen abzuleitenden Regeln verfahren wird.

Diese letzteren lassen sich wie folgt fassen, wenn die Zahlen der obigen Tabelle in Worte gekleidet werden.

Zunächst bestätigen dieselben, was allerdings auch ohne Versuche von vorn herein als unzweifelhaft gelten konnte, daß je größer die Last ist, die pro qcm gleichmäßig auf den Baugrund übertragen werden soll, desto steiler die Fundamentverbreiterung sein muß.

Sodann lehren sie, daß bei einem Anlauf der Fundamentverbreiterung von 1:

1,15 1,43 1,73 2,12 2,6



Baugrund — eine hinreichend steile Abkrugung des Fundamentes vorausgesetzt — überhaupt belasten darf, geben die Versuche nur den Anhalt (Spalte 4), daß bei den vorerwähnten Belastungen Senkungen von durchschnittlich 1,0 1,1 1,8 1,5 2,9 mm eingetreten sind. Eine gewisse Einsenkung allgemein als die größte zulässige hinzustellen, wird nicht möglich sein. Immerhin kann man wohl aus den mitgetheilten Versuchen schließen, daß ein aus feinkörnigem, dicht gelagertem Sande bestehender Baugrund bei 1 bis 2 m Fundamenttiefe unbedenklich mit 3 kg pro qcm gleichmäßig belastet werden darf, während in den meisten Fällen eine Belastung bis 5 kg noch zugänglich sein wird. — Ueber die zulässige Kantenpressung auf den Baugrund bei schiefen Belastungen geben die Versuche keinen unmittelbaren Aufschluß.

B. Viaducte mit eisernem Ueberbau.

Viaducte mit eisernem Ueberbau sind nur auf einer kurzen Strecke zwischen Spree und Kupfergraben, wo die Bahn die Museumsinsel überschreitet, angeordnet und zwar in einer Länge von rund 110 m.

Für die Wahl der Eisenconstruction war lediglich die Rücksichtnahme auf die längst geplante weitere Bebauung

der Museumsinsel maafsgebend; man glaubte durch einen, eventuell ohne zu grofse Betriebsstörung wieder zu beseitigenden, eisernen Ueberbau der freien Disposition über den Bauplatz weniger Hindernisse in den Weg zu legen, wie durch einen steinernen Viaduct.

So weit die Bahn auf dem Terrain der Museumsinsel sich befindet, liegt dieselbe in der Geraden und horizontal.

Der Viaduct hat sieben Oeffnungen von je 14,5 m Lichtweite. Die Breite ist um 1 m gröfser gewählt, wie bei den übrigen Viaducten, da die beiden mittleren Geleise eine Entfernung von 5 m erhalten haben, um bei einer etwaigen späteren Ueberbauung Raum für eine Pfeiler- bzw. Säulenstellung zu gewinnen.

Die in Ziegelsteinen aufgeführten Pfeiler geben zu Bemerkungen keinen Anlaß, desgl. bietet der eiserne Ueberbau nur geringes Interesse.

Für jedes Geleis sind zwei Hauptträger von je 15,36 m Stützweite vorhanden, letztere sind gegliederte Balkenträger einfachster Construction mit parallelen Gurtungen, verticaler Feldertheilung, Druckdiagonalen in den Endfeldern, sowie gekreuzten Diagonalen in den mittleren Feldern.

Zwischen den Hauptträgern sind an den Knotenpunkten Querträger von I-förmigem Querschnitt eingespannt, auf denen die den Oberbau tragenden kastenförmigen Schienenträger befestigt sind.

Eine Darstellung dieser Schienenträger ist auf Blatt 7 gegeben, die Anordnung derselben wird bei Besprechung der Brücken näher beschrieben werden.

Zwischen den Schienenträgern ist der Viaduct in seiner ganzen Breite mit hängenden Buckelplatten dicht abgedeckt und zur möglichsten Minderung des durch die Züge verursachten Geräusches mit einer Kiesschicht überschüttet.

IV. Brücken.

Auf der Strecke zwischen den beiden Endbahnhöfen überschreitet die Bahn sechsmal gröfsere Gewässer, und zwar dreimal die Spree, je einmal den Kupfergraben, den Humboldthafen und den Schiffahrtscanal.

Die zur Ueberbrückung dieser Wasserläufe bzw. des Hafengebassins erforderlichen Bauwerke sind durchweg von mäfsigem Umfange und können sich, was Grofsartigkeit der Verhältnisse anbetrifft, mit anderen Brücken neuerer Ausführung nicht messen; dieselben zeigen indess bei näherer Betrachtung eine ganze Reihe von Eigenthümlichkeiten, die bei derartigen Bauwerken nur selten auftreten, und deshalb eine etwas eingehendere Besprechung wohl rechtfertigen.

Eine einheitliche Bearbeitung der verschiedenen Entwürfe oder gar die Anfertigung von Normalien, wie solches bei den Viaducten geschehen, war bei den Brücken ausgeschlossen, denn die Bedingungen, unter denen letztere entstanden, waren eben zu sehr von einander verschieden.

Nicht nur die eigenartigen örtlichen Verhältnisse im Mittelpunkt der Grofsstadt, sondern auch die weitgehenden Anforderungen der beteiligten Behörden, die Rücksichtnahme auf den Verkehr, auf die Entwicklung der Stadt, auf die äufsere Erscheinung der Anlage u. s. w. wirkten in den einzelnen Fällen bestimmend auf die Wahl der Construction sowie des Materials, und machten für jedes Bauwerk einen besonderen Entwurf erforderlich.

Von den sechs vorerwähnten Brücken sind zwei, die Spreebrücke an der Museumsinsel und die Brücke über den Schiffahrtscanal im Thiergarten, ganz in Stein, die anderen mit eisernem Ueberbau auf steinernen Pfeilern bzw. Widerlagern ausgeführt.

A. Steinerner Brücken.

- 1) Brücke über die Spree zwischen dem Schlofsark Monbijou und der Museumsinsel (Blatt 3).

Das Bahnplanum liegt hier in der Horizontalen, die Bahnachse in einer Curve von 300 m und im Mittel 52° gegen die Flußrichtung geneigt. Die lichte Entfernung der Landpfeiler war seitens der Strombehörden zu 38,16 m vorgeschrieben.

Obwohl die Verwaltung der Königlichen Museen für diesen Bahnübergang mit Rücksicht auf die äufsere Erscheinung im Anschluß an die Museumsbauten die Herstellung einer eisernen Bogenbrücke mit nur einer Oeffnung beantragt hatte, entschied sich die Bauverwaltung, da die schiefe Lage der Bahnachse zum Stromstrich, sowie die in der scharfen Curve ökonomisch unvortheilhafte Vertheilung der Tragebögen unter den Geleisen eine eiserne Bogenbrücke von grofser Spannweite unverhältnismäfsig theuer machten, für die Ausführung in Steinconstruction, und wurde der bevorzugten Lage des Bauwerks durch eine monumentale Ausstattung der Pfeilerköpfe und der Bogenstirnen Rechnung getragen.

Die Brücke hat, rechtwinklig zur Stromrichtung gemessen, 2 Oeffnungen von 16,65 m bzw. 18,07 m Lichtweite erhalten, und hat sich diese Verschiedenheit in der Lichtweite aus der verschiedenen Neigung der einzelnen Oeffnungen zum Stromstrich und aus dem Bestreben ergeben, die Bögen von gleicher Spannweite und mit demselben Radius zu construiren.

Als Gewölbeform ist mit Rücksicht auf das gefälligere Aussehen ein aus 5 Mittelpunkten construirter Korbbogen gewählt, dessen kleinster Radius, 8,6 m, ein Wölben mit gewöhnlichen Ziegeln ohne Keilsteine noch zuläfst.

Die Breite des Brückenkörpers zwischen den Außenkanten der Stirnen ist wesentlich gröfser als bei den Viaducten der freien Strecke, und beträgt für die im Grundrifs trapezförmige östliche Oeffnung im Mittel 18,09 m, für die westliche 18,76 m; dieselbe ist bedingt durch die Lage der Bahnachse in der Curve, ferner durch den Umstand, daß auf eine demnächstige Ueberbauung der Brücke mittelst einer Esplanade in Anschluß an die geplanten Kunstbauten der Museumsinsel Rücksicht genommen werden mußte, und schließlich durch die noch nachträglich erhobene Forderung, der Brücke einen Fußgängerweg zur Verbindung des Schlofsarks Monbijou mit der Museumsinsel hinzuzufügen.

Von schiefer Wölbung wurde mit Rücksicht auf den sehr spitzwinkligen Schnitt der Achsen, sowie auf die Form der gewählten Bogenlinie Abstand genommen und die Auflösung des Gewölbes in einzelne, normal zu wölbende Ringe beschlossen. Jede Oeffnung hat deren elf von gleicher Breite erhalten; nur in der östlichen Oeffnung ist der am weitesten nach Norden gelegene Ring, in Folge der erst während der Bauausführung angeordneten Verbreiterung zur Aufnahme des Fußgängerweges, im Grundrifs trapezförmig gestaltet. Von den 11 Ringen dienen 8 zur Unterstützung der vier Geleise, der mittlere, sowie die beiden äufseren sind zur Aufnahme

der Stützen für die in Aussicht genommene Ueberbauung der Brücke, sowie für den Fußgängerweg bestimmt.

Um der ganzen Brücke eine genügende seitliche Steifigkeit zu geben, sind je zwei Ringe durch kräftige eiserne Anker mit einander verbunden. Jeder der innen liegenden Ringe hat 4 Anker erhalten, von denen ihn zwei mit dem nördlich gelegenen Nachbarring, zwei mit dem südlich gelegenen verbinden. Die Ringe an den Stirnseiten der Brücke haben demnach nur 2 Anker. Die Anker sind auf jeder Seite des Scheitels, ungefähr 3 m von letzterem entfernt, angeordnet. Eine Verankerung der Widerlager erschien nicht erforderlich, da hier durch die kräftige, absichtlich durch keine Hohlräume geschwächte Uebermauerung genügend Sicherheit gegen seitliche Schwankungen vorhanden ist. Die Anker sind nach Art zweier Glieder einer Gall'schen Kette construirt, das Charnier liegt genau in der Fuge zwischen den beiden Ringen und hat den Zweck, ein Verbiegen oder Abscheeren der Anker bei ungleichem Setzen der Ringe zu verhindern.

Die Granitverblendung der Stirnbögen ist mit dem hinterliegenden Gewölbemauerwerk durch je 15 kürzere Anker verbunden, welche in die Fugen zwischen je zwei Quadern eingreifen. Diese Gewölbquadern sind, um ein möglichst gleichmäßiges Setzen gemeinschaftlich mit dem rückwärts gelegenen Backsteinbogen zu erzielen und, um ein Abplatzen der Steine zu vermeiden, zunächst trocken versetzt. Die Radialfugen wurden durch je zwei schwache Leisten aus ganz weichem Holz gebildet und erst nach erfolgtem Lüften des Lehrgerüsts mit Cementmörtel vergossen. Die Holzleisten verblieben in den Fugen.

Die Entwässerung erfolgt, wie bei den übrigen Viaducten nach den Pfeilern hin, und zwar durch Schächte, welche bis zum Grundwasser hinabreichen; nur beim Mittelpfeiler wird das Tageswasser durch ein Rohr im Kämpfer in die Spree abgeleitet. Die Gewölbe sind mit Asphaltfilzplatten abgedeckt.

Ein Mittelgang befindet sich nicht auf der Brücke, weil die Entfernung der beiden mittleren Geleise von einander überall mindestens 4,5 m beträgt, also genügender Raum für die Aufsichtsbeamten und Arbeiter zwischen den beiden Normalprofilen vorhanden ist.

Die Stärken der Pfeiler und des Gewölbes sind auf graphischem Wege ermittelt, und zwar ist der Mittelpfeiler so stark construirt, daß derselbe den einseitigen Schub des Gewölbes ohne Uebermauerung aushalten kann. Bei der Ausführung war dies eine wesentliche Ersparnis, da nur 6 Lehrgerüste erforderlich waren, die je 4- bzw. 3 mal zur Wiederverwendung gelangten. Für das Gewicht des Mauerwerks und der Ueberschüttung wurden bei der Berechnung 1800 kg pro cbm und für die bewegliche Last ein Höhenzuschlag von 0,8 m angenommen.

Die Rechnung ergab im ungünstigsten Fall im Gewölbe Pressungen bis zu 13,1 kg, im Pfeiler bis zu 8,2 kg und auf den Baugrund bis zu 4,6 kg.

Die Fundirung verursachte keine Schwierigkeit, da tragfähiger Sand in geringer Tiefe unter der Flußsohle anstand. Sämtliche Pfeiler stehen übereinstimmend auf Betonschüttung zwischen Spundwänden.

Die Gewölbe sind mit Rücksicht auf den höheren Druck in verlängertem Cementmörtel aufgemauert, während für die

Pfeiler und die Uebermauerung gewöhnlicher Mörtel aus Wasserkalk verwendet wurde. Die Verblendung der Pfeiler und Stirnmauern, sowie die Brüstungen auf den Pfeilern bestehen aus sächsischem Granit, die sonst verwendeten Materialien sind ganz derselben Art wie bei den Viaducten.

Beim Einwölben der ersten 6 Ringe wurden genaue Beobachtungen über das Setzen der Lehrgerüste und der Bögen angestellt; dieselben ergaben bei den Lehrgerüsten, welche in solider Weise hergestellt waren (vgl. Construction auf Blatt 3), durch die vorläufige Belastung mit Ziegelsteinen (pro Ring etwa 40 t) rund 50 mm, während des Wölbens trat eine weitere Senkung im Mittel um 15 mm ein.

Die Gewölbe wurden im Scheitel vorläufig nur zur Hälfte ihrer berechneten Stärke geschlossen; erst nachdem das Lehrgerüst um 25 mm gesenkt war, wurden auch die oberen Schichten eingesetzt. Der Scheitel lag nach dieser Senkung wieder fest auf dem Lehrgerüst auf.

Sechs Tage nach Schluß des Gewölbes wurde vollständig ausgerüstet. Die angestellten Messungen ergaben ein sofortiges Senken der Scheitel um circa 65 mm, dem noch ein weiteres aber allmähiges Senken um etwa 35 mm folgte. Die gemachten Beobachtungen stimmten in ihrem Gesamtwert bei den einzelnen Ringen fast genau überein; die Maximaldifferenz beträgt 12 mm.

Die ganze Senkung der Lehrgerüste ergibt sich demnach zu 65 mm, die der Gewölbe zu 125 mm, zusammen zu 190 mm. Beim Aufstellen der Lehrgerüste war auf eine Senkung der Scheitel um 210 mm gerücksichtigt.

Beim Einwölben der Ringe wurde die Vorsicht beobachtet, daß man in der Kämpfer-Bruchfuge vorläufig nur die untere Hälfte des Gewölbes in Mörtel herstellte, die obere Hälfte dagegen mit trockenen Steinen auspackte. Erst nach dem Lüften des Lehrbogens und dem Einsetzen der Schlußsteine wurde diese Lücke ordnungsmäßig ausgemauert. Dies Verfahren sollte das Klaffen der Bruchfuge verhindern oder doch möglichst unschädlich machen, und hat auch seinen Zweck vollständig erfüllt, denn Risse sind in den Gewölben nur in ganz geringem Maaße vorgekommen.

Die Brücke einschließlich der beiden dreieckigen Landpfeiler bedeckt rund 1297 qm Grundfläche und enthält 7040 cbm Mauerwerk einschließlich des Betonfundamentes, des Gewölbemauerwerks sowie der Werksteinverkleidung, d. i. pro qm Grundfläche 5,43 cbm.

Die Kosten der Herstellung belaufen sich einschließlich der Abdeckung, der Geländer etc. auf rund 250 000 M., pro qm Grundfläche auf rund 193 M.

2) Brücke über den Schifffahrts canal. (Blatt 3.)

Die Bahn überschreitet den Schifffahrts canal rechtwinklig; ihre Achse liegt an dieser Stelle in der Geraden und das Planum in der Horizontalen.

Das Bauwerk hat nur eine Oeffnung, bei der als lichte Entfernung der Widerlager 24 m vorgeschrieben war. Die Gesamtanordnung ist einfach und die Detailconstruction genügend aus den Zeichnungen auf Blatt 3 ersichtlich. Für das Gewölbe ist wiederum die Form des flachen Korbbogens aus 5 Mittelpunkten gewählt.

Mit Rücksicht auf die Lage der Brücke in unmittelbarer Nähe des Thiergartens wurde auch bei diesem Bauwerk ein besonderes Gewicht auf die äußere Erscheinung

gelegt und eine möglichst monumentale Gestaltung angestrebt. Die Pfeilerköpfe und Stirnflächen sind mit Sandstein verkleidet, erstere haben außerdem einen wirkungsvollen decorativen Schmuck in Form von Wappenschildern erhalten. Die Fußgängerwege auf den Stirnmauern sind auf kräftigen Consolen ausgekragt und mit einem Balustergeländer, wie solches bereits gelegentlich Besprechung der Viaducte näher beschrieben ist, seitlich abgeschlossen.

Der tragfähige Baugrund befindet sich unmittelbar unter der Sohle des Canals. Die Pfeiler sind auf Beton zwischen Spundwänden fundirt und beiderseits durch eine Steinschüttung geschützt. Dies schien erforderlich, weil das Bauwerk dicht unterhalb des Unterhauptes einer Schifffahrtsschleuse liegt und daher Auskolkungen der Canalsohle nicht ausgeschlossen gewesen wären.

In Bezug auf die Ausführung der Brücke ist hier noch zu erwähnen, daß der Scheitel des flachen Korbbogens sowohl während des Einwölbens, wie nach dem Ausrüsten eine ungewöhnlich starke Senkung zeigte. Nach den vorgenommenen Messungen betrug dieselbe ohne die Senkung des Lehrgerüstes durch die vorher aufgebrachte Belastung rund 25 cm. Der Grund für diese Erscheinung lag zunächst in der zu schwachen Construction des Lehrgerüstes, welches während des Einwölbens nicht unbedeutende Deformationen zeigte. Eine fernere Ursache dürfte indeß auch in der Anordnung der Hohlräume über den Kämpfern zu suchen sein, da die Deckengewölbe dieser Hohlräume im unbelasteten Zustande, wie solches beim Ausrüsten der Fall war, dem Schube des Brückenbogens noch nicht genügenden Widerstand entgegensetzen konnten.

Die Berechnung der Gewölbe- und Pfeilerstärken ist auch bei diesem Bauwerk auf graphischem Wege durchgeführt; die im Gewölbe, im Pfeiler und für den Baugrund ermittelten Pressungen sind annähernd dieselben, wie bei der Brücke an der Museumsinsel.

Die Brücke, einschließlic der Landpfeiler, bedeckt einen Flächenraum von rund 500 qm und enthält etwa 2850 cbm. Mauerwerk, einschließlic Beton, Gewölbemauerwerk u. s. w., d. i. pro qm Grundfläche 5,7 cbm.

Die Gesamtkosten des Bauwerks betragen incl. Gewölbeabdeckung, Geländer u. s. w., jedoch excl. der Kiesbettung, rund 111000 \mathcal{M} oder pro qm Grundfläche 222 \mathcal{M} .

Der Unterschied zwischen den Kosten der Canalbrücke und der Spreebrücke von 29 \mathcal{M} pro qm Grundfläche ist zunächst begründet durch den naturgemäße etwas größeren Materialverbrauch, hauptsächlich aber durch die höheren Einheitssätze, welche sich bei Submission der erstgenannten Brücke ergaben.

B. Brücken mit eisernem Ueberbau.

Einen eisernen Ueberbau haben, wie erwähnt, vier Brücken erhalten, und zwar zeigen zwei derselben die Form des elastischen Bogens mit verticaler Zwickeltheilung, zwei die der Balkenbrücken mit parallelen bzw. trapezförmigen Gurtungen. Zu der ersteren Gattung gehört

- 1) Die Spreebrücke am Schiffbauerdamm. (Blatt 4 u. 5.)

Allgemeine Anordnung. In Stat. 41 überschreitet die Bahn zum zweiten Male die Spree, welche an dieser Stelle auf beiden Seiten mit Uferstraßen eingefast ist.

Die linksseitige Uferstraße ist bis jetzt noch nicht ausgebaut. Die Freihaltung einer Oeffnung für diese Straße wurde indeß verlangt, und war auch im Verkehrsinteresse geboten, um einen Ausfahrtsweg für die Fuhrwerke zu schaffen, welche Reisende zum Bahnhof Friedrichstraße gebracht haben. Ueber dem Strom und den beiden Uferstraßen liegt das Bahnplanum in der Horizontalen. Die beiderseitigen, nach Vorschrift der Strom-Aufsichtsbehörden corrigirten Uferlinien laufen mit einander parallel und bilden mit der Brückenachse einen Winkel von $72^{\circ} 38' 24''$.

Nach mehrfachen Erörterungen mit den zuständigen Behörden wurde festgesetzt, daß der Fluß mit einer einzigen Oeffnung von 48,15 m normaler Lichtweite zu überbrücken sei, während für die beiden Uferstraßen, welche eine lichte Weite von 15,05 m bzw. 19,00 m erhalten haben, je zwei Säulenreihen an den Trottoirkanten für zulässig erachtet wurden.

Die Fahrbahnen der beiden Bauwerke zur Unterführung der Uferstraße sind mit derjenigen der Spreebrücke nicht fest verbunden. Sie sind als mit hängenden Buckelplatten abgedeckte Roste construiert, welche auf continuirlichen Blechträgern liegen. Die uferseitigen Enden dieser Träger ruhen auf schmiedeeisernen Fachwerkwänden, weil der geringe Zwischenraum zwischen Straßensflucht und Uferlinie das Auführen massiver Pfeiler nicht gestattete.

Die Strombrücke, welche auf Blatt 4 und 5 zur Darstellung gelangt ist, wurde mit Rücksicht auf die geringe Höhe des Planums über dem Hochwasser der Spree und auf die sonstigen örtlichen Verhältnisse aus Eisen hergestellt. Man entschied sich wegen des bereits erwähnten Mangels an Raum zwischen Strom und Straße für die Form des elastischen Bogens mit senkrecht gegliederten Zwickeln und Gelenken an den Kämpfern. Diesem System wurde gegenüber den Bogenträgern mit Scheitelcharnier aus folgenden Gründen der Vorzug gegeben:

- 1) Die Horizontalbewegung in der Querrichtung der Brücke ist eine geringere, denn, abgesehen von der größeren Steifigkeit der Bögen im horizontalen Sinne, kann die Fahrbahn bei Bogenträgern ohne Scheitelgelenk ununterbrochen durchgeführt und daher in einfacher Weise ohne Mehraufwand an Material so steif gemacht werden, daß sie die auf die Brücke in horizontaler Richtung wirkenden Kräfte in sicherer Weise auf die Endportale überträgt.

- 2) Die Verticalbewegung ist gleichfalls geringer. Nach Winkler (Elasticität und Festigkeitslehre Seite 312) beträgt dieselbe nur 34 % von derjenigen, welche bei Bögen mit Scheitelgelenk auftritt.

- 3) Die Construction wird durchweg einfacher, sowohl in Bezug auf die Hauptträger, wie auf die Querverbindungen.

Hinsichtlich des Materialaufwandes stellen sich beide Constructionen annähernd gleich. Die tragenden Bögen ohne Scheitelgelenk werden zwar um etwa 5 % schwerer, als bei der anderen Construction, doch wird dieses Mehrgewicht durch den geringeren Bedarf an Querverbindungen reichlich aufgewogen.

Hauptträger. Die Hauptträger der Brücke liegen unter der Fahrbahn. Bei Disposition der Träger ist auf die Richtung der Geleise keine Rücksicht genommen, da spätere Aenderungen der Letzteren nicht ausgeschlossen erscheinen. Die Lage des südlichen Hauptträgers war durch ein nahe

der Bahngrenze auf dem linken Spreeufer gelegenes größeres Gebäude, die Reitbahn der Tattersal-Gesellschaft, bedingt, welches nicht berührt werden durfte und von dem der Träger so weit entfernt bleiben mußte, daß noch genügender Raum für die Construction des Widerlagers verblieb. Die Lage des nördlichen Trägers konnte ziemlich willkürlich gewählt werden; derselbe wurde bei genügendem Abstände vom äußeren Geleis parallel dem südlichen Träger und in 27,75 m Entfernung vom letzteren angeordnet.

Zur Ermittlung der vortheilhaftesten Anzahl der Träger ist ein überschläglicher Vergleich des Materialaufwandes zu den Hauptträgern und Querträgern angestellt. Das Ergebnis war, daß das Gesamtgewicht der Brücke bei Anwendung von 6 Trägern geringer ist, als bei Annahme von 7 Trägern und mehr. Die Verwendung von weniger als 6 Trägern erschien aus praktischen Gründen unzweckmäßig; denn 1) läßt sich die erforderliche Materialmenge nur noch schwer in den Trägergurten unterbringen, und 2) wird der Druck auf die Widerlager bezw. den Baugrund zu sehr concentrirt, was hier um so mehr vermieden werden mußte, als, wie weiter unten nachgewiesen werden wird, der Druck auf den Baugrund bereits bei Anwendung von 6 Trägern ungefähr die zulässige Grenze erreicht.

Die vier mittleren Träger sind in Abständen von je 5,55 m gleichmäßig zwischen den äußeren vertheilt.

Die Mittellinie der nach einem Kreisbogen von 60 m Radius gekrümmten Träger hat zwischen den Auflagern, in der Achse der Brücke gemessen, eine lichte Spannweite von 49,864 m. Die Pfeilhöhe des Bogens beträgt 5,456 m oder rund 11 % der Spannweite. Die Höhe des Trägerquerschnittes ist auf der ganzen Länge dieselbe und beträgt, zwischen den Schwerpunkten der Gurtungen gemessen, etwa 1,11 m.

Der Querschnitt der Hauptträger ist mit seinen verschiedenen Variationen in den Zeichnungen dargestellt; derselbe hat zwei Gurtungen, welche durch ein System von steifen Diagonalen verbunden sind.

Die Gurtungen bestehen aus je 2 Stehblechen, 4 Winkelisen und 1 bis 4 Lamellen. Die Zahl der letzteren wechselt mit der Größe des Moments.

Ein Schema, welches die Vertheilung des Materials in den Gurtungen sowie die Lage der Stöße angiebt, folgt unten. Die beiden Bogengurtungen sind am Auflager nach einem Radius von 2 m nach der Bogenmitte hin gekrümmt und zu einem einzigen Stück vereinigt, welches stumpf auf ein Backenstück aus Gußstahl aufsetzt. Dieses Backenstück, welches nach einem möglichst kleinen Radius (200 mm) abgerundet ist, um dem Charnier genügende Beweglichkeit zu sichern und eine größere Verlegung des Druckangriffspunktes auszuschließen, greift in ein Polster ein, welches nach demselben Radius ausgearbeitet und gleichfalls aus Gußstahl gefertigt ist.

Das mit Polster bezeichnete Stück wird von einem gußeisernen Untersatz mit breiter Fußplatte gestützt, welcher den Druck auf die Auflagersteine zu vertheilen hat.

Zwischen Untersatz und Polster sind zur Ausgleichung von kleineren Fehlern bei der Ausführung Platten aus Kupfer und Schmiedeeisen eingelegt, welche vor dem Vergießen der Fuge zwischen Quader und Untersatz, die hier mit Hartmetall ausgefüllt ist, eingebracht wurden.

Die Bolzen a a dienen während der Montage zur provisorischen Verbindung des Polsters und des Backenstückes mit dem Bogen, um die gegenseitige Lage dieser drei Theile zu einander bis zur Ausrüstung des Bogens zu sichern.

Die Querschnittsfläche, mit welcher der Bogen auf dem Polster steht, beträgt rund 1820 qcm, der auf diesen Querschnitt kommende Maximaldruck pro qcm 457 kg.

Die äußeren Bogenträger erhalten eine etwas geringere Belastung wie die mittleren Träger, und haben die Gurtungen der ersteren um circa 4,5 % schwächer construirt werden können.

Fahrbahn. Die Spreebrücke bildet einen Theil des Planums des Bahnhofes Friedrichstraße, die Hauptgeleise convergiren an dieser Stelle sehr stark, außerdem trägt die Brücke zwei todte Nebengeleise und die Verlängerung der Stadtperrons. Diese Verhältnisse bedingten eine gleichmäßig gestaltete, überall auf die größte Belastung berechnete Fahrbahn. Man wählte daher, abweichend von den anderen größeren Brücken, eine Abdeckung aus hängenden Buckelplatten mit einer 25 cm starken Kiesschicht (zwischen Schienenunterkante und Rand der Buckelplatte gemessen). Diese Anordnung gestattet zudem die Möglichkeit einer späteren Veränderung der Geleise, falls der zunehmende Verkehr oder sonstige, nicht vorhergesehene Verhältnisse eine solche erforderlich machen sollten.

Die Buckelplatten werden durch ein Netz von Quer- und Zwischenlängsträgern unterstützt; die Querträger liegen auf den Verticalen der Bogenzwickeltheilung bezw. auf der oberen Bogengurtung. Die Zwischenlängsträger liegen mit der oberen Gurtung in gleicher Höhe wie die Querträger, nur unter dem Perron sind dieselben auf den Querträgern angeordnet und mit Wellblech abgedeckt. Für die Zwischenlängsträger hat man Walzeisen von Γ -förmigem Querschnitt gewählt. Die Ränder zweier benachbarter Buckelplatten überdecken sich über diesen Zwischenträgern, welche Anordnung ein Kröpfen des einen Buckelplattenrandes erforderlich macht, aber den Vortheil bietet, daß der obere Flansch des Profileisens in Folge der von den Buckelplatten ausgehenden Horizontalkräfte nicht quer zur Faser beansprucht wird. Wie aus dem Querschnitt auf Blatt 5 ersichtlich, sind je zwei Hauptträger zu einer gemeinsamen Brückenbahn durch die Querträger vereinigt.

Die Querträger der drei Brückensysteme sind consolartig um die Länge einer Buckelplatte über die Hauptträger hinaus verlängert. Auf den Enden zweier sich einander gegenüber liegenden Consolen sind kürzere Träger frei aufgelagert und durch die Zwischenlängsträger sowie die Buckelplatten zu einer zusammenhängenden Fahrbahnplatte vereinigt. Die Auflagerung dieser kleineren Zwischenfahrbahn auf die drei selbständigen Ueberbausysteme ist so erfolgt, daß die Continuität der ganzen Brückenfahrbahn nach der Breite der Brücke zweimal unterbrochen ist und die Breitenänderung bei Temperaturdifferenzen compensirt wird, ohne daß eine Unterbrechung der Kiesbettung und des Bahnplanums eintritt, indem die zwischen je zwei Systemen vorhandenen Dilatationsschlitz durch Bleche aus Kupfer abgedeckt sind. Bei dieser Anordnung erhalten die Querträger eine einfache und leichte Construction; die Beanspruchung derselben ist für jede Laststellung schnell berechenbar, außerdem bleibt dieselbe unabhängig von der Senkung der Hauptträger. Die

Ausbiegung der Hauptträgerverticalen durch Ausdehnung der Querträger wird durch die Anordnung der Schlitzte auf das geringste Maafs reducirt.

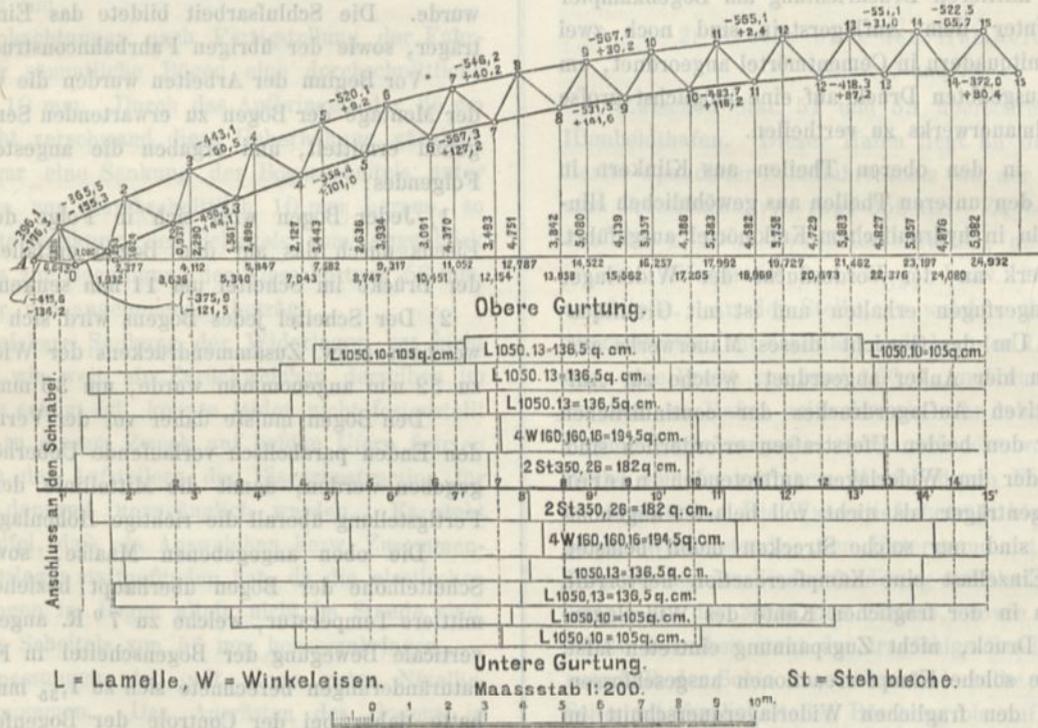
Zur Abführung des Tageswassers sind die Buckelplatten an der tiefsten Stelle mit einem Loche versehen.

Windverband. Zur Versteifung gegen den Winddruck sind die zu einem Brückensystem gehörigen beiden Hauptträger durch Diagonalen mit einander verbunden.

Die steife Fahrbahn hat, wie bereits erwähnt, die auf die Brücke wirkenden Horizontalkräfte aufzunehmen. Zur Uebertragung dieser Kräfte auf die Widerlager sind zwischen den Endverticalen kräftige Diagonalkreuze eingefügt. Ein zweiter Diagonalverband ist zwischen den oberen Gurten je zweier zusammengehöriger Träger angeordnet und bis zum Kämpfer fortgeführt. An den Stellen, wo die Quersteifen des letztgenannten Verbandes an die obere Gurtung anschließen, sind im Innern des Bogens volle Bleche zwischen den Bogen-diagonalen angeordnet, um ein Schiefstellen des Bogens zu verhüten.

Berechnung der Bogenträger. Die Berechnung der Bögen ist auf graphischem Wege nach Mohr (Hannoversche Zeitschrift 1870 S. 389) durchgeführt. Die mobile Last ist hierbei als über die Horizontalprojection des Bogens gleichmäfsig vertheilt und in der Bogenachse angreifend angenommen, doch ist die Gröfse der gleichmäfsig vertheilten Last für die verschiedenen Constructionstheile verschieden gewählt. Zur Ermittlung der Belastungshöhe wurde für drei Stellen des halben Bogens (Scheitel, Kämpfer und einen Punkt in der Mitte) die durch Radbelastungen in den Gurtungen sowie in den Diagonalen entstehende Maximalspannung auf graphischem Wege gefunden, und dann rückwärts die diesen Einzellasten gleichwerthige gleichförmig vertheilte Last bestimmt. Für die zwischen den drei vorgenannten Punkten liegenden Knotenpunkte ist die Gröfse der den Radlasten äquivalenten gleichförmig vertheilten Last geschätzt.

Das Eigengewicht der Brücke wurde pro lfd. m der mittleren Träger einschließlic der Kiesbettung und des Oberbaues zu rund 5,3 t ermittelt.



Zur Bestimmung der gleichmäfsig vertheilten mobilen Belastung sind pro Geleis drei dreiachsige Tenderlocomotiven von je 14 t Achsgewicht, 1,5 m Radstand mit 8,5 m Gesamtlänge angenommen, der noch auf dem Geleis verbleibende Raum war außerdem mit Wagen von je 8 t Achsgewicht bei 3,0 m Radstand und 6,0 m Gesamtlänge besetzt gedacht.

Die vorläufig in Aussicht genommene Lage der Geleise wurde bei der Berechnung nicht berücksichtigt, sondern es wurde die für die Belastung der Träger denkbar ungünstigste Lage angenommen:

Die Spannungen in den Gurten wurden für die mobile Belastung, die constante Belastung, sowie für Temperaturausdehnung einzeln bestimmt, und dann addirt, jedoch mit Berücksichtigung des Umstandes, dafs bei den durch Temperaturwechsel hervorgebrachten Spannungen das Vorzeichen zu nehmen ist, welches die Druck- bzw. Zugspannung zum Maximum macht. Zur Verminderung der Rechenarbeit wurden die Spannungen nur in einem Felde um das andere ermittelt und für das zwischenliegende Feld das arithme-

tische Mittel zwischen den Spannungen der anliegenden genommen, welche Rechnungsweise nach den vorgenommenen Ermittlungen genügende Genauigkeit ergibt.

Die zulässige Beanspruchung des Materials wurde nach Weyrauch („Festigkeit und Dimensionenberechnung der Eisen- und Stahlconstructions“) zu

$$750 \text{ kg} \left(1 + \frac{1}{2} \frac{\text{min. } B}{\text{max. } B} \right) \text{ pro qcm}$$

angenommen, wenn nur Druckspannungen oder nur Zugspannungen vorkommen und wenn min. B den absolut kleinsten und max. B den absolut grössten Werth derselben bedeutet.

Wenn hingegen in demselben Gurtungsquerschnitt abwechselnd Zug- und Druckspannungen auftreten, so ist die zulässige Beanspruchung zu

$$750 \text{ kg} \left(1 - \frac{1}{2} \frac{\text{max. } B'}{\text{max. } B} \right) \text{ pro qcm}$$

angenommen, worin max. B' der kleinste, max. B der grösste Werth ohne Berücksichtigung der Vorzeichen ist.

In dem auf voriger Seite dargestellten Schema sind die berechneten Spannungszahlen für die Gurtungen in Tonnen eingetragen, und gleichzeitig ist darin die Vertheilung des Materials in den Gurtungen des Bogens angegeben.

Ueber die Berechnung der Verticalen, Querträger und Querconstructionen sind besondere Bemerkungen nicht zu machen; dieselbe erfolgte in der üblichen Weise. Für die Zwischenlängsträger sind 600 kg, für die Querträger 750 kg, für die sonstigen Querconstructionen 1000 kg als zulässige Beanspruchung angenommen.

Die Widerlager. Die Form der Widerlager ist aus Blatt 4 ersichtlich.

Der tragfähige Baugrund befand sich ungefähr 2 m unter Mittelwasser. Die Fundirung erfolgte auf Beton zwischen Spundwänden. Das Betonbett wurde in einzelnen Lagen geschüttet, welche nach hinten im Verhältniß von 1:4 ansteigen. Gegen diese geneigte, noch künstlich rauh gemachte Betonfläche setzt sich das Widerlagsmauerwerk, dessen Lagerfugen normal zur mittleren Druckrichtung am Bogenkämpfer gestellt sind. Unter dem Auflagerstein sind noch zwei Schichten aus Granitquadern in Cementmörtel angeordnet, um den vom Bogen ausgeübten Druck auf eine möglichst große Fläche des Ziegelmauerwerks zu vertheilen.

Letzteres ist in den oberen Theilen aus Klinkern in Cementmörtel, in den unteren Theilen aus gewöhnlichen Hintermauerungsziegeln in hydraulischem Kalkmörtel ausgeführt.

Das Mauerwerk an der Vorderflucht der Widerlager hat horizontale Lagerfugen erhalten und ist mit Granitquadern verkleidet. Um das Gewicht dieses Mauerwerks auszunutzen, hat man hier Anker angeordnet, welche zur Aufnahme des negativen Auflagerdruckes der continuirlichen Balkenträger über den beiden Uferstraßen erforderlich sind. Bei Bestimmung der im Widerlager auftretenden inneren Kräfte ist der Bogenträger als nicht voll belastet angenommen, sondern es sind nur solche Strecken mobil belastet, in welchen eine Einzellast eine Kämpferreaction hervorruft, die für sich allein in der fraglichen Kante des Widerlagerquerschnittes nur Druck, nicht Zugspannung eintreten läßt. Es sind daher alle solche Kämpferreactionen ausgeschlossen, deren Richtungen den fraglichen Widerlagerquerschnitt im äußeren, die betrachtete Kante nicht enthaltenden Drittel schneidet.

Das Gewicht der Säulendamente, der Erddruck gegen die Rückenfläche des Widerlagers, sowie das Gewicht des horizontal gelagerten Mauerwerks, welche die Stabilität des ganzen Widerlagers vergrößern, sind bei Berechnung der Pressungen im Mauerwerk, sowie auf den Baugrund unberücksichtigt geblieben. Die Pressungen berechneten sich für die oberen Schichten der Granitwerksteine auf 22,5 kg pro qcm, für den oberen Theil des aus Ziegelmauerwerk hergestellten Widerlagers auf 11,5 kg, für den unteren Theil auf 7,8 kg und für den Baugrund auf 4,3 kg pro qcm.

Montage. Der eiserne Unterbau der Brücke ist auf einem festen Pfahlgerüst montirt, welches in der vollen Brückenbreite aufgerichtet wurde, um die Montagearbeiten möglichst zu beschleunigen.

Die Bogenträger wurden in einzelnen Theilen auf die Rüstung aufgebracht, genau ausgerichtet, verschraubt und demnächst vernietet. Während der Nietung war eine dauernde

Controle erforderlich, da die einzelnen Theile in Folge der Erschütterungen sich häufig gegen einander verschoben.

Nachdem zwei Bögen fertig vernietet und mit Auflagerschuhen versehen waren, wurden dieselben nochmals in Bezug auf die richtige Lage controlirt. Hierauf folgte das Einbringen des Windverbandes, von dem nur die Druckstäbe sofort vernietet, die Diagonalen hingegen vorläufig verschraubt bzw. verbolzt wurden.

Dem Einbringen des Windverbandes folgte das Herablassen der Träger auf die Widerlager. Die richtige Höhe der Scheitel wurde durch Einbringen von sauber zugerichteten Platten aus Eisenblech zwischen dem bereits früher erwähnten Polster und dem Untersatz des Widerlagers erreicht. Nach einer nochmaligen sorgfältigen Controle der richtigen Lage sämtlicher Trägertheile wurden auch die Diagonalen des Windverbandes definitiv vernietet und das Trägerpaar demnächst ausgerüstet. Hiernach stellte man die verticalen Stützen in den Bogenzwickeln auf, deren genaue Länge erst auf der Baustelle durch besondere Nivellements ermittelt wurde. Die Schlufsarbeit bildete das Einbauen der Querträger, sowie der übrigen Fahrbahnconstruction.

Vor Beginn der Arbeiten wurden die während und nach der Montage der Bögen zu erwartenden Senkungen möglichst genau ermittelt, und ergaben die angestellten Rechnungen Folgendes:

1) Jeder Bogen wird sich in Folge der Elasticität des Eisens durch das auf den Bogen entfallende Eigengewicht der Brücke im Scheitel um 11 mm senken.

2) Der Scheitel jedes Bogens wird sich in Folge Zurückweichens bzw. Zusammendrückens der Widerlager, welches zu 32 mm angenommen wurde, um 35 mm senken.

Den Bögen mußte daher vor der Vernietetung eine nach den Enden parabolisch verlaufende Ueberhöhung von 46 mm gegeben werden, damit die Mittellinie derselben nach der Fertigstellung überall die richtige Höhenlage erhält.

Die oben angegebenen Maaße, sowie die normale Scheitelhöhe der Bögen überhaupt beziehen sich auf eine mittlere Temperatur, welche zu 7° R. angenommen ist. Die verticale Bewegung der Bogenscheitel in Folge von Temperaturänderungen berechnete sich zu 1,35 mm pro 1° R. Man hatte daher bei der Controle der Bogenform jedesmal die Temperatur zu berücksichtigen. Die Messung der Temperatur des Eisens geschah in folgender Weise. An drei verschiedenen Punkten des Bogens wurden in noch offene Nietlöcher mit Quecksilber gefüllte Hohlcylinder (hier in der Längsrichtung durchbohrte Nieten) eingesetzt, und in das Quecksilber einfache kleine Thermometer getaucht. Wo keine Nietlöcher vorhanden waren, wurden mit einem Loch versehen eiserne Klötze auf die Gurtungen geschraubt. Diese kleinen Quecksilberbehälter blieben dauernd an ihrem Platze, so daß man die Temperatur jederzeit ermitteln konnte.

Die Temperaturbeobachtungen erwiesen sich wenigstens relativ richtig, die bei verschiedenen Temperaturen gemessenen Scheitelordinaten, auf die mittlere Temperatur von 7° R. reducirt, lieferten recht genaue übereinstimmende Resultate.

Die gleichzeitig vorgenommenen Messungen der Lufttemperatur ergaben dagegen ziemlich bedeutende Abweichungen von der Temperatur des Eisens, namentlich wenn letzteres der Einwirkung der Sonnenstrahlen ausgesetzt war.

Diese Abweichungen waren so groß, daß eine Annahme der Temperatur des Eisens gleich der der Luft erheblich unrichtige Rechnungsergebnisse ergeben haben würde. Die während und nach der Montage bezüglich der Höhenlage des Bogenscheitels gemachten Beobachtungen stimmen freilich nicht vollkommen, aber doch hinreichend genau mit den vorstehenden vorläufigen Annahmen überein.

Die beiden zuerst ausgerüsteten Träger zeigten noch eine Ueberhöhung von 34 bzw. 37 mm. Nach dem Ausrüsten des zweiten Trägerpaares ging diese Ueberhöhung auf 26 bzw. 29 mm zurück, verminderte sich also um 8 mm.

Als das dritte Trägerpaar ausgerüstet wurde, konnte das erste nicht mehr genau beobachtet werden, da die Fahrbahn bereits theilweise aufgebracht war; die Ueberhöhung des zweiten Trägerpaares, welche vorher 26 bzw. 28 mm betragen hatte, ging auf 19 bzw. 21 mm, also um 7 mm zurück.

Die letzte Beobachtung am dritten Trägerpaar vor dem Aufbringen der Fahrbahn zeigte noch eine Ueberhöhung beider Bögen um 14 mm.

Weitere Beobachtungen nach Fertigstellung der Fahrbahn ergaben für sämtliche Bögen eine durchschnittliche Ueberhöhung von 10 mm. Durch das Aufbringen der 25 cm starken Kiesschicht verschwand diese Ueberhöhung gänzlich, es stellte sich sogar eine Senkung des Bogenscheitels unter die normale Lage von durchschnittlich 10 mm heraus, so daß die gesammte Senkung des Scheitels vom Augenblick des Ausrüstens bis zur Beendigung der Kiesschüttung 56 mm, also 10 mm mehr wie angenommen, beträgt.

Eine nachweisbare Senkung der Widerlager hat nicht stattgefunden, in wie weit ein Zurückweichen derselben im horizontalen Sinne erfolgt ist, konnte leider nicht festgestellt werden, da die zu diesem Zweck auf beiden Ufern fixirten Geraden in Folge des Aufstellens der Eisenconstruction für die Uferstraßen dauernd unzugänglich wurden. Es steht indess außer Zweifel, daß ein Ausweichen bzw. Zusammendrücken der Widerlager stattgefunden hat, da die elastischen Zusammendrückungen im Bogen allein nicht im Stande sind, eine Senkung des Scheitels von 56 mm hervorzubringen.

Die Höhenmessungen sind mit einem guten Nivellirinstrument vorgenommen. Das Ausrüsten des Bogens in Bezug auf seine Längsachse geschah mittelst Theodoliths. Bei sämtlichen Trägern zeigte die Montage einen durchaus regelmäßigen Verlauf.

Nachdem der Oberbau auf der Brücke erfolgt war, wurden die Beobachtungen auch auf die durch mobile Belastung hervorgebrachte Senkung der Bögen ausgedehnt, und zwar sowohl in Bezug auf den Bogenscheitel, als auch in Bezug auf diejenigen Stellen zwischen Auflager und Scheitel, an denen die Maximal-Biegemomente auftreten.

Die Belastung erfolgte in mehrfach wechselnder Weise, mit zwei bis sechs Locomotiven. Die größte gemessene Durchbiegung in Folge der mobilen Belastung betrug im Scheitel 13 mm; eine bleibende Durchbiegung ist an keiner Stelle beobachtet worden. Bei der sehr unregelmäßigen Lage der Geleise in Bezug auf die Trägerachsen machte eine rechnermäßige Ermittlung der Durchbiegung nicht unerhebliche Schwierigkeiten, welche Veranlassung gaben, dieselbe nur für den nördlichen Träger, der eine ziemlich parallele Lage zum Geleise hat, durchzuführen. Die Rechnung ergab

bei einer Belastung durch 6 Locomotiven 11 mm Durchbiegung im Scheitel, während in Wirklichkeit 12 mm gemessen worden sind.

Kosten. Das Gesamtgewicht des eisernen Ueberbaues, einschließlich der gußeisernen Lager, der Fahrbahnconstruction u. s. w., beträgt rund 890300 kg oder 572 kg pro qm Horizontalprojection, letztere als durch die Auflagermitten der Hauptträger und die Enden der Querträger begrenzt gedacht.

Die Kosten des ganzen eisernen Ueberbaues betragen demnach, da der Grundpreis pro 1 kg Schmiedeeisen bzw. Stahl und Gußeisen einschließlich der Montage, der Gerüste und eines viermaligen Oelfarbenanstrichs im Durchschnitt sich zu 32,2 § berechnete, rund 286600 M oder 184 M pro qm Horizontalprojection, während die Gesamtkosten der Brücke, einschließlich der Widerlager, der Geländer, sowie sämtlicher Nebenarbeiten, jedoch mit Ausschluß der Bekiesung und des Oberbaues, sich auf rund 41000 M oder auf 264 M pro qm Horizontalprojection gestellt haben.

2) Brücke über den Humboldthafen.

(Blatt 6 und 7.)

Zwischen Stat. 51 und 53 überschreitet die Bahn den Humboldthafen. Dieser Hafen liegt an der Abzweigung des Berlin-Spandauer Schiffahrtcanals von der Spree und bedeckt eine Grundfläche von rund 350 Ar. Zu beiden Seiten befinden sich c. 19 m breite Ladestraßen, an welche wiederum je eine Uferstraße von 15,83 bzw. 26,4 m Breite sich anschließt. An der Stelle, an welcher die Bahn den Hafen überschreitet, hat derselbe, zwischen den Ladestraßen gemessen, eine Breite von rund 160 m, und wurde, da der Schiffsverkehr im Hafen zeitweise ein sehr lebhafter ist, von der Strombehörde vorgeschrieben, daß die vorhandene Wasseroberfläche nur in geringem Maße durch Pfeiler eingeschränkt werden dürfe. Die Wassertiefe beträgt hier 1,50 m bei mittlerem Wasserstande; der Untergrund ist, wie bereits bei Besprechung der Viaductfundirung erwähnt, sehr verschiedenartig. In der Mitte des Hafens, sowie auf der östlichen Hälfte desselben steht der tragfähige Sand bis wenige Meter unterhalb der Sohle an, während derselbe auf der westlichen Seite mit ziemlich steiler Böschung bis auf 16,5 m unter die Hafensohle zurückweicht. An letztgenannter Stelle befand sich ein alter Wasserlauf, der sogenannte Fenngraben, dessen Bett zum größten Theil mit ganz loser Infusorienerde (Bacillarien) aufgefüllt ist.

Ueber dem Humboldthafen liegt das Bahnplanum in der Horizontalen, die Bahnachse zum größeren Theil in einer Curve von 304 m Radius. Am westlichen Ende der Brücke gabeln sich sowohl die für den Fernverkehr, als auch die für den Stadtverkehr bestimmten Geleise wegen der Peronanlagen der unmittelbar an die Uferstraße anschließenden Haltestelle am Lehrter Bahnhof, und erhält hierdurch das Bauwerk eine ganz unregelmäßige Grundriffsform.

Die Humboldthafenbrücke nebst den anschließenden Straßenunterführungen ist das größte Bauwerk der ganzen Bahnanlage, zugleich aber auch dasjenige, welches, vielleicht mit alleiniger Ausnahme der Ueberbrückung der Spree an der Museumsinsel, die bevorzugteste Lage hat, denn es kann nicht nur von der näheren Umgebung des Hafens aus, sondern auch vom ganzen Kronprinzenufer, vom Alsenplatze

und von der Alsenbrücke aus übersehen werden. Dieser Umstand liefs es angezeigt erscheinen, dem architektonischen Aufbau besondere Sorgfalt zuzuwenden, und wurde demgemäß für die Hauptträger zunächst eine Bogenform in Aussicht genommen. Doch mußte man von einer solchen, aufser wegen der ganz bedeutenden Mehrkosten, wesentlich auch deshalb wieder absehen, weil es bei der stellenweise aufserordentlich tiefen Lage des guten Baugrundes nicht möglich war, den auf Pfählen bezw. Brunnen fundierten Pfeilern diejenige Stabilität gegen seitliche Schwankungen zu geben, welche wegen der Druckdifferenzen, die der Uebergang der Eisenbahnzüge über die leichten eisernen Bögen in den Pfeilern hervorgerufen hätte, zur dauernden Erhaltung des Bauwerkes erforderlich gewesen wäre. Um möglichst nur senkrechte Pressungen auf den tiefliegenden Baugrund zu übertragen, war man daher genöthigt, eine eiserne Balkenbrückenconstruction zur Ausführung zu bringen.

Allgemeine Anordnung. Die Brücke über dem Hafen hat 5 Oeffnungen von annähernd gleicher Lichtweite (28,98 — 29,30 m). Ueber den beiden östlichen Oeffnungen behalten im Wesentlichen alle vier Geleise und über der mittleren Oeffnung auch noch die drei südlichen Geleise eine zur Bahnachse concentrische Lage; dagegen divergiren die einzelnen Geleise über den beiden westlichen Oeffnungen ziemlich stark.

Die Achsen der mittleren Brückenpfeiler sind unter geringer Abweichung von der zur Bahnachse radialen bezw. normalen Stellung so angeordnet worden, daß nur Träger von zwei verschiedenen Stützweiten, d. i. von 31 m bezw. 30,2 m Länge, für die eisernen Ueberbauten nöthig werden, und ist hierbei so disponirt worden, daß für jede der beiden Brücken-Ansichtsflächen nur Träger derselben Spannweite zur Verwendung kommen, wie aus den Zeichnungen auf Blatt 6 ersichtlich ist.

Die Pfeiler. Für sämtliche Pfeiler war im Interesse der Schifffahrt vorgeschrieben worden, daß selbige bis 1,3 m unter N. W. keinerlei Vorsprünge erhalten sollten. Ihre obere Breite bedingte sich durch die Größe der Auflagerquadern, sowie durch die vorerwähnte gleiche Länge der Hauptträger; dagegen wurde die untere Breite der Pfeiler lediglich durch die Größe des Druckes auf den Boden, bezw. auf die Rostpfähle bestimmt. Der Maximaldruck auf den Boden beträgt 3,8 kg qm, der Maximaldruck auf den Rost 20 t pro Pfahl.

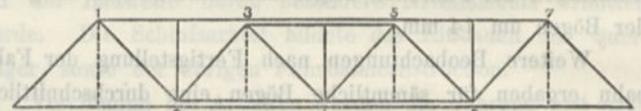
Die Pfeiler sind in Ziegelmauerwerk hergestellt und haben eine Verkleidung aus Basaltlava erhalten, welche noch etwas unter Niedrigwasser hinabreicht. Die vier östlichen Pfeiler sind auf Beton, die beiden westlichen auf Pfahlrost fundirt.

Der eiserne Ueberbau. Hauptträger. Jedes Geleis wird durch zwei Hauptträger unterstützt, welche eine solche Lage zur Geleismitte erhalten haben, daß auch in der Curve bei gleichförmig vertheilter Belastung die Maximalmomente zweier zusammengehöriger Hauptträger annähernd einander gleich sind.

Der Hauptträger besteht nach Analogie einer Holzconstruction aus zwei versteiften, in einander liegenden doppelten Hängewerken, von denen das kleinere, innerhalb gelegene, seinen Auflagerdruck durch kräftige diagonal angeordnete Zugbänder an das größere abgibt. Die Streben der Hänge-

werke sind möglichst flach, etwa unter 41° gegen den Horizont geneigt, angeordnet. Die Vortheile des gewählten Systems beruhen in seiner großen Einfachheit und in der verhältnißmäßig geringen Zahl von Knotenpunkten des einzelnen Trägers; auch sind die Gurtungsquerschnitte leicht darstellbar. Die einzelne Gurtung hat nur zwei verschiedene Querschnitte, von so erheblichem Unterschiede, daß er in der Ansicht deutlich erkennbar ist. Die Berechnung eines solchen Systems bietet eine gewisse Unbestimmtheit insofern, als es fraglich erscheinen kann, ob die ineinander gelegten Systeme unter Annahme zweier verschiedenen Gurtungsentfernungen, entsprechend den beiden ineinander liegenden Hängeböcken, gesondert, oder unter Annahme nur einer Gurtungsentfernung, bezogen auf die Schwerpunkte der Gesamtgurtung, zu betrachten seien.

Man entschied sich für eine gesonderte Berechnung jedes der beiden Hängeböcke und verfuhr dementsprechend bei der Bestimmung der Spannungen.



Bei einer Länge der Hauptträger von 31 m ergibt sich nach der beistehenden Systemskizze die Maschenweite zu $\frac{31}{4} = 7,75$ m, welche freie Länge zur Aussteifung der oberen Gurtung resp. Stützung der Querträger die Anbringung von Hilfsverticalen in den Knotenpunkten 2, 4 und 6 erforderlich macht. Diese Verticalen werden je aus 4 Winkel-eisen gebildet, die nach oben hin divergiren. Die Hängestangen in den Knotenpunkten 1, 3, 5 und 7 haben nur einen decorativen Zweck; dieselben sind aus Rundeisen gefertigt und greifen an einen zwischen den Gurtungstheilen liegenden Stehbolzen an.

Der Abstand je zweier zu einander gehöriger Hauptträger beträgt 2,6 m; diese Breite ist nicht ganz ausreichend, um einen einzelnen Brückenkörper bei gleichzeitiger Einwirkung des Maximalwinddruckes und der Centrifugalkraft der darüber fahrenden Züge genügend gegen Umkanten zu sichern. Es sind deshalb je zwei benachbarte Ueberbauten durch annähernd in der Ebene des oberen Horizontalverbandes liegende Kuppelglieder verbunden, und ist dadurch die nöthige Stabilität hergestellt worden. Auf der Westseite der Brücke, wo solche Querverbände wegen des großen Abstandes zweier Brückenkörper von einander nicht wohl thunlich bezw. nicht zweckmäßig erscheinen, ist dem Trägerpaar über den Auflagern eine portalartige Erweiterung, welche an der Basis 3,2 m beträgt, gegeben worden (s. den Querschnitt auf Blatt 7). Jedes Trägerpaar ist mit einem oberen und unteren Horizontalverband versehen, von denen ersterer unmittelbar über dem Obergurt, letzterer in der Ebene des Untergurtes liegt.

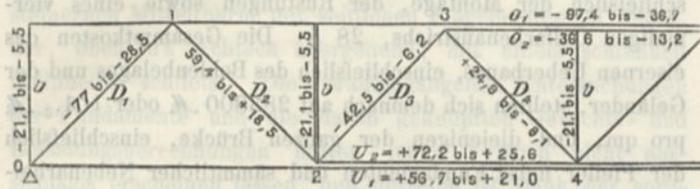
Zur Uebertragung der hauptsächlich auf den Obergurt der Träger wirkenden Horizontalkraft auf das Auflager hat man die Endverticalen zweier zusammengehöriger Träger mit einem kräftigen diagonalen Strebenpaar verbunden. Die Auflager der Hauptträger sind als Kipplager construiert und so angeordnet, daß auf demselben Pfeiler nur feste oder nur bewegliche Lager vorhanden sind.

Ueber den Pfeilern, an denen die einzelnen Brückensysteme portalartige Verbreiterungen erhalten haben, sind

die Auflager gleichfalls verbreitert und im Grundriß T-förmig gestaltet.

Der Berechnung der Hauptträger sind folgende Gewichtsanahmen zu Grunde gelegt:

- a) Eigengewicht des eingelegigen Ueberbaues pp. 1900 kg pro m;
- b) Mobile Belastung: ein Eisenbahnzug, bestehend aus zwei dreiachsigen Tenderlocomotiven von je 14 t Achsgewicht, 1,5 m Radstand und 8,5 m Gesamtlänge, sowie aus zweiachsigen Güterwagen von je 8 t Achsgewicht bei 3,0 m Radstand und 6 m Gesamtlänge.



Die sich nach der Rechnung für die einzelnen Constructionstheile des Trägers ergebenden Maximal- und Minimalspannungen sind in dem vorstehenden Schema eingetragen. Die Zahlen bedeuten Tonnen. Die Querschnittsdimensionen wurden nach den Weyrauch'schen Angaben wie bei der Spreebrücke am Schiffbauerdamm ermittelt, jedoch ist hier mit Rücksicht auf die Unbestimmtheit des Systems nur eine Durchschnitts-Beanspruchung von 700 kg pro qcm angenom-

men. Die durch das Einfügen der Hilfsverticalen in den verschiedenen Stäben entstehenden secundären Spannungen sind bei der Berechnung vernachlässigt; letzteres erschien weniger bedenklich, weil die Hilfsverticalen verhältnißmäßig sehr stark construirt sind und nur mit 438 kg pro qcm beansprucht werden (vergl. hierüber den Vortrag d. Professor Winckler, Deutsche Bauzeitung, Jahrgang 1881, pag. 129).

Die Querschnitte der Constructionstheile des Hauptträgers sind so bemessen, daß bei denjenigen Stäben, welche nur gedrückt werden, die Bruttofläche des Querschnitts ohne Abzug des Nietloches, bei den Stäben, welche nur gezogen bzw. gezogen und gedrückt werden, die Nettofläche des Querschnittes nach Abzug je eines Nietloches für jedes in Frage kommende Constructionselement in Rechnung gestellt ist.

Bei Festsetzung der Querschnitte der gedrückten Constructionstheile ist außerdem darauf gerücksichtigt worden, daß dieselben hinreichende Sicherheit gegen Zerknicken bieten. In Ermangelung einer passenden empirischen Formel ist die theoretische Formel für Zerknicken von Stäben mit freien Enden normal zur Trägerebene der Querschnittsermittlung zu Grunde gelegt.

Die nachstehende Tabelle giebt die übersichtliche Zusammenstellung der nach obigen Angaben berechneten Spannungen, Querschnitte und Beanspruchungen.

Tabelle über Spannungen, Querschnitte, Beanspruchungen und Knickfestigkeit der Constructionstheile der Hauptträger der Humboldthafenbrücke.

1 Bezeichnung des Stabes (siehe Schema auf S. 137)	2 Spannung aus dem Eigengewicht der Brücke in ton		3 Spannung aus der Betriebslast in ton		4 Gesamt- Spannung in ton		5 Zulässige Beanspruchung in kg nach d. Weyrauch'schen Formel pro qcm	6 Theoretisch erforderlicher Querschnitt in qcm		7 Vorhandener Querschnitt Inhalt in qcm		8 Aufretende Beanspruchung i. kg pro qcm	9 Sicherheit gegen Zerknicken bei freier Länge in m n fach	
	Zug	Druck	Zug	Druck	max.	min.		brutto	netto	brutto	netto			
	1. Diagonale D ₁ . . .	—	28,5	—	48,5	-77,0		-28,5	830	92,8	—		119	—
2. desgl. D ₂ . . .	20,9	—	38,5	2,4	+59,4	+18,5	810	—	73,3	—	75	792	—	—
3. desgl. D ₃ . . .	—	12,9	6,7	29,6	-42,5	-6,2	750	56,6	—	73,5	—	580	4,3	7,1
4. desgl. D ₄ . . .	4,3	—	20,6	12,4	+24,9	-8,1	580	—	42,9	—	44,4	560	4,3	10,7
5. Verticale V . . .	—	5,5	—	15,6	-21,1	-5,5	775	27,2	—	48	—	438	2,8	8,4
6. Obergurt O ₂ . . .	—	36,7	—	60,7	-97,4	-36,7	830	117,3	—	119	—	819	3,3	6,5
7. desgl. O ₃ . . .	—	13,2	—	23,4	-36,6	-13,2	825	44,4	—	45	—	813	3,4	5,9
8. Untergurt U ₁ . . .	21,0	—	35,7	—	+56,7	+21,0	830	—	68,3	—	74	767	—	—
9. desgl. U ₂ . . .	25,6	—	46,6	—	+72,2	+25,6	825	—	87,5	—	90	802	—	—

Fahrbahnconstruction. Eine eigenartige und von anderen Brücken abweichende Gestaltung hat die Fahrbahn erhalten. Die eisernen Längsschwellen des auf der Stadt-Eisenbahn durchweg verwendeten Oberbaues lagern in trogförmigen, in der Richtung der Schienen angeordneten Trägern, Schienentröge genannt. Dieselben sind 40 cm im Lichten weit und ebenso tief, mit unten halbkreisförmigem Querschnitt. Sie werden bis zum Rande mit Kies gefüllt und nehmen die in der Basis 32 cm breiten und 6,6 cm hohen Schwellen auf, die im Allgemeinen eine solche Lage erhalten, daß die Fußlappen derselben gleichen Abstand von den Trogwänden haben und ihre Oberkante in gleiche Höhe mit der des Troges zu liegen kommt.

Der Trog ist aus 10 mm starken Blechen gebogen und mit Winkeleisen im Innern und auf der Außenseite armirt.

Die innen angeordneten Winkeleisen haben nebenher den Zweck, die drehende Bewegung des im Troge befindlichen Füllmaterials zu verhindern. Die Auflagerung der Schienentröge auf den Querträgern ist aus Blatt 7 ersichtlich. Der Anschluß wird durch ein einziges, in geeigneter Form gepreßtes Blech bewirkt, welches den unteren Trogtheil umschließt, die in demselben wirkende Transversalkraft aufnimmt und auf die Querträger überträgt.

Die Verbindung der Schienentröge mit den Querträgern wird durch Stützen aus breitschenkigen Winkeleisen vermittelt. Die Ueberhöhung der Schienen in der Curve, welche höchstens 100 mm betragen sollte, wird durch Senken des inneren Schienentrogens, bzw. Höherlegen des äußeren, um je 500 mm bewirkt. Um bei gleicher Form sämtlicher Schwellentröge das Senken des inneren Stranges zu ermög-

lichen, hat man die Querträger in der Curve 50 mm niedriger angeordnet wie in der Geraden. Die Ueberhöhung des äußeren Schienentrogens wird durch 100 mm höhere Stützen bewirkt. Die Deckung des Stößes zwischen zwei aufeinander folgenden Trögen, ferner die Verbindung über den beweglichen Auflagern der Hauptträger ist auf Blatt 7 dargestellt. Das auf die Schienentröge fallende Regenwasser wird durch ovale, im Boden befindliche Löcher abgeführt. Zwischen den Schienen ist die Fahrbahn mit Bohlen abgedeckt.

Diese Fahrbahnordnung, welche noch bei der Brücke über die Spree am Schloßpark Bellevue und ferner bei einigen Straßenunterführungen sowie auf dem eisernen Viaduct der Museumsinsel Verwendung gefunden hat, kann im Allgemeinen zur Nachahmung nicht empfohlen werden, da das Unterstopfen der Schwellen in den engen Trögen ungewöhnliche Schwierigkeit macht. Auch erfordert die Erhaltung der Schienenneigung besondere Sorgfalt, da die Querwinkel des Langschwellenoberbaues fortgelassen werden müssen. Endlich ist es sehr schwer, diese Art von Fahrbahnen und ihre Anschlüsse an das Mauerwerk wasserdicht herzustellen.

(Fortsetzung folgt.)

Restaurationsbau des Westthurmes an der Pfarrkirche St. Nicolaus zu Pritzwalk.

(Mit Zeichnungen auf Blatt 40 bis 43 im Atlas.)

Der altslavische Ort Pritzwalk hat im Jahre 1256 deutsches Stadtrecht empfangen. Zur gleichen Zeit oder schon etwas früher wurde die Pfarrkirche St. Nicolaus gestiftet und erbaut. Der Bau ist wie so viele damalige Stadtkirchen in den baltischen Ländern ein Granitbau mittelgroßen Maaßstabes gewesen, in üblicher Weise hergestellt von kubisch zugehauenen Quadern erratischer Blöcke aus der nächsten Nachbarschaft. Aus den Maaßen und der Struktur des noch erhaltenen oblongen Westthurmes läßt sich durch Vergleichung mit gleichzeitigen Kirchen der ursprüngliche Bau angenähert sicher rekonstruieren. Er war eine dreischiffige Pfeilerbasilika mit schmalere platgeschlossenen Chore und einem oblongen Westthurme; die Arkaden und Fenster höchstwahrscheinlich schon mit Spitzbogen überdeckt, alles im reducirten Uebergangsstile. Dieser alte Bau ist in der ersten Hälfte des XV. Jahrhunderts durch einen stattlichen aber einfach gegliederten Backsteinbau in Form einer dreischiffigen Hallenkirche mit Polygonchor ersetzt worden, nur der schwerfällige Westthurm, ein mächtig hohes Stück der Nordmauer und wahrscheinlich ein großer Theil der Fundamente blieben stehen, um wieder benutzt zu werden. Der Hochaltar wurde 1441 eingeweiht und daran schloß sich 1451 die Vollendung der Gewölbe des hohen Chores. Ein halbes Jahrhundert später — 1501 — erfolgte wahrscheinlich in Folge einer Feuersbrunst ein umfangreicher Restaurationsbau, welcher der Kirche — abgesehen von den noch zu erwähnenden Zerstörungen — ihre jetzige einfache aber durch weit vorspringende, mit Giebeln geschmückte Kapellen nicht uninteressante Gestalt gegeben hat. Noch spätere Feuersbrünste 1598, 1642 und 1821 haben Thurm wie Kirche wiederholt und theilweis sehr schwer beschädigt.

Aus älterer Zeit sind zwei Abbildungen — Stadtprospekte darstellend — erhalten, in denen die Kirche mit

Seitlich ist die Fahrbahn durch Geländer aus Gulßeisen abgeschlossen. Die Geländer sind ziemlich reich gehalten und ähneln der Detaildarstellung auf Blatt 14.

Kosten. Nach den Gewichtsberechnungen ergibt sich das Gesamtgewicht des eisernen Ueberbaues, einschließlich der Fahrbahnconstruction, jedoch ohne Geländer, zu 851850 kg. Die Horizontalprojection der Eisenconstruction, zwischen den Enden der Querträger und den Auflagern auf den Uferpfeilern gemessen, ist rund 2800 qm. Das Gewicht des Ueberbaues pro qm Grundfläche ergibt sich demnach zu rund 300 kg. Der Grundpreis pro kg Eisen betrug, einschließlich der Montage, der Rüstungen sowie eines viermaligen Oelfarbenanstrichs, 28 M . Die Gesamtkosten des eisernen Ueberbaues, einschließlich des Bohlenbelages und der Geländer, stellten sich demnach auf 283800 M oder 101,3 M pro qm, und diejenigen der ganzen Brücke, einschließlich der Pfeiler nebst Fundamenten und sämtlicher Nebenarbeiten, mit Ausnahme des Oberbaues, und zwar zwischen den Außenkanten der Landpfeiler gerechnet, auf 498000 M oder pro qm Grundfläche auf 168,90 M .

hinreichender Deutlichkeit hervortritt. Die erste findet sich bei Merian in der Topogr. Elect. Brand. (Ausgabe von 1652); das sicher vor 1642 gezeichnete Blatt giebt eine Ansicht der Stadt von Südwesten. Der oblonge Westthurm ist mit vierfach abgewalmtm Dache versehen, auf dessen First sich ein schlankes durchbrochenes achteckiges Glockenthürmchen erhebt; ein ähnlicher Dachreiter krönt das Langhausdach in der Mitte. Die zweite bisher unedirte Abbildung rührt von Daniel Petzold her und ist 1710 bis 1711 für den älteren Beckmann behufs Veröffentlichung in dessen Beschreibung der Mark Brandenburg gezeichnet. Da der Zeichner den gleichen Standpunkt und nahezu denselben Maaßstab gewählt hat, wie Kaspar Merian, so ist eine Vergleichung beider Darstellungen ebenso leicht wie lehrreich. Man sieht deutlich die in 60 bis 70 Jahren stattgefundenen Veränderungen. Der Dachreiter auf dem Langhause fehlt und der auf dem Westthurme ist in andern Stilformen erneuert worden. Das Thurmdach erscheint weniger steil, der Dachreiter aber bedeutend dicker; er ist mit einem offenen Umgange versehen und mit einer welschen Haube bekrönt, ein Beweis, daß der Barockstil — wenn auch in schüchternen Auffassung — seinen Einzug in Pritzwalk gehalten hatte. Nachdem auch dieser Bau am 1. November 1821 durch Brand zu Grunde gegangen war, traten der Magistrat als Patron und der Gemeindekirchenrath am Ende der siebziger Jahre dem Gedanken eines Restaurationsbaues des Thurmes näher und übertrugen dem Unterzeichneten die Aufstellung des bezüglichen Entwurfs.

Obschon derselbe die Genehmigung aller Instanzen fand, begann doch die eigentliche Bauausführung nach Ueberwindung mehrfacher Schwierigkeiten und Umstände erst im Sommer 1881 unter der speciellen Leitung des Regierungs-Baumeisters Matz, nachdem schon im Winter vorher die

Detailirung des Backsteinbaues durch den Architekten Vollmer vorgenommen worden war. In Folge der sehr zweckmäßig getroffenen Dispositionen des ausführenden Baumeisters und bei regelmäßigem Betriebe gelang es, den Bau im Laufe des Jahres 1882 zu beenden und am 8. December feierlich einzuweihen.

Auf den beifolgenden vier Tafeln 40 bis 43 im Atlas wurde das in ästhetischer, constructiver und praktischer Beziehung Wichtigste des Restaurationsbaues zusammengestellt. Aus denselben geht hervor, daß hier der Versuch gemacht worden ist, auf den alten Granitunterbau einen hohen backsteinernen Mittelthurm mit seitlichen Flügelbauten zu setzen, der, oben in's Achteck übergehend, mit einem schlanken Steinhelme schließt. Die voraufgegangenen Untersuchungen der Fundamente und die daran geknüpften Gewichts- und Belastungsberechnungen hatten jenen Versuch nicht aussichtslos erscheinen lassen, und derselbe ist Dank der sorgfältigen Ueberwachung aller Arbeiten bei der Ausführung zur Zufriedenheit der beteiligten Behörden geglückt.

In dem oblongen Westthurme befanden sich im Erdgeschoße zwei alte Quermauern von hinreichender Stärke und genügender Fundamenttiefe, um die nöthigen Backsteinquerwände für den Unterbau des Thurmes unmittelbar darauf zu setzen. Nach Gewinnung der Gleiche des Granitunterbaues erfolgte der Aufbau des backsteinernen quadratischen Mittelthurmes mit seinen seitlichen Flügelbauten, wie solches die Grundrisse *AB*, *CD*, *EF* und *GH* auf Blatt 41 in Verbindung mit dem Längsschnitte auf Blatt 42 und der Vorderfaçade auf Blatt 43 durch die Wiederholung derselben Buchstabenpaare an den bezüglichen Punkten deutlich erkennen lassen. Ebenso sind die gewählten Maaße, Strukturen und Details aus den Zeichnungen so unmittelbar zu ersehen, daß sie keiner weiteren Erläuterung bedürfen.

Am Bau betheilt waren die Zimmermeister Boeckmann, Schlossermeister Düfel, Klempnermeister Fensch, Steinmetzmeister Memering — sämmtlich aus Pritzwalk, sowie der Maurermeister Krüger aus Kyritz. Alle Verblendungs- und Formsteine lieferten die Siegersdorfer Werke von Fr. Hoffmann, die Hintermauerungssteine die Ziegeleien des Rittergutes Mesendorf bei Pritzwalk. Die drei Glocken wurden von H. Grosse in Dresden bezogen.

Die Kosten betragen für:

I. Maurerarbeiten	10500 „
II. Maurermaterialien	
a) Hintermauerungssteine	13000 „
b) Verblendungs- und Formsteine	22000 „
c) Kalk, Cement, Sand etc.	10000 „
III. Zimmerarbeiten	
a) Gerüst	9950 „
b) Arbeiten im Thurme	3000 „
IV. Schlosserarbeiten	2000 „
V. Steinmetzarbeiten	600 „
VI. Klempnerarbeiten	450 „
VII. Glaserarbeiten	45 „
VIII. Bauführungskosten und Insgemein	5000 „
Summa	76545 „

Die Haupthöhenmaaße sind folgende:

1. Höhe des vorhandenen und benutzbaren Granitunterbaues im Aeußeren	16,50 m
2. Höhe vom Granitbau bis zum Kreuz	55,10 „
Totalhöhe	71,60 m

Die durch den Thurmaufbau gewonnene Wirkung läßt die Perspective auf Blatt 40 erkennen.

Berlin, im Juni 1883.

F. Adler.

Die wichtigeren Kunstbauten der Staatsbahnstrecke von Güls bis zur Reichsgrenze bei Perl (Moselbahn).

(Schluß, mit Zeichnungen auf Blatt 44 bis 48 im Atlas.)

4. Viaduct an der Pfändericher Bergwand.

(Blatt 44.)

Nach Ueberschreitung der Mosel bei dem Orte Bullay und Durchdringung des sich hier am linken Ufer der Mosel erhebenden steilen aber schmalen Gebirgsstockes vermittelt des Prinzenkopftunnels zieht sich die Bahnlinie auf eine Länge von rot. 1 km in einer Höhe von 24 m über dem Flusse an einem Rebengelände hin, welches mit ein- bis ein und einhalbfacher Böschung abfällt.

Der Untergrund dieses Weinbergterrains besteht aus lose gelagerten Geröllmassen, welche eine Mächtigkeit von 2,0 m bis 10,0 m besitzen und auf dem steil abfallenden Thonschieferfelsen aufruhend.

Die Gewinnung der nötigen Breite für das Bahnplanum durch Anschnitte hätte die Herstellung gewaltiger, bis auf den Felsen hinabzuführender Futtermauern bedingt, bei deren Ausführung bedeutende Rutschungen der oberhalb der Bahn gelegenen Weinberge nicht zu vermeiden gewesen wären. — Vortheilhafter hätte sich schon die Ausführung eines im Auftrage liegenden Bahnkörpers gestaltet, wenn

hierbei auch eine Comprimirung des losen Untergundes und hiermit verbundene und durch Verstopfungen der unterirdischen Wasseradern beförderte Störungen des Gleichgewichts der Geröllmassen zu befürchten waren. Jedoch auch diese Lösung der Bahnanlage hätte, weil der Böschungsfuß bis an und theilweise bis in die Mosel fiel, durch die erforderlichen Trocken- und Mörtelmauern, sowie die Revertirung der hohen Böschungen sehr bedeutende Kosten verursacht, welche noch durch Anlage mehrerer Wegeunterführungen nicht unwesentlich vermehrt worden wären.

Angestellte Ermittlungen hatten nun ergeben, daß die vorbezeichnete Ausführung etwa doppelt so kostspielig sein würde, als die Herstellung eines Viaductes; es wurde daher der Anlage eines solchen um so eher der Vorzug gegeben, als durch diese der wesentliche Vortheil erreicht wurde, die Bahn von den wandelbaren und unsicheren Verhältnissen des Gebirgshanges fast vollständig frei zu machen.

Auf Grund von Concurrrenzprojecten wurde demnächst festgestellt, daß sich eine Ueberwölbung der Viaductöffnungen, für welche auch ästhetische Gründe und die Rücksichten auf

die Unterhaltung des Bauwerkes sprachen, etwas billiger stellte, als die Anordnung eiserner Ueberbauten, und dafs bei der auf der gröfseren Länge des Viaductes vorhandenen Höhe zwischen dem Felsfundament und der Schienenunterkante von 8,0 bis 10,0 m eine lichte Weite der Oeffnungen von 7,2 m, welche bei 1,6 m Pfeilhöhe noch mit einem 2 Steine starken Ziegelgewölbe zu überspannen war, die vortheilhafteste sei.

Das Bauwerk erhielt sonach bei 786,5 m Gesamtlänge 92 gewölbte Oeffnungen von 7,2 m Lichtweite, welche letztere, um die Erscheinung des Viaductes nicht zu schädigen und die Ausführung zu erleichtern, auch für diejenigen Strecken beibehalten wurde, innerhalb welcher die Fundamentsohle tiefer liegt, und demgemäfs eine gröfsere Weite der Oeffnungen vortheilhafter gewesen wäre.

Der Viaduct liegt in einer Steigung von 0,01 (1 : 100) und zum Theil in einer Curve von 700 m Radius; durch 3 Gruppenpfeiler ist derselbe in 4 getrennt auszuführende Theile zerlegt.

Die Gruppenpfeiler haben in Kämpferhöhe eine Stärke von 2 m, die übrigen Mittelpfeiler eine solche von 1,3 m; sämtliche Pfeiler sind zum Schutz des Mauerwerks gegen das herabfließende Wasser an den Stirnseiten vertical aufgeführt und gehen von dem Fundamentabsatz ab in eine Böschung von 1 : 4 über. An den Langseiten haben die Pfeiler eine Neigung von 1 : 12; die in der Curve stehenden Mittelpfeiler sind conisch gestaltet.

Die Pressungen des Materials stellen sich folgendermaßen: Druck im Kämpfer 7 kg, Kantenpressung in den Pfeilern 8,6 kg, Druck auf die Fundamentsohle 5,2 kg pro qcm.

Die Pfeiler sind aus Thonschieferplatten ohne Verblendung, die Kämpferschichten und das Gewölbe unter Verwendung besonders geformter Kämpfersteine aus Ziegelsteinen hergestellt. Für das Pfeilermauerwerk bestand der Mörtel aus 1 Theil Kalk, $\frac{1}{3}$ Theil Trafs und $1\frac{2}{3}$ Theilen Sand, für das Gewölbemaerwerk aus 1 Theil Kalk, $\frac{1}{2}$ Theil Trafs und $1\frac{1}{2}$ Theilen Sand.

Das Gewölbe ist mit einer Ziegelflachsicht in Cementmörtel abgedeckt, über welche eine doppelte Asphaltlage in der Gesamtstärke von 1,5 cm ausgebreitet ist; die Entwässerung der Gewölbeabdeckung erfolgt durch die über den Pfeilern angebrachten Sickerschlitze.

Der Viaduct, welcher zunächst nur in eingeleisiger Anlage mit einer Breite von 4,0 m zur Ausführung gelangte, wurde beiderseitig durch ein eisernes Geländer abgeschlossen, welches aus einfachen mit dem Mauerwerk verankerten Eisenstäben, einer Handleiste und zwischen die Verticalstäbe kreuzweise gespannten Eisendrähten besteht; über jedem vierten Pfeiler sind consolartige eiserne Ausbauten zum Ausweichen während des Vorbeifahrens der Züge angebracht.

Die hauptsächlichsten Schwierigkeiten der Ausführung lagen in dem Umstande, dafs fast sämtliche Baugruben mit regelrechter Schachtzimmerung abgeteuft werden mußten, sowie in der ungünstigen Lage und der Beschränktheit der Baustelle.

Sämtliche Materialien gelangten am Moselufer zur Anlieferung, und erfolgte ihre Förderung nach der hochgelegenen Baustelle mit Hilfe einer Dampfkelwinde, welche

die Transportwagen auf einer schiefen Ebene emporzog. An diese Aufzugsvorrichtung, welche bei fortschreitender Ausführung mehrere Male verlegt werden mußte, schlossen sich unten am Moselufer und oben auf der Baustelle Geleise zur Heran- und Weiterschaffung resp. Vertheilung der Materialien an.

Der Bau wurde in den Jahren 1877 und 1878 fertig gestellt, und betragen die Kosten desselben 269000 \mathcal{M} , mithin pro lfdes. Meter 342 \mathcal{M} .

An das östliche Ende des Viaductes lehnt sich die auf Blatt 44 dargestellte Einfahrt des Prinzenkopftunnels an, welche zur Abstützung der faulen Felsmassen über dem Tunnelportal und zum Schutz der Bahn gegen herabstürzende Felsblöcke kasemattenartig ausgebildet ist; das kräftige Gewölbe dieser Kasematte wird durch eine 2,5 m hohe, über dasselbe aufgebrachte Schotterschicht gegen die directen Stöße der Felsstürze geschützt.

Die baulichen Herstellungen an dem Viaduct zur Aufnahme eines zweiten Geleises erfolgten erst nach Eröffnung des Betriebes der Moselbahn. Diese Anlage, deren Construction und Ausführung sich im Uebrigen der vorbeschriebenen für das erste Geleise eng anschlofs, ist deshalb bemerkenswerth, weil das zweite Geleise um 0,8 m über das erste Geleise gehoben worden ist, um die weitausgedehnten Futtermauern, welche andertheils zum Abschluß der Bahn gegen den neben derselben herführenden, auf längere Strecken wesentlich höher liegenden Weinbergspfad nothwendig geworden wären, theils ganz zu vermeiden, theils einzuschränken.

Für die zu berücksichtigenden beiden Fälle, dafs der Weinbergsweg tiefer resp. in gleicher Höhe mit der Bahn und dafs derselbe höher als die letztere liegt, sind zwei Anordnungen gewählt, welche die Querschnitte des Viaductes auf Blatt 44 verdeutlichen.

Die Kosten des Baues für das zweite Geleise betragen rot. nur $\frac{3}{6}$ der Kosten der vorerst ausgeführten Anlage.

5. Salm- und Lieser-Viaduct.

(Blatt 45.)

Auf der Gebirgstrecke der Moselbahn werden von derselben die Thäler zweier Seitenflüfchen der Mosel, das Salm- und Lieser-Thal, überschritten.

Wegen des bedeutenden Hochwasserprofils der beiden Wasserläufe und der beträchtlichen Dammhöhe, welche im Lieserthal rot. 10,0 m, im Salmthal rot. 17,0 m beträgt, wurde für die erforderlichen Ueberführungen die Form von Viaducten mit eisernem Ueberbau und verlorenen Widerlagern gewählt. Diese Anordnung hatte den Vortheil, dafs die Anlage hoher und langer Flügelmauern der Endpfeiler vermieden wurde, und ergab trotz der gröfseren Länge der Träger eine wesentlich geringere Kostensumme, als das anfänglich aufgestellte Project massiver Ueberwölbungen.

Die beiden Viaducte, von denen jeder 2 Oeffnungen hat, zeigen sowohl in der Construction als auch in den Abmessungen nur geringe Verschiedenheiten.

Die Lichtweite einer Oeffnung beträgt in Höhe der Auflagersteine beim Lieser-Viaduct 27,5 m, beim Salm-Viaduct 27,0 m. Der erstere überbrückt aufser dem Bach noch einen Weg, der letztere einen Mühlgraben und einen Weg.

Die Mittelpfeiler haben eine obere Breite von 2,8 m und auf den 4 Seiten einen Anlauf von 1:34. Die halbkreisförmigen Vorköpfe reichen bis zum Hochwasserspiegel. Beim Salm-Viaduct, welcher in einer Curve von 1000 m Radius liegt, ist der Grundriß des Mittelpfeilers conisch. Die Stärken der Endpfeiler sind mit Rücksicht auf ein etwaiges Abtreiben des Umschüttungskörpers so bemessen, daß sie auch ohne den Gegendruck des letzteren standfähig sind.

Das Mauerwerk der Pfeiler besteht im Innern aus Bruchsteinen und ist bei den Mittelpfeilern behufs gleichmäßiger Lastvertheilung in Höhenabständen von 2 m durch Binderschichten aus Quadern abgeglichen.

Die Vorköpfe sind mit unter einander verankerten Quadern, die übrigen Ansichtsflächen zwischen den Werksteinen mit gekrönelten Moellons bekleidet.

Die Anlieferung der Materialien für den Lieser-Viaduct konnte im Thale unmittelbar an der Baustelle erfolgen, dagegen mußten die Materialien für den Salm-Viaduct wegen der Unzugänglichkeit der an der Salm liegenden Wiesen auf der rechtsseitigen Höhe abgeladen und von da auf einer Transportbrücke zur Baustelle geschafft werden. Diese aus Holz mit Howe'schen Trägern construirte Transportbrücke war 90 m lang und trug 2 Schienenbahnen übereinander, von welchen die obere zum Transport von 200000 cbm Erdmassen zur Dammschüttung, die untere zum Transport der Baumaterialien diente.

Die Fundamente des Lieser-Viaductes stehen auf festgelagertem Kies, die des Salm-Viaductes auf Felsen.

Die Fundirung der Endpfeiler bot keine Schwierigkeit, dagegen erhielten die Baugruben der Mittelpfeiler am Oberhaupt eine Spund- und eine Bohlwand mit dazwischen gestampftem Lehm, an den übrigen Seiten Spundwände.

Vielfach in den Baugruben hervorsprudelnde Quellen wurden, um die Fortspülung des frisch eingebrachten Mörtels zu verhüten, in kleinen, mit reinem Cementmörtel gemauerten Canälen nach dem Pumpensumpf geleitet und so unschädlich gemacht. Zum Wasserschöpfen diente an der Lieser eine Centrifugalpumpe mit 8pferdiger Locomobile; an der Salm reichten in Folge des günstigen Wasserstandes 2 Doppelpumpen aus.

Die untersten Schichten der Fundamente wurden in reinem Cementmörtel, die darauf folgenden mit einer Mischung von 1 Theil Cement und 2 Theilen Kalk, das übrige Mauerwerk mit verlängertem Cementmörtel (1 Theil Cement, 4 Theile Kalk, 10 Theile Sand) hergestellt.

Der eiserne Unterbau konnte in Folge der bedeutenden Höhe der Fahrbahn über Hochwasser in ökonomischer Weise construiert werden. Die Hauptträger sind Fischbauchträger von 28,9 m resp. 28,4 m Stützweite, 4 m (ca. $\frac{1}{7}$ der Länge) Höhe und 2,8 m Abstand der Gurtungsmitten. Auf der oberen geraden Gurtung sind die Querträger und zwischen diesen die Längsträger befestigt; letztere tragen beim Lieser-Viaduct direct die Schienen, während beim Salm-Viaduct mit Rücksicht auf den sich auf 101 mm belaufenden Ausschlag der Curve zur Auflagerung des ununterbrochen durchlaufenden Hilfschen Oberbaues hölzerne Querschwellen angeordnet sind.

Die untere Gurtung ist kreisförmig, das Fachwerk nach einfacher Dreieckform gestaltet.

Die Details der Construction sind auf Blatt 45 dargestellt. Als Maximalspannungen sind für die Gurtungen der Hauptträger und die Constructionstheile der Fahrbahn 700 kg, für das Fachwerk 400 kg und für den Horizontalverband 1000 kg pro qcm der Berechnung zu Grunde gelegt. Das Eisengewicht des eingelegigen Ueberbaues beträgt beim Lieser-Viaduct rot. 72,7 t, beim Salm-Viaduct rot. 67,0 t.

Die Fundirungsarbeiten wurden im Frühjahr 1877 begonnen, die Eisenconstructions im Sommer 1878 aufgebracht.

Die Gesamtkosten betragen: bei dem Lieser-Viaduct 59600 \mathcal{M} , bei dem Salm-Viaduct 77900 \mathcal{M} .

Hiervon kommen auf die Eisenconstruction incl. Geländer beim Lieser-Viaduct rot. 25000 \mathcal{M} , beim Salm-Viaduct rot. 23000 \mathcal{M} .

Der Preis von 1 cbm fertigen Mauerwerks stellte sich beim Lieser-Viaduct auf 35 \mathcal{M} , beim Salm-Viaduct auf 30 \mathcal{M} im Durchschnitt.

6. Moselbrücke bei Pfalzel.

(Blatt 46.)

In der Nähe des 4,5 km unterhalb der Stadt Trier gelegenen Dorfes Pfalzel geht die Bahn von dem linken auf das rechte Moselufer über, indem sie den Stromstrich des Flusses in rechtwinkliger Richtung kreuzt. Die zu diesem Zwecke erbaute massive Brücke hat 8 Oeffnungen von 22,6 m Spannweite, also eine gesammte lichte Weite von 180,8 m, welche für genügend erachtet wurde, weil sie unter Hinzurechnung von zwei im Fluthgebiet vor und hinter der Brücke liegenden Wegeunterführungen ein Hochwasserprofil ergab, welches etwas größer, als das Fluthprofil der etwa 6 km oberhalb gelegenen älteren Eisenbahnbrücke bei Conz ist.

Bei der günstigen Gestaltung der an die Brückenbaustelle anschließenden Ufer war an strombaulichen Arbeiten nur die unbedeutende Verlegung des in der ersten linksseitigen Oeffnung durchzuführenden Leinpfades auszuführen.

Außer den beiden Eisenbahngleisen wird durch das 228,8 m lange und zwischen den Stirnen 7,6 m breite Bauwerk auf der stromabwärts gelegenen Seite desselben noch ein Fußsteg über die Mosel geführt; derselbe dient zur Communication zwischen den an beiden Moselufern gelegenen Ortschaften und besteht aus einem 1,5 m breiten, 0,5 m unter dem Trottoir der Hauptbrücke liegenden und durch eingemauerte eiserne Träger unterstützten Bohlenbelag.

Die Leibungslinie der Gewölbe ist ein aus 3 Mittelpunkten construirter Korbbogen, dessen Pfeilverhältniß 1:4,6 ist. Die Gewölbe haben im Scheitel eine Stärke von 1 m, am Kämpfer von 1,5 m. Da dieselben in das Hochwasser eintauchen, so sind die Kanten in der Form der sogenannten Kuhhörner abgerundet, um den Durchgang des Wassers und schwimmender Körper zu erleichtern.

Die stromaufwärts durch spitzbogige, stromabwärts durch halbkreisförmige Vorköpfe abgeschlossenen Mittelpfeiler haben allseitig einen Anlauf von 1:35 und am Kämpfer eine Stärke von 3,24 m, die Endpfeiler ebendasselbst eine Stärke von 7 m erhalten. Auf der stromaufwärts liegenden Seite der Pfeiler sind Ausweichenischen angebracht. Die Entwässerung der Gewölbe erfolgt durch deren Scheitel.

Die graphische Construction der Stützlinie ergibt unter Zugrundelegung einer mobilen Belastung von 1380 kg pro

qm Brückenfläche, und eines Gewichts des Mauerwerks resp. des Kiesel von 2300 kg resp. 1600 kg pro cbm für die ungünstigsten Belastungsfälle einen Maximaldruck von 19,2 kg. pro qcm im Gewölbe und eine Kantenpressung von 7,4 resp. 7,8 kg pro qcm auf dem felsigen Baugrund der Mittel- resp. Endpfeiler.

Das Bruchsteinmauerwerk der Fundamente und Pfeiler, die Quaderverblendung und die Binderschichten der letzteren, sowie das Quadermauerwerk der Gewölbe bestehen sämtlich aus einem festen und unverwitterbaren Sandsteinmaterial, welches aus den Bollendorfer Brüchen an der Sauer bezogen wurde.

Als Mörtel ist in den Fundamenten und bis über den höchsten Sommerwasserstand reiner Traßmörtel, von da ab verlängerter Traßmörtel verwendet worden.

Da der Schifffahrtsverkehr der Mosel an der Brückenbaustelle auf der linken Flussseite liegt und demnach auf dieser Seite bequeme Vorrichtungen zur ungestörten Entladung der vielfach auf dem Wasserwege anlangenden Materialien nicht geschaffen werden konnten, das rechtsseitige Ufer aber wegen seiner günstigen Höhenlage und ebenen Gestaltung sowohl die Zufuhr zu Wasser als zu Lande ohne Schwierigkeiten gestattete, so wurden die sämtlichen Lagerplätze auf der rechten Flussseite etablirt; die Disposition dieser Lagerplätze ist durch die auf Blatt 46 dargestellte Situation verdeutlicht.

Die Fundirung der Pfeiler verursachte keine außergewöhnlichen Schwierigkeiten. In einer Tiefe von rot. 2 m unter dem Bette der Mosel, welche bei Trier zwischen dem rechtsseitigen devonischen Schiefergebirge und der linksliegenden Buntsandsteinformation die Grenze bildet, fand sich eine zur Formation des rothen Todtliegenden gehörige Felschicht, welche in nahezu horizontaler Lage das Flußbett durchsetzt und, wie die bis zu einer Tiefe von 6,5 m angestellten Bohrversuche ergeben haben, eine gleichmäßige Beschaffenheit und Festigkeit besitzt, so daß dieselbe als ein durchaus tragfähiger Baugrund betrachtet werden konnte.

Da hiernach die Fundamentsohle aller Pfeiler nur ca. 6 m unter dem höchsten Sommerwasserstande lag, so konnten die Pfeiler nach Wegräumung der Kiesschicht und der oberen 30 bis 80 cm starken verwitterten Steinschicht ohne Betonirung direct aufgemauert werden. Zu dem Ende wurden die Baugruben der Stropfpfeiler Nr. I bis V mit Kastenfangedämmen umschlossen, während bei dem linksseitigen Endpfeiler einfache Spundwände genügten, bei den Pfeilern VI und VII aber, sowie beim rechtsseitigen Endpfeiler eine künstliche Umschließung überhaupt nicht erforderlich war.

Das Ausbaggern der Fundamentgruben erfolgte mittelst eines Dampfbaggers, welcher täglich ca. 220 cbm Aushub förderte und an einer Baugrube 4 bis 5 Tage arbeitete. Zum Wasserschöpfen dienten 2 Centrifugalpumpen von 185 und 143 mm Rohrdurchmesser, welche durch 2 auf Kähne gestellte Locomobilen von 4 bezw. 2 Pferdekraften betrieben wurden, und außerdem noch einige Handpumpen. Die Fangedämme reichten mit ihrer Oberkante bis über das höchste Sommerwasser; sie bestanden aus 24 cm starken tannenen Rundpfählen und dazwischen eingetriebenen 10 cm starken Spundbohlen. Die Rundpfähle waren mit eisernen Schubensehen und in Entfernungen von rot. 1,0 m ein-

geschlagen. Als Füllmaterial diente zäher Lehm, welcher sich in der Nähe der Baustelle vorfand. Der freie Raum zwischen dem Mauerwerk und der inneren Fangedämmwand erhielt eine sorgfältige Auspackung mit Bruchsteinen. Sobald die Aufmauerung den höchsten Sommerwasserstand erreicht hatte, wurde die äußere Wand des Fangedammes entfernt, die innere auf eine Höhe von 0,3 m unter Niedrigwasser abgeschnitten und mit schweren Senksteinen umpackt.

Das Heranschaffen der Materialien vom Lagerplatz geschah anfangs auf einer leichten, auf eingerammten eisernen Pfählen ruhenden Transportbrücke; später wurde ein Versetzgerüst aufgestellt, welches gleichzeitig zum Transport der Materialien diente. Dasselbe bestand aus zwei Paar Howeschen Trägern, von denen je ein Paar zu beiden Seiten der Brücke auf einzelnen längeren Pfählen der Fangedämme ruhte und auf der oberen Gurtung das Laufkrahnegeleis, auf der unteren Gurtung das Transportgeleis trug. Die einzelnen Träger hatten eine Länge von 52 m und reichten somit über zwei Brückenöffnungen hinweg. Sie wurden auf dem Lande fertig montirt und über die Auflager hinübergeschoben.

Im ersten Baujahre hatte das Gerüst vom rechten Ufer bis zum Pfeiler Nr. III eine solche Höhenlage, daß die untere Fahrbahn über dem höchsten Sommerwasserstande und im Niveau der an dem Lagerplatze vorbeifahrenden Straße sich befand. Vor Beginn des Winters wurden diese Gerüste demontirt und im nächsten Frühjahr in einer um 6 m größeren Höhe wieder aufgestellt. Da keine Baukrahne beschafft, sondern die für den Betrieb bestimmten schweren Krahne benutzt werden sollten, so mußten die einzelnen Theile und Verbindungen der Gerüste eine besondere Stärke und Steifigkeit erhalten.

Die Construction der Transportgerüste, sowie der zur Anwendung gebrachten Lehrbögen geht aus den Zeichnungen auf Blatt 46 hervor.

Die Einwölbung wurde am rechten Ufer mit der gleichzeitigen Einrüstung von vier Oeffnungen begonnen. Sobald die achte Oeffnung zugewölbt und 24 Stunden später die Ausrüstung mittelst Sandtöpfe bewirkt war, wurde das Lehrgerüst in die vierte Oeffnung gebracht, darauf kam das Lehrgerüst aus der siebenten Oeffnung in die fünfte, das aus der sechsten in die zweite und das aus der fünften in die erste Oeffnung, und wurden somit sämtliche Lehrbögen zweimal benutzt.

Die Einsenkung der Gewölbescheitel nach der Ausrüstung betrug 10 bis 12 cm.

Die Arbeiten wurden in den beiden Baujahren 1875 und 1876 soweit gefördert, daß bis zu Ende des letzteren Jahres die Gewölbe incl. Asphaltirung fertig und die Gerüste entfernt waren. Im Frühjahr 1877 blieb noch das Bekrönungsgesims aufzubringen, der Fußsteg mit Geländer zu befestigen, das Planum anzuschütten und der Oberbau zu legen.

Die Gesamtkosten der Brücke incl. Beschaffung der Hilfsmaschinen belaufen sich auf 832600 \mathcal{M} . Hiervon sind rot. 59400 \mathcal{M} . als Erlös für verkaufte Gerätschaften etc. in Abzug zu bringen, so daß sich der Kostenbetrag auf rot. 773200 \mathcal{M} . ermäßigt. Ein lfdes. Meter Brücke kostet hiernach 3471 \mathcal{M} .

Von der Gesamtsumme entfallen:	
auf den Aushub der Baugruben rot.	54000 <i>M.</i> ,
auf die Herstellung der Fangedämme rot.	57000 <i>M.</i> ,
auf die Wasserbewältigung rot.	13500 <i>M.</i> ,
auf die Lehr- und Transportgerüste rot.	88500 <i>M.</i> ,
auf die Einrichtung der Bau- u. Lagerplätze rot.	76000 <i>M.</i> ,
der Rest auf die Herstellung des Mauerwerks.	

Die Kosten des Mauerwerks incl. der Auslagen für die Gerüste stellten sich folgendermaßen pro cbm:

Pfeilermauerwerk bis zum Kämpfer	25 <i>M.</i> ,
Gewölbemauerwerk	88 <i>M.</i> ,
Mauerwerk der Stirnen	74 <i>M.</i> ,
Hintermauerung der Gewölbe	16,5 <i>M.</i> ,
Capellenmauerwerk incl. Ziegelflachsicht	28,75 <i>M.</i>

Die Kosten des Fußgängersteiges haben sich auf rot. 15000 *M.* belaufen.

7. Saarbrücke bei Konz.

(Blatt 47 und 48.)

In der Nähe des Ortes Konz, 2 km oberhalb der Station Karthaus, überschreitet die Moselbahn die Saar kurz vor dem Einflusse derselben in die Mosel. Nach den Bestimmungen der Wasserbauverwaltung war eine Gesamtlichtweite von 130 m normal zum Stromstrich in der Weise zu überbrücken, daß die Stromrinne, welche an dieser Stelle mit Parallelwerken eingefast ist, nebst dem rechtsseitigen Leinpfade unverändert und ungetheilt erhalten blieben.

Bei der gewählten, mit der Richtung des Stromes parallelen und gegen die Bahnachse um $82^{\circ} 40'$ geneigten Stellung der Pfeiler ergab sich nach Vorstehendem eine normale Lichtweite der Stromöffnung von 38,2 m und eine durch die sonstigen örtlichen Verhältnisse bedingte Vertheilung der Gesamtlichtweite auf zwei mittlere Oeffnungen von 38,2 m und zwei Endöffnungen von 26,8 m normaler Weite.

Für die vorhandene nur geringe Constructionshöhe eignete sich die Verwendung eiserner Träger Schwedler'schen Systems mit tiefliegender Fahrbahn, welche für jedes der beiden in Entfernung von 5,15 m liegenden Hauptgeleise getrennt angeordnet sind.

Die Fundirung der Pfeiler, deren specielle Anordnung aus Blatt 47 ersichtlich ist, stieß auf keinerlei Schwierigkeit, und konnte, da in einer Tiefe von 2 m unter Niedrigwasser fester Fels vorhanden war und kein Pfeiler in das eigentliche Flußbett zu stehen kam, von einer künstlichen Umschließung der Baugrube abgesehen werden. Zum Wasserschöpfen dienten Handdoppelpumpen und eine Kreiselpumpe mit Locomobilbetrieb. Sämmtliches Mauerwerk ist aus Sandbruchsteinen hergestellt; die dem Wasser ausgesetzten Außenflächen des aufgehenden Mauerwerkes sind mit Sandsteinquadern bekleidet, welche aus den Roisdorfer Brüchen an der Sauer bezogen wurden. Das Versetzen dieser Werksteine geschah bei den Endpfeilern mittelst eines einfachen Hebekrahnes, welcher auf der Anschüttung hinter den Pfeilern aufgestellt und dem Baufortschritte entsprechend gehoben wurde.

Bei den sämmtlichen, der Reihe nach ausgeführten Mittelpfeilern kam das auf Blatt 47 dargestellte Versetzgerüst zur Anwendung.

Es gelang, da sich auch die Materialanfuhr und die Disposition der auf beiden Flusufnern gelegenen Materiallagerplätze günstig gestaltete, sämmtliche Maurerarbeiten und die Pflasterung des Leinpfades, welcher auf eine Länge von 300 m erhöht wurde, innerhalb 6 Monate des Jahres 1876 fertig zu stellen.

Die Träger der eisernen Ueberbauten haben in der großen Oeffnung eine Stützweite von 40,5 m, eine ideale Höhe von 5,8 m und 4,35 m Entfernung der Gurtungsmitten von einander; sie sind in 10 Intervalle von 4,05 m getheilt und in den 6 mittleren Feldern mit einem in Höhe der oberen Gurtungen liegenden Querverband versehen.

Die Träger der kleinen Oeffnungen haben 28,72 m Stützweite, 3,59 m ideale Höhe und 4,35 m Entfernung der Gurtungsmitten von einander; sie sind in 8 Intervalle à 3,59 m getheilt und nur mit einem unteren Horizontalverbande versehen, während die Querversteifung durch die Verticalen und deren Verbindung mit den Querträgern erzielt ist.

Die eisernen Ueberbauten konnten trotz der schrägen Pfeilerstellung rechtwinklig gestaltet werden.

Da die im Interesse der Schifffahrt normirte lichte Höhe der Stromöffnung nur eine Höhe der Fahrbahnconstruction von 0,73 m zuließ, so sind die Schienen direct auf den Schienenträgern befestigt, und haben diese dieselbe Neigung wie die Schienen erhalten.

Die Aufstellung des Ueberbaues begann im November 1876 und wurde, durch ungünstige Witterung und Hochwasser vielfach behindert, erst im Mai 1877 beendet.

Die Fluthöffnungen konnten hierbei mittelst einfacher Bockgerüste vollständig eingerüstet werden, die Stromöffnung dagegen mußte der Schifffahrt wegen frei bleiben und wurde mit einem, auf Blatt 47 dargestellten combinirten Hänge- und Sprengwerk überbaut.

An Eisen (Schmiede- und Gufseisen) sind für die beiden größeren Oeffnungen 114 t, für die beiden kleineren 64 t, zusammen also 178 t verwendet.

Die Gesamtkosten der Brücke haben 199000 *M.* betragen; hiervon entfallen auf den Unterbau 126200 *M.*, auf den ein-geleisigen Ueberbau incl. Bohlenbelag 72800 *M.*

Zum Schluß der vorstehenden Beschreibung sei noch derjenigen Techniker Erwähnung gethan, welche, wie! an dem Bau der Moselbahn überhaupt, so im Speciellen an der Ausführung der Kunstbauten derselben hervorragend betheilig waren:

Als Mitglied der vormaligen Königlichen Eisenbahn-Direction zu Saarbrücken hatte der Regierungs- und Baurath Früh die Oberleitung der sämmtlichen Bauten zu führen; als Vertreter desselben und Vorsteher des technischen Centralbüreaus fungirten bis zum Beginn des Jahres 1877 der Eisenbahn-Baumeister Housselle, von da bis zum Ende des Baues der Eisenbahn-Baumeister Schnebel, durch welchen auch die Zusammenstellung der hier wiedergegebenen Mittheilungen über die Ausführung der Kunstbauten der Moselbahn bewirkt worden ist. Die Namen der sonstigen mit der Ausführung betrauten Beamten geht aus der nachstehenden Zusammenstellung hervor.

Bezeichnung der Bauwerke	Als Abtheilungs-Baumeister fungirte	Als Sections-Baumeister fungirte	An dem Entwurf und der Ausführung der Eisenconstruction waren besonders betheilig
Viaduct bei Winnigen	Ingenieur Graff	Reg.-Baumstr. Höft	Ing. Kiel.
Moselbrücke bei Eller	Eisenb.-Bmstr. Lengeling	Reg.-Baumstr. Rettberg	Ing. Brüggemann.
Moselbrücke bei Bullay	Eisenb.-Baumstr. Carpe	Reg.-Baumstr. Höffgen	Ing. Spohn.
Viaduct an der Pündericher Bergwand	Eisenb.-Baumstr. Carpe	Ing. Höschele	—
Lieser- und Salm-Viaduct	Reg.-Baumstr. Prins	Ing. Orth und Reg.-Baumstr. Lottmann	Ing. Kiel und Spohn.
Moselbrücke bei Pfalzel	Reg.-Baumstr. Klein	Ing. Knüsli und Reg.-Baumstr. Rennen	—
Saarbrücke bei Conz	Ing. Fischer	Reg.-Baumstr. Sauer	Ing. Kiel und Spohn.

Hänge-Eisenbahn auf der Zuckerfabrik Hirschfeld am Elbing-oberländischen Canal.

(Mit Zeichnungen auf Blatt B im Text.)

Gelegentlich einer im vergangenen Sommer von den Studirenden der Technischen Hochschule zu Berlin unter Führung des Herrn Geheimen Ober-Baurath Hagen unternommenen Besichtigung des Elbing-oberländischen Canals*) wurde auch die Transportbahn der an demselben belegenen Zuckerfabrik Hirschfeld in Augenschein genommen und von maafsgebender Seite als beachtenswerth bezeichnet. Durch das freundliche Entgegenkommen der Herren Fabrikbeamten ist der Unterzeichnete, obwohl der Leitung des Fabrikbaues fernstehend, in die Möglichkeit versetzt worden, eine Beschreibung dieser Ladevorrichtung hier folgen zu lassen.

Die ganze Anlage hat eine besondere Concession weder seitens der Aufsichtsbehörde noch seitens der Canalverwaltung erfordert und ist zugleich an sich so einfacher Art, dafs sie auch für vorübergehende Benutzung bei Bauausführungen wohl geeignet sein dürfte, wenn gleichartige Arbeiten an verschiedenen Orten in gröfserer Menge zur Ausführung zu bringen sind.

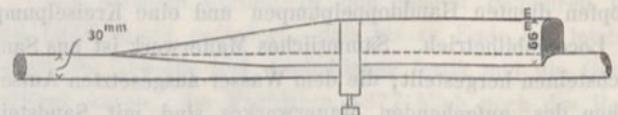
Im vorliegenden Falle dient die schon durch ihren Namen als oberirdische Bahn charakterisirte Ladevorrichtung sowohl dazu, die der Fabrik in gröfserer Menge per Schiff zugeführten Rüben vom Canal bis in den Rübenschuppen hinauszufördern, wie auch zur Verladung der bei der Fabrication rückständig werdenden Rübenschnitzel, welche ein werthvolles Futtermaterial bilden. Hiernach hat die zweigeleisige Bahn aufer der beiden Zwecken dienenden Canalstation eine Ent- und eine Beladestation, die letztere im Schnitzelraum gelegen, wie dies die Figuren 1 und 1^a auf Blatt B in der Gesamtdisposition zeigen. Die Figuren 2, 2^a und 2^b geben Grundrisse und Längenschnitte der Canalstation und der Entladestation zugleich mit den tragenden Holzgerüsten. Die ca. 150 m lange gerade Strecke vom Canal bis zum Rübenschuppen, in welcher zugleich eine Höhe von 6,4 m zu ersteigen ist, wird als Drahtseilbahn betrieben, indem die hängenden Wagen auf einem aus einer 30 mm starken Rundeisenstange gebildeten Laufseil ihren verticalen Gegendruck erhalten und durch ein 14 mm starkes Zugseil

mittelst einer kleinen Dampfmaschine in Gang gesetzt werden. In den Be- und Entladestationen selbst und auf dem Wege von dem Schnitzelraum bis an die Drahtseilbahn heran ist das Laufseil durch rechteckige auf der Oberseite abgerundete Schienen von 66 mm Höhe und 27 mm Breite ersetzt, und werden auf diesen die hängenden Wagen durch Menschenhand fortgeschoben. Das Aufhängen der Wagen an zwei möglichst nahe hintereinander folgende einspurige Räder gestattet es, Curven bis zu 1,5 m Radius ohne wesentliche Vermehrung der Widerstände zu durchfahren, was namentlich im Innern des Gebäudes nothwendig wurde; ebenso leicht werden die stark gekrümmten und ansteigenden Weichen durchfahren, und läfst die Sicherheit im Betriebe nichts zu wünschen übrig, sobald die Ankuppelung der Wagen an das Zugseil sorgfältig erfolgt ist.

Die Laufseile müssen aus sehr sehnigem Eisen (Bezugsort Cöln) gebildet sein, da die Durchbiegung durch die beladenen Wagen nicht unbeträchtlich ist; das eine Ende der Seile wird mittelst starker Schraubenmutter an einen Querholm des Canalstationsgerüstes befestigt, während das andere Ende in einer starken Oese endigt, in welche eine entsprechend starke, über eine Rolle fortgeleitete und dann durch einen Gewichtskasten gespannte Kette eingeschmiedet ist.

Der Anschluß der Hängeschienen an die Rundeisenstangen (Laufseil) erfolgt mittelst ansteigender Weichenzunge, die unterhalb ausgehöhlt ist nach beistehenden Skizzen 1 und 2

Fig. 1.



und wird durch ein auf der Oberseite der Schiene versenktes Schraubenschlößchen gesichert. Bei der bedeutenden Länge des Laufseils werden die Eisenstangen bei der Montirung aus einzelnen Längen zusammengeschmiedet, und erhält die Schweissung die in Skizze Nr. 3 dargestellte Form. Das 14 mm starke Drahtseil ist in einzelnen Litzen aus Tiegelgußstahl draht zusammengedreht und bildet ein Seil ohne Ende,



*) Ueber die neuerlich ausgeführten Bauten an dieser Wasserstrasse werden Mittheilungen in einer der späteren Lieferungen folgen. D. R.

(System Ad. Bleichert in Leipzig - Gohlis.)

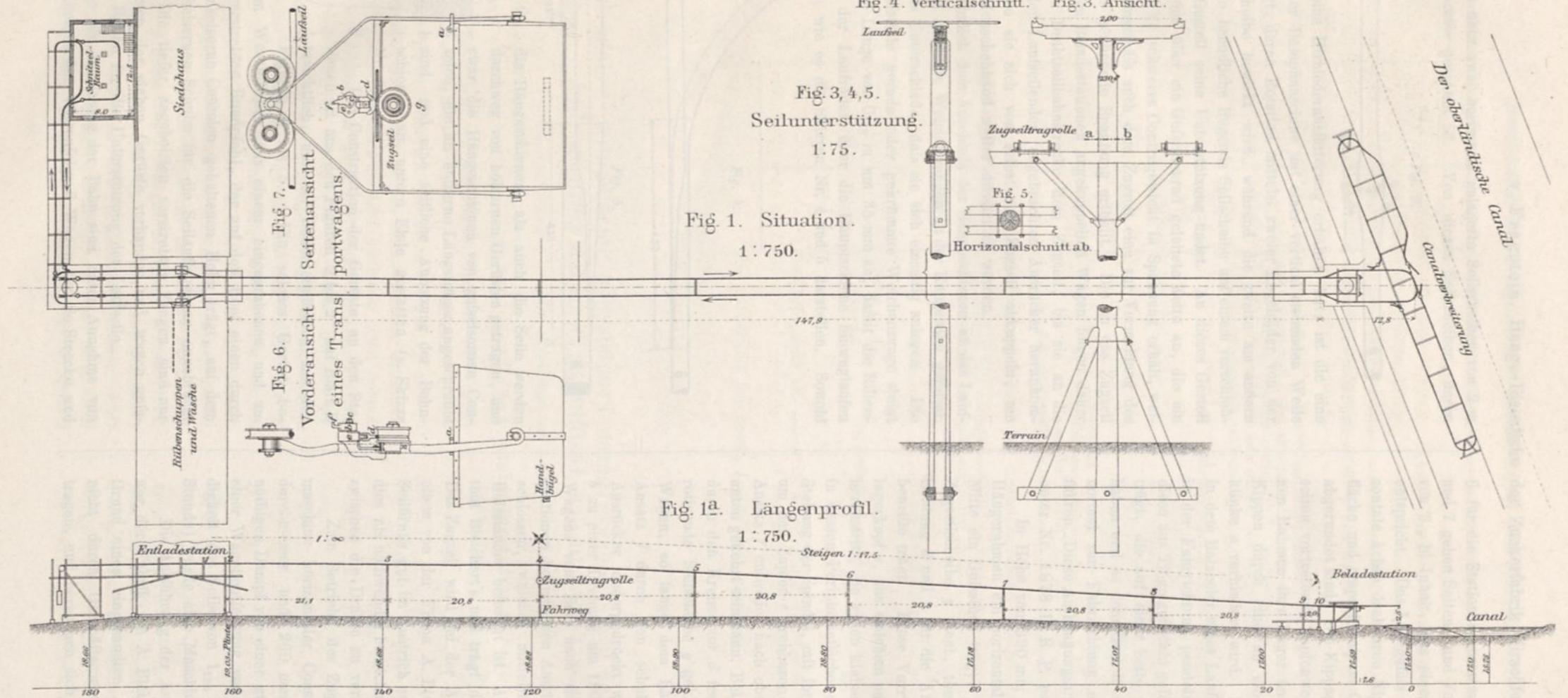
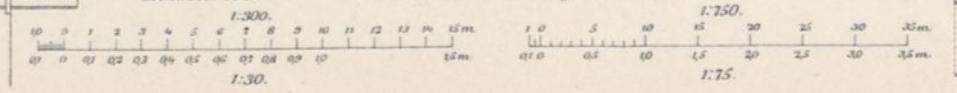


Fig. 1a. Längenprofil. 1:750.

Fig. 2b. Ent u. Beladestation am Canal. 1:300.

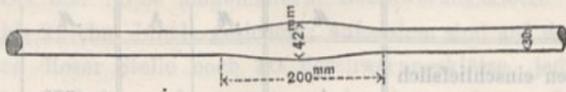
Fig. 2. Grundrisse. 1:300.

Abgehende leere resp. volle Wagen mit Schützeln
 Ankommende volle Wagen mit Rüben



welches über zwei horizontal gelagerte Seilscheiben von 2 m Durchmesser gespannt ist. Von diesen Seilscheiben, deren

Fig. 3.



Nuth eine Hirnlederausfütterung erhalten hat, ist die eine über der Dampfmaschine auf einer vertical stehenden Welle befestigt, deren Rotation mittelst zweier Kegelräder von der Riemscheibe bewirkt wird, während die zweite am andern Seilende befindliche liegende Seilscheibe auf einem verschiebbaren Gestell seine Unterstützung findet. An dieses Gestell greift eine über ein Gußeisenrad geleitete Kette an, die ein ca. 500 kg schweres Contregewicht in Spannung erhält, welches demgemäß auch dem Zugseil eine zur Vermeidung des Gleitens genügende Spannung erteilt. Die an das Zugseil nahe den Beladestationen angekuppelten Wagen folgen daher auf der Drahtseilbahnstrecke dem Zugseil, bis sie an die nahe den Laufseilenden angebrachten Ausrücker herankommen, wo sie sich von selbst vom Zugseil abkuppeln, um durch Menschenhand weiter dirigirt zu werden.

Aehnlich dem Anschluß der Hängeschienen an das Laufseil sind auch die Weichenzungen an der Hängebahn geformt, mit dem Unterschiede, daß sie sich einseitig anlegen. Die anschließende gerade oder gekrümmte Weichenzunge steigt auf eine Länge von 0,43 m um 35 mm an, damit die Rillenkränze der Laufräder über die Hauptschiene hinweglaufen können, wie es die Skizzen Nr. 4 und 5 darstellen. Sowohl

Fig. 4.

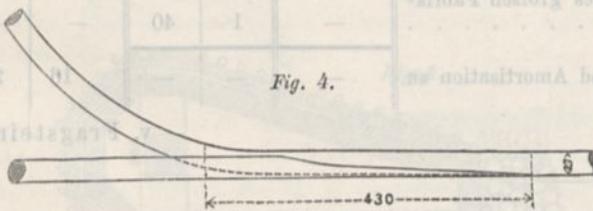


Fig. 5.

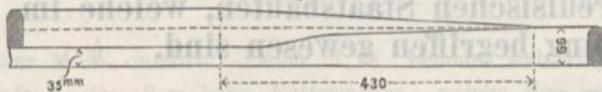


Fig. 6. die Hängeschienen, als auch die Seile werden durchweg von hölzernen Gerüsten getragen, und zwar die Hängeschienen von gußeisernen Consolen, die an hölzerne Längsträger angeschraubt sind, und eine seitliche Anbolzung der Bahnschienen am untern Ende gestatten (s. Skizze Nr. 6).

Die Construction der Gerüste an den Stationen ist aus den Figuren 2 bis 2^b auf Blatt B ersichtlich, die der Seilunterstützung aus den Figuren 3 bis 5. Ein solches Gerüst besteht im Wesentlichen aus einem eingegrabenen und am Fuße verstreuten Rundpfahl, der auf dem Kopf einen durch zwei gußeisernen Consolen gehaltenen Holm trägt, auf dem die gußeisernen Schuhe für die Seilauflagerung angebracht sind. Die tiefer angebolzten verstreuten Zangen sind nur bei dreien der sieben Gerüste vorhanden und tragen gußeisernen Rollen für die Unterstützung der Laufseile.

Für die Benutzung der Bahn sind unter Annahme von 60 m Distanz der Wagenfolge 6 Wagen für die Strecke und

6 für die Stationen zusammen vorgesehen. Die Figuren 6 und 7 geben Seiten- und Vorderansicht eines solchen Wagens von 3,6 hl Inhalt, was einem Gewicht von ca. 200 kg Rüben entspricht. Das Ladegefäß besteht aus einem um eine horizontale Achse drehbaren Kippkübel von rechteckiger Grundfläche und trapezförmigem Querschnitt, dessen untere Ecken abgerundet sind. Die Kippachse wird durch zwei an den Stirnseiten vortretende Zapfenwellen gebildet, die in einem eisernen Rahmen ihre Lager finden, während ein unabsichtliches Kippen durch eine an einer Stirnseite vorhandene Gabelklinge *a* verhindert wird. Das eiserne Rahmengestell hängt in dem Balancier eines Laufräderpaares und kann an diesem in der Fahrriichtung pendeln, während der Balancier selbst diese aus Tiegelgußstahl gefertigten Laufträger mittelst Achsen trägt, die auf einer Seite kräftige Schmierkapseln erhalten haben und es dem Gestell nebst Ladegefäß gestatten, auch normal zur Fahrriichtung eine pendelnde Bewegung auszuführen. Diese Aufhängungsart ist dem Fabrikanten A. Bleichert unter Nr. 1878 D. R. P. patentirt.

In Höhe von 390 mm über Kastenoberkante ist in den Hängerahmen ein horizontales I-Eisen befestigt, das in der Mitte ein Gußstück trägt, welches theils als Lager für die Zugseilscheibe *g* dient, theils die leicht ausrückbare Vorrichtung *d* und *e* für die Anpressung des Seils in die Scheibenrinne trägt. Diese Vorrichtung besteht in einem Gleitlagerkopf *e*, aus welchem nach unten eine rechteckige Spindel heraustritt, die einen kleinen pendelnden Kreissector *d* trägt, in dessen Peripheriefläche ein Rillchen eingefräst ist. Die Stellung der Spindel, mit ihr des Kreissectors, wird durch den um den Zapfen *c* drehbaren Gußquadranten *b* bedingt, dessen Ansatz *f* entweder nach oben, wie in der Figur, oder nach unten gekehrt sein kann. Bei der oberen Stellung ist das Zugseil durch den Kreissector *d* fest auf die um seine Welle leicht rotirende Seilscheibe *g* geklemmt und zwingt dadurch den Wagen, so lange dem Lauf des Seils zu folgen, bis der Ansatz *f* durch den schuhförmig gebildeten, gußeisernen Ausrücker niedergedrückt wird und dadurch den Quadranten *b* zu einer Drehung um 180° veranlaßt, was die Lösung des Wagens vom Seil nach sich zieht. Die beiden an zwei Stationen befindlichen Ausrücker sind an ein I-Eisen angeschlossen, welches mittelst zweier Gußconsolen an einen Holzständer befestigt ist. Auch die Seilanpressung ist ein Patent Bleichert's und trägt die Bezeichnung D. R. P. Nr. 3761. Das Zugseil wird bei der Aufstellung und im Betriebe durch einen von der Firma A. Bleichert in den Handel gebrachten Seilfirniß gut im Anstrich erhalten, da die ausführende Firma dies als nothwendig bezeichnet, um das Eindringen von Regen zwischen die Drähte zu verhindern.

Zum Betriebe des Zugseils ist eine 4pferdige Dampfmaschine horizontaler Construction mit 160 mm Cylinderdurchmesser und 260 mm Hub aufgestellt, welche den nöthigen Dampf von einer größeren Maschine erhält; bei der einer Wagenentfernung von 60 m entsprechenden Geschwindigkeit des Seils von 1,25 m pro Secunde (75 Wagen pro Stunde) würde eine Maschine von 1,5 H. P. ausreichen.

Die Ausführung der Anlage nebst der Projectbearbeitung war der Fabrik von A. Bleichert & Co. in Leipzig-Gohlis auf Grund eines eingesandten Anschlages, dessen Preisansätze nicht durch Geschäftsconcurrentz beeinflusst waren, übertragen, und berechnen sich die Kosten wie folgt:

Position.	Gegenstand der Berechnung.	pro Einheit	Geldbetrag			
			im Einzelnen		im Ganzen	
		ℳ	ℳ	⚡	ℳ	⚡
1	Für 175 m Bahnlängenlaufbahn aus 30 mm starkem Qualitäts-Rundeisen einschliesslich der Zwischenkupplungen	4,0	—	—	700	—
2	2 Spannschrauben für die Verankerung der Laufdrähte	24,0	—	—	48	—
3	Die kompletten Eisentheile für eine selbstthätige Spannvorrichtung der Laufdrähte	—	—	—	320	—
4	Die kompletten Eisentheile zum Antriebsvorgelege des Zugseils mit 2 Seilscheiben von 2 m Durchmesser, conisches Rädervorgelege, Betriebsriemscheiben, Ausrücker etc.	—	—	—	480	—
5	6 Zugseiltragrollen von 400 mm Durchmesser mit Lagern und Schrauben	20,0	—	—	120	—
6	Die kompletten Eisentheile für eine selbstthätige Zugseilspannvorrichtung zu 1 m Hub	—	—	—	280	—
7	375 m Zugseil 14 mm stark	0,95	—	—	356	25
8	12 complete Seilwagen mit kompletten Kupplungsapparaten	135,0	—	—	1620	—
9	2 complete Ausrücker nebst eisernen Kopfstücken	65,0	—	—	130	—
10	1 complete Bremse für die einlaufenden Wagen	—	—	—	42	—
11	3124 kg in 254,5 m Hängeschienen der Stationen	0,36	—	—	1124	—
12	130 Hängelager zusammen	—	—	—	628	—
13	8 complete ausrückbare Zungenschienen	32,0	—	—	256	—
14	2 Weichenzungenlager	15,0	—	—	30	—
15	1 complete Schnellwaage mit Einrichtung zum directen Ablesen der Gewichte	—	—	—	240	—
16	1 complete Dampfmaschine für 4 H. P. incl. Betriebsriemscheiben	—	—	—	920	—
17	1566,5 kg Scheiben, Schrauben, Anker für die Holzverbindungen	0,45	—	—	704	92
18	Betriebswerkzeuge und Verpackung, Seilfirnis, consist. Oel, Reservetheile	—	—	—	746	31
	Montage incl. Reisekosten etc. des Monteurs	—	—	—	698	—
	Honorar für das Project incl. örtlicher Situationsaufnahme und Detailzeichnungen der Holzconstructions ca. 6 Proc.	—	—	—	480	—
	In vorstehender Summe sind nicht enthalten die Frachtkosten des Zugseils aus Cöln und der übrigen Eisentheile ab Leipzig, ferner die Löhne der Handlanger und Schmiede bei der Montirung.					
	Die Kosten der Gerüste, Fundamente betragen ferner rund	—	—	—	2976	52
	Frachtkosten und Hilfsarbeiter bei der Montirung rund	—	—	—	600	—
	Summa totalis	—	—	—	13500	—
	Die Betriebskosten werden von den Erbauern angegeben zu:					
	2 Arbeiter zur Bedienung der Endstationen	2,0	4	—	—	—
	4 Jungen zum Schieben der Wagen resp. Entleeren	1,20	4	80	—	—
	Instandhaltung der Bahn	—	6	—	—	—
	Material zum Putzen und Schmieren, Mehrverbrauch an Kohlen des grossen Fabrik-kessels, repartirt auf 1 1/2 H. P.	—	1	40	—	—
	zusammen pro Tag excl. Zinsen und Amortisation zu	—	—	—	16	20

Hirschfeld, im September 1883.

v. Fragstein.

Zusammenstellung der bemerkenswertheren Preussischen Staatsbauten, welche im Laufe des Jahres 1882 in der Ausführung begriffen gewesen sind.

(Schluss. Mit Zeichnungen auf Blatt 49 im Atlas.)

B. Aus dem Gebiete des Wasserbaues.

I. Seeufer-, Hafen- und Deichbauten.

Bei dem Hafen zu Memel (I) wurde der durch vielfache Winterstürme in den Vorjahren behinderte Ausbau des Norder-Molenkopfes fortgeführt. Nachdem ein Stillstand in dem Versinken des aus grossen Steinen geschütteten Unterbaues eingetreten war, konnte die Wiederherstellung des letzteren, sowie diejenige des beschädigten Fundamentes derart gefördert werden, dass die Aufmauerung im Verbindungsgerüste im Laufe dieses Jahres wohl dürfte beendet worden sein. Die Ueberschreitung des auf 135000 ℳ veranschlagten Baues wird etwa 3000 ℳ betragen.

Die Weiterführung der Brustmauer auf der Mole ist bis auf 261 m Länge gediehen. Die Fortsetzung, bezw. Beendigung bis zu 546 m Länge wird erst erfolgen, wenn ein erheblicheres Setzen des eigentlichen Molenkörpers nicht mehr zu erwarten steht, und nachdem die Errichtung der Leuchtbake stattgefunden hat, da bei dem Bau der letzteren die Verengung des Arbeitsplatzes und des Transportweges

durch die vorherige Aufführung der Brustmauer unzweckmässig erscheint.

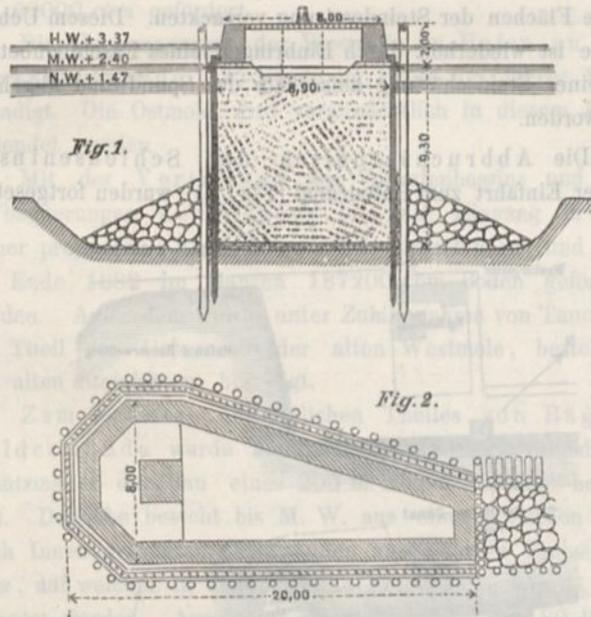
In Pillau (I) wurde die Aufmauerung der Südermole zwischen dem bereits 1881, einschliesslich des Kopfes, fertig gestellten Pfahlwerksbau bis Joch 47 projectmässig fortgeführt. Die Vollendung derselben bleibt abhängig von dem Setzen des Unterbaues vor Kopf des Mauerwerks. Der in dieser Zeitschrift bereits im Jahrgange 1879, S. 124 nebst Profil auf Bl. 16, gegebenen Beschreibung sei hier noch das Folgende hinzugefügt. Nachdem die verzinkten Stabanker, welche die beiden Pfahlwerkswände zusammenhalten, mit dreikantigen Bohlen-Schutzkästen umgeben waren, wurde das Grundbett als eine ca. 1 m über M. W. starke, zusammenhängende Uebermauerung der Fundamentschüttung von Joch 76 bis Joch 194 fortgeführt. Ueber den vor Ausführung der Uebermauerung möglichst tief, d. h. ca. in Höhe des M. W. abgeschnittenen inneren Jochpfählen ist ein Luftraum von 10 bis 15 cm Höhe gelassen,

um beim Setzen des gesammten Steinkörpers ein Aufhängen des Mauerwerks auf die Pfähle zu verhüten. Die Vorlage-schüttung neben dem Verbindungsgerüst ist durch 9 Stück, an Ort und Stelle aufgemauerte Beschwerungsklötze von je 18 bis 22 cbm Inhalt gesichert; außerdem sind auf der Mole neben dieser Stelle noch 10 Beschwerungsklötze, jeder von 9 cbm Inhalt, aufgemauert worden, von denen 5 Stück bereits von der Mole herabgestürzt sind.

Das vor dem Westfort am Strande der Ostsee als Uferschutz errichtete Parallelwerk wurde von der Königl. Fortifikation um ca. 136 m verlängert, um einen besseren Anschluß der alten Strecke an das hohe Ufer vermittelt einer sanften Curve herzustellen.

Der Molenbau wird voraussichtlich im Jahre 1885 vollendet werden.

Der Bau des Vorhafendammes am frischen Haff wurde im Jahre 1882 durch den Ausbau der Reststrecke von 10 m Länge, sowie des 20 m langen Molenkopfes (Fig. 1 u. 2) beendet. Der letztere ist auf ca. 9 m



unter M. W. fundirt. Ueber M. W. befindet sich ringsumlaufend eine 2 m hohe Futtermauer, welche den inneren aus Sand bestehenden Kern einschließt. Umgeben ist der Molenkopf von einer Reihe mit einander verholmter Reibepfähle, deren Abstand 1 m v. M. z. M. beträgt. Eine äußere Schüttung aus kopfgroßen Steinen reicht bis auf 5,5 m unter M. W. an der Spundwand herauf.

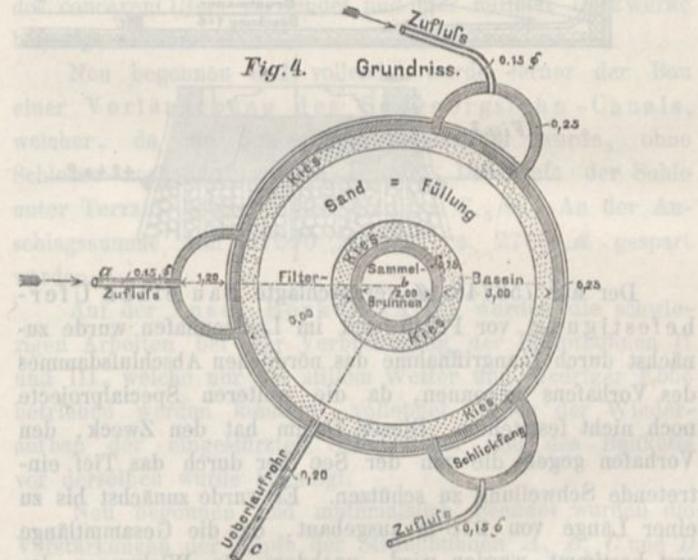
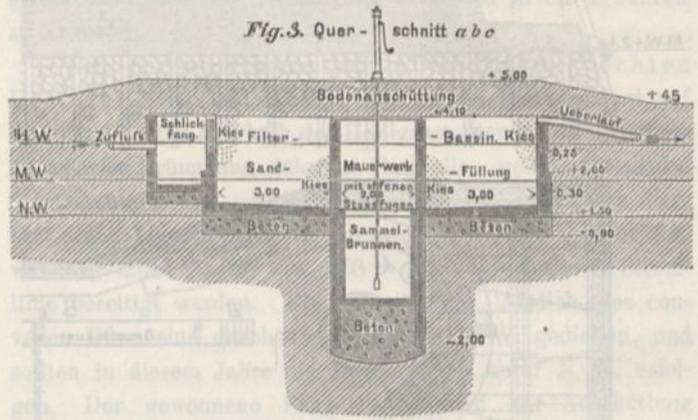
Der Trennungsdamm zwischen Vor- und Petroleumhafen ist ebenfalls fertig gestellt.

Die beiden Pfeiler für den Pontonverschluss an der Einfahrt zum Petroleumhafen wurden fertig aufgemauert, sowie die Schiffsanlegestellen am Vorhafendamm und im Petroleumhafen mit den noch fehlenden Ladebrücken, Schiffsanbindesteinen und Halteringen versehen.

Auch die Baggararbeiten im Vorhafen konnten mit 1 bis 3 Dampfbaggern, je nach deren Abkömlichkeit, so gefördert werden, daß die Beendigung derselben für dieses Jahr in Aussicht stand.

Die Erdarbeiten zur Anschüttung des neuen Bauhofes, welche im Jahre 1878 begonnen waren, wurden fortgesetzt. Die 330 m lange Uferbefestigung im inneren Hafen ist nach Abbruch des alten Magazinhofes

dasselbst beendet und die außerhalb der neuen Uferlinie gewonnene Wasserfläche zunächst bis auf ca. 5 m, ein Drittel derselben bis zur definitiven Tiefe von 7 m, ausgebaggert. Zur Beschaffung geeigneten Trinkwassers für die Bauhofsarbeiter und die Mannschaften auf den Dampfbooten und -Baggern, sowie zur Versorgung der Beamtenwohnungen wurden zwei Cisternen für 5200 bzw. 3000 *M.* erbaut. Die erstere (in Fig. 3 und 4 im Querschnitt und

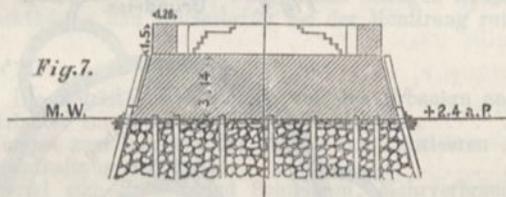
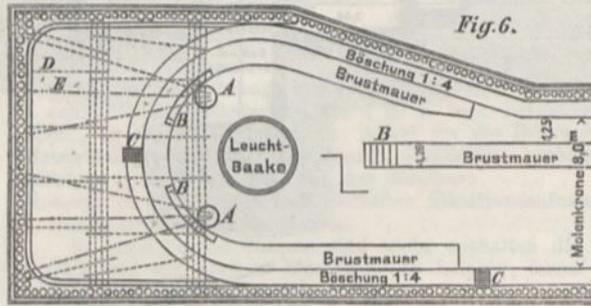
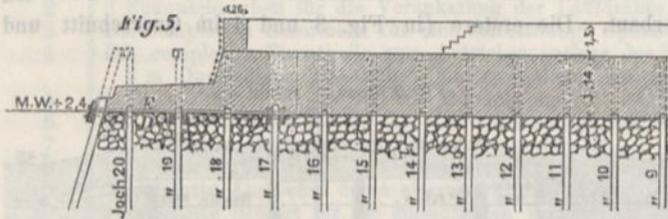


Grundriss dargestellt) wird durch das von der Dachfläche des Werkstattegebäudes aufgefangene Regenwasser gespeist. Dieses fließt durch Rinnen, Abfallrohre und Thonrohrleitungen zunächst den drei Schlickfängen zu, von wo es durch das mit Kies und Sand gefüllte Filterbassin nach dem Sammelbrunnen gelangt. Die horizontal schraffirten Mauerflächen sind in Lochsteinen, bzw. mit offenen Stoffsugen hergestellt.

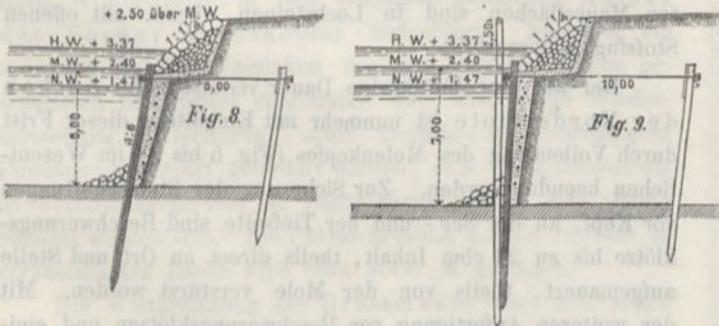
Der auf eine fünfjährige Dauer veranschlagte Ausbau der Nordermole ist nunmehr mit Einhaltung dieser Frist durch Vollendung des Molenkopfes (Fig. 5 bis 7) im Wesentlichen beendet worden. Zur Sicherung der Steinschüttungen vor Kopf, an der See- und der Tiefseite sind Beschwerungsklötze bis zu 24 cbm Inhalt, theils direct an Ort und Stelle aufgemauert, theils von der Mole verstärzt worden. Mit der weiteren Anfertigung von Beschwerungsklötzen und einigen Ergänzungsarbeiten an den Banketten sollte in diesem Jahre fortgefahren werden.

In den umstehenden Skizzen bedeuten: *A* runde Einsteigeschachte, *B* Treppen, *C* eiserne Steigleitern, *D* untere alte Verankerung, *E* obere neue centrale Verankerung.

Der im Jahre 1879 begonnene Bau einer Verbindungs-Eisenbahn vom Ostpreussischen Südbahnhof nach dem Petroleumhafen (veranschlagt auf 200635 \mathcal{M}) ist im Bahnkörper einschliesslich der Befestigung der Dammböschungen fertiggestellt, so dass in diesem Jahre die Verlegung des Oberbaues bewirkt werden konnte.



Der auf 753748 \mathcal{M} veranschlagte Bau einer Uferbefestigung vor Pillau und im Lootsenhafen wurde zunächst durch Inangriffnahme des nördlichen Abschlussdamms des Vorhafens begonnen, da die weiteren Specialprojecte noch nicht feststehen. Dieser Damm hat den Zweck, den Vorhafen gegen die von der See her durch das Tief eintretende Schwellung zu schützen. Er wurde zunächst bis zu einer Länge von 210 m ausgebaut, da die Gesamtlänge erst bestimmt werden wird, nachdem die Wirkungen des ausgeführten Theiles im Laufe eines Winters beobachtet sind. Der Damm besteht aus einer Erdschüttung und ist nach der Tiefseite hin durch eine verankerte Spundwand gestützt und mittelst Steinrevêtement gedeckt. Fig. 8 zeigt das Profil der ersten 110 m, wo Schiffe nicht anlegen sollen,



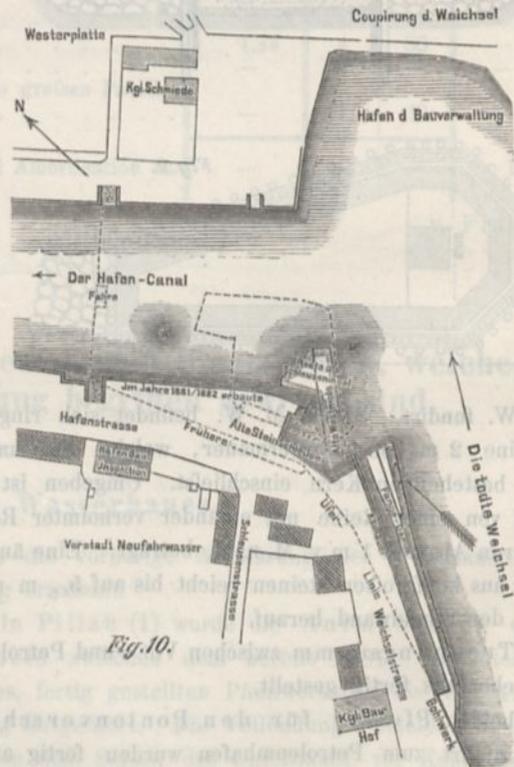
während Fig. 9 das weitere Profil mit Reibepfählen von 4 m Abstand angiebt.

Bei dem Bau des Hafens zu Neufahrwasser (III) wurden die Baggerarbeiten zur Aushebung des Bassins gleichzeitig mit dem Abbruch der alten Westmole fortgesetzt,

welche letztere nunmehr bis auf den äussersten seeseitigen Theil von ca. 90 m entfernt ist. An der neuen Westmole ist die Steinschüttung vollständig eingebracht und die definitive Verankerung der Molenwände bewirkt worden. Da ein Setzen, bezw. Versacken der Schüttung noch auf längere Zeit zu erwarten steht, so wird die Ausführung der Uebermauerung noch ausgesetzt.

Die an die neue Westmole sich anschließende Strandbefestigung, deren nächstliegende Strecke erst mit Fertigstellung der Mole selbst ausgeführt werden kann, erfordert fortgesetzte Unterhaltungsarbeiten. Die Befestigung besteht im Wesentlichen aus einer 2,5 bis 3,5 m hohen, 12 cm starken Spundwand, welche den Fuß einer zweifachen Dossirung, bestehend aus 30 cm starkem Schotterbett nebst ebenso starker Pflasterdecke in Cement, aufnimmt. Die Spundwand selbst wird noch seeseitig durch schräge Rundpfähle von je 4 m Abstand versteift. Durch den Wellenschlag ist jedoch vielfach der Untergrund zwischen den Fugen der Spundwand hindurchgespült worden, so dass große Flächen der Steindossirung versackten. Diesem Uebelstande ist wiederholt durch Einbringen eines Faschinenbettes auf einer Steinschüttung außerhalb der Spundwand abgeholfen worden.

Die Abbruchsarbeiten der Schleuseninsel an der Einfahrt zum Hafencanal (Fig. 10) wurden fortgesetzt,



und konnte das auf 45 m Breite bei 6,3 m Tiefe erweiterte Fahrwasser dem Verkehr freigegeben werden.

Die neue Quaimauer daselbst ist in einer Länge von 208 m fertig gestellt und hinterfüllt. Der Ausbau der mittleren Lücke von ca. 25 m Länge kann jedoch erst nach Forträumung der Hindernisse durch Baggerung, bezw. Taucherarbeit bewirkt werden, da bei dem gewaltigen Wasserzudrange und der Beschaffenheit des Bodens die Sohle des alten Bauwerks in - 2,5 m a. P. durch Tagesarbeit noch nicht erreicht war.

Der Verlängerungsbau der Nordwestmole an der Mündung des Elbing in das frische Haff wird in diesem Jahre wohl beendet sein; dagegen dürften die Baggerungen im Elbinger Fahrwasser voraussichtlich noch bis 1884 fort-dauern.

Der Molenbau an der Mündung der Kaiserfahrt (VIII) (Durchstich zwischen Stettiner Haff und Swine) wurde im Jahre 1882 fortgesetzt. Die Westmole ist bis zu 1480 m, die Ostmole bis zu 1340 m Länge gediehen. Zur Verstärkung der Molen sind haffseitig im Abstände von 50 m Traversen ausgeführt, von denen immer je drei aus einer einfachen Pfahlwand bestehen, während jede vierte Traverse in vollem Molenprofil hergestellt ist.

Die Verlängerung des Bohlwerks an der Südostseite der grünen Fläche bei Swinemünde um 398 m (veranschlagt auf 125000 \mathcal{M}) wurde im Jahre 1882 begonnen und beendet.

Im Hafen zu Stolpmünde (IX) wurden die Baggerarbeiten im Vorhafen fortgesetzt und im Ganzen bis auf rot. 60000 cbm gefördert.

Die Uebermauerung der Westmole im Hafen zu Rügenwaldermünde (IX) wurde im Laufe des Jahres 1882 beendet. Die Ostmole wird voraussichtlich in diesem Jahre vollendet werden.

Mit der Vertiefung des Vorhafenbassins und den Aufbaggerungen der Wipper bis zum Eingang in den früher projectirten Binnenhafen wurde fortgefahren, und sind bis Ende 1882 im Ganzen 187200 cbm Boden gefördert worden. Außerdem wurde unter Zuhilfenahme von Tauchern ein Theil der Ueberreste der alten Westmole, bestehend aus alten Steinkisten, beseitigt.

Zum Schutze des östlichen Theiles von Rügenwaldermünde wurde als Verlängerung der vorhandenen Schutzmauer der Bau eines 200 m langen Dammes begonnen. Derselbe besteht bis M. W. aus einer zwischen zwei nach Innen geneigten Pfahlwänden ausgeführten Steinschüttung, auf welcher in dichter Reihe Betonblöcke von 3,3 cbm versetzt wurden. Ausgeführt sind im Vohrjahre 80 lfd. m Rüstung und einzelne Strecken der Pfahlwände nebst Steinschüttung.

Im Hafen zu Colbergermünde wurde der Bau von Bohlwerken an der Westseite, Section VII und VIII, begonnen (Anschlagssumme 20000 und 31600 \mathcal{M}). Ebenso ist die Erweiterung der Hafeneinfahrt von 32,5 m auf 39,2 m durch Zurücksetzen der Gordnungswand an die Westmole (veranschlagt auf 38000 \mathcal{M}) in Angriff genommen. Die Vollendung dieser Bauten in diesem Jahre stand zu erwarten.

Die Bühnenbauten am Weststrande der Insel Sylt (XIX) wurden im Jahre 1882 fortgesetzt. Die Bedeichung der Probsteier Salzwiesen ist nebst sämtlichen Bauwerken vollendet; ebenso der Bau von Steindecken auf der Hamburger Hallig.

Begonnen und beendet wurden ferner die Reparaturbauten an den Sommerdeichen bei Altfelde und am alten Sturt (veranschlagt auf 32543 \mathcal{M} bzw. 17000 \mathcal{M}).

Die Unterhaltungsarbeiten am Eidercanal und der Untereider, bestehend in der Unterhaltung von Schleusen, Brücken, Dienstwohnungen, Bureaubauten, Ziehdammen, Scalen, Uferwerken, duc d'Alben, Stopp- und

Rollpfählen, Dienstfahrzeugen, Baggern, Prämen u. s. w., haben im vergangenen Etatsjahr 86700 \mathcal{M} gekostet. Die Vertiefung der Fahrrinne in der Untereider bei Klint bis auf 3,5 m unter ord. N. W. bei 30 m Bodenbreite ist mit einem Aufwand von 40000 \mathcal{M} bewirkt worden.

Ferner wurde die im Jahre 1877 in Angriff genommene Baggerung einer 50 m breiten Fahrrinne in der Schlei von Missunde bis Fahrdorf (veranschlagt auf 40000 \mathcal{M}) fortgesetzt und steht die Beendigung derselben in ca. 2 Jahren zu erwarten.

Neu begonnen wurde der Abstich am rechten Ufer der Stör bei Heiligenstedten (veranschlagt auf 40800 \mathcal{M}). Die oberhalb des Heiligenstedtener Schloßgartens in scharfer Krümmung gelegene Engstelle, welche für große Schiffe eine höchst schwierige Passage war, soll durch Verbreiterung bis auf 80 m in der ord. H. W.-Linie unter Anwendung eines Radius von 170 m für die mittlere Stromlinie beseitigt werden. Die Arbeiten im Abstich des convexen Ufers sind durch Abgrabung bis N. W. gediehen, und sollten in diesem Jahre die Baggerungen unter N. W. erfolgen. Der gewonnene Baggerboden wird zur Anschüttung des concaven Ufers verwendet und hier mittelst Deckwerke befestigt werden.

Neu begonnen und vollendet wurde ferner der Bau einer Verlängerung des Südgeorgsfehn-Canals, welcher, da die Sohlenhöhe beibehalten wurde, ohne Schleuse ausgeführt werden konnte. Die Tiefe der Sohle unter Terrain beträgt durchschnittlich 7,5 m. An der Anschlagssumme von 27000 \mathcal{M} sind ca. 2700 \mathcal{M} gespart worden.

Auf der Insel Borkum (XXV) wurden die schwierigen Arbeiten bei der Verbreiterung der Hauptbuhnen II und III, welche nur bei stillem Wetter und niedriger Ebbe betrieben werden konnten, vollendet. Auch der Wiederaufbau der eingestürzten Schutzmauer und des Banketts vor derselben wurde beendet.

Neu begonnen und muthmaßlich beendet wurden die Verstärkungen der Köpfe der Strandbuhnen A, B, C und D auf Baltrum, sowie der Buhne C auf Norderney (veranschlagt auf 36000 \mathcal{M} , bzw. 22000 \mathcal{M}); ebenso die Verstärkung und Verbreiterung des Vorbaues an dem massiven Dünenschutzwerk auf Norderney (veranschlagt auf 11000 \mathcal{M}) und die Strandbefestigung auf der Insel Spiekeroog (veranschlagt auf 65000 \mathcal{M}).

II. Strombauten.

Die Verbreiterung der Deime auf 42 m nebst der Chausseeverlegung und dem Umbau der Institutsbrücke zu Tapiaw (I) (veranschlagt auf 268600 \mathcal{M}), wodurch die baufällige und schifffahrthemmende Brücke bei Kl. Schleuse in Fortfall kommt, wurde begonnen. In dem neuen Chausseedamm werden 2 Fluthbrücken mit eisernem Oberbau von 25, bzw. 2 \times 25 m Durchflußweite erforderlich. Die Beendigung des Baues steht in diesem Jahre zu erwarten.

Ferner wurde die Geradelegung der Deime in den Strecken zwischen Station 53—54,5, 67,5—69 und 72,5—75,5 (veranschlagt auf 110000 \mathcal{M}) begonnen. Die größtentheils im Moor- und Torfboden liegenden Durch- bzw. Abstiche haben eine Gesamtlänge von rot. 1110 m. Die Breite der Durchstiche beträgt im M. W. 52,2 m. Die

Böschungen sind dreifach angelegt und durch Spreutlagen und Flechtzäune befestigt. Der Bau ist bis auf geringe Nacharbeiten beendet.

Die Regulirung des Memel-Stromes auf der 1,63 km langen Strecke Uszpirden-Kallwen (II) (veranschlagt auf 103000 \mathcal{M}) wurde begonnen und im Wesentlichen vollendet.

Ferner wurde die Regulirung der Stromtheilung bei Kallwen (veranschlagt auf 119500 \mathcal{M}) begonnen. Dieselbe bezweckt die Verbesserung des Einlaufes in den Gilge-Strom, sowie die möglichste Abhaltung des Memel-Eises von demselben, um die Gefahr eines Deichbruches von den beiderseitigen Niederungen des stark gekrümmten Gilge-Stromes abzuwenden. Die Beendigung des ganzen Baues ist für das kommende Jahr in Aussicht genommen, vorausgesetzt, daß das noch wenig consolidirte Trennungswerk für Hochwasser und Eisgang dem Angriffe des letzteren gut widersteht, da bei dem ersten Eisgange dieses Jahres, welcher bei + 5,0 m Wasserstand am Pegel zu Schanzenkrug stattfand, die Böschung des Werkes durch den starken Ueberfall des Wassers aus dem verstopften Russ-Strom in den offenen Gilge-Strom auf 30 m Länge so erheblich beschädigt war, daß sofort umfassende Reparaturarbeiten vorgenommen werden mußten, um einen vollständigen Durchbruch zu verhindern.

Die Regulirungsbauten auf den Strecken Obereisseln-Kumma-Bucht, Schmalleningken-Kassigkehmen und Splitter-Schillgallen wurden fortgesetzt, und stand die Beendigung der erstgenannten beiden Strecken in diesem Jahre zu erwarten, während der letztgenannte Bau, wegen Inangriffnahme der wichtigeren Strecke Uszpirden-Kallwen (siehe oben) einstweilen sistirt ist.

Die Regulirung des Russ-Stromes auf den Strecken Kloken-Schneiderende, Kallwen-Baltruschkehmen und Tattanischken-Russ, sowie die Regulirung der Stromtheilung bei Russ und die Einschränkung des Skirwith-Stromes wurden fortgesetzt.

Im Gilge-Strom wurde eine Nachregulirung der IV. Section von Budwethen bis unterhalb Skoepen (veranschlagt auf 63000 \mathcal{M}) neu begonnen, welche ebenso wie die Nachregulirung der vorhergehenden Sectionen anstrebt, eine Fahrtiefe von 1,25 m bei niedrigem Sommerwasser herzustellen. Die Nachregulirungen in den Sectionen II und III von Schanzenkrug bis Budwethen wurden fortgesetzt.

Ebenso wurde an der Nachregulirung des Atmath-Stromes verlängs Russ fortgearbeitet.

Bei der Weichsel wurde an der Mündung derselben bei Neufähr (III) der Bau eines östlichen Parallelwerkes (veranschlagt auf 10700 \mathcal{M}) begonnen und im Wesentlichen zu Ende geführt.

An der Erhöhung und Verstärkung der Königl. Communicationsdeiche bei Pieckel wurde im Laufe des vorigen Jahres fortgearbeitet. Die Deichstrecke von der Montauer Spitze bis Pieckel ist fertiggestellt, während der Ausbau der Strecke vom linksseitigen unteren Canalkopf bis zu den Großwerder Deichen des Hochwassers wegen im December eingestellt werden mußte. Die Vollendung sollte im Laufe dieses Jahres erfolgen.

Im Baukreise Marienburg wurden die beiden 1881 begonnenen Bühnen am rechten Weichselufer bei der

Kunzendorfer Rampe fertiggestellt. Ferner sind von dem zwischen Kl. Schlanz und Gerdin in Ausführung begriffenen Bühnensysteme 6 Werke vollständig, 12 bis auf die Abpflasterung hergestellt, so daß der Bau nach Ausführung der noch fehlenden 11 Bühnen in diesem Jahre vollendet sein dürfte.

Neu begonnen wurde im Jahre 1882 die Regulirung der 105 km langen Weichsel-Strecke (IV) von der russischen Grenze bis Sartowitz (Dispositionssumme 492000 \mathcal{M}), sowie die Regulirung von hier bis zum Danziger Regierungsbezirke (Dispositionssumme 476850 \mathcal{M}). Die Arbeiten auf der erstgenannten Strecke sind im Wesentlichen beendet worden, während auf der letztgenannten Baustrecke noch erhebliche Ausführungen für dieses Jahr aufbehalten werden mußten, da die außergewöhnlich lange anhaltenden Sommer- und Herbsthochwasser den Fortgang der Arbeiten gestört haben.

Im Anschluß an die bereits in den Vorjahren ausgeführte Correction des Przemsa-Flusses (XV) wurde stromabwärts die Herstellung des Normalprofils von Station 180—207 (veranschlagt auf 50000 \mathcal{M}) in Angriff genommen und im Wesentlichen vollendet.

Die Verbreiterung des Horle-Flusses im Kreise Guhrau (XIII) ist im Jahre 1882 bis auf die Uferbefestigung und Nachregulirung der Flußsohle fertiggestellt worden; der Fortgang der Bauausführung bleibt abhängig von den Hochwasserverhältnissen der Horle sowie von der Regulirung der Vorfluth in der Bartsch.

Der im Jahre 1880 begonnene Bau eines hochwasserfreien Oderdeiches bei dem Dorfe Annaberg (Pr. Oderberg) wurde vollendet; ein Verlängerungsbau des linksseitigen hochwasserfreien Deiches daselbst (veranschlagt auf 175000 \mathcal{M}) wurde begonnen und dessen Beendigung einschließlich des Baues eines neuen Entwässerungsieles im laufenden Jahre erwartet.

An der Oder wurden ferner die seit den Vorjahren in Ausführung begriffenen Regulirungsbauten auf sämtlichen Strecken fortgesetzt.

Als im Jahre 1882 vollendet, sind zu nennen: die Uferschutzbauten von der Deschowitzer Fähr bis zur Weistritz-Mündung, ferner die Regulirungen: bei Auras — von der Reichwalder Ziegelei bis oberhalb Dyhernfurth — bei Kloster Leubus — vom Winterhafen bei Glogau bis zur Herrndorfer Schleuseninsel — am Wartenberger Hause — von der Nadube bis zum Vorwerk Sattel und oberhalb des Prittager Fischerhauses.

Neu begonnen wurden: die Regulirung von Ratibor bis zur Deschowitzer Fähr (veranschlagt auf 20000 \mathcal{M});

die Nachregulirung innerhalb der Stromstrecke von Böberle bis Diebau, welche zur schleunigen Beseitigung hervorgetretener Schifffahrtshindernisse nothwendig wurde, und deren Anschlagssumme behufs vollständiger Erreichung dieses Zweckes bereits von 30000 auf 45000 \mathcal{M} erhöht werden mußte, ferner

die Regulirung bei Leschkowitz (veranschlagt auf 70000 \mathcal{M});

die Regulirung bei Reichau (veranschlagt auf 123000 \mathcal{M});

die Regulirung bei Kl. Tschirne (veranschlagt auf 125000 \mathcal{M});

die Regulirung unterhalb der Neukersdorfer Fähr (veranschlagt auf 63500 \mathcal{M});

die Nachregulierung bei Blumberg (veranschlagt auf 142000 \mathcal{M});

die Nachregulierung von Neuendorf bis Polenzig (veranschlagt auf 208000 \mathcal{M});

die Regulierung vom Kienitz bis zum Luband (veranschlagt auf 210000 \mathcal{M});

die Regulierung vom Luband bis zur Blessiner Unterrähne (veranschlagt auf 164000 \mathcal{M});

die Regulierung von der Blessiner Unterrähne bis zur Alt-Lietzegöricker Fähre (veranschlagt auf 220000 \mathcal{M});

die Regulierung bei Alt-Rüdnitz (veranschlagt auf 170000 \mathcal{M});

die Regulierung bei Alt-Cüstrinchen (veranschlagt auf 210000 \mathcal{M});

endlich die Stromregulierung durch Baggerung (veranschlagt auf 20000 \mathcal{M}), wobei zu bemerken ist, daß wegen des andauernd hohen Wasserstandes Baggerungen in der freien Stromstrecke entbehrlich waren und die ausgeführten Baggerungen sich beschränken durften auf die Vertiefung des Fahrwassers unterhalb der Brücke der Königl. Ostbahn bei Cüstrin, sowie unterhalb der Warthebrücke der Breslau-Schweidnitz-Freiburger Eisenbahn.

An der Warthe wurde im Reg.-Bez. Posen (XI) die im Jahre 1880 begonnene Regulierung bei Schweinert vollendet (an der Anschlagssumme von 185000 \mathcal{M} sind 6249 \mathcal{M} erspart worden). Weiter fortgeführt wurden die seit 1881 in Ausführung begriffenen Regulierungsbauten bei Rogalin und Wiorek.

Im Reg.-Bez. Frankfurt a/O. (VII) wurden fortgeführt: die Regulierung bei Költchen — begonnen im Jahre 1878, voraussichtlich beendigt im Jahre 1886;

die Regulierung von der Borkower Deichecke bis zur Mündung der alten Netze — begonnen im Jahre 1880, voraussichtlich beendigt im Jahre 1884 — und

die Regulierung von Fichtwerder bis Wox — begonnen im Jahre 1880, voraussichtlich beendigt im Jahre 1885.

Neu begonnen wurden:

im Reg.-Bez. Posen (XI): die Regulierung zwischen Psarskie und Góra (veranschlagt auf 36500 \mathcal{M}), die Regulierung bei Dreirädermühle (veranschlagt auf 47700 \mathcal{M}), die Regulierung bei Puszczykówko (ohne Anschlag) und die Regulierung bei Gr. und Kl. Starolenka (veranschlagt auf 64500 \mathcal{M});

im Reg.-Bez. Frankfurt a/O. (VII): die Regulierung am Wengelseer Stadtforst (veranschlagt auf 145000 \mathcal{M}).

An der Netze wurde im Reg.-Bez. Bromberg (XII) der im Jahre 1879 begonnene und bereits 1880 fahrbare Durchstich bei Walkowitz durch Ausführung der oberhalb und unterhalb gelegenen Regulierungswerke beendigt. — Fortgesetzt wurden die in den Vorjahren begonnenen Bauausführungen für die Schiffbarmachung der oberen Netze, welche bis auf die Hafenanlage bei Montwey und die projectirten sechs Wendestellen im Wesentlichen als beendigt gelten können. Von der Anschlagssumme von 3 450 000 \mathcal{M} sind bisher verausgabt 3 258 000 \mathcal{M} .

Der bereits im Jahre 1878 begonnene, sodann aber wegen Schwierigkeiten des Grunderwerbs bis 1880 eingestellte Bau der Begradigung der Netze unterhalb Czarnikau ist ebenfalls im Wesentlichen zur Ausführung gelangt. Die Ende vorigen Jahres vollendeten fünf Durchstiche haben sich mit Ausnahme des obersten nahezu bis zur Normalbreite erweitert. Von den alten Flußläufen sind vier coupirt worden,

jedoch erst dann, als dieses zum Zwecke der rascheren Erweiterung der nur mit 10 bis 12 m Sohlenbreite angelegten Durchstiche unumgänglich erforderlich schien. Demzufolge war das erste Winterhochwasser zum großen Theile gezwungen, durch die alten Betten abzufießen und dort sehr bedeutende Sandmassen niederzulegen. Die Verlandung des einen alten Flußlaufes geschah so ausreichend, daß von einer Coupierung desselben abgesehen werden konnte. Auch die im Jahre 1879 begonnene Geradelegung der Netze oberhalb Filehne wurde im Wesentlichen und mit ähnlich günstigem Erfolge zu Ende geführt.

Bei der Regulierung der Netze unterhalb Filehne ist der in der vorjährigen Zusammenstellung als beabsichtigt erwähnte dritte Durchstich ausgeführt worden. Bemerkenswerth ist, daß die nunmehr daselbst angelegten drei Durchstiche in einer geraden Linie liegen, weshalb zu besorgen war, daß event. eine für die Schifffahrt ungünstige Strömung entstehen würde. Diese Befürchtung ist jedoch nicht eingetreten, da die Stromgeschwindigkeit daselbst so mäßig ist, daß die Bergfahrt schon bei kleinem Segelwinde unschwer betrieben werden kann.

Im Reg.-Bez. Frankfurt a/O. (VII) wurde an den Regulierungsbauten der Netze bei Christiansee und bei Trebitsch fortgearbeitet. Die Beendigung beider Strecken in diesem Jahre stand zu erwarten. An der Anschlagssumme von 39000 \mathcal{M} bzw. 22000 \mathcal{M} dürften 4000 bzw. 7000 \mathcal{M} gespart werden.

Neu begonnen wurden:

im Reg.-Bez. Bromberg (XII) die Netze-Regulierungen bei Usch, bei Neuhöfen und unterhalb Filehne (veranschlagt auf 25500 bzw. 29000 bzw. 10500 \mathcal{M});

im Reg.-Bez. Frankfurt a/O. (VII) die Regulierung der Netze bei Alt-Belitz (veranschlagt auf 31000 \mathcal{M}). Die Beendigung dieser Bauausführungen ist theils für dieses, theils für das kommende Jahr in Aussicht genommen.

Die im Jahre 1876 begonnene Canalisierung der Unterbrahe (XII) (veranschlagt auf 1 222 000 \mathcal{M}) wurde bis auf die Befestigung einer in Bewegung befindlichen Uferstrecke fertiggestellt. Die überwiesenen Geldmittel reichen aus.

An der Elbe sind beendigte Strombauten während des Jahres 1882 nicht zu verzeichnen.

Dagegen wurden folgende bereits seit den Vorjahren in Ausführung begriffene Bauten fortgesetzt:

die Correctionen von Prettin bis Priesitz — von Gallin bis zum Gasthause „Stadt Dresden“ oberhalb Wittenberg — bei Elster — von oberhalb Wittenberg bis zum Priestewitzer Holze — von Rothe Ochse bis Prettin — von Priesitz bis Clöden und vom Priesitzer Holze bis zur Anhaltischen Grenze; ferner

die Normalisierung unterhalb der Nute-Mündung; die Anlage zweier Deckwerke oberhalb der Sülze-Mündung bei Buckau;

die Normalisierungen unterhalb Niegripp — des zweiten Viertels der Bühnenmeisterstrecke Rogätz — des zweiten und dritten Viertels der Bühnenmeisterstrecke Bittkau — des zweiten Viertels der Bühnenmeisterstrecke Tangermünde — des zweiten Viertels der Bühnenmeisterstrecke Dammühlenholz — des ersten Viertels der Bühnenmeisterstrecke

Werben — der Strecke vom Wittenbergischen Hafen bis Wahrenberg;

die Anlage eines Uferdeckwerks in der Cumlossener Con-
cave;

die Normalisirung der Strecken von Wahrenberg bis Müg-
gendorf — von Vietze bis unterhalb Mödlich — von unter-
halb Pölitz bis unterhalb Grippel;

die Normalisirung von 8 Buhnen am Quickborner und
Dammater Ufer;

die Normalisirungen bezw. Buhnenneubauten am Wehninger
Werder und vor Bohnenburg — unterhalb Bohnenburg —
am Strachauer Mittel- und Peukefitzer Werder — am Bit-
terschen Vorlande und Carssener Werder — am Gr. Spölken-
werder und Banker Deiche — am Privelacker Deiche und
-Werder — bei Drethem und Glienitz — am Kl. Kührerer
Vorlande, am Darchauer Werder und Darchauer Deich —
bei Kohnau, am Cateminer und Bruchdorfer Werder — an
der Garger Fähre und dem Garger Werder — am Streit-
werder und bei Stiepelse — am Weidenwerder, Schlofs-
werder, bei Reinkenort und unterhalb der Bleckeder Fähre
— am Radegaster Deich und -Werder, sowie an der Lan-
kenweide — am Brackeder Werder und -Glöber — des
ersten Viertels der Buhnenmeisterstrecke Lauenburg;

der Ausbau des Ufers vor der Stadt Lauenburg;

die Verlängerung von Buhnen unterhalb Sandkrug und
oberhalb Homeburgsgrund; ferner

die Normalisirungen am Tesper Werder und -Bälten —
sowie der Buhnsysteme vor Elbstorf-Drennhaus, Hame
und Fliegenberg nebst dem Neubau der Buhnen am Fliegen-
berg-Rosenweider Vorlande;

endlich die Anlage der Winterhäfen bei Mühlberg und
Magdeburg.

Sämmtliche hier aufgeführten Bauausführungen dürften
noch im Laufe dieses Jahres vollendet worden sein.

Neu begonnen wurden im Jahre 1882 folgende Strom-
bauten an der Elbe:

die Deckwerke am Großen Werder bei Magdeburg (ver-
anschlagt auf 55500 \mathcal{M}). Da der starke Strom- und Ufer-
verkehr Buhnen unzuweckmäßig erscheinen liefs, wird die
Elbstrecke hier durch beiderseitige Parallel- bzw. Uferdeck-
werke eingeschränkt, welche mit Baggerboden nebst 10 cm
hoher Kiesabdeckung hinterfüllt werden;

das Parallelwerk am Herrenholz (veranschl. auf 21150 \mathcal{M}),
welches zum Schutze des stark concaven Ufers daselbst er-
richtet wird, da die dort vorhandenen Buhnen das Ufer vor
weiterem Abbruch nicht genügend bewahrt haben; in Folge
beträchtlicher Mehrarbeiten wird die Anschlagssumme um
rot. 11000 \mathcal{M} überschritten werden;

die Normalisirungen des dritten und vierten Viertels der
Buhnenmeisterstrecke Rogätz (veranschlagt auf 62900 \mathcal{M})
— des zweiten Viertels der Buhnenmeisterstrecke Arneburg
(veranschlagt auf 20700 \mathcal{M}) — des zweiten Viertels der
Buhnenmeisterstrecke Werben (veranschlagt auf 74100 \mathcal{M})
— der Strecke von Müggendorf bis unterhalb Cumlosen
(veranschlagt auf 231000 \mathcal{M}) — vor und unterhalb Schnak-
kenburg (veranschlagt auf 18400 \mathcal{M}) — von der Lenzener
Fähre bis zum Hafen (veranschlagt auf 51700 \mathcal{M}) — von
unterhalb Grippel bis zur Mecklenburgischen Grenze (ver-
anschlagt auf 86500 \mathcal{M}) — am Barnitzer und Landsatzer
Werder und an den Wehninger Wiesen (veranschlagt auf

68500 \mathcal{M}) — am Strachauer Werder, an der Wussegeler
und der Hitzacker Weide (veranschlagt auf 53200 \mathcal{M}) —
am Glienitzer und Schuttschurer Ufer, sowie bei Gr. Kühren
(veranschlagt auf 69700 \mathcal{M}) — am Bruchdorfer und Wahns-
burger Ufer, sowie am Neugarger Hochufer (veranschlagt
auf 69700 \mathcal{M}) — an der Bauersee, bei Stiepelse, am
Wendischtheiner Werder und -Schaardeiche (veranschl. auf
82000 \mathcal{M});

die Buhnenumbauten am Radegaster Vorlande und am
Brackeder Buschwerder (veranschlagt auf 24300 \mathcal{M}) —
unterhalb Lauenburg und am Gliesinger Hochufer (veran-
schlagt auf 32000 \mathcal{M}) — unterhalb Avendorf, sowie am
Avendorfer und Tesper Werder (veranschlagt auf 25600 \mathcal{M})
— unterhalb Horneburgsgrund und Tesperhude (veran-
schlagt auf 43100 \mathcal{M}) — bei Lassrönne (veranschlagt auf
22900 \mathcal{M});

die Normalisirung der Buhnen bei Wuhlenburg (veranschlagt
auf 40500 \mathcal{M}).

Hinsichtlich der Construction und des Materials dieser
Strombauten ist allgemein Folgendes zu bemerken: Die
Deckwerke wurden aus Sand und Kies geschüttet und ihre
stromseitige Böschung unter Wasser durch eine Steinvorlage,
über demselben durch Abpflasterung gesichert. Der Fuß
der letzteren ist durch eine Pfahlreihe abgefangen. Die
Dossirung der vollen Deckwerke ist mit $\frac{1}{3}$, diejenige der
leichten Deckwerke mit $\frac{2}{3}$ angelegt. — Die Buhnen
wurden aus Faschinenpackwerk mit 2,5 m Kronenbreite her-
gestellt, die Köpfe gepflastert und die Kronen überspreitet.
Buhnen, vor denen sich eine größere Tiefe als 1,4 m unter
N. W. vorfand, wurden mit $\frac{1}{15}$ geneigten Kopfschwellen
aus Sinkstücken und Senkfaschinen versehen. Von den Zwi-
schenbuhnen sind nur diejenigen, welche vor besonders an-
gegriffenen Ufern liegen, mit voller Kronenbreite ausgeführt,
während die übrigen eine solche von 1 m erhalten haben.

Neu begonnen wurde ferner an der Unterelbe (XXII):

die Correction der Strecke zwischen Harburg und Neuhof
(veranschlagt auf 793000 \mathcal{M}). Die vordem durch Buhnen
corrigirte Strecke soll, soweit Hamburger Gebiet nicht in
Betracht kommt, durch Anlage von Parallelwerken zwischen
den Buhnenköpfen wirksamer corrigirt werden. Die Werke
werden im unteren Theile in Senkrasenbau, mit zweifacher
Dossirung nach außen hergestellt. Der obere Theil bis
0,5 m über Harburger Null wird in gewöhnlicher Weise in
Packwerk ausgeführt. Gleichzeitig wird das Fahrwasser
durch Baggerung bis auf 60 m verbreitert und bis auf
—3,8 m am Harburger Pegel vertieft. Die Bauzeit wird
drei bis vier Jahre währen; ferner

der Ausbau des linken Elbufers im unteren Köhlbrande
(veranschlagt auf 53100 \mathcal{M}) und die Verbreiterung und
Vertiefung des Fahrwassers daselbst (veranschlagt auf
35000 \mathcal{M}).

Die Beendigung dieser Bauten sollte noch im Laufe
dieses Jahres erfolgen.

An der Saale wurden im Bezirke der Elbstrombau-
verwaltung im Jahre 1882 neu begonnen:

der Bau eines Deckwerks nebst 16 Buhnen unterhalb
Trabititz (veranschlagt auf 44200 \mathcal{M});

der Bau eines Deckwerks nebst 3 Buhnen unterhalb
Kl. Rosenberg (veranschlagt auf 15600 \mathcal{M}) und der Bau

eines Deckwerks unterhalb Werkleitz (veranschlagt auf 32000 \mathcal{M}).

Bemerkenswerth ist, daß bei der Wahl der Bauwerke durchweg das Princip durchgeführt wurde, die concaven Ufer nur mit Deckwerken, die convexen Ufer dagegen mit Bühnen auszubauen, letzteres, solange die Streichlinie dem Hochufer nicht näher rückt als bis auf 20 m, in welchem Falle wieder zur Anlage eines Deckwerks geschritten wird.

Im Reg.-Bez. Merseburg (XVII) wurden an der Saale vollendet:

der im Jahre 1876 begonnene Durchstich am Franziger Felsen. Der Durchstich, welcher mit 15 m Sohlenbreite angelegt und nachträglich durch Baggerung auf 0,5 m unter N. W. vertieft wurde, sollte durch die kommenden Winterhochwasser auf natürlichem Wege verbreitert werden. Diese Wirkung ist jedoch nur in so geringem Maaße eingetreten, daß zur künstlichen Erweiterung mit einem veranschlagten Kostenaufwande von 42200 \mathcal{M} geschritten werden mußte. Ausgegeben hiervon konnten jedoch im verflossenen Etatsjahre nur rot. 30000 \mathcal{M} werden, da die vollständige Abgrabung im Durchstich, sowie der Schluß der Coupirung im alten Saale-Bette in Folge zu starker Niveau-Differenzen in ersterem dem kommenden Jahre vorbehalten werden mußten.

Vollendet wurde ferner die Regulirung der Saale vom Gohlitzscher Schafberge bis unterhalb des Rössener Berges.

Fortgesetzt wurden: der 1877 begonnene Bau eines Leinpfades für Zugthiere auf der Strecke Weißenfels-Schkopau und die im vorigen Jahre begonnene Regulirung von Trotha bis Lettin.

Neu begonnen wurden die Regulirungsbauten vom zweiten Doppeldurchstich bis zur Beuditz-Schleuse bei Lobitzsch und oberhalb Creipau (veranschlagt auf 25000 \mathcal{M} bzw. 16500 \mathcal{M}) und der Ausbau des rechten Ufers unterhalb der Schleuse zu Trotha (veranschlagt auf 12000 \mathcal{M}). Dieser Bau ist im vorigen Jahre auch beendet worden, während die Fertigstellung der vorhergenannten durch andauerndes Hochwasser behindert wurde.

An der Havel (VI) ist der Durchstich unterhalb des Dorfes Deetz beendet worden.

Neu begonnen wurden:

die Regulirungsbauten oberhalb Briest: 586 m langes Leitwerk aus Faschinenpackung (veranschlagt auf 43000 \mathcal{M}); unterhalb Pritzerbe: 14 Einschränkungswerke (veranschlagt auf 39000 \mathcal{M}) und oberhalb Milow: 7 Einschränkungswerke, 3 Leitwerke (veranschlagt auf 35000 \mathcal{M}). — Diese Bauten sind bis auf einige Nacharbeiten beendet; — ferner

die Verbesserung der Wasserstraße Hennigsdorf-Spandauer-See, welche sich im Anschluß an die oberhalb regulirte Havelstrecke Pinnow-Hennigsdorf als nothwendig erwies. Das linke Ufer wurde ganz, das rechte zum Theil mit Deckwerken versehen, welche indessen auf dem moorigen Untergrunde erheblich versackt sind, so daß die Aufhöhung derselben noch dem laufenden Baujahre aufbehalten bleibt. (Anschlagssumme 110000 \mathcal{M}).

In der Fulda wurde eine Regulirung an der Mündener Brücke (veranschlagt auf 12300 \mathcal{M}) begonnen. In Folge der ungünstigen Abflußverhältnisse des Hochwassers an der Fulda-Brücke ist die Stabilität der letzteren durch Auskolkungen an den Pfeilern gefährdet. Die Regulirung er-

strebt die Herstellung eines regelmäßigen, sanft gekrümmten Stromschlauches durch Abgrabungen und Anlage eines Bühnensystems am linken Ufer. Der Fortgang der Arbeiten ist durch Hochwasser unterbrochen worden.

An der Weser wurde im Laufe des Jahres 1882 vollendet: die Correction bei Windheim (an der Anschlagssumme von 60000 \mathcal{M} sind rot. 13000 \mathcal{M} gespart worden).

Fortgesetzt wurden: der Bau einer Hafenbahn zu Minden; die Correctionsbauten am Taternkopf, Bofzerkopf und in der Lüchtringer Bucht; die Regulirungen in der Wille, an der Karlshafener Insel und an der Bleiche — an der Hemeler Gosse, am Wienföhr und steinernen Kreuz — im Schieferkopf, Wahnbecker Kopf, in der alten Sieburg und im Schubkarrenwehr — endlich in der Anlange; ferner die Correctionen am Ziegenkopf und von der Eisenbahnbrücke zu Ohsen bis zur Fähre bei Ohr im Amte Hameln, sowie die Vervollständigung der Correctionen beim Dörwerder Brink und bei Allerort.

Alle diese Bauten, deren Beendigung im Laufe dieses Jahres in Aussicht genommen war, haben größtentheils gegen die Anschlagssummen Ersparnisse ergeben.

Neu begonnen wurden im Jahre 1882:

die Correction am Schnadstein und in der kleinen Veltheimer Bucht: 573 m Parallelwerk mit vorgelegten Strom- und Grundswellen nebst der Vorlage von Stromschwellen an 11 bis 16 Bühnen (veranschlagt auf 41401 \mathcal{M});

die Correction am Jagdpfahl und an der Gänsekampe bei Petershagen: Bau von 26 neuen und Verlängerung von 49 alten Bühnen (veranschlagt auf 63000 \mathcal{M});

die Correction am Kiekenstein: Baggerung einer 25 m breiten Fahrrinne, sowie Anlage von 460 m Parallelwerk und 4 Grundswellen (veranschlagt auf 14000 \mathcal{M});

die Correction an der Blankenauer Insel: Baggerung einer 25 m breiten Fahrrinne und Anlage von 365 m Parallelwerk, 25 neuen und 15 zu verlängernden Bühnen (veranschlagt auf 31500 \mathcal{M});

die Regulirung zwischen Bramföhr und Bursfelde: durchgehende Einschränkung und Baggerung der Strecke nebst Beseitigung der durch den Niembach im Strombette abgelagerten Geröllmassen (veranschlagt auf 21000 \mathcal{M});

die Regulirung zwischen dem Hilwartshäuser Kopf und der Hemeler Gosse: durchgehende Einschränkung der Strecke, Baggerung der Untiefen, Beseitigung der Bachgeschiebe und Kiesbänke und Anlage von Grundswellen in übertiefen Pfählen (veranschlagt auf 47000 \mathcal{M});

die Herstellung von 21 Stück Stromschwellen aus Senkfaschinen am linken Weserufer bei der Lachemer Ziegelei (veranschlagt auf 10500 \mathcal{M});

die Correction unterhalb Brevörde: Einschränkung der Flusstrecke von 100 auf 60 m zur Erzielung einer Fahrtiefe von 1 m bei N. W. durch ein Bühnensystem am convexen Ufer (veranschlagt auf 11000 \mathcal{M});

die Correction von der Eisenbahnbrücke zu Ohsen bis zur Fähre bei Ohr: Einschränkung wie vorher, durch 12 Bühnen, Anspannung des Wasserspiegels durch 3 Grundswellen (veranschlagt auf 10800 \mathcal{M});

die Correction im Oister Ort: dieselbe geschieht durch Verlängerung von 17 Bühnen am linken, concaven Ufer. Zur Beförderung des Abtreibens der weit vortretenden rechtsseitigen Grandbank werden vor den Köpfen der in den

schärfsten Concaven gelegenen Bühnen Grundschwellen ausgelegt (veranschlagt auf 23800 \mathcal{M});

die Vervollständigung der Correction am Nottorfer Ufer durch Armirung zweier Bühnenköpfe. Dieselben erhalten vierfache Dossirungen, welche beim Anschluß an den Buschkörper des Werkes in einfache Dossirungen übergehen. Der untere Theil wird aus Senkfaschinen, der obere 3 m hohe Körper aus Bruchsteinen hergestellt (veranschlagt auf 16100 \mathcal{M});

die Vervollständigung der Correction unterm Badener Hochufer durch Armirung einer alten und Anlage einer neuen Buhne (veranschlagt auf 14700 \mathcal{M});

die Vervollständigung der Correction in der Bierdener Bucht durch Armirung zweier Bühnen (veranschlagt auf 12000 \mathcal{M});

die Herstellung flacher Kopfdossirungen vor einigen Bühnen bei Rönnebeck (veranschlagt auf 22000 \mathcal{M}). —

Alle diese Bauten sind mit Ausnahme der Regulirung zwischen dem Hilwartshäuser Kopf und der Hemeler Gosse, welche erst 1884 fertig zu stellen sein dürfte, soweit gefördert, daß ihre Beendigung in diesem Jahre zu erwarten stand.

Schließlich wurde noch die Anlage von weiteren 33 Stück Hilfsbühnen bei Blumenthal und Rönnebeck (veranschlagt auf 28000 \mathcal{M}) in der in den Vorjahren regulirten Strecke von Fähr bis zur Frühplate (vergl. die vorjährige Zusammenstellung pag. 91) begonnen.

Durch diese nunmehr in der Hauptsache vollendete und mit verhältnißmäßig sehr geringen Mitteln durchgeführte Regulirung ist es doch erreicht worden, daß jetzt täglich Seeschiffe von 3,25 m Tiefgang diese Strecke befahren können.

Die im Jahre 1881 begonnene Correction der Aller am sogenannten strammen Orte ist zu Ende geführt worden.

An der Hamme wurde bei den im Jahre 1881 ausgeführten Durchstichen Nr. 5 und Nr. 7 bei Ritterhude die Aufhöhung der etwas versackten Coupirungen bewirkt, während die Ausführung der Durchstiche Nr. 3 und Nr. 4 ebendasselbst begonnen und im Wesentlichen vollendet wurde.

An der Ems wurden bei einigen im Vorjahre fertiggestellten Correctionsbauten Nacharbeiten ausgeführt.

Die Instandhaltung der Correctionsanlagen der Ems und Hase sind im Etatsjahre 1882/83 mit 22100 \mathcal{M} veranschlagt worden; in den Ausführungen konnten jedoch wesentliche Beschränkungen eintreten, so daß an der Anschlagssumme erheblich gespart wird.

Fortgeführt wurden ferner die im Jahre 1881 begonnenen Correctionen bei Jemgum und Petkum.

Neu begonnen wurde die Correction bei Borsum im Amte Aschendorf (veranschlagt auf 47700 \mathcal{M}). Der ungemein starke Abbruch des linken Ufers (vergl. die Skizze auf Blatt 49) verursachte durch Ablagerungen weiter unterhalb die Bildung von Untiefen, welche die Schifffahrt beeinträchtigten. Das Project zur Correction, welches auf Grund der im October 1881 aufgenommenen Stromkarte entworfen wurde, ist in der Skizze durch Linien dargelegt. Als jedoch im August 1882, also nach zehn Monaten die Absteckungen zur Bauausführung gemacht wurden, zeigte sich der Uferabbruch um 15 m Breite fortgeschritten, so daß es zweck-

mäßig wurde, auch die projectirten Streichlinien des eingeschränkten Profiles zu verschieben. Das abgeänderte Project ist durch punktirte Linien dargestellt. Eine große Anzahl der projectirten Werke ist bereits ausgeführt, und steht die Beendigung des ganzen Baues im Frühjahr 1884 zu erwarten.

Ferner wurde im Jahre 1882 der Bau eines Emsdurchstiches am Blomersbach begonnen. Die Ufer bestehen größtentheils aus freikörnigem Sandboden; in Folge dessen ist die Sinkstoffbewegung eine beträchtliche. Das concave Ufer des sogleich in vollem Profile hergestellten Durchstiches wird durch ein Deckwerk befestigt (Anschlagssumme 14600 \mathcal{M}).

Am Rhein wurde im Reg.-Bez. Wiesbaden (XXX) der im Jahre 1874 begonnene Ausbau des Hafens zu Schierstein fortgesetzt und der Ausbau des Leinpfades unterhalb Rüdesheim (veranschlagt auf 43000 \mathcal{M}) begonnen. Beide Bauten werden in diesem Jahre vollendet werden.

Neu begonnen wurde ferner der Bau einer Hafenerweiterung nebst Schleuse und Schleusencanal bei Oberlahnstein (veranschlagt auf 567000 \mathcal{M}). In der auf Blatt 49 gegebenen Situation ist das Project mit kräftigeren Linien eingetragen. Die Erweiterung des Hafens um 8012 qm und seine Vertiefung bis auf 1,18 m am Hafenpegel, wobei die Sohle des alten Bassins 41 cm tiefer gelegt wird, haben den Zweck, auch beladenen Rheinschiffen ein Ueberwintern bei N. W. zu gestatten. Nördlich wird der Hafen durch eine neue Futtermauer, westlich bis zur Einfahrt durch den hochwasserfreien Deich begrenzt. Der mit 1 m Sohlentiefe unter N. W. und 18 m Sohlenbreite angelegte Verbindungs-canal nach der Lahn dient einerseits als Passage für die Lahnschiffe, andererseits als Liegehafen für unbeladene Rheinschiffe. Die Einfahrt zum Canal durch den ebenfalls hochwasserfreien Lahndeich wird durch eine Bassinschleuse vermittelt, deren Maximalgefälle 47 cm beträgt. Da aber, wenn auch selten, ein umgekehrtes Gefälle eintreten kann, so sind am Oberhaupt der Schleuse doppelte Thorpaare angeordnet, während am Unterhaupt ein Thorpaar genügt. Das Fluththor wird aus Eisen hergestellt, während bei dem andern Thor Holz verwendet wird. Die massiven Häupter erhalten in den Drepeln, Ecken und Nischen Quadern aus Niedermendiger Basaltlava, die übrige Verblendung besteht aus Grauwacke-Schichtsteinen. Die Lichtweite der Häupter beträgt 5,8 m. Die 45 m lange mit 7 m Sohlenbreite angelegte Kammer ist mit einfachen Böschungen versehen, welche durch 50 cm starkes Trockenpflaster abgedeckt sind. Der Bau wird voraussichtlich im Jahre 1884 vollendet werden.

Im Bezirke der Rheinstrom-Bauverwaltung wurden im Laufe des Jahres 1882 vollendet:

die Stromregulirung bei Braubach (die Gesamtkosten werden rot. 332000 \mathcal{M} betragen);

die Normalisirung des linken Rheinuferes an den Anlagen vor Coblenz (erspart gegen den Anschlag 24990 \mathcal{M});

die Wiederherstellung und Verlängerung des Parallelwerks am rechten Ufer der Moselmündung (erspart gegen den Anschlag 10500 \mathcal{M});

die Erhöhung des Leinpfades vor Leutesdorf;

die Herstellung zweier Bühnen am rechten Ufer unterhalb Leutesdorf;

die Fortsetzung der Stromregulirung an der Herseler Insel;
 die Anlage von 12 Zwischenbuhnen unterhalb Wiesdorf;
 die Befestigung des rechten Hochufers oberhalb Blee;
 die Regulirung und Vertiefung der Mündung des Erft-
 canals in den Rhein bei Heerdt — und
 die Regulirung bei Orsoy (veranschlagt auf 200000 \mathcal{M} ,
 verausgabt 313200 \mathcal{M} , infolge der nachträglich angeordneten
 Mehranlagen.)

Fortgesetzt wurden:

der weitere Ausbau der Uferstrasse und die Ausbaggerung
 des Hafens zu Brohl;
 die Stromcorrection unterhalb des Brohler Hafens;
 die Stromregulirung an der Insel Nonnenwerth;
 die Stromregulirung und Anlage eines Ladeplatzes vor
 Mehlen;

die Vertiefung des Sicherheitshafens bei Düsseldorf;
 die Regulirungen bei Ehingen, an der Eisenbahnbrücke
 bei Rheinhausen, von der Knipp'schen Ward bis unterhalb
 der Emschermündung und von der Ausmündung des Flüren-
 schen Canals bis Lippmann;

ferner der Bau zweier Buhnen am Ravensoll unterhalb
 Emmerich. Die Fertigstellung dieser Bauten war bei Ein-
 tritt des N. W. in diesem Jahre vorgesehen;

die Spreng- und Räumungsarbeiten zwischen Bingen und
 St. Goar wurden im Etatsjahr 1882/83 mit einem Kosten-
 aufwande von rot. 80000 \mathcal{M} fortgesetzt.

Neu begonnen wurde im Jahre 1882:

der Ausbau des Leinpfades von oberhalb Bingen bis
 Lorchhausen (Gesamtproject und Anschlag stehen noch
 nicht endgültig fest);

die Stromregulirung am Enger'schen Grunde (veranschlagt
 auf 123000 \mathcal{M}). Da die in früheren Jahren bereits mehrfach
 erfolgten Einzel-Baggerungen geringeren Umfanges einen
 dauernden Erfolg nicht gezeigt haben, so ist die planmässige
 Regulirung dieser Stromstrecke nöthig geworden. Dieselbe
 umfaßt die Durchbaggerung des Kiesgrundes in 150 m Breite
 bei einer Tiefe von — 1,0 m am Coblenzer Pegel, den
 Einbau von Grundswellen im linksseitigen tiefen Strom-
 schlauche und die Verlängerung der Buhnen desselben Ufers;
 ferner

die Stromregulirung bei Leutesdorf (veranschlagt auf
 48000 \mathcal{M}). Das sehr unregelmässig gestaltete Strombett
 neben der Insel Krumme-Werth soll durch Baggerung des
 daselbst gelegenen Kiesortes und Ausführung einer mit Stein-
 schutt abgedeckten Kiesschüttung regulirt werden;

die Baggerungen am Rhöndorfer Grunde (veranschlagt auf
 48000 \mathcal{M}). Anlässlich der oben erwähnten Stromregulirung
 bei Mehlen ist ein Theil des Rhöndorfer Grundes durch
 Baggerung beseitigt worden. Die in Folge der Profilbe-
 schränkung eingetretene Stromverstärkung hat jedoch ein
 weiteres Abtreiben des Grundes nicht zur Folge gehabt, so
 daß die Aufnahme umfassender Baggerungen nöthig wurde;

die Beseitigung von Schiffahrtshindernissen an den Hüfeln
 bei Bonn (veranschlagt auf 33000 \mathcal{M}). Der am linken Ufer
 scharf vorspringende Kiesort, welcher bei niedrigen Wasser-
 ständen wegen der daselbst in großer Menge zerstreut lie-
 genden Steine der Schiffahrt besonders gefährlich wird, soll
 durch Abräumung und Baggerung beseitigt und aus dem
 gewonnenen Material ein Parallelwerk am rechten Ufer auf-
 geschüttet werden. Auch die Sprengung von drei gesunke-

nen Schiffswracks im Fahrwasser unterhalb der Hüfeln ist
 im Anschlage vorgesehen; endlich

die Fortsetzung der Stromregulirung am rechten Ufer bei
 Orsoy (Project und Anschlag sind noch nicht endgültig fest-
 gestellt).

An der Mosel wurden folgende im Jahre 1881 be-
 gonnene Bauten beendet:

die Erhöhung des Leinpfades zwischen Briedel und Kaimt;
 der Ausbau der Leinpfade von der Bruttiger Fährrampe
 bis Nieder-Ernst, unterhalb des Kemperhof, in der Alde-
 gunder Furth und von unterhalb des Quinter Eisenhütten-
 werks bis zum Dorfe Issel;

die Regulirung in der Mesenicher Furth;
 der Ausbau eines Parallelwerks in der Löfer Furth;
 die Räumung und Vertiefung der Ellerner und der Stören-
 bacher Furth.

Im Jahre 1882 wurden begonnen und zu Ende geführt:

der Ausbau eines Leinpfades von Reil bis Pünderich (ver-
 anschlagt auf 24750 \mathcal{M}), ferner von Lay nach Güls (ver-
 anschlagt auf 26500 \mathcal{M});

die Erhöhung dreier Traversen gegenüber Seuhals (ver-
 anschlagt auf 11300 \mathcal{M}) und

die weitere Regulirung in der Dieblicher Furth durch
 ein 930 m langes Parallelwerk (veranschlagt auf 14000 \mathcal{M})

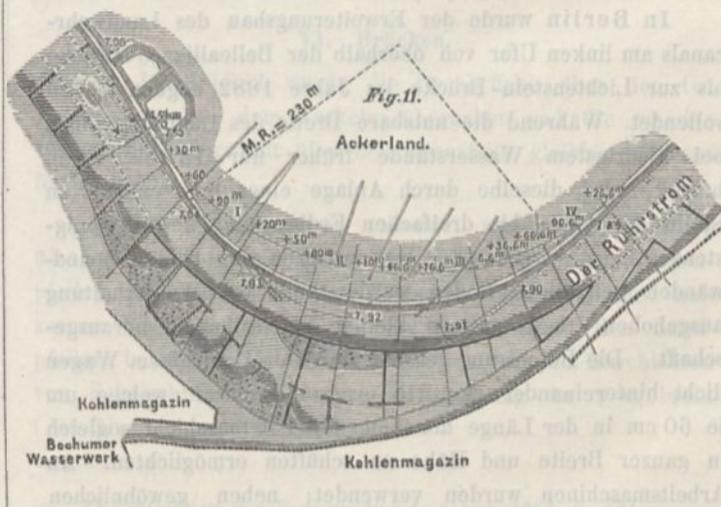
Im Jahre 1882 begonnen, doch unvollendet geblieben,
 sind: die Erhöhung und der Ausbau der Leinpfadstrecken
 am rechten Moselufer bei Merzlich, am linken Moselufer
 vom Dorfe Issel bis zur Fährrampe bei Schweich und vom
 Lieserbach bis zur Fährrampe bei Mühlheim a/M. (veran-
 schlagt auf 28300 bzw. 18500 bzw. 12000 \mathcal{M}). Die
 anhaltenden Hochwasser haben die Bauausführung erheblich
 gestört und auch durch Abtreiben angeschütteter Bodenmas-
 sen geschädigt, so daß die Vollendung erst im nächsten
 Jahre zu erwarten steht.

An der Ruhr wurde im Jahre 1882 beendet:

die Herstellung von 18 Ladebühnen am Ruhrorter Hafen
 (vgl. die vorjährige Zusammenstellung pag. 93); ferner

die Herstellung der Umwallungsdämme durch den Ruhr-
 canal und östlich desselben in der Verlängerung des Kai-
 serhafens, sowie die Verbreiterung des neuen Umwallungs-
 dammes in letzterem;

fortgesetzt wurde die Regulirung zwischen den Schleusen
 zu Herbede und Blankenstein.



Neu begonnen wurde:

die Regulierung bei Rauendahl oberhalb Hattingen (veranschlagt auf 72000 \mathcal{M}). Die für die Thalschiffahrt gefahrvolle scharfe Curve von rot. 140 m Radius (s. Fig. 11) wird mittelst eines Durchstiches in eine solche von 230 m Radius verwandelt. Das neue concave Ufer wird durch Parallelwerk mit Traversen, welche zum Theil in der Verlängerung der alten Werke liegen, das convexe Ufer durch die abgeplattete Leinpfadböschung geschützt und

die Herstellung des verlängerten Kaiserhafenbassins bis zur neuen Drehbrücke in Ruhrort (veranschlagt auf 130000 \mathcal{M}). Das zum größten Theil in einer Curve gelegene Bassin wird 272 m lang, 60 m breit, und mit $1\frac{1}{2}$ fachen Böschungen, welche am nördlichen Ufer durch Ruhrsandstein befestigt sind, angelegt; während am südlichen Ufer die im jetzigen Kaiserhafen vorhandene Quaimauer zu verlängern ist.

III. Canalbauten.

Im Reg.-Bez. Königsberg wurden im Jahre 1882 die Arbeiten zur Verbreiterung des Gr. Friedrichs-Grabens von der Adamsbrücke bis Nemonien (veranschlagt auf 969000 \mathcal{M}) begonnen. Der Graben wird auf 29,8 m in der Sohle und 40 m im Mittelwasser verbreitert. Die Böschungen werden bis Mittelwasser 3 fach, darüber $1\frac{1}{2}$ fach angelegt und durch Flechtzäune mit Spreitlagen befestigt. Für die Gesamtarbeiten ist eine Dauer von 5 Jahren in Aussicht genommen.

Dasselbst ist ferner die seit 1880 in Ausführung begriffene Erhöhung des Treideldammes beendet worden.

Im Reg.-Bez. Danzig ist die Anlage eines Treidelsteges zur rechten Seite des Stobbendorfer Bruches für rot. 35000 \mathcal{M} vollendet worden.

Am Bromberger Canal wurde die Vertiefung der Scheitelstrecke zwischen der 8. und 9. Schleuse nebst der Senkung des Wasserspiegels fortgesetzt. Von der 16000 m langen Strecke sind 12600 m in der Sohle fertig und die Böschungen auf der Nordseite in der Länge von 5350 m, auf der Südseite von 6350 m regulirt. Die Beendigung des Baues ist im Jahre 1884 zu erwarten.

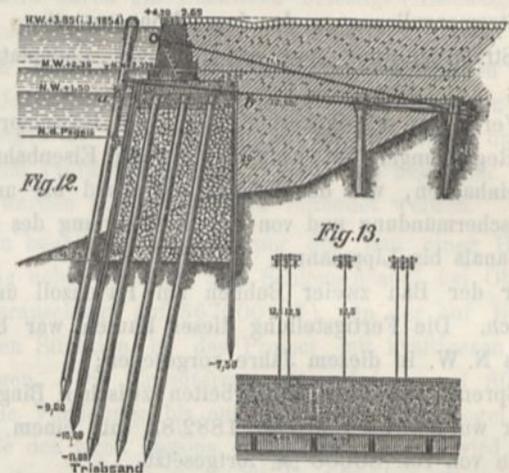
Die Verbesserungsarbeiten des Finow- und Vofs-Canals sind im Wesentlichen beendet. Auch der Schiffahrtscanal von Zehdenik nach Liebenwalde wurde bis auf geringfügige Nacharbeiten vollendet und am 8. August 1882 dem Verkehr übergeben. An der Anschlagssumme von 1 900 000 \mathcal{M} dürften rot. 300 000 \mathcal{M} gespart werden.

In Berlin wurde der Erweiterungsbau des Landwehrcanals am linken Ufer von oberhalb der Bellealliance-Brücke bis zur Lichtenstein-Brücke im Jahre 1882 begonnen und vollendet. Während die nutzbare Breite des Landwehrcanals bei niedrigstem Wasserstande früher nur 13 bis 14 m betrug, wird dieselbe durch Anlage eines Revêtements an Stelle der zwei- bis dreifachen Erdböschungen auf wenigstens 22,5 m vergrößert. Der zwischen den beiden Spundwänden befindliche Boden wurde theils bei Wasserhaltung ausgehoben, theils mittelst kleiner Verticalbagger herausgeschafft. Die Betonirung geschah durch drei auf einem Wagen dicht hintereinander montirte eiserne Trichter, welche um je 60 cm in der Länge abnehmend die Betonschicht sogleich in ganzer Breite und Höhe zu schütten ermöglichten. An Arbeitsmaschinen wurden verwendet: neben gewöhnlichen

Zugrammen sechs Dampfkrannen (System Sisson & White) und außer den von Hand betriebenen Verticalbaggern zwei große Dampfbagger und ein Dampfkrabbagger von Gebrüder Priestmann in Hull und London, endlich mehrere Centrifugalpumpen mit Dampftrieb. Die Kosten sind auf 872500 \mathcal{M} veranschlagt.

IV. Ufermauern, Bohlwerke.

Vor den Packhöfen des Königl. Hauptsteueramts zu Königsberg i/Pr. wurde im Herbst 1882 der Bau einer Quaimauer nach den dargestellten Skizzen (Fig. 12 u. 13) begonnen.

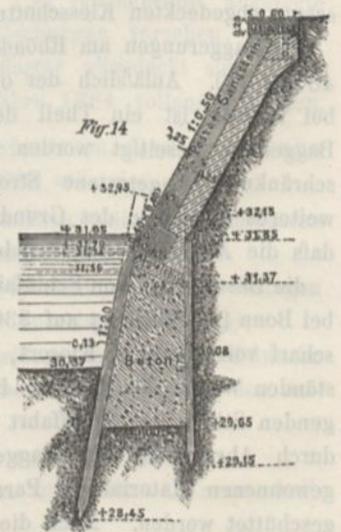


Um einerseits den Lösch- und Ladeplatz zu verbreitern, andererseits in pfahlfreiem Boden fundiren zu können, ist die Quaimauer vor die Flucht der äußerst unregelmäßig gestalteten alten Bohlwerke gerückt. Zu der dargestellten Fundirungsweise gab der sehr schlechte Baugrund Veranlassung. Zunächst konnte nur die halbe Länge der Quaimauer in Angriff genommen werden, da erst nach Fertigstellung und Benutzung derselben dem Verkehr die andere Hälfte entzogen werden darf. Die Kosten des im Jahre 1884 voraussichtlich zu beendenden Baues sind auf 329000 \mathcal{M} veranschlagt.

Ueber den Fortgang der Quaimauerbauten zu Neufahrwasser ist unter I berichtet worden.

Im Landdrostei-Bezirk Stade wurde zu Brunshausen eine auf Pfahlrost gegründete Quaimauer, welche den an der Mündung der Schwinge in die Elbe gelegenen Löschplatz abgrenzt, für die Summe von rot. 55000 \mathcal{M} erbaut.

In Berlin wurde im Anschluß an die bereits in den Jahren 1878 und 1879 hergestellten Ufermauern der Bau der linksseitigen Spreeufermauer oberhalb der Kronprinzenbrücke begonnen. Die Construction (Fig. 14) ist die gleiche, wie bei den bereits ausgeführten Strecken, doch ist der Vorsprung der vorderen Spundwand in Höhe der Betonoberkante durch unmittelbaren Anschluß an das Mauerwerk und Abschrägung des Kopfes der Spundpfähle fortgefallen. Die Kosten sind auf 134500 \mathcal{M} veranschlagt.



V. Schleusen, Wehre.

Bei Danzkehmen wurde der Bau einer Schleuse im Pissa-Canal im Jahre 1882 begonnen und zu Ende geführt. Die aus gesprengten Steinen aufgeführten Wangen der Schleuse stehen auf 50 bis 70 cm starker Betonsohle. Der Aufzug der 5 Schützen von je 2,1 m Höhe und 1,35 m Breite geschieht von einer auf verzahnten Trägern ruhenden Laufbrücke. Daneben ist eine Fahrbrücke gleicher Construction hergestellt. Die Kosten betragen ca. 12000 \mathcal{M} .

An der Rothebuder Schleuse des Weichsel-Haff-Canals wurden die kiefernen Ober- und Unterthore durch eichene ersetzt. Die Kosten betragen 11000 \mathcal{M} .

Im Reg.-Bez. Potsdam sind von den beim Neubau des Zehdenick-Liebenwalder Canals im Jahre 1882 beendigten Bauwerken hier zu nennen: die Schleuse nebst Speisearche bei Crewelin, die Havelfreiarche bei Zehdenick, die Freiarche am Döllnfließ und die Schleuse nebst Speisearche bei Bischofswerder.

Begonnen wurde:

der Neubau der Schleuse zu Bredereiche nebst Verlegung des Flußbettes (s. Zeichnung auf Blatt 49). Die Durchstechung der von der Havel im Unterwasser der Schleuse gebildeten Insel und Halbinsel bezweckt die Begradigung dieser Strecke unter Vermeidung der scharfen Ecke bei der Abzweigung vom alten Flußbett. Die Schleuse hat massive, auf Beton fundirte Häupter und geböschte, durch Steinpflaster befestigte Kammerwände. Ihre Lage ist so gewählt, daß die dort bestehende StraÙe, welche mittelst einer Portalbrücke über das Oberhaupt geführt ist, eine minimale Verlegung erfordert. Die Neuanlagen sind in der Zeichnung durch kräftigere Linien hervorgehoben. (Anschlagssumme 153000 \mathcal{M}); ferner

die Beseitigung der Vofsschleuse, welche in Folge der Ausführung des Zehdenick-Liebenwalder Canals, dessen untere Schleuse hinreichend tief gelegt ist, entbehrlich wurde und abgebrochen werden mußte, da sie nunmehr eine der Schifffahrt nachtheilige starke Strömung bildete. Die Baugrube wurde im Schutze von Fangedämmen leergepumpt und mittelst eines 250 m langen interimistischen Canals umgangen, da durch ein Ablassen des Wassers (der Vofs-Canal bildet gleichzeitig den Zubringer für den Finow-Canal) die Uferdeckungen der 11,15 km langen Finowcanalstrecke zwischen der Liebenwalder und Zerpener Schleuse zu großen Beschädigungen ausgesetzt worden wären. (Anschlagssumme 16000 \mathcal{M})

Im Reg.-Bez. Merseburg wurde im Jahre 1882 eine Tieferlegung des Unterdrempels in der Schleuse zu Laucha und der Ersatz von zwei Paar hölzernen durch eiserne Thore bewirkt. Der Drempel ist behufs Erzielung der nöthigen Tiefe von 85 cm bei N. W. um 30 cm gesenkt worden. (Anschlagssumme 20500 \mathcal{M})

Zu Brieg wurde der Umbau des mittleren Oderwehrs begonnen und nahezu vollendet. Das alte hölzerne Wehr ist mit Granitbruchsteinen in Cementmörtel auf 30 cm starker Kiesbettung abgedeckt worden. Am unteren Ende des Abschußbodens wurde ferner eine Pfahlwand, im Wehrrücken eine 12 cm starke Spundwand mit schmiedeeisernem Fachbaum geschlagen. (Anschlagssumme 73200 \mathcal{M})

Zu Bromberg wurde der Neubau der Stadtschleuse begonnen. Dieselbe ist eine Kopfschleuse, bei welcher beide

Häupter neben einander liegen und das Schiff bei der Ausfahrt eine rückwärtige Richtung annimmt, die nur um einen geringen Drehwinkel von der Einfahrtsrichtung verschieden ist. Von dem Trennungspfeiler der Häupter setzt sich demzufolge ein von zwei Futtermauern eingefalster Damm bis zum festen Lande fort, welcher das Oberwasser vom Unterwasser trennt. Die nutzbare Länge der Schleuse beträgt 45,5 m, die Breite am geschlossenen Ende 16,2 m, die Lichtweite der Häupter 6,2 m, das zu überwindende Gefälle bei mittleren Wasserständen 3,2 m. Die Füllung bzw. Entleerung geschieht mittelst Umläufe, welche durch Drosselklappen verschlossen werden. Die Schleuse wird auf 2 bis 2,5 m starker Betonsohle massiv aus Backsteinen unter Granitverwendung bei den Drempeln und Wendenischen erbaut. Um die Schifffahrtsstrasse während des Baues offen zu halten, ist die Baustelle 120 m oberhalb der bestehenden Schleuse in den Brahefluß verlegt worden. An Arbeitsmaschinen wurden u. a. verwendet: Sisson & White'sche Dampfkrammen nebst Dampfdruckspritzen, ein Priestmann'scher Excavator*) und eiserne cylindrische Betontrichter bis zu 11 m Länge bei 0,8 m Durchmesser. Bedeutende Hindernisse im Boden, bestehend aus zwei bis drei Raseneisensteinschichten, vielen Steinen und einem die Baugrube quer durchsetzenden Steindamme haben sowohl die Ramm- als auch die Baggerarbeiten ganz außerordentlich erschwert. (Anschlagssumme 382500 \mathcal{M} , voraussichtliche Ueberschreitung 30000 \mathcal{M})

Im Reg.-Bez. Wiesbaden wurde bei Löhnberg der Umbau des massiven Lahnwehrs begonnen und im Wesentlichen vollendet. Der schadhafte in Trockenmauerwerk hergestellte alte Wehrkörper von rot. 97 m Länge (s. Zeichnung auf Blatt 49) wird durch einen in Mörtelmauerwerk hergestellten Mantel verstärkt, dessen Fuß noch durch eine Reihe eichener Pfähle gesichert ist. Die unregelmäßige Kronenhöhe des alten Wehrs ist unter Beibehaltung des Durchflußprofils derart geändert, daß der mittlere neue Wehrkörper die frühere niedrigste Kronenhöhe erhalten hat, während die beiden seitlichen Wehrtheile um 41 cm höher als jener gelegt sind. Jener mittlere Theil hat behufs Aufnahme einer event. später anzubringenden selbstthätigen Klappenconstruction eine durchlaufende Einklinkung in Quaderfassung erhalten. Der Bau wurde ohne Wasserhaltung im Schutze eines vor der jeweiligen Arbeitsstrecke errichteten Fangedammes ausgeführt. (Anschlagssumme 25500 \mathcal{M})

VI. Brücken.

Im Jahre 1882 wurde die Drehbrücke über den Gr. Friedrichsgraben dem Verkehr übergeben und die massive Brücke bei Schirwindt über den Grenzfluß gleichen Namens fertiggestellt.

Begonnen und nahezu vollendet wurde eine Brücke über den Falster-Canal. Dieselbe hat massive Landpfeiler, zwei Stromjoche aus doppelten Pfahlreihen und hölzernen Oberbau. Die Gesamtweite zwischen den Landpfeilern beträgt 18,2 m. Die mit Drehklappen zum Durchlassen von Segelschiffen überdeckte Mittelöffnung ist 9 m breit. (Anschlagssumme 12400 \mathcal{M})

*) Centralblatt der Bauverwaltung. Jahrg. 1882. S. 434.

Bei dem Bau des Schiffahrtskanals von Zehdenick nach Liebenwalde kam die Campbrücke über die Havel in Zehdenick zur Ausführung. Dieselbe ist eine eiserne Bogenbrücke mit massiven Widerlagern auf Betonfundirung. (Anschlagssumme 32000 \mathcal{M})

Zu Rathenow wurde der Erweiterungsbau der Jederitzer Brücke über den Schleusencanal begonnen. Die unzureichende Lichtweite von 7,7 m wird durch Hinausrücken des rechten Landpfeilers auf 8,6 m erweitert, um die Unterhavel für 8 m breite Elbkähne zu erschließen. (Anschlagssumme 21500 \mathcal{M})

Ferner wurde der Erweiterungsbau der im Privatbesitz befindlichen Portalbrücke über den Finow-Canal zu Eisenpalterei begonnen. Die der Schiffahrt gefährliche Strömung unter der Brücke wird durch Herstellung einer neuen, 6,75 m weiten Oeffnung am linken Ufer gemildert. Um ferner ein Ausweichen der sich begegnenden Fahrzeuge zu ermöglichen, ist auch eine Verbreiterung des Canals auf 200 m Länge vorgesehen. Des kostspieligen Grunderwerbs wegen — das Terrain konnte erst im Enteignungswege erworben werden — mußte statt der raumfordernden Böschungen das neue Canalufer durch eine Futtermauer eingefast werden. Die massiven Pfeiler der neuen Oeffnung sind unmittelbar auf dem festen Thonboden des Untergrundes aufgeführt. Der Oberbau besteht aus eisernen Trägern mit Bohlenbelag (Anschlagssumme 52000 \mathcal{M}). Die zuletzt genannten beiden Bauten sollten in diesem Jahre fertiggestellt werden.

Zu Neubrück wurde der Bau einer Brücke über die Spree begonnen und derart gefördert, daß derselbe, bis auf unerhebliche Nacharbeiten vollendet, dem Verkehr übergeben werden konnte. Die Brücke hat massive, auf Beton fundirte Landpfeiler und vier Stromjoche von je zwei Pfahlreihen. Die beiden Oeffnungen zunächst dem rechten Ufer sind als Schiffsdurchlässe mit je 6,8 m Lichtweite angelegt. Der hölzerne Oberbau ist zum Theil aus Hängewerken gebildet. (Anschlagssumme 37000 \mathcal{M})

An Stelle der alten hölzernen I. Muldefluthbrücke bei Düben ist der Neubau einer eisernen Brücke begonnen worden. Dieselbe ist 108,62 m lang und hat 7 Oeffnungen von je 14,003 m Lichtweite. Die Breite der Fahrbahn zwischen den Bordschwellen beträgt 4,7 m, diejenige der Fußwege 0,8 m. Die beiden Landpfeiler der alten Brücke konnten beibehalten werden. Der Oberbau besteht aus zwei eisernen Parallelträgern mit acht quadratischen Feldern von 1,875 m Seite. Die Querträger nehmen Zwischenlängsträger auf, welche mit Tonnenblechen überdeckt sind. Die Fahrbahn wird aus Asphaltbeton mit Asphaltabdeckung gebildet. (Anschlagssumme 125000 \mathcal{M})

Zu Artern wurde der Neubau der Salpeterbrücke begonnen. Dieselbe enthält eine Oeffnung von 30 m Spannweite, welche mit Schwedler-Trägern überspannt wird. Die massiven Landpfeiler sind auf Beton fundirt. Die Hauptträger liegen 7 m v. M. z. M. entfernt, zwischen ihnen befindet sich die asphaltirte Fahrbahn, während die 1,5 m breiten Fußstege außerhalb der Hauptträger angeordnet sind.

Die beiden zuletzt genannten Brücken sollten in diesem Jahre fertiggestellt werden. (Anschlagssumme 96000 \mathcal{M})

Zu Merseburg wurde die Verbreiterung der Neumarktbrücke begonnen und fertiggestellt. Durch Hinauslegung der beiden Fußstege konnte die ganze Breite der

Brücke für die Fahrbahn gewonnen werden. Die Fußstege ruhen auf eisernen Bogenträgern, welche zwischen die hochgeführten Pfeilervorköpfe gespannt sind. (Anschlagssumme 38000 \mathcal{M})

An der Oderbrücke zu Steinau ist die planmäßige Ergänzung und Erneuerung abgängig gewordener Theile mit einem Kostenaufwande von 67000 \mathcal{M} in Angriff genommen. Die Dauer der Arbeiten ist auf drei Jahre vertheilt worden.

An Stelle der alten hölzernen Brücke über die Bober bei Lähn wurde unter Wiederbenutzung der alten Landpfeiler eine Brücke mit 3 Oeffnungen von je 12,3 m Lichtweite und massiven auf Pfahlrost gegründeten Mittelpfeilern erbaut. Der hölzerne Oberbau ist in doppelten Hängewerken hergestellt. (Anschlagssumme 25200 \mathcal{M})

Bei Kolanowitz im Kreise Oppeln ist der Neubau einer Brücke über die Malapane begonnen und in der Hauptsache vollendet, so daß sie bereits dem Verkehr übergeben werden konnte. Die 67,5 m lange Brücke hat massive auf Beton fundirte Landpfeiler und 6 Stromjoche von je zwei Pfahlreihen. Der hölzerne Oberbau wird durch verzahnte Träger mit Sattelhölzern gebildet. (Anschlagssumme 12550 \mathcal{M})

Gegenüber Mühlheim a/Mosel ist der Bau einer massiven Leinpfadbrücke über den Lieserbach begonnen worden. Dieselbe hat 3 Oeffnungen von je 9 m Weite, welche durch Kreissegmentbögen überwölbt sind. Land- und Mittelpfeiler sind auf dem 2 1/2 bis 4 1/4 m unter Terrain anstehenden Felsen gegründet worden, nachdem die zunächst ausgebagerte Baugrube mit einem Lehmfangedamm zwischen Eisenstangengerüst abgeschlossen und leergepumpt war. (Anschlagssumme 27500 \mathcal{M})

Der im Jahre 1881 begonnene Bau einer massiven Brücke über die Weser bei Hoya ist vollendet.

Bei Ahlden wurde über die Aller eine 94,6 m lange hölzerne Jochbrücke mit massiven Landpfeilern erbaut. Die mittlere Schiffahrtsöffnung ist 10,5 m breit und wird durch zwei Klappen mit Portalaufzug überdeckt. Die Eröffnung der Brücke fand im Januar d. J. statt. (Anschlagssumme 69700 \mathcal{M})

VII. Dampfbagger, Transportschiffe, Prähme.

Für den Rügenwaldermünder Hafen ist der Neubau des Dampfbaggers Simson für 96800 \mathcal{M} in Verding gegeben worden.

Für den Ruhrorter Hafen wurden 8 eiserne Transportschiffe zum Preise von 26400 \mathcal{M} beschafft. Dieselben sind 18 m lang, 4 m breit, 0,8 m hoch und haben eine Tragfähigkeit von rot. 570 Ctr. (etwa 14 cbm Baggermaterial).

Für die Anlegestellen der Dampfschiffe zu Harburg ist ein zweites eisernes Ponton zum Preise von 30000 \mathcal{M} beschafft worden.

Die Hebung und Wiederherstellung des gesunkenen Ems-Dampfbaggers ist mit einem Kostenaufwande von 68600 \mathcal{M} bewirkt worden.

Für die Elbstrom-Bauverwaltung wurde der im Jahre 1881 in Angriff genommene Bau eines eisernen Dampfbaggers „Vulkan“ nebst 6 Seitenklapp-Prähmen und 3 festen Prähmen für 51400 \mathcal{M} vollendet. Bei der Probegänger wurden in 10 Arbeitsstunden — einschließlic der Betriebspausen beim Prähmwechsel — 910 cbm Boden gefördert.

VIII. Vorrichtungen zur Bedienung von Schiffsgefässen.

Seitens der Elbstrom-Bauverwaltung ist auf dem rechten Elbufer am rothen Horn bei Magdeburg der Bau eines eisernen Krahnens von 200 Ctr. Tragfähigkeit nebst der Neudeckung

der anschließenden Uferstrecke begonnen, jedoch in Folge des andauernd hohen Wasserstandes nur wenig gefördert worden. (Anschlagssumme 35405 \mathcal{M})

Berlin, im December 1883.

Das Normalprofil für Flüsse.

I. Um das sogenannte Normalprofil für eine zu corrigierende Flußstrecke zu bestimmen, bedient man sich gewöhnlich der beiden bekannten Formeln:

1. $Q = v \cdot F,$

2. $v = C\sqrt{RJ},$

in welchen bedeutet:

- Q die pro Secunde abgeführte Wassermenge,
- J den Flächeninhalt des zugehörigen Querprofils,
- v die mittlere Geschwindigkeit in demselben,
- C einen Erfahrungs-Coëfficienten,
- R den mittleren Radius, das ist

$$R = \frac{F}{p} = \frac{\text{Querprofilfläche}}{\text{Benetzter Umfang}}, \text{ und}$$

J das Gefälle.

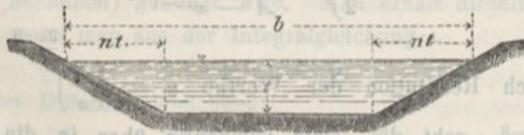
Es wird hier zur Berechnung der mittleren Geschwindigkeit die älteste, Chézy-Eytelwein'sche, Formel angewendet, und nicht eine der neueren Formeln, weil einerseits die letzteren sich sämmtlich auf die Gestalt $v = C\sqrt{RJ}$ zurückführen lassen, und außerdem die Rechnung möglichst vereinfacht werden soll.

Indem man aus beiden Formeln v eliminirt und R durch $\frac{F}{p}$ ersetzt, erhält man die Gleichung

3. $Q^2 = C^2 \cdot \frac{F^3}{p} J.$

Von den Größen dieser Formel ist das Gefälle J durch die Sohlenverhältnisse im Längenprofil der Flußstrecke bedingt, Q durch Messung oder Rechnung bestimmt, während der Werth für C entweder ebenfalls durch Messung ermittelt ist, oder nach Analogie aus ähnlichen Fällen oder mittelst einer bezüglichen Formel abgeleitet wird.

Als Unbekannte bleiben demnach die Größen F und p , für welche letztere ohne große Ungenauigkeit auch die obere Wasserspiegelbreite b gesetzt wird.



Legt man nun, wie dies wohl meistens der Fall ist, ein trapezförmiges Profil zu Grunde, dessen Seitenwände eine n -fache Anlage haben, so ist der Flächeninhalt desselben bei einer Tiefe $= t$

$$F = (b - nt)t$$

und man erhält durch Einführung dieses Werthes in Gl. 3:

4. $\frac{(b - nt)^3 \cdot t^3}{b} = \frac{Q^2}{C^2 J}.$

Ist Q nun diejenige Wassermenge, welche der Fluß beim niedrigsten Wasserstande abführt, so ist in der Regel für diesen Fall die Minimal-Fahrwassertiefe vorgeschrieben, und es bleiben also immer noch 2 Größen b und n in Gl. 4 übrig, von denen die eine beliebig gewählt wer-

den kann, während sich dann die andere als Wurzel einer Gleichung dritten Grades bestimmen läßt.

II. Die Willkür, mit welcher hiernach entweder die Wasserspiegelbreite oder die Anlage der Böschungen angenommen werden kann, entspricht zwar der zu Grunde gelegten Aufgabe, die sich lediglich auf die Bestimmung des Profils für einen bestimmten Wasserstand beschränkte, allein sie entspricht keineswegs der allgemeinen Aufgabe, nach welcher das Profil auch für die höheren Wasserstände passend berechnet sein soll. Daß dies durchaus nothwendig ist, ergibt eine kurze Betrachtung:

Wenn eine Flußstrecke rationell corrigirt sein soll, so dürfen nach Herstellung der erstrebten Wassertiefe keinerlei Ablagerungen in der Folge mehr eintreten, andererseits darf die Correction auch keine so bedeutende Geschwindigkeit des Wassers veranlassen, daß dieses anfängt, die Sohle abzubrechen und immer weiter zu vertiefen. Zur Verhütung der Ablagerungen ist nöthig, daß bei höheren Wasserständen auch die Wassergeschwindigkeit entsprechend zunimmt, damit sie den Zuwachs an Sinkstoffen abzuführen im Stande ist. Dieser Zweck würde bei Annahme zu flacher Böschungen nicht erreicht werden können, indem sich das Wasserprofil alsdann mit Rücksicht auf das abzuführende Wasserquantum zu stark vergrößert, wodurch ein angemessenes Wachsen der Wassergeschwindigkeit verhindert und Ablagerung veranlaßt wird.

Die Annahme zu steiler Böschungen ergibt sehr geringe Wasserspiegelbreiten und erfordert dadurch Correctionswerke von beträchtlicher Länge und bedeutenden Kosten. Abgesehen hiervon, wird sich in diesem Falle bei höherem Wasser eine zu große Geschwindigkeit einstellen müssen, um das Wasserquantum durch das enge Profil hindurch zu führen. Hierdurch wird nicht allein der Schiffahrt unnöthig Erschwerung bereitet, sondern es kommt auch die Flußsohle je nach deren Beschaffenheit in Gefahr, angegriffen zu werden. Endlich ist es auch für die Schiffahrt sehr erwünscht, daß das Maaß der Wassertiefen-Zunahme an den corrigirten Stellen überall gleich groß ist, damit der Vortheil der Wasserstrasse auch vollständig ausgebeutet werden kann.

III. Ist daher wohl nicht zu verkennen, daß bei der Bestimmung des Normalprofils einer zu corrigirenden Flußstrecke die Berücksichtigung der höheren Wasserstände nicht entbehrt werden kann, so wird sich dies bei der Unzulänglichkeit der bezüglichen Formeln, Messungen und Beobachtungen doch nur annäherungsweise ausführen lassen, allein es dürfte immerhin eine, wenn auch nicht ganz genaue Formel der reinen Willkür vorzuziehen sein.

Bezeichne x die Wassertiefe (von der ideellen Sohle aus gerechnet), so wächst die Wassermenge Q mit x nach einem Gesetz, welches sich unter der Form

5. $Q = Px^m,$

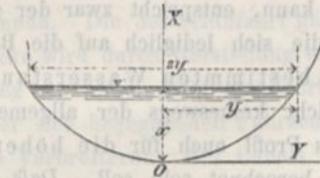
worin P eine Constante und m vorläufig einen beliebigen Exponenten bezeichnet, darstellen lassen wird, wenigstens innerhalb der engen Grenzen, für welche die Rechnung überhaupt angestellt werden darf.

Der Coëfficient C in Formel 3 wird gewöhnlich mit dem mittleren Radius R variabel angenommen; da dieser jedoch auch eine Function der Wassertiefe x ist, so möge die Gleichung

$$6. \quad C = C_1 x^{m_1}$$

das Gesetz darstellen, nach welchem sich die Gröfse C mit x ändert.

Setzen wir die Werthe für Q und C in die Gl. 3 ein, so erhalten wir, wenn noch $p = 2y$ angenommen wird, was



bei dem geringen Unterschiede zwischen p und $2y$ erlaubt sein möge, die Gleichung

$$7. \quad F^3 = \frac{2 P^2}{C_1^2 J} y x^{2(m-m_1)}$$

Nun ist $F = 2 \int_0^x y dx$ und daher, wenn noch gesetzt wird:

$$8. \quad \int y dx = \sqrt[3]{\frac{P^2}{4 C_1^2 J} x^{\frac{2n}{3}} y^{\frac{5n}{3}}}$$

Die Differentiation dieser Gleichung ergibt

$$9. \quad \frac{dy}{dx} = 3 \sqrt[3]{\frac{4 C_1^2 J}{P^2} \frac{y^{\frac{5n}{3}}}{x^{\frac{2n}{3}}}} - 2n \frac{y}{x}$$

Hierbei ist zur Vereinfachung der Rechnung von vorn herein angenommen, daß die gesuchte Profilvercurve durch den Coordinatenanfang geht, was sich bei späterer Verificirung als richtig herausstellt.

IV. Zur Lösung der Differentialgleichung 9 setzen wir zunächst

$$10. \quad \sqrt[3]{\frac{4 C_1^2 J}{P^2}} = f$$

und substituiren

$$\begin{aligned} y^{\frac{5n}{3}} &= z^{\frac{2n-3}{3}}, \text{ woraus} \\ y^2 &= z^{\frac{2n-3}{2}}, \text{ ferner} \\ y &= z^{\frac{2n-3}{2}} \text{ und} \\ dy &= \frac{2n-3}{2} z^{\frac{2n-5}{2}} dz \text{ folgt.} \end{aligned}$$

Diese Werthe in Gleichung 9 eingeführt, ergibt

$$\frac{2n-3}{2} z^{\frac{2n-5}{2}} \frac{dz}{dx} = 3f z^{\frac{5(2n-3)}{6}} - 2n \frac{z^{\frac{2n-3}{2}}}{x}$$

Wird jedes Glied mit $z^{\frac{2n-5}{2}}$ dividirt, so erhält man

$$\begin{aligned} \frac{2n-3}{2} \frac{dz}{dx} &= 3f z^{\frac{2n-5}{6}} - 2n \frac{z^{\frac{2n-3}{2}}}{x} \\ &= 3f \frac{z^{\frac{2n}{3}}}{x^{\frac{2n}{3}}} - 2n \frac{z^{\frac{2n}{3}}}{x} \end{aligned}$$

und daraus

$$11. \quad \frac{2n-3}{2} \frac{dz}{dx} = \left(\frac{z}{x}\right)^{\frac{2n-3}{3}} \left[3f \left(\frac{z}{x}\right)^{\frac{2n-3}{3}} - 2n \right]$$

Setzt man jetzt

$$\left(\frac{z}{x}\right)^{\frac{2n-3}{3}} = u, \text{ so wird}$$

$$z = x u^{\frac{3}{2n-3}}, \text{ ferner}$$

$$dz = x \cdot \frac{3}{2n-3} u^{\frac{3-2n+3}{2n-3}} du + u^{\frac{3}{2n-3}} dx \text{ und}$$

$$\frac{dz}{dx} = \frac{3}{2n-3} x u^{\frac{6-2n}{2n-3}} \frac{du}{dx} + u^{\frac{3}{2n-3}}$$

Führt man diese Werthe in Gleichung 11 ein, so ergibt sich

$$\frac{2n-3}{2} \left\{ \frac{3}{2n-3} x u^{\frac{6-2n}{2n-3}} \frac{du}{dx} + u^{\frac{3}{2n-3}} \right\} = u^{\frac{3}{2n-3}} \{ 3fu - 2n \}$$

Dividirt man jedes Glied mit $u^{\frac{6-2n}{2n-3}}$ und beachtet, daßs

$$\frac{3}{2n-3} = u^{\frac{3-6+2n}{2n-3}} = u \text{ ist, so erhält man}$$

$$\frac{2n-3}{2} \left\{ \frac{3}{2n-3} x \frac{du}{dx} + u \right\} = u \{ 3fu - 2n \},$$

woraus sich durch einfache Umformung die Gleichung

$$12. \quad x \frac{du}{dx} = -(2n-1)u + 2fu^2 \text{ ableitet.}$$

Dieselbe ist leicht integrirbar. Man erhält aus

$$\begin{aligned} \int \frac{dx}{x} &= \int \frac{du}{-(2n-1)u + 2fu^2} \\ \ln x &= \frac{1}{2n-1} \ln \frac{2fu - (2n-1)}{2fu} + \text{Const.}, \end{aligned}$$

woraus sich, wenn $\text{Const.} = \frac{1}{2n-1} \ln A$ genommen wird, ergibt

$$\begin{aligned} (2n-1) \ln x &= \ln A \frac{2fu - (2n-1)}{2fu}, \text{ und} \\ x^{2n-1} &= A \frac{2fu - (2n-1)}{2fu} \end{aligned}$$

Hieraus erhält man

$$u = \frac{2n-1}{2f} \frac{A}{A - x^{2n-1}}$$

Durch Restitution der Werthe $u = \left(\frac{z}{x}\right)^{\frac{2n-3}{3}}$ und

$y^2 = z^{\frac{2n-3}{2}}$, geht die letzte Gleichung über in die folgende:

$$\frac{z^{\frac{2n-3}{3}}}{x^{\frac{2n-3}{3}}} = \frac{y^{\frac{2}{3}}}{x^{\frac{2}{3}}} = \frac{2n-1}{2f} \frac{A}{A - x^{2n-1}}$$

aus welcher sich endlich die Gleichung

$$13. \quad y^2 = \left\{ \frac{2n-1}{2f} \frac{A}{A - x^{2n-1}} \right\}^3 x^{2n-3}$$

als Gleichung der Profilvercurve ergibt, in der noch der Werth der Constanten A näher zu bestimmen bleibt.

Derselbe muß so beschaffen sein, daßs die Gleichung 8, welche der ganzen Rechnung zu Grunde liegt, erfüllt wird. Nach dieser ist nun

$$fy dx = \frac{1}{f} x^{\frac{2n}{3}} y^{1/3} \text{ oder}$$

$$y dx = \frac{1}{f} d \left[x^{\frac{2n}{3}} y^{1/3} \right].$$

Setzt man hierin aus Gleichung 13 für y und $y^{1/3}$ die bezüglichen Werthe ein, so erhält man:

$$\begin{aligned} 13^a. \left\{ \frac{2n-1}{2f} \frac{A}{A-x^{2n-1}} \right\}^{\frac{3}{2}} x^{\frac{2n-3}{2}} dx \\ = \frac{1}{f} d \left[x^{\frac{2n}{3}} \left\{ \frac{2n-1}{2f} \frac{A}{A-x^{2n-1}} \right\}^{\frac{1}{2}} x^{\frac{2n-3}{6}} \right] \\ = \frac{1}{f} \left(\frac{2n-1}{2f} \right)^{\frac{1}{2}} d \left[\left(\frac{A}{A-x^{2n-1}} \right)^{\frac{1}{2}} x^{\frac{2n-1}{2}} \right] \\ = \frac{A^{1/2} (2n-1)^{1/2}}{f} d \left[\frac{x^{\frac{2n-1}{2}}}{(A-x^{2n-1})^{1/2}} \right]. \end{aligned}$$

Die Ausführung der Differentiation ergibt:

$$d \left[\frac{x^{\frac{2n-1}{2}}}{(A-x^{2n-1})^{1/2}} \right] = \frac{2n-1}{2} A \frac{x^{\frac{2n-3}{2}} dx}{(A-x^{2n-1})^{3/2}},$$

und dieser Werth in die rechte Seite der Gleichung 13^a eingeführt, läßt dieselbe zu der folgenden werden:

$$\begin{aligned} \left\{ \frac{2n-1}{2f} \frac{A}{A-x^{2n-1}} \right\}^{\frac{3}{2}} x^{\frac{2n-3}{2}} dx \\ = \frac{A^{1/2} (2n-1)^{1/2}}{f} \cdot \frac{2n-1}{2} A \frac{x^{\frac{2n-3}{2}} dx}{(A-x^{2n-1})^{3/2}}. \end{aligned}$$

Dieses ist jedoch eine identische Gleichung, und so bleibt A unbestimmt und kann daher willkürlich angenommen werden. Geometrisch bedeutet dies, daß eine ganze Schaar von Curven existirt, deren jede die gegebene Differentialgleichung erfüllt; alle werden durch die Gleichung 13 ausgedrückt, und unterscheiden sich die einzelnen nur durch den verschiedenen Werth der Constanten A .

Außer dieser Schaar von Curven giebt es jedoch eine, welche unabhängig von A ist und dabei die gegebene Differentialgleichung ebenfalls erfüllt. Es ist dies die durch das singuläre Integral bestimmte Curve, oder geometrisch diejenige Curve, welche durch die successiven Durchschnittspunkte der einzelnen Curven jener Schaar (d. i. die Einhüllende derselben) gebildet wird. Man erhält dieselbe allgemein, wenn man aus der Integralgleichung:

$$\varphi(x, y, A) = 0,$$

und der Differentialgleichung:

$$\frac{\partial \varphi(x, y, A)}{\partial A} = 0$$

die gemeinsame GröÙe A eliminiert.

Im vorliegenden Falle ist die Ableitung der Gl. 13 nach A :

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial A} \left[y^2 - \left\{ \frac{2n-1}{2f} \frac{A}{A-x^{2n-1}} \right\}^3 x^{2n-3} \right] \\ = - \left(\frac{2n-1}{2f} \right)^3 x^{2n-3} \frac{\partial}{\partial A} \left[\left(\frac{A}{A-x^{2n-1}} \right)^3 \right] \\ = - \left(\frac{2n-1}{2f} \right)^3 x^{2n-3} \frac{(A-x^{2n-1})^3 \cdot 3A^2 - 3A^3 (A-x^{2n-1})^2}{(A-x^{2n-1})^6} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &= - \left(\frac{2n-1}{2f} \right)^3 x^{2n-3} \frac{3A^2(A-x^{2n-1})^2}{(A-x^{2n-1})^6} (-x^{2n-1}) \\ &= + 3 \left(\frac{2n-1}{2f} \right)^3 x^{4n-4} \frac{A^2}{(A-x^{2n-1})^4}. \end{aligned}$$

Soll dieser Ausdruck verschwinden, so muß $\frac{A^2}{(A-x^{2n-1})^4} = 0$ werden. Schreibt man denselben in der identischen Form $\frac{1}{(A^{1/2} - \frac{x^{2n-1}}{A^{1/2}})^4}$, so ersieht man unmittelbar, daß nur

für $A = \infty$ die Ableitung der Gl. 13 nach A gleich Null wird. Führt man jetzt den für A erhaltenen Werth in die Gl. 13, nachdem man ihr die Form

$$y^2 = \left\{ \frac{2n-1}{2f} \frac{1}{1 - \frac{x^{2n-1}}{A}} \right\}^3 x^{2n-3}$$

gegeben hat, ein, so ergibt sich als singuläre Lösung der Differentialgleichung 8 die gesuchte Gleichung der Curve

$$14. \quad y^2 = \left(\frac{2n-1}{2f} \right)^3 x^{2n-3}.$$

V. Die erhaltene Curve ist parabolischer Natur. Setzen wir

$$15. \quad \left(\frac{2n-1}{2f} \right)^{3/2} = \mathfrak{P},$$

so wird nach Restitution des Werthes für f aus Gl. 10

$$16. \quad \mathfrak{P} = \frac{P}{C_1 \sqrt{J}} \sqrt{\frac{(2n-1)^3}{32}}$$

und die Profilverve hat dann die Form

$$17. \quad y = \mathfrak{P} x^{\frac{2n-3}{2}},$$

worin y die halbe Flußbreite in der Tiefe x über der idealen Sohle bezeichnet.

Für die ganze Profilfläche ergibt sich dann aus Gleichung 17 und da $F = \int_0^x y dx$ ist, der Werth:

$$18. \quad F = 2 \frac{2}{2n-1} \mathfrak{P} x^{\frac{2n-1}{2}}.$$

Da man nun nicht wohl dem Fluß ein nach einer Curve gekrümmtes Profil geben kann, so wird man diejenige Neigung der Böschungen zu wählen haben, welche sich innerhalb des bezüglichen Intervalls am besten an die Curve anschließt. Hierzu ist der Mittelwerth der Tangenten, welche innerhalb der fraglichen Strecke an die Profilverve gelegt werden können, geeignet. Ist $y = \varphi(x)$, so ist der Mittelwerth von y für das Intervall $x = a$ bis $x = b$

$$\eta = \frac{\int_a^b y dx}{b-a}, \text{ d. h.}$$

der Mittelwerth einer Function für die Strecke $b-a$ ist gleich der Höhe des über $b-a$ stehenden Rechtecks, dessen Fläche gleich dem von der Curve begrenzten Flächenstück ist. Da es sich im vorliegenden Falle um die Tangenten handelt, so ist der Mittelwerth

$$\eta = \frac{\int_a^b \left(\frac{dy}{dx} \right) dx}{b-a} = \frac{\int_a^b \varphi(x)}{b-a} = \frac{\varphi(b) - \varphi(a)}{b-a}.$$

Seien also t_2 und t_1 diejenigen Tiefen, zwischen welchen der Mittelwerth für die Tangenten der Profilverve ermittelt werden soll, so ist dieser

$$19. \quad \eta = \mathfrak{B} \frac{t_2^{\frac{2n-3}{2}} - t_1^{\frac{2n-3}{2}}}{t_2 - t_1}.$$

VI. Nunmehr ist es an der Zeit, für den Exponenten $n = m - m_1$ einen bestimmten Werth einzuführen. Es bedeutete m den Exponenten, nach welchem die Wassertiefen mit den Wassermengen wachsen; dieser wird allgemein $= 2$ angenommen, d. h. die Wassermengencurve ist eine Parabel. Wenn man bedenkt, daß auch Formel 2 eine Erfahrungsformel ist, daß ferner die Parabel sich als Wassermengencurve überall, soweit die Continuität der Ufer sich erstreckte, als zutreffend erwiesen hat, so wird gegen die Anwendung derselben um so weniger etwas einzuwenden sein, als man höchst wahrscheinlich, wenn selbst die wahren Beziehungen zwischen Profilform und Wassermengen ermittelt wären, doch auf dieselbe als rechnerisch einfachste Curve zurückgehen würde. Opfert man doch bei fast allen Problemen über Elasticität und Festigkeit zu Gunsten der rechnerischen Ausführbarkeit und der praktischen Brauchbarkeit die theoretische Genauigkeit.

Etwas anders verhält es sich mit dem Exponenten m_1 , nach welchem die Wassertiefen mit dem Coefficienten C wachsen sollen. Die Veränderlichkeit des letzteren ist, allerdings innerhalb meist recht enger Grenzen, vorhanden, auch ist constatirt, daß C mit wachsendem R unter sonst gleichen Verhältnissen zunimmt; aber das Gesetz, nach welchem die Zunahme erfolgt, ist durchaus nicht mit Sicherheit ermittelt, vielmehr wird dasselbe von jedem Autor verschieden angegeben. Gewöhnlich nimmt man C innerhalb der bei Flußcorrectionen in Betracht kommenden Grenzen als Constante an, deren Werth für jede Flußstrecke entweder direct ermittelt oder auf irgend einem Wege abgeleitet wird. Es wäre alsdann $m_1 = 0$, $n = 2$ und $C_1 = C$.

Um jedoch die Variabilität des Coefficienten C nicht ganz außer Acht zu lassen, möge angenommen werden, daß die Gleichung $C = C_1 x^{1/6}$ bestände, die allerdings nur aus wenigen Beobachtungen abgeleitet ist und daher keinen großen Anspruch auf allgemeine Gültigkeit machen kann. Es wird dann $m_1 = \frac{1}{6}$ und $n = 2 - \frac{1}{6} = \frac{11}{6}$.

Im ersten Falle bei constantem C erhalten wir die Gleichung der Profilvercurve aus Gl. 17 für $n = 2$

$$20. \quad y = \mathfrak{B} x^{1/2},$$

das ist eine gewöhnliche Parabel, deren Parameter

$$\mathfrak{B} = \frac{P}{C\sqrt{J}} \sqrt{\frac{27}{32}} = 0,91856 \frac{P}{C\sqrt{J}} \text{ ist.}$$

Ferner ergibt sich die Profillfläche

$$20^a. \quad F = 2 \cdot \frac{2}{3} \mathfrak{B} x^{3/2} \text{ und}$$

die Neigung der Böschungen zwischen den Tiefen t_2 u. t_1

$$20^b. \quad \eta = \mathfrak{B} \frac{t_2^{3/2} - t_1^{3/2}}{t_2 - t_1} = \frac{\mathfrak{B}}{t_2^{1/2} + t_1^{1/2}}.$$

Ist dagegen C variabel nach dem angenommenen Gesetz, so ist die Gleichung der Profilvercurve für $n = \frac{11}{6}$

$$21. \quad y = \mathfrak{B}_1 x^{1/3},$$

das ist eine cubische Parabel, deren Parameter

$$\mathfrak{B}_1 = \frac{P}{C_1\sqrt{J}} \sqrt{\frac{16}{27}} = 0,7698 \frac{P}{C_1\sqrt{J}} \text{ ist.}$$

Die Profillfläche ergibt sich

$$21^a. \quad F_1 = 2 \cdot \frac{3}{4} \mathfrak{B}_1 x^{4/3}, \text{ und}$$

$$21^b. \quad \eta_1 = \mathfrak{B}_1 \frac{t_2^{4/3} - t_1^{4/3}}{t_2 - t_1}.$$

VII. Bevor die Anwendung der erhaltenen Resultate an einem Beispiel vorgeführt wird, mögen noch einige Beziehungen abgeleitet werden, welche der Erwähnung werth erscheinen.

Bildet man aus den Formeln 17 und 18 durch einfache Division den Werth für den mittleren Radius, so erhält man, wenn man wieder $2y$ für p setzt:

$$R = \frac{F}{2y} = \frac{2 \cdot \frac{2}{2n-1} \mathfrak{B} x^{\frac{2n-1}{2}}}{2 \mathfrak{B} x^{\frac{2n-3}{2}}} \text{ und hieraus}$$

$$22. \quad R = \frac{2}{2n-1} x.$$

Es wächst also R nach einer geraden Linie und ist, wie immer auch n genommen werde, ein bestimmter Bruchtheil der Tiefe x . Hiermit rechtfertigt sich gewissermaßen nachträglich die in III gemachte Annahme, den Coefficienten C mit x statt mit R variabel zu nehmen.

In der Formel von Bazin ist

$$C = \sqrt{\frac{R}{R\alpha + \beta}},$$

worin $\alpha = 0,0004$ und $\beta = 0,0007$ für Flüsse mit Gerölle bedeutet.

Ersetzt man hierin

$$R = \frac{2}{2(m-m_1)-1} x = \frac{2}{3-2m_1} x$$

für $m = 2$, so könnte man eine Function $C_1 x^{m_1}$ bilden, so daß die Gleichung

$$\sqrt{\frac{2}{3-2m_1} x} = C_1 x^{m_1}$$

zwar nicht identisch für alle x , aber doch innerhalb gewisser Grenzen von x mit möglicher Genauigkeit erfüllt wäre. Nach der Methode der kleinsten Quadrate würden sich C_1 und m_1 bestimmen lassen, allein die complicirte Rechnung führt wegen der Exponentialfunction auf schwer lösbare transcendente Gleichungen und verliert dadurch, daß der Bazin'schen Formel keine allgemeine Gültigkeit zuerkannt wird, in ihrer Allgemeinheit an Interesse. Man kommt einfacher zum Ziele, indem man die Substitution der Curve für bestimmte Fälle ausführt, und erhält dann je nach dem gewählten Spielraum der Grenzen $m_1 = \text{apr } \frac{1}{6}$, wie solches bereits oben angenommen wurde.

Substituirt man endlich in Gl. 2 die bezgl. Werthe für C und R aus Gleichung 6 und 22, so folgt:

$$23. \quad v = C_1 \sqrt{J} \sqrt{\frac{2}{2n-1} x^{\frac{2m_1+1}{2}}}.$$

Die Natur der Curve, nach welcher v mit steigendem x wächst, hängt also lediglich von m_1 ab, so daß für $m_1 = 0$ die Geschwindigkeitscurve eine stehende einfache quadratische Parabel ist, während sich für $m_1 = \frac{1}{6}$,

$$v = C_1 \sqrt{J} \sqrt{\frac{2}{2n-1} x^{5/3}},$$

d. i. als semicubische Parabel ergibt.

VIII. Anwendung der erhaltenen Resultate an einem Beispiel.

Der Dom zu Mainz.

(Mit Zeichnungen auf Blatt 50, 51, 52 und 53 im Atlas.)

I.

Mehr als dreißig Jahre sind verflossen, seit Ferd. von Quast seine vergleichende Studie über die romanischen Dome des Mittelrheins zu Mainz, Speyer, Worms¹⁾ veröffentlicht hat. Er hat damit die kunstwissenschaftliche Betrachtung der drei großen Denkmäler mittelalterlicher Baukunst zu neuen, großartigen Anschauungen erhoben und den Anstofs zu weiteren Untersuchungen gegeben, welche zur Stunde noch wirksam sind und keineswegs ihren Abschluß vorhersehen lassen. Noch heute hat das Wort Schnaase's²⁾ volle Geltung, wenn er von Quast's Schrift „ein Meisterstück gründlicher Kritik, logischer Präcision und sorgfältiger Berücksichtigung des Urkundlichen und Faktischen“ nennt. Schnaase trat in die durch von Quast angeregten Erörterungen ein³⁾, und Franz Kugler⁴⁾ folgte alsbald, da er es als Pflicht ansah, sein Votum abzugeben, nachdem er in seinem Handbuche der Kunstgeschichte⁵⁾ hierüber bestimmte Ansichten und Vermuthungen gebracht hatte, die von den Vorgenannten mit aufgeführt und nach Umständen bestritten wurden.⁶⁾ Ueber Jahre hinaus blieb das Interesse dieser um die deutsche Kunstwissenschaft hochverdienten Forscher unseren mittelrheinischen Domen zugewandt, und von Quast, wie Schnaase nahmen in ihren späteren Lebenstagen wiederholt Anlaß in den schwebenden Fragen sich zu äußern. Bezüglich der geschichtlichen Anhaltspunkte fußten alle hauptsächlich auf Joh. Wetter's „Geschichte und Beschreibung des Domes zu Mainz“,⁷⁾ die zwei Jahrzehnte früher erschienen war, in ihrer Bedeutung für die Kunstwissenschaft aber von den genannten Forschern erst recht gewürdigt wurde. Wetter selbst hatte das überkommene Material einfach wiedergegeben, dagegen den Zusammenhang der rheinisch-romanischen Baukunst mit den entsprechenden Leistungen auf dem oberitalienischen Kunstgebiete und anderseits den Ein-

1) F. v. Quast, Die romanischen Dome des Mittelrheins, kritisch untersucht und historisch festgestellt. Berlin, Ernst u. Korn, 1853.

2) Vergl. Schnaase's Besprechung von v. Quast's Schrift in Eggers, Deutsch. Kunstblatt, 1853, S. 393 ff.

3) Deutsch. Kunstblatt, a. a. O.

4) Deutsch. Kunstblatt, 1854. Pfälzische Studien, S. 20 ff. Wieder abgedruckt in Kugler's Kl. Schriften, Stuttgart 1854, II. S. 722.

5) Bereits in der 1. Aufl. 1841. Vergl. 2. Aufl. 1859, II. S. 102. u. in Gesch. der Bauk. 1858. II. S. 444.

6) Hier sei noch v. Quast's an Schnaase und Kugler gerichtete Entgegnung „Nochmals Mainz, Speier, Worms“ erwähnt, die er erst 1856 in der Zeitschr. für christl. Archäol. u. Kunst, I. S. 59 u. 125 veröffentlichte. Dafs die Frage von nun an in der ganzen Kunstliteratur bald in dem einen, bald in dem anderen Sinne besprochen wurde, bedarf kaum der Erwähnung. Es ist darum auch gewifs überflüssig, alle einschlägigen Aeußerungen, und wären sie auch von den klangvollsten Namen getragen, hier zu verzeichnen.

7) J. Wetter, Geschichte und Beschreibung des Domes zu Mainz. Begleitet mit Betrachtungen über die Entwicklung des Spitzbogenstils, das neugothische Constructionssystem in Deutschland und Frankreich, und den Einfluß der lombardischen und der byzantinischen Kunst auf diese Länder. Mainz, C. G. Kunze, 1835. In mancher Hinsicht abweichende Ansichten vertritt Wetter im Texte des ersten größeren Bilderwerks: Der Dom zu Mainz und seine Denkmäler in 36 Original-Photographien von Herm. Emden. Mit historischem und erläuterndem Texte (von J. Wetter). V. von Zabern, 1858. Wenn ich von der Aufzählung anderer, zum Theil umfänglicher Schriften von Werner, Schaab, Klein u. a., welche sich unmittelbar auf den Dom beziehen, oder anderer, wie Hennes, welche gelegentliche Aeußerungen enthalten, absehe, so verkenne ich deren Werth in geschichtlicher oder archäologischer Hinsicht keineswegs; sie sind jedoch für die entscheidende Beurtheilung der kunstwissenschaftlichen Fragen zunächst ohne Einfluß.

fluß der auf französischem Boden auftauchenden Gothik auf die Weiterbildung der rheinischen Bauweise in einer seiner Zeit fast vorauseilenden Weise dargethan. Rühmend hob von Quast¹⁾ hervor, dafs der Verfasser den Gegenstand seiner Betrachtung nicht isolirt, sondern ihn in Verbindung mit anderen Richtungen der Baukunst betrachtet habe, um ihm so die ihm gebührende Stellung anzuweisen. Ebenso verdient ist das Lob, dafs Wetter mit gediegenem Urtheil die geschichtlichen Nachrichten auf die vorhandenen Theile des Baues anzuwenden wufste. In der Erörterung der Einzelfragen waren bald gegensätzliche Anschauungen hervorgetreten. Einestheils machte sich der Mangel an verlässigen Nachrichten zur Geschichte des Baues empfindlich geltend. Als glückliche Fügung konnte es betrachtet werden, dafs gerade vor Veröffentlichung der von Quast'schen Arbeit jene ebenso bestimmte, als inhaltreiche Mittheilung aus dem Leben des heil. Bardo²⁾ bekannt und für die Domgeschichte verwerthet wurde. Auf eine Reihe von Jahren erwiesen sich die geschichtlichen Quellen danach wieder unergiebig. Nicht minder fühlbar aber war der Mangel an Vermessungen, Aufnahmen und Untersuchungen des Gebäudes selbst. Von Einzelheiten abgesehen, fehlte es bis dahin an einer einheitlichen und umfassenden Aufnahme, so dafs alle Urtheile nur auf ungenügende skizzenhafte Vorlagen vom kleinsten Maßstab oder auf den Augenschein³⁾ gegründet waren. Zudem lag damals noch über dem ganzen Innern eine zu wiederholtem Mal aufgetragene Tünche, welche die wichtigsten, jetzt handgreiflichen Materialunterschiede und sonstige baulichen Einzelheiten verhüllte. Gerade von den materiellen Lokaluntersuchungen hatte Kugler bereits die schließliche Entscheidung aller obschwebenden Streitfragen erhofft; v. Quast hob nachdrücklich den Mangel an genügenden Aufnahmen hervor und sprach die Erwartung aus, dafs die specielle Untersuchung die zeitliche Stellung der drei großen romanischen Dome des Mittelrheins zu einander klären und das bis dahin nicht ermittelte Wechselverhältniß wohl endgültig zum Austrag bringen werde.⁵⁾ Allein diese gewifs berechtigten Wünsche und Hoffnungen sollten sobald noch nicht in Erfüllung gehen, wengleich bereits im Jahre 1856 die Einleitungen zu einer umfassenden Herstellung des Domes erfolgen, und namentlich seit dem Jahre 1861 das Schiff, um dessen nähere Erforschung es sich in erster Linie handelte, in allen seinen Theilen eingerüstet, von der Tünche gereinigt und mit einer neuen farbigen Ausstattung versehen wurde. Mittheilungen von zunächst berufener Seite erfolgten nicht, und wenn v. Quast⁶⁾ auch im Sommer 1863, wie er selbst mittheilt, vom Baugerüste aus die Beschaffenheit der Langhauspfeiler untersuchte, so täuschte er sich in der bedauerlichsten Weise über den thatsächlichen Zustand, wie in seinen daran geknüpften Folgerungen: der Stand der Frage war nunmehr erst recht verwirrt.

1) v. Quast, Dome, S. 8.

2) v. Quast, Dome, S. 21.

3) v. Quast, Dome, S. 5.

4) Kl. Schriften II. S. 730. Vergl. Gesch. der Bauk. II. S. 447.

5) Dome, S. 7, Vergl. S. 3.

6) Bei Otte, Geschichte der Roman. Baukunst 1874. S. 719. Literar. Nachweisungen und Nachträge §. 58.

Nachdem mich damals längst schon meine Neigung der Geschichte des Domes und der Kenntniß des Gebäudes in allen seinen Theilen nahegeführt hatte, glaubte ich mich berechtigt, aus Anlaß der Veröffentlichung eines für die Domgeschichte neuen und wichtigen Actenstückes dessen Bedeutung für die Baugeschichte erörtern zu sollen und zugleich meine bis dahin im täglichen Verkehr mit Fachleuten und am Bau selbst gemachten Erfahrungen mitzuthemen. Die Abhandlung umfaßte in erster Linie die Baugeschichte des Domes von 1159 — 1200¹⁾ und knüpfte nächst der Urkunde des Erzbischofs Konrad I. von 1183 an den bis dahin nicht beachteten Bericht eines Augenzeugen über die Verheerung des Domes in jener Zeit an. Die Arbeit entstand bereits im Jahre 1864; sie wurde in der Folge in näheren Kreisen bekannt, und die einschlägigen Fragen ließen sich im Laufe der Restauration prüfen; erst 1870 veröffentlichte ich dieselbe sammt allen bis dahin gewonnenen Erfahrungen. Zur übersichtlichen Kenntniß aller auf die Bau- und Kunstgeschichte des Domes bezüglichen historischen Nachrichten erwies sich die inzwischen in Regestenform veröffentlichte Arbeit von Dr. Franz Falk²⁾ als sehr zweckdienlich. Für die Ausnutzung des geschichtlichen Materials war somit mancherlei und nicht ohne Erfolg geschehen; aber auch der ergänzende Theil der Aufgabe, die endliche Herstellung von Aufnahmen sollte nunmehr gleichfalls seiner Verwirklichung näher gerückt werden. Mit der Wiederaufnahme des Restaurationswerkes, welche durch die Berufung von Friedrich Schmidt und F. J. Denzinger eingeleitet wurde, begann endlich die Herstellung von umfassendem Planmaterial. So entstanden seit 1868 unter der Leitung von J. Wessicken eine Reihe in größtem Maasstabe, meist von R. Redtenbacher gezeichneter Aufnahmen, welche für sich allein schon als ein eben so glänzendes, wie erspriessliches Ergebniss des Restaurationswerkes zu betrachten sind. Das graphische Material wuchs begreiflich in der Folge, namentlich seit dem entscheidenden Eingreifen von P. J. H. Cuyper von 1873 an, und wird bis zur Stunde in ausgiebiger Weise ergänzt.

Von den inzwischen gewonnenen Resultaten hat die Kunstforschung in der Art Kenntniß genommen, daß sie die veröffentlichten Mittheilungen mehr oder weniger verwertete; am eingehendsten hat wohl Otte³⁾ in seiner „Geschichte der Romanischen Baukunst“ alle bezüglichen Notizen herangezogen. Ein eigentlicher Austrag einer oder der anderen schwebenden Fragen hat nicht stattgefunden, wiewohl durch das Restaurationswerk vielfache Erörterungen, aber vorwiegend nach der praktisch baulichen Seite, hervorgerufen wurden. Ein übersichtliches Bild über die Baugeschichte des Domes gab Cuyper in seiner Festschrift zur Vollendung des östlichen Vierungsturmes im Jahre 1875, bei welchem Anlaß ich selbst eine Skizze⁴⁾ veröffentlichte, welche auf denselben Anschauungen fußte.

1) Die Baugeschichte des Mainzer Domes vom Jahre 1159 — 1200. Mainz 1870. Vergl. die Besprechung von Dr. Cornel. Will im Bonner Theol. Literat.-Bl. 1871, Sp. 645, welche zu einer veränderten Chronologie Anlaß bot.

2) Die Kunstthätigkeit in Mainz von Willigisens Zeit bis zum Schlusse des Mittelalters. Mainz 1869.

3) Otte, a. a. O. Zusätze und Verbesserungen zu S. 332 ff. S. 741.

4) Der Dom zu Mainz, seine Gründung, Erweiterung und Herstellung. Mainz 1875. Mit geringen Veränderungen vorher nach einem Vortrag in Romberg's Zeitschr. f. prakt. Bauwesen 1875 veröffentlicht.

5) Der Dom zu Mainz in Deutsch. Hausschatz, Regensburg, 1875, Nr. 11, S. 167 ff.

Im Verlaufe der fast zehn Jahre umfassenden zweiten Restauration habe ich es, namentlich seit meiner amtlichen Stellung seit 1869 am Dom, als meine Aufgabe betrachtet, von allen thatsächlichen Ergebnissen sofort Notiz zu nehmen und dieselben alsbald zur Veröffentlichung¹⁾ zu bringen: die große Theilnahme der Bevölkerung der Stadt und weiterer Kreise an diesen Veröffentlichungen hat gezeigt, daß der Sinn für die großen historischen Baudenkmale selbst die kleinsten Mittheilungen willkommen heißt, und die Kenntniß von einer großen Menge Einzelheiten in die Erinnerung der Mitlebenden verpflanzt wird. Anderentheils boten solche Mittheilungen bei wichtigeren Vorkommnissen Gelegenheit, sofort vom Thatsächlichen Akt zu nehmen und möglicherweise den Fall durch nähere Prüfung und Erörterung festzustellen. Endlich glaubte ich einer Pflicht zu genügen, wenn ich an einer zugänglichen Stelle und in leicht verwertbarer Form die gewonnenen Erfahrungen, auch wenn sie zunächst mein geistiges Eigenthum waren, zum Gemeingut zu machen, da sich nicht absehen ließ, ob und wann eine zusammenfassende Publikation erfolgen werde. Unter dem gleichen Gesichtspunkte entstanden verschiedene Arbeiten²⁾ zur Geschichte des Domes und seiner Denkmäler, die vielleicht manchen nützlichen Baustein enthalten und jedenfalls eine große Anzahl von Einzelheiten vor der Vergessenheit bewahrt haben.

Gegen Ende des Restaurationswerkes 1877 bot die Veröffentlichung des I. Theiles des Böhmer'schen Regestenwerkes der Mainzer Erzbischöfe durch Dr. Cornel. Will³⁾ das ganze einschlägige Material für die ältere Zeit in abschließender Weise, so daß damit nun für den geschichtlichen Theil ein probefester Boden geschaffen ist. Endlich gab 1879 Dr. K. G. Bockenheimer⁴⁾ eine Studie zur Geschichte des Mainzer Domes heraus, welche zunächst der Kritik der geschichtlichen Quellen ihrer Anwendung gewidmet ist und in manchen Punkten eine neue Deutung zu geben versuchte.

Wenn ich nun selbst wieder an die Arbeit herantrete, so thue ich es im Bewußtsein, eine Pflicht zu erfüllen, die mir durch die Verhältnisse überkommen ist. Daß ich seit 30 Jahren dem Bau und allen seinen Veränderungen nahe gestanden habe, wie nur einer, wird es wohl rechtfertigen, wenn ich im Zusammenhange mittheile, was ich davon erfahren habe. Im Verlauf der über mehr als zwei Jahrzehnte sich hinziehenden Bauthätigkeit erschlossen sich die innersten Geheimnisse des Gebäudes. Der heutige Stand der Kunstforschung befähigte dabei zu einer ganz anderen Betrachtungsweise, als sie den vorausgegangenen Zeiten beschieden

1) Dahin gehören: Der Pfeiler im Mainzer Dom, zuerst in Rhein. Blätter, Beil. z. Mainzer Journal, 15. Febr. 1870. — Der Ostthurm des Mainzer Domes. Ebendas. 1. u. 2. April 1870. Beide Abhandlungen dann auch unter selbständ. Titel gedruckt. Ferner Mittheilungen im Organ für chr. Kunst, Anz. d. Germ. Museums 1871, Sp. 322; 1872, Sp. 112 zur m. a. Bautechnik vom Mainzer Dom; 1875, Sp. 29, Sp. 226. Sodann im Mainzer Journal vom Frühjahr 1872 in ununterbrochener Folge bis zum Schluß der Restaurationsarbeiten.

2) Der heilige Bardo, Erzbischof von Mainz von 1031 — 1051. (Mit besonderer Berücksichtigung der einschlägigen Momente der Domgeschichte). Nebst Anhang: Der dichterische Inschriftenkreis Ekkehard's IV. des Jüngeren (+ 1036) zu Wandmalereien im Mainzer Dome. Mainz 1871. — Die Gräberfunde im Ostthore des Domes zu Mainz, zuerst im Archiv für hist. Gesch. XIII. S. 320 ff., dann als Sonderausgabe. Mainz 1874.

3) Regesten zur Gesch. der Mainzer Erzbischöfe. Innsbruck 1877.

4) Der Dom zu Mainz. Mainz 1879. Hier sei auch des betr. Abschn. in der späteren Arbeit dess. Verf. gedacht: Mainz u. seine Umgebung. Mainz 1880, Der Dom, S. 10 ff.

war. Eine übersichtliche Mittheilung alles dessen ist darum nach dem Abschlusse des Restaurationswerkes in seinen Hauptaufgaben sicher am Platz.

Für die Veröffentlichung standen durch Bewilligung des bischöflichen Domkapitels das ganze im Laufe der Restauration erwachsene Aufnahme-Material,¹⁾ sowie die einschlägigen Schriftstücke mir zur Verfügung. In einzelnen Punkten bedurften die Aufnahmen noch der Ergänzung, welche durch das freundliche Entgegenkommen des bischöflichen Baumeisters H. J. Lucas in jüngster Zeit vermittelt wurden. Endlich wurde in letzter Zeit mir noch durch besondere Vergünstigung seitens des bischöflichen Domcapitels gewährt, zur Aufhellung verschiedener Fragepunkte eingehende örtliche Untersuchungen am Gebäude selbst vornehmen zu dürfen.

Da gleichzeitig eine eingehende Erforschung und Aufnahme des Speyerer Domes in's Werk gesetzt wird, so gewinnt der Gegenstand erhöhtes Interesse. Und so wage ich zu hoffen, daß die folgenden Mittheilungen über die Geschichte, die Baubeschaffenheit und die jüngsten Herstellungsarbeiten des Mainzer Domes ein zeitgemäßer Beitrag zur Kenntniss und Würdigung einer der größten und ehrwürdigsten Baudenkmale auf deutschem Boden sein möchten.

II.

Die Baugeschichte des Mainzer Domes ist in ihren Anfängen mit dem Namen eines um Kirche und Reich gleich verdienten Mannes verknüpft. Nachdem er Otto dem Großen in dessen letzten Lebensjahren²⁾ als Kanzler zur Seite gestanden hatte, wurde er, von der Gunst und Dankbarkeit Otto's I. gestützt, bald nach dessen Regierungsantritt auf den Mainzer Stuhl 975 erhoben. Willigis³⁾ hatte seine Treue gegen das kaiserliche Haus in ernstesten Tagen bewährt; mit Klugheit und Kraft waltete er fürder seines Amtes unter dem zweiten der Ottonen, und wie er mit Erfolg die Angelegenheiten des Reiches leitete, ebenso eifrig und umsichtig übte er auch seine kirchlichen Pflichten. Der tiefe Eindruck, welchen die Persönlichkeit und das Wirken dieses hervorragenden Mannes auf die Zeitgenossen machte,⁴⁾ ist durch Zeugnisse aus deren Mund belegt; bis zur Stunde aber verkünden die Thaten, welche in der Geschichte eingezeichnet sind, von ihm eine so allseitig erspriessliche Wirksamkeit, wie deren nur selten zu hoher Stellung Berufene sich berühmen können. Dabei liefs die Vielseitigkeit seines Wesens ihn kein Gebiet übersehen. Seine Theilnahme für die Wissenschaft,⁵⁾ namentlich für die Schulen⁶⁾ ist durch eine Reihe merkwürdiger Anordnungen belegt. Mit ganz hervorragendem Sinn tritt er aber für die Pflege der Kunst⁷⁾

nach den verschiedensten Richtungen ein. Kostbare Gewänder von ihm sind noch auf uns gekommen; mächtige goldgetriebene Kelche waren von ihm gestiftet worden; er hatte das meist bewunderte Stück des ehemaligen Domschatzes, ein goldenes Bild des Gekreuzigten in Lebensgröße mit großen Edelsteinen an Stelle der Augen anfertigen lassen; mächtige Thürflügel in Erzguß stellte ein Meister Beringer in seinem Auftrage her.¹⁾ Eine Reihe von Bauunternehmungen²⁾ knüpft sich an seinen Namen: so gründet er die Kirche zu Brunnen, erneuert die Kirche zu Bleidenstat und baut in der oberen Stadt zu Mainz die Stephanskirche mit den Stiftsgebäuden. Mehr aber noch als aus diesen kirchlichen Gründungen leuchtet sein bauunternehmender Sinn aus jenen Werken hervor, welche dem öffentlichen Verkehr zu Nutzen in seinem Sprengel gewidmet waren, nämlich die Brückenbauten³⁾ bei Bingen über die Nahe⁴⁾ und bei Aschaffenburg über den Main. Beide Werke sind erhalten. Faßt man die Schwierigkeiten in's Auge, welche mit solchen, auch heute noch ansehnlichen Unternehmungen damals verknüpft waren, so verdient der große und beharrliche Sinn, welcher eine im übrigen vorzüglich durchgeführte Leistung zu ermöglichen wufste, unsere Bewunderung. Wenn sein jüngerer Zeitgenosse, Bischof Bernward⁵⁾ von Hildesheim in seiner erfolgreichen Kunstpflege an persönlichen Fähigkeiten voranstehen mag, so hat doch Willigis mit Liebe und Einsicht eine ausgebreitete Thätigkeit auf dem Kunstgebiete entwickelt und auch hier seine Bedeutung verewigt.

Daß unter solchen Voraussetzungen der Neubau seiner Domkirche⁶⁾ als eine großartige Unternehmung zu fassen ist, bedarf wohl kaum besonderer Beweise. Bedauerlicher Weise sind jedoch die Anfänge des Dombaues zu Mainz in Dunkel gehüllt. Unmittelbare Zeugnisse, wie etwa durch Beurkundung, besitzen wir nicht; es wird einzig berichtet, daß Willigis bald nach seiner Erhebung (975)⁷⁾ den Bau begonnen habe. In wie weit die Annahme begründet ist, daß die Gründung im Jahre 978 erfolgt sei, muß dahin gestellt bleiben. Nach einzelnen Andeutungen verkündete der Bau laut den Ruhm seines Gründers, nachdem er die höchste Sorge auf dessen Ausstattung verwendet hatte. Die aus einer nicht verlässigen Quelle stammende Nachricht, daß

1) Vergl. Falk, a. a. O. S. 285.

2) Vergl. Will, a. a. O. Einl. XLI. — Falk, a. a. O. S. 283 ff. Vergl. S. 270 ff.

3) Falk, a. a. O. S. 384 ff.

4) Friedr. Schneider, Die Kapelle unter der Nahebrücke bei Bingen m. Abb. im Corr. Bl. d. Gesch.-Ver. 1877. S. 35 ff.

5) Bernward empfing von Willigis die höheren Weihen und die Priesterweihe, am 14. Januar 993 auch die bischöfliche Weihe. Will, a. a. O. S. 127. Nr. 83 und 85.

6) Vergl. Will, a. a. O. S. 141. Nr. 164. Das. das vollst. Literat.-Verzeichniss. — Falk, a. a. O. S. 281.

7) Die freilich wenig verlässigen Angaben in Ann. Wirzburg. SS. II, 242 ad a. 977, in welchem nach ihnen Willigis Erzbischof geworden wäre: Ruobbertus archiepiscopus Mogontiacensis obiit ann. 4 10 mens. Pro quo constituitur Willigisus, qui in primis coepit aedificare Monasterium Sancti Martini. — Bei Tritheim p. 120 ist das Jahr 978 angegeben: His etiam temporibus Willigisus maiorem Ecclesiam de Domo S. Martini novam a fundamentis pulchro tabulato lapideo pretiosissime extruere coepit. Vergl. übrigens Falk, a. a. O. S. 282, und Dr. Bockenheimer, Der Dom zu Mainz, I., wonach der frühe Anfang im allgemeinen zuzugeben ist.

8) Ann. Hildesh. M. G. SS. III, 93: Monasterium quoque Mogontiacense praetitulatum divino honore et reliquiis beati Martini futura consecratione, constructum a Willigiso aeo maximo decoris studio, 3. Kal. Septembris miserabili perit incendio. — Vita Meinweri. M. G. SS. XI, 114: Willigisus . . . post incendium monasterii Magontiensis honorifice ab eo constructi, quod 3. Kal. Sept. accidit, secundo ad Christum migravit.

1) Eine Uebersicht über das den Dom betreffende graphische Material, gewifs nicht ohne Lücken, findet sich in meiner Arbeit: Darstellungen der Stadt Mainz und ihrer Denkmäler. Ausstellung 1879. Uebersichtlich geordnet S. 135.

2) Vergl. Will, Regesten. Einl. XL.

3) Vergl. J. H. Ossenbeck, De Willigisi archicancellarii Regni Germ. et AE. Moguntini vita et rebus gestis. 1859. — Euler, Erzbischof Willigis von Mainz. 1860. — Dr. F. Falk, Das Leben des heil. EB. Willigis von Mainz (975—1011) im „Katholik“ 1881. II. S. 273 ff.

4) Wattenbach, Deutschl. Geschichtsquellen, 4. Aufl. II. S. 89.

5) Euler, a. a. O. S. 34.

6) Will, a. a. O. z. J. 976 Nr. 13 Protokoll einer Synode. Vergl. Euler, Willigis S. 33.

7) Vergl. Will, a. a. O. Einl. XLI, wo Einzelheiten mit Literatur-Angabe. — Euler, a. a. O. S. 38.

Willigis den Bau aus sorgfältig bearbeiteten Steinen¹⁾ habe ausführen lassen, mag hier einfach erwähnt werden. Aus dem Umstande, daß der Bau über Jahrzehnte sich hinzog, ehe er consecrirt werden konnte, darf mit Recht auf ein groß angelegtes Unternehmen geschlossen werden. Welche Stelle Willigis für seinen neuen Dom wählte, ist näher zwar nicht ersichtlich; wohl aber steht fest, daß eine alte Martinuskirche bei dem Neubau sich befand und sogar dessen erste Schicksale überdauerte. Die neue Gründung nahm demnach zunächst nicht unmittelbar die Stelle eines früheren Baues ein, sondern erhob sich auf einem anderen Baugrunde als die alte bischöfliche Kirche. Diese war dem heil. Martin von Tours gewidmet. In welche Zeit ihre Entstehung zurückreicht, ist freilich näher nicht erwiesen; jedenfalls bestand der Titel²⁾ bereits im Anfang des 8. Jahrhunderts, und leicht dürfte ihre Gründung unter Anrufung des fränkischen Nationalheiligen in die Zeit der zweiten Begründung der Stadt unter den Merovingern im 6. Jahrhundert zurückreichen.

Wenn Willigis den Neubau einer Kathedrale unternahm³⁾ und die alte Kirche dicht dabei stehen blieb,⁴⁾ so waren es anderer Gründe als etwa die Baufälligkeit des alten Gebäudes: wir werden darum in der Annahme kaum irren, daß der alte Dom ein Bau von räumlich sehr beschränkten Verhältnissen war, welcher dem Neubau wenig oder gar nicht im Wege stand und, wie es fast den Anschein hat, geraume Zeit noch mit dem Neubau in Verbindung blieb. In dieser Hinsicht verdienen zwei Thatsachen Beachtung. Einmal fanden die Bischöfe der Mainzer Kirche in der älteren Zeit ihr Begräbnis nicht in ihrer Titelkirche; nicht in der Martinskirche, sondern in der alten und prächtigen Albansbasilika⁵⁾ wurden sie beigesetzt. Dann knüpfte sich das kirchliche Leben und der Gottesdienst des in Gemeinschaft lebenden Klerus nicht an den alten Martinsdom, sondern an die einstige Marienkirche,⁶⁾ welche später nach dem heil. Johannes dem Täufer genannt wurde. Von daher übersiedelte der Klerus nach dem neuen Dom, als er dies später dem Gottesdienste übergeben werden konnte. Es erscheint darum die Auffassung berechtigt, daß sich in enger Beziehung zum Willigis'schen Neubau ein ehrwürdiges Heiligthum, eine altersgraue Martinskirche vorfand und noch unbestimmte Zeit neben der neuen Kathedrale fortbestand. Nehmen wir an, was räumlich sehr wohl zulässig ist, daß dieser alte Mar-

tinusbau im Westen, zwischen St. Johann und dem Neubau, sich an diesen anschloß, so wäre darin vielleicht der Ausgangspunkt zu einer baulichen Eigenthümlichkeit des Mainzer Domes gefunden, welche ihn zur Stunde noch auszeichnet, die aber gewiß viel weniger in der willkürlichen, unvermittelten Nachahmung eines fremden Beispiels zu suchen ist, als viel wahrscheinlicher in einer aus langsamen Uebergängen sich herleitenden Ueberlieferung. Wir meinen die doppelchörige Anlage: ein altes Sanktuarium im Westen und an dieses anschließend der gegen Osten vortretende Neubau des Willigis mag die Gewohnheit zweier Chöre, d. h. zweier Kernpunkte für die Feier des Gottesdienstes begründet haben. Zu welcher Zeit der alte Dom¹⁾ verschwand, ist unerwiesen; daß aber seine Stätte dem heiligen Dienste nicht verloren ging, ist naheliegend, und wenn die Folgezeit eine westliche Choranlage in der glänzendsten Weise ausführte, und an diese sich wiederum der Titel des heiligen Martinus knüpfte, so dürfte es nicht zu gewagt sein, in der einstigen Beziehung des alten Martinsdomes zu der Neugründung unter Willigis den eigentlichen Ursprung und die vollwichtige Erklärung für eine Eigenthümlichkeit der Anlage zu finden, die bis dahin auf eine gemeingiltige Regel nicht zurückgeführt werden konnte.²⁾

Die Erörterung über das Verhältniß des alten Martinsdomes zu dem Neubau des Willigis schien um deswillen angezeigt, weil damit einerseits das viel bestrittene Verhältniß zwischen einem alten und dem neuen Dom und der Johannis-kirche, welche mit ersterem durchweg verwechselt wurde, klargelegt ist, und andererseits der thatsächliche Einfluß des alten Martinusbau auf die fernere Gestaltung des Neubaus wenigstens bis zu einem gewissen Grade wahrscheinlich gemacht werden konnte.

Willigis hatte weitaus die längste Zeit seines Hirtenamtes (975—1011) auf den Neubau seines Domes verwendet,³⁾ und endlich sollte mit der feierlichen Weihe das Gotteshaus seiner Bestimmung übergeben werden, als am Tage der Consecration, am 29. oder 30. August 1009, Feuer auskam⁴⁾ und den Neubau sammt allen damit zu-

1) In ähnlicher Weise findet sich zu Regensburg neben der Kathedrale der s. g. „alte Dom.“ Wiewohl über Erbauungszeit und ursprüngliche Bestimmung desselben die Meinungen auseinander gehen, ist es doch sehr bezeichnend, daß dieser Bau bereits 994 als „alter Dom“ erscheint. Er muß jedenfalls als Beispiel dafür dienen, wie ein verhältnißmäßig sehr kleines Kirchengebäude als „Dom“ bezeichnet werden kann. Vergl. H. Graf v. Waldersdorf, Regensburg S. 98. Auch in Köln wurde während des Neubaus des Domes der alte Dom mit beiden Chören und beiden Krypten unausgesetzt benutzt. Vergl. Ennen, Baugeschichte des alten und neuen Domes zu Köln, 1863, S. 22. Ein gleiches Verhältniß finden wir beim Bau des Domes zu Xanten, wo der Kern der alten Kirche fortwährend dem Gottesdienste diente, während von Osten der Bau stetig in westlicher Richtung fortschritt. Vergl. Beissel, Baugesch. d. Kirche d. heil. Victor zu Xanten, S. 83 ff. Die Beispiele ließen sich leicht noch vermehren.

2) Zur Erklärung doppelchöriger Anlagen vergl. im Allgem. Otte, chr. Kunstarchäologie, 5. Aufl. S. 55. Der letzte, weitergreifende Versuch von Kraatz, Wozu dienten die Doppelchöre, 1877, brachte die Frage in ihrer allgemeinen Fassung der Lösung nicht näher.

3) Vergl. Euler, a. a. O. S. 38. — Falk, a. a. O. S. 282.

4) Vergl. oben Sp. 196⁵⁾, ferner Lamberti Ann. M. G. SS. III, 93: *Ecclesia maior Mogontiae, quam Willigisus construxerat, incensa est ipso die consecrationis suae.* — Ann. Einsidl. M. G. SS. III, 144: *Mogontiensis ecclesia cremata est.* — Z. J. 1009. *Necrol. Fuld. in Leibnitz, SS. III, 766; Hoc anno III. Kal. Sept. Luna sexta feria III. exusta est nova Ecclesia S. Martini in Mogontia, ab Willigiso aeo constructa, anno vero regni vel ordinationis eius XXXV.* Der Tag des Brandes wird auf den 29. u. 30. August angegeben. Falk, Kunstthätigkeit z. J. 1009, bemerkt dazu: „Wenn der Wochentag der

1) Vergl. oben die Angabe von Trithem p. 120.

2) Die Belege in Wagner-Schneider, Geistl. Stifte, Rheinhesen, S. 352 ff. — Vergl. die Ausführungen von Bockenheimer, a. a. O. S. 2 ff., wodurch eine Reihe von Verwechslungen, die bis in die neueste Zeit sich fortgepflanzt hatten (so noch bei Will, a. a. O. S. 169 Nr. 25, 170 Nr. 28), nunmehr beseitigt wurden.

3) Nach Marian. Scott. M. G. SS. V, 557. ad a. 1038: *Bardo templum Metropolitanum a Willigiso reinceptum ad fastigium perduxit.* Vergl. Serrario-Joannis, *Res. Mogunt.* I, p. 456, XVI. . . *addit MS. minor, ab eodem Antistite [Willigiso] mox reaedificatam fuisse.* Vergl. Euler, a. a. O. S. 38.

4) Ann. Quellinburg. M. G. SS. III, 80. *Moguntiae quoque basilica nova cum omnibus aedificiis cohaerentibus miserabiliter consumitur igne, sola veteri ecclesia remanente.*

5) So EB. Richulf 813, Haistulph 813, Otgar 826, Rhabanus Maurus 855, Karl 863, Liutbert 889, Sundevald 891, Friedrich 954, Wilhelm 968. Erzbischof Hildebert ließ 935 die Gebeine von 10 vor-bonifatianischen Bischöfen aus der Hilariuskirche in feierlicher Procession nach S. Alban übertragen. Vergl. Falk, Das erste Jahrtausend christl. Bau- und Kunstthätigkeit in Mainz in Nass. Annalen, XII, S. 15 u. 19.

6) Vergl. Vuleuldi Vita Bardonis in Jaffé, *Mon. Mog.* 529. M. G., SS. XI, 321. Dazu Bockenheimer, a. a. O. S. 8 ff.

sammenhängenden Gebäuden verzehrte; die alte Kirche allein, der alte Martinsdom nämlich, blieb verschont. Das traurige Ereigniß muß in der Zeit großen Eindruck gemacht haben, denn es wird vielfach übereinstimmend gemeldet. Wenn berichtet wird, daß Willigis sofort zur Herstellung Hand an's Werk gelegt habe,¹⁾ so entspricht das nur seinem thatkräftigen Sinn; dagegen habe er die Vollendung nicht mehr erlebt, indem er kaum ein und ein halb Jahr später aus dem Leben schied (23. Februar 1011).²⁾

Kann es nicht erstaunen, wenn in so knapper Zeit die Wiederherstellung nicht ermöglicht worden war, so erscheint es befremdend, daß die nächsten Nachfolger unseres Willigis, Erkenbold (1011—1021) und Aribo (1021—1031), also nach zwanzig Jahren, noch immer die Vollendung nicht herbeigeführt hatten. Ob und in wie weit der erstere thätig in die Förderung des Werkes eingegriffen habe, ist gänzlich unbekannt; dagegen waren die Gedanken Aribo's sicher auf den Ausbau und selbst eine monumentale Ausschmückung seines Domes gerichtet. Denn er veranlaßte den St. Gallener Mönch Ekkehard IV., welcher von 1022 (oder 1023) Scholaster des Domstifts zu Mainz war, einen großen Inschriftenkreis³⁾ zu verfassen, dessen Verse biblischen Bildern des alten und neuen Testaments im Dome zu Mainz beigefügt werden sollten. Wann Ekkehard diesen Auftrag erhielt, steht nicht fest. Rührt auch die Niederschrift in dem Codex der St. Gallener Stiftsbibliothek erst aus der Zeit her, da Ekkehard nach Aribo's Tod (1031) wieder in sein Kloster zurückgekehrt war, so ist damit keineswegs erwiesen, daß die Dichtung nicht in Mainz schon entstanden sei, während der gelehrte Mönch der Domschule vorstand und zu dem Bau unmittelbare Beziehungen hatte. Wohl aber darf angenommen werden, daß Erzbischof Aribo die Vollendung des Baues in nicht ferner Zeit vorhersah und darum bereits auf die malerische Ausschmückung Bedacht nahm. Aribo's Vorgehen in dieser Angelegenheit scheint uns aus seinem ganzen Wesen und Thun erklärlich. Stürmisch, wie er war,⁴⁾ mochte er den Dombau früh schon aufgegriffen haben, zumal ihm bei seinem Eifer für alle kirchlichen Angelegenheiten die Vollführung dieser großen und ehrenvollen Aufgabe besonders am Herzen lag. So eilte er denn wohl auch in seinen Gedanken dem nicht allzu raschen Fortgange des Werkes⁵⁾

Quedlinb. Annalen, der Montag, richtig ist, so muß der Montag der 30. sein, wie die Hildesh. Annalen haben; im Jahre 1009 fiel der 30. August auf einen Montag.⁴⁾ Andererseits wird der Dienstag genannt (Necrol. Fuld.). Ein Ausgleich könnte in dem Sinne angenommen werden, daß der Brand am Festabend (29.) begann und die Nacht bis zum folgenden Tage (30.) fort dauerte. So Falk, Willigis, S. 282. Vergl. Will, a. a. O. S. 141, Nr. 164.

1) Vergl. oben Sp. 197^{a)}. M. G. SS. XI, 114.

2) Will, a. a. O. S. 142. Nr. 173.

3) Friedrich Schneider, Der dichterische Inschriftenkreis Ekkehard's IV. des Jüngeren († 1036) zu Wandmalereien im Mainzer Dom, als Anhang zu dessen heil. Bardo, Erzbischof von Mainz von 1031—1051. Mainz 1871. Vergl. Dr. Jos. Kieffer, Ekkehart IV. Sangallensis versus ad picturas domus domini Mogontine. Aus dem Cod. Sangall. 393 mit Ekkehart's eigenen Glossen herausgeg. und erl. Gymnasial-Progr. 1881, Nr. 548. Die Glosse, welche mir übrigens hinlänglich bekannt war, bietet hinsichtlich des ikonographischen oder künstlerischen Theils der Aufgabe nichts Neues. Jedenfalls muß der Zusammenhang des vorliegenden Cyklus mit der wirklichen Ausführung als ein sehr loser gedacht werden. Vergl. über die maler. Versuche der Zeit Dr. F. X. Kraus, Die Wandgemälde der St. Georgskirche zu Oberzell auf der Reichenau, Freiburg, 1884, S. 13. Sp. 2 ff.

4) Vergl. s. Charakteristik bei Will, a. a. O. Einl. XLVIII.

5) Aus dem Umstande, daß die Krönung Konrad's II. 8. Sept. 1024 zu Mainz stattgefunden, läßt sich, bei dem gänzlichen Schweigen der Quellen über diesen Punkt, für die Geschichte des Dombaues

voraus und dachte schon an den Bilderschmuck des vollendeten Gotteshauses, ehe der Bau noch im Rauhen war fertig gestellt worden. Seine häufige Abwesenheit im Dienste des Kaisers und die Romfahrt,¹⁾ welche er im Februar des Jahres 1031 in frommer Absicht angetreten hatte, mochten sich in dem Fortgange des Werkes fühlbar machen, so daß bei seinem auf dem Rückweg von Rom zu Como²⁾ 6. April desselben Jahres erfolgten Tode der Dom immer noch nicht vollendet war. Das Werk zu Ende zu führen, war erst dem dritten auf Willigis folgenden Metropoliten beschieden.

Dem innerlichen, seiner geistlichen Hirtensorge zugewandten Sinne des ehemaligen Fuldaer Mönches Bardo³⁾ (1031—1051) entspricht es, wenn er auf die endliche Herstellung seiner Hauptkirche eifrig bedacht war. Bei seiner Erhebung auf den Mainzer Stuhl fand er den neuen Dom,⁴⁾ der im Unterschied von der offenbar noch fortbestehenden alten Domkirche ausdrücklich so genannt ward, ohne Dach und im Inneren mit Baumaterialien angefüllt. Danach möchte man glauben, daß der Betrieb in's Stocken gerathen und im Rohbau liegen geblieben sei. Die öden Räume dienten inzwischen als Niederlage. Es war ein ganzer Wald von Holz darin aufgehäuft. Da die Alten mit Rüstung durchweg sehr spärlich umgingen⁵⁾ und die breiten Mauern zum Fortschaffen von Materialien, zum Mauern und Versetzen zu benutzen wußten, so haben wir hier gewiß weniger an große Vorräthe von Rüstholz, als vielmehr an eigentliche Bauhölzer zu denken. Bardo begann in der That gleich mit Herstellung des Daches, wodurch die eben ausgesprochene Vermuthung nur bestärkt wird. Mochte der Bau nothdürftig gedeckt gewesen sein, so fehlte jedenfalls eine entsprechende, endgiltige Bedachung. Für die damalige Zeit muß die Herstellung derselben bei einem so mächtigen Bau als ein beträchtliches Unternehmen angesehen werden. In sich bedeutend und mit Schwierigkeiten verknüpft, verließ es dem Bau nach außen seinen endlichen Abschluß, so daß die Aufsetzung des Daches der Zeit als eine bedeutende Bauleistung erschien. Damit war zugleich die Einleitung zur endlichen Uebergabe des Baues zu den Zwecken des Gottesdienstes getroffen. Bardo ging offenbar mit festem Schritt dem Ziele entgegen. Eine flache Decke überspannte das Hauptschiff; denn die Concha war sicher, vielleicht auch waren die Seitenschiffe überwölbt. Die Balkendecke erhielt eine Vertäfelung, eine für die Kenntniß des Willigis-Bardonischen Baues wichtige Thatsache, welche für die Beurtheilung der ganzen baulichen Anordnung des Domes von fortdauernder Bedeutung ist. Auch auf die Fenster erstreckten sich die

keinerlei Folgerung herleiten. Vgl. Will, a. a. O. S. 153, Nr. 22. Falk, Kunstthätigkeit z. J. 1024 meint, Alt-Martin dafür in Anspruch nehmen zu dürfen, aber ohne Anhalt.

1) Will, a. a. O. S. 163. Nr. 90.

2) Will, a. a. O. S. 163. Nr. 92.

3) Vergl. im Allgem. Friedr. Schneider, heil. Bardo. — Charakteristik bei Will a. a. O. Einl. L.

4) Schneider, heil. Bardo, S. 40 ff. — Vulculdi vita Bardonis bei Jaffé, Mon. Mog. p. 528. Hiis debemus breviter apponere, que per illum egregie gesta sunt Maguntie. Maiorem ecclesiam, que nova dicitur in comparatione veteris, sine tecto et condensam intus invenit edilibus instrumentis. Ea scilicet silva ciecata, a tecto edificare cepit. Sicque domum Dei laquearibus pavimento et parte fenestrarum, parietibus dealbatis, dedicationis consecrationi preparavit. Vergl. v. Quast, a. a. O. S. 21, Note o. Da die Angabe so durchsichtig ist und darin auch keinerlei abweichende Deutung nach der baugeschichtlichen Seite erfahren hat, so bedarf es weiterer Verweisungen nicht.

5) Friedr. Schneider, Wie wurden unsere Dome gebaut? In Alte und Neue Welt, 1877, S. 565 ff.

Arbeiten. Da der Hochbau offenbar abgeschlossen und nur das Dach noch aufzubringen war, so ist kaum anzunehmen, daß Bardo bauliche Aufgaben, sei es auch nur an einem Theil der Fenster, zu erledigen gefunden habe. Es liegt vielmehr näher, zu glauben, daß der Verschluss der Fenster mit den verschiedenen, dabei in Betracht kommenden Erfordernissen hier gemeint sei. Die Armirung und Verglasung ist, wenn man die Unbeholfenheit der handwerklichen Leistungen des frühen Mittelalters im Auge behält, eine Aufgabe, die an einem Dom groß genug war, um von sich reden zu machen, selbst wenn von einer kunstmäßigen Verglasung gar keine Rede war. Endlich wurden die Wände abgeweißt. Bei der reichlichen Verwendung von Bruchsteinen, wie sie in der früheren Hälfte des Mittelalters der örtlichen Uebung entsprach, ergaben sich entsprechend zahlreiche und große Putzflächen in den Seitenschiffen, wie an den Hochwänden des Mittelschiffes. Auch hier war also noch die letzte Hand anzulegen. Bardo faßte offenbar nur das nächste Erfordernis in's Auge und verzichtete auf eine reichere Ausstattung der Wandflächen, wengleich schon unter seinem Vorgänger die ersten Schritte geschehen waren, um den Reichthum des bildlichen Inhaltes der heiligen Geschichte im Innern des Domes zu entfalten. Wie Aribo und seine Rathgeber sich die Durchführung dieses Programmes¹⁾ gedacht haben mochten? Ist es auch kaum denkbar, daß die ganze Fülle dessen, was Ekkehard von Typen und Antitypen aus dem Alten und Neuen Bunde niedergeschrieben hat, wirklich je hätte dargestellt werden können, so zwingt doch die Geschlossenheit des Programmes zur Annahme, daß die Zahl der Darstellungen immerhin eine sehr beträchtliche bleiben mußte. Nimmt man die Felder der mächtigen Holzdecke hinzu, so ergaben sich allerdings zahlreiche und ausgebreitete Flächen zur Entwicklung des Planes. Schade, daß uns die Anordnung im Einzelnen nicht überliefert ist; den Untergang des Werkes haben wir freilich nicht zu beklagen, da es nie zur Ausführung kam.

Daß bei dem Umfang und der Verschiedenheit der erwähnten Herstellungsarbeiten die schließliche Vollendung des Baues über mehrere Jahre sich hinzog, liegt nahe. Wissen wir gleich nicht sicher, wann Bardo das Werk aufgenommen hatte, so erforderte es immerhin geraume Zeit, und was zum Ausbau des Domes geschah, war so bedeutend, daß Bardo in den Augen der Zeitgenossen²⁾ geradezu als Erbauer des Domes dastand.

Mit höchstem Glanze vollzog Bardo am Vorabend des Festes des heil. Martinus, 10. November 1036³⁾ in Gegen-

wart des Kaisers Konrad II., der Kaiserin Gisela, des Königs Heinrich III. und dessen Gemahlin die Weihe des Domes. Siebzehn Bischöfe und zahlreiche Große des Reiches hatten zur Theilnahme an der Feier sich eingefunden.

Vorher schon hatte Bardo alle gottesdienstlichen Geräthe nebst dem Stiftungsvermögen, sowie die an der alten d. h. der Johanniskirche befindliche Priestergenossenschaft nach dem neuen Dom übertragen. An der erstgenannten Kirche aber gründete er ein neues Stift, welches er mit Gütern, die er aus seinen eigenen Mitteln erworben hatte, ausstattete.¹⁾

An die Vollendung der Domkirche selbst knüpfte sich, anscheinend in unmittelbarem Anschluß, die Erbauung der Stiftsgebäude für den Domklerus sammt allen für das Leben einer so bedeutenden Genossenschaft erforderlichen Zubauten und Einrichtungen.²⁾ Ausdrücklich werden dabei Säulengänge erwähnt, und die Größe und Kosten des Unternehmens auf so viel geschätzt, als der Bau des Domes selbst.³⁾ Die Kathedrale mit ihren Stiftsgebäuden muß demnach eine großartige, einheitliche Baugruppe in jenen Tagen gewesen sein.

In der inneren Ausstattung des Domes war offenbar noch mancherlei der späteren Vollendung vorbehalten geblieben. So erhielt der Altar des heil. Martinus in dem neuen Dom aus Bardo's Stiftung noch einen säulengetragenen Baldachin, der mit Silber und Gold geschmückt war.⁴⁾ Zu welcher Zeit dies geschah, ist nicht näher ersichtlich. Dagegen wurde bei Gelegenheit der großen Synode, welche im October 1049 zu Mainz unter dem Vorsitze des Papstes Leo IX. und unter der Theilnahme von 40 Bischöfen abgehalten ward, der Hochaltar des Chores zu Ehren der Gottesmutter consecrirt.⁵⁾ Daß diese Angabe auf die Domkirche sich bezieht, unterliegt keinem Zweifel. Dagegen bleibt es fraglich, auf welche Oertlichkeit in der Kathedrale dieselbe Anwendung zu finden hat. Von einem kostbaren Altarbau, der dem heil. Martinus geweiht war, haben wir

panem suum et in sanguinem suum vinum nobis sanctificavit, quique est dies honorabiliter totius ebdomadae post diem dominicum, consecravit monasterium sancti Martini. Da Marian andere, notorisch in's Jahr 1036 gehörige Thatsachen zum Jahre 1037 verzeichnet, so liegt die Vermuthung nahe, daß die Domweihe auch in's Jahr 1036 zu setzen ist, eine Anschauung, welche durchweg Aufnahme gefunden hat. Vergl. Will, a. a. O. S. 169, Nr. 25.

1) Vulculdi vita Bard. l. c. 529: . . veteris ecclesie rebus cunctis cum dote et congregatione in novam translatis . . . In veteri ecclesia, de qua priorem congregationem transtulit, pro remedio anime sue in honorem Dei et sancti Martini, sua industria acquisitis prediis, alteram congregationem restituit. Vergl. Bockenheimer a. a. O. S. 8 ff.

2) Vulculdi vita Bard. l. c. 529: Postea claustrum cum porticibus et officinis ad hoc pertinentibus construxit tanto fere sumptu, quod ecclesia ipso maioris non constaret. Vergl. Schneider, heil. Bardo, S. 43.

3) Bardo brachte aus seinem Leben in Fulda genügende Erfahrungen von großen, claustralen Anlagen und Einrichtungen mit. Während er selbst dort die Würde des Dekans bekleidete, führte Abt Richard (1018—1039) den Bau einer neuen Gründung, des novum monasterium sammt der Kirche zu Ehren des heil. Andreas auf einer westlichen Höhe bei Fulda aus. Schneider, heil. Bardo S. 13 ff. Von Bardo's sonstigen Bauunternehmungen sei noch die Gründung des St. Jakobsklosters dicht bei Mainz im Jahre 1050 erwähnt, a. a. O. S. 48; im Jahre 1043 hatte er in der Pfarrei Brunnen im Taunus an Stelle einer hölzernen Kirche eine steinerne erbaut und sie selbst consecrirt, a. a. O. S. 46.

4) Vulculdi vita Bard. l. c. 529: In nova [ecl. S. Mart.] . . . quam ipse consecravit, ciborium auro et argento decoravit et supra altare sancti Martini fabricari precipit.

5) M. Adami gesta Hammaburg. eccl. pontif. lib. III. in M. G. SS. VII, 346: . . . Haec synodus facta est anno Domini 1051 [recte 1049]; . . . Et tunc maius altare tribunalis dedicatum est in honore genitricis Dei. Vergl. Will, a. a. O. S. 173 Nr. 49. — Bockenheimer, a. a. O. S. 49, dessen Erklärung der räumlichen Anordnung durchaus unklar bleibt.

1) Vergl. oben Sp. 199³⁾.

2) Chronica Albrici mon. M. G. SS. XXIII, 784: Sanctus Bardo ordinatur Mog. aeus, qui summum monasterium construxit, in quo sepultus est.

3) Vulculdi vita Bard. in Jaffé, Mon. Mog. 529. M. G. SS. XI, 321: Deinde, Conrado christianissimo imperatore eiusque conjugis Gisla imperatrice augusta una cum eorum serenissima prole Henrico tertio rege et nobili coniuge sua Conegunde invitatis, decem et septem episcopis conlaborantibus, eandem domum Dei [eccles. mai. Mog.] honorifice dedicavit. — Ann. Disibodenb. z. J. 1037 in Boehmer, Fontes III, 181: Sanctus archiepiscopus Bardo presente Cunrado imperatore indictione quinta IIII idus novembris consecravit monasterium sancti Martini sedis Magunciacensis archiepiscopatus, ymmo omnium Francorum, in honore sancti Martini cum multis episcopis et venerabilibus viris. — Zu demselben Jahre meldet die Domweihe auch Marian. Scott. in M. G. SS. V, 557: Sanctus archiepiscopus Bardo, praesenti Conrado imperatore, indictione V. quarto die Idus Novembr., feria quoque quinta, in qua crisima consecratur et multa etiam sancta et bona opera perficiuntur in qua equidem dominus noster Jhesus Christus in corpus

eben erfahren;¹⁾ es finden sich sonach zwei hervorragende Altäre im Dom, wovon der Marienaltar im Chor errichtet ward, und der Martinusaltar mit seinem Baldachin von einem Bogen überwölbt ist,²⁾ welcher als der westliche näher bestimmt wird. Diese Bezeichnung hebt freilich nicht über die Frage hinweg, ob der Bogen am westlichen Ende der Kirche gemeint ist, oder jener am Ostchore, dessen Angesicht dem Westen zugewandt war. Letztere Auffassung wäre dann besonders gerechtfertigt, wenn der östlichen Chornische sich eine Vierung vorgelegt und ein Bogenfeld über der Apsis und ein westliches am Ende des Schiffes erhoben hätte, eine Annahme, die geringe Wahrscheinlichkeit für sich hat. Zudem setzte sie eine sehr scharfe Unterscheidung von seiten des Biographen voraus, welche bei der summarischen Art seiner Angaben gerade in diesem Falle weniger zu vermuthen ist. Ich würde es für weit mehr angezeigt erachten, die Bezeichnung „westlich“ auf das westliche Ende der Kirche und jenen Bogen zu deuten, der als der westliche im eminenten Sinn zu fassen ist und jedem Besucher des Domes als solcher sich auf den ersten Blick darstellen mußte. Das war doch sicher nur bei einem westlichen Chorbogen der Fall. Da es wohl zulässig ist, den alten Martinsdom als westlichen Abschluss des neuen Domes anzunehmen, und gerade darin der Martinusaltar am ehesten gerechtfertigt ist, so möchte ich den in Bardo's Leben wiederholt erwähnten Altar dieses Namens im Westen vermuthen. Eine Unterstützung dieser Annahme muß wohl in der weiteren Thatsache gefunden werden, daß die große zwischen dem 15. und 17. August 1071 zu Mainz abgehaltene Synode³⁾ im Dom tagt innerhalb des umfriedigten Chorraumes vor den Schranken des Altars, welcher in der östlichen Apsis dem heil. Stephanus geweiht ist. Damit wäre der Titel eines dritten Altares gegeben. Der Hochaltar des Chores war der heil. Jungfrau geweiht; wir werden wohl kaum irren, wenn wir denselben im Osten vermuthen. Der Stephanusaltar lag sicher am Ostende, und es steht nichts im Wege, denselben hier anzunehmen, indem er nur weiter gegen das Schiff hin am Anfang des Chorraumes gestanden hätte. Die Anordnung auf dem Plane von St. Gallen⁴⁾ zeigt, daß eine derartige An-

1) s. oben Note 4), Sp. 202.

2) Vulculdi vita Bard. l. c. 529. Postremo circa ultimum vite sue finem honesta pictura insignire fecit eidem altari occidentalem arcum imminemtem.

3) Acta Syn. Cod. Udalr. Nr. 37. in Jaffé, Mon. Bamb. 72. Intra regiam maioris ecclesiae ante cancellos altaris protomartiris Stephani, quod in orientali abside consecratum est. Vergl. Bockenheimer a. a. O. S. 16. Wenn daselbst regia = Thüre, Eingang gedeutet und der Ort der Abhaltung der großen Synode, woran der Legat des Papstes, der Kaiser und zahlreiche geistliche Würdenträger theilnehmen (vergl. Will, a. a. O. S. 193, Nr. 63) an den Eingang, in das atrium (S. 17) verlegt wird, so bedarf eine solche Annahme keiner Widerlegung. Dafs regia, regiae im liturgischen Sprachgebrauche nur den Begriff von „Abschluss“ hat, steht unzweifelhaft fest und wird u. a. belegt durch folgende Stellen bei Anastas. Biblioth. ed. Migne, t. 128, no. 416 in Leo. III: Ingressum vero [S. Pauli] isdem Praesul ex marmoribus candidis miro decore ornavit, atque regias aereas posuit. Ferner l. c. no. 396: Fecit in basilica Dei Genitricis ad praesepe in ingressu praesepii regias vestitas ex argento purissimo. Wie sehr der in der Kirche von Schranken umschlossene Raum als Ehrenplatz anzusehen vergl. Kraus, Real-Encyclopaedie d. chr. Alterth. Altar, 8 S. 39. — Laib und Schwarz, Gesch. des chr. Altars, §. 13, S. 43.

4) Ferd. Keller, Baurifs d. Kl. St. Gallen. Zürich, 1844. Vergl. Otto, Roman. Bauk. S. 92 ff. Abb., wo unter d, g, h vergl. S. 95 in

nahme keineswegs gegen die Gewohnheiten der Zeit verstieft. Es wäre vielmehr damit die doppelhörige Anlage des Mainzer Domes auf Eigenthümlichkeiten historischer und liturgischer Art zurückgeführt. Die Quellenangaben werden in denselben Mafß verständlich und hören auf mit einander im Widerstreit zu stehen.¹⁾ Endlich begreift sich der im 13. Jahrhundert erbaute Westchor, der abermals an den Namen des heil. Martinus anknüpft und darin gewifs eine uralte Erinnerung vererbt.

Bardo's letzte Thätigkeit am Dom betraf die Schmückung jenes westlichen Bogens über dem Martinusaltar. Der Inhalt der Bilder wird nicht genannt; dagegen muß die Malerei von Belang gewesen sein und eine hervorragende Zierde für den Dom. Aus dem Umstande, daß die Malereien gerade an der einen Stelle erwähnt werden, darf vielleicht gefolgert werden, daß das Innere, welches von Bardo war einfach abgekalkt worden, überhaupt schmucklos geblieben war und nur jene vorzüglichste Stätte zunächst dem Martinusaltar spät erst malerischen Schmuck erhielt.

Bardo hat in den Dombau mit entscheidender Hand eingegriffen, und glücklicherweise haben die Quellen über Umfang und Einzelheiten seiner Thätigkeit in so weit berichtet, daß sie, wie kaum in einem anderen Fall, ein inhaltreiches Blatt der Baugeschichte des Domes füllen.²⁾

das Schiff hereingelegte, mittelst Schranken abgegrenzte Räume sich eingezeichnet finden, eine Einrichtung, welche übrigens dem römischen Brauch ganz geläufig war. Vergl. nur S. Clemente in Rom, die Kathedrale zu Ravenna (vergl. Conrad-Ricci bei Rohault de Fleury, Monuments de la Messe-Confessions, p. 106, pl. CXXVIII.) und die in den spanischen Kirchen bis zur Stunde übliche Anordnung des Coro, der, oft vom Presbyterium weit entfernt und nur durch einen Gang verbunden, inmitten des Schiffes sich findet. Street, Gothic Architecture in Spain, p. 16 und sonst.

1) So dürfte auch die Ansicht, daß der Willigis'sche Dom zu Ehren des heil. Stephan geweiht worden sei (Helwich, Prooem. de primord. metrop. bei Joannis, l. c. II, 211. — Falk, Kunstthätigkeit z. J. 1009, S. 3 ff. Ders. Willigis, a. a. O. S. 282 citirt nach Lib. I. reg. litt. eccl. Mog. zu Würzburg: In privilegii Ottonis imp. . . maior eccl. dicitur consecrata in hon. b. Mart., sed . . . in seq. privil. Henrici regis innuitur, quod sit fundata in hon. S. Steph.), darauf zurückzuführen sein, daß eben der vorerwähnte Altar des Ostchores dem heil. Stephanus gewidmet, und dieser zum Mitpatron des neuen Domes war erwählt worden. Thatsächlich erscheint im Mainzer Dom dem heil. Martin zunächst durch das ganze Mittelalter stets der heil. Stephanus. Da erwiesenermaßen gegen Ende des 10. Jahrhunderts, eben in der Zeit des Neubaus des Willigis'schen Domes bedeutende Vergabungen von Reliquien des heil. Stephanus aus der diesem Heiligen gewidmeten Kathedrale zu Metz erfolgten, z. B. nach Halberstadt (vergl. Elis, Dom zu Halberstadt, S. 11), so konnte aus Anlaß des Neubaus eine solche Uebertragung sehr wohl auch hierher erfolgt sein und den Anlaß geboten haben, Stephanus nunmehr in dem neuen Dom in hervorragender Weise zu ehren. Ohne nähere Aufklärung des Verhältnisses selbst zu geben, hält aber Will (a. a. O. S. 141, Nr. 164) eine Lösung der Frage im angedeuteten Sinn für durchaus angezeigt.

2) Bardo wurde in der Domkirche in dem Oratorium des heil. Martinus vor dem Kreuz bestattet. So Monach, Fuld. vita Bard. in Jaffé, Mon. Mog. p. 563. Vergl. Schneider, heil. Bardo S. 53 u. ders. in Krypta des Mainzer Domes Sp. 4 ff. u. Beil. I. Sp. 21 ff. Die gegen meine Darlegung aufgestellten Behauptungen von Bockenheimer a. a. O. S. 12 sind u. a. auch gegen die Annahme einer Krypta in dem damaligen Dom gerichtet. Es werden dabei jedoch die liturgisch-baulichen Gewohnheiten der Zeit übersehen (vergl. darüber bes. Rohault de Fleury Monuments de la Messe-Confessions, wo eine Fülle bezüglicher Zeugnisse vereinigt ist); die Begründung selbst stützt sich auf nicht beweiskräftige Quellen aus einer Zeit, da längst einschneidende Veränderungen gerade an den fraglichen Oertlichkeiten erfolgt waren.

(Fortsetzung folgt.)

Ueber die horizontalen Curvaturen an dorischen Tempelbauten.

1. Einleitung.

In meiner Schrift: „Die subjective Perspective und die horizontalen Curvaturen des dorischen Stils“*) habe ich einen Versuch zur Lösung des vielbesprochenen Räthfels der 1836 von Hoffer am Parthenon entdeckten und später von Penrose an einer ganzen Reihe dorischer Tempelbauten nachgewiesenen Curvaturen der horizontalen Linien gemacht. Es war ein Versuch, der von dem Princip ausging, die Gründe für jene merkwürdige Erscheinung nicht aus bloßen Vermuthungen zu schöpfen, sondern vielmehr als directe Folgerungen aus einer vergleichenden Zusammenstellung des vorhandenen Beobachtungsmaterials abzuleiten.

In einigen Besprechungen, die meiner Schrift von fachmännischer Seite gewidmet worden sind, wurde gegen meine Theorie der Einwand erhoben, sie stütze sich auf Thatsachen, die nicht sicher genug begründet seien, sondern mehr oder weniger den Charakter von Zufälligkeiten tragen. Nun läßt sich freilich schwer darüber streiten, ob eine bestimmte Beobachtungsthatsache auf Absicht oder auf Zufälligkeit beruht, zumal auf einem Gebiete, wo das Beobachtungsmaterial ein verhältnißmäßig spärliches ist. Indessen wie dem auch sein mag, so wird der genannte Einwand doch nur dann gerechtfertigt erscheinen, wenn die angezweifelte Thatsachen wirkliche Grundpfeiler der Theorie bilden, so daß diese mit ihnen steht und fällt. Dieses Moment dürfte aber von gegnerischer Seite nicht gehörig beachtet worden sein. Thatsächlich spielen jene angezweifelte Thatsachen in meiner Theorie eine so untergeordnete Rolle, daß ihr eventuelles Wegfallen derselben nicht den geringsten Eintrag thut.

In der Zwischenzeit wurden mir verschiedene neue Thatsachen bekannt, die in meiner ursprünglichen Schrift noch nicht verwerthet worden waren, die sich aber auf so überraschende Weise unter meine Erklärung unterordneten, daß mir diese mehr und mehr den Charakter eines überzeugenden Indicienbeweises zu gewinnen schienen.

Diese Gründe sind es, die mich veranlassen, auf den Gegenstand von neuem zurückzukommen.

Ich hatte die angedeuteten neuen Beweismomente bereits am 1. Juni 1880 der Archäolog. Gesellschaft zu Berlin vortragen und demnächst in einem Aufsätze niedergelegt, welcher 1½ Jahre bei der Redaction der „Zeitschrift für bildende Kunst“ ruhte und von mir endlich zurückgezogen wurde, nachdem er durch das Erscheinen von Herrn Durm's „Baukunst der Griechen“**) veraltet war.

Mit Bezug auf die in diesem Werke enthaltene heftige Polemik gegen die Curvaturenlehre sei zunächst darauf hingewiesen, daß der Verfasser, wie er (S. 109) ausdrücklich zugiebt, die Hauptresultate der Penrose'schen Vermessungen in Bezug auf die Curvaturen durch sein eigenes Nivellement vollkommen bestätigt gefunden hat. (Wenn S. 114 gesagt ist, Penrose stelle die Sachen schöner dar als sie in Wirklichkeit sind, so bezieht sich dies nicht auf die Curvaturen son-

dern auf andere Dinge.) Es ist lediglich die absichtliche Herstellung der Curvaturen, an welche Herr Durm sich nicht entschließen kann zu glauben. Wesentlich neue Gesichtspunkte zur Beurtheilung dieser Streitfrage fand ich indessen in dem in Rede stehenden Werke nicht; der Verfasser verfiel den aus seiner früheren Publikation („Aus Attica“, Zeitschr. f. Bauw. 1871) bekannten Standpunkt, ohne daß sich eine Einwirkung der hierauf erfolgten Entgegnungen bemerklich machen würde. Trotzdem glaubte ich es meiner aufrichtigen Hochachtung vor diesem hervorragenden Kenner der hellenischen Kunst schuldig zu sein, die Beobachtungsthatsachen einer abermaligen eingehenden Prüfung zu unterwerfen. Durch dieselbe bin ich indessen in meiner Ueberzeugung von der Ursprünglichkeit und Absichtlichkeit der Curvaturen nur bestärkt worden. — Ich begnüge mich zuvörderst damit, Herrn Durm gegenüber das eine hervorzuheben:

Würde man nur bei dem einzigen Parthenon die räthselhaften Curvaturen gefunden haben und aus der bloßen Existenz dieser ohne weiteres auch auf ihre Absichtlichkeit geschlossen haben, so würde gewiß jedermann Herrn Durm Recht geben. So liegt aber die Sache nicht. Man fand vielmehr die nämliche Erscheinung an einer ganzen Reihe von Bauten, und zwar bei sämtlichen in übereinstimmendem Betrage und stets in einer ganz bestimmten Beziehung zu gewissen andern Besonderheiten des Baues. Lediglich diese überraschende Uebereinstimmung der näheren Umstände ist es, welche zu der Schlußfolgerung der Absichtlichkeit und zu dem Versuche führt, eben an diesen übereinstimmenden Merkmalen den Hebel für die Erklärung anzusetzen. Ein solches Vorgehen wird durch die allerersten Grundsätze wissenschaftlicher Forschung gefordert. Jeder nüchterne Forscher wird sich ganz gewiß sehr wohl besinnen, bis er sich entschließt, an die Absichtlichkeit einer solch merkwürdigen Constructionsweise zu glauben. Wenn aber Herr Durm diesen Glauben mit den Ausdrücken „Abenteuerlichkeit“ und „Köhlerglauben“ bezeichnet, so ist darauf zu erwidern, daß der Glaube an die Zufälligkeit der noch viel merkwürdigeren Uebereinstimmung der bezüglichen Verhältnisse bei den einzelnen Bauten in noch viel höherem Grade als abenteuerlich bezeichnet werden müßte.

Da ich nicht sagen kann, daß meine Erklärung des in Rede stehenden Phänomens von allen denjenigen, die sich darüber geäußert haben, immer in richtigem Sinne reproducirt worden wäre, und da in der That auf einem Gebiete, wo sich Thatsachenbeweis und Speculation so nahe berühren, Mißverständnisse sehr leicht entstehen können, so mag im Folgenden zunächst das Wesentliche meiner Theorie kurz resumirt werden. Ich beschränke mich dabei auf die Grundzüge, indem ich bezüglich aller Specialerörterungen, sowie aller Argumente zweiter Ordnung, ästhetischer Controversen, schriftstellerischer Zeugnisse, Literaturangaben u. s. w. den Leser auf meine oben erwähnte Schrift verweise.

Es liegt mir vor allem daran, nachzuweisen, daß ich nicht sowohl auf speculativem Wege vorgegangen bin, sondern daß ich lediglich die Grundsätze der exact-wissenschaftlichen Forschungsmethode zur Anwendung gebracht habe,

*) Stuttgart. 1879. Verl. v. Konr. Wittwer. — Bezüglich der in Betracht kommenden Literatur gestatte ich mir auf diese Schrift zu verweisen.

**) II. Theil, 1. Bd. des „Handbuchs der Architektur“. Darmstadt 1881. Verl. von Joh. Ph. Diehl.

um aus den vorhandenen empirischen Thatsachen das leitende Gesetz zu abstrahiren, — ein Princip, dessen nothwendige Anwendung in der Kunstwissenschaft ich in meiner Abhandlung „Die Stellung der Mathematik zur Kunst und Kunstwissenschaft“*) näher dargelegt habe.

2. Uebersicht über die Theorie.

Meine Theorie geht von der Thatsache aus, daß die Curvaturen sich nur an dorischen Monumenten finden und demgemäß als eine Eigenthümlichkeit des dorischen Stils angesehen werden müssen. Es ist dies eine Voraussetzung, mit der meine Theorie allerdings steht und fällt. Wenn aber gegen dieselbe seitens der Kritik der korinthische Tempel des Jupiter Olympius zu Athen geltend gemacht worden ist, an dessen Stylobat Penrose Curvaturen nachgewiesen hat: so ist dagegen zu erinnern, daß Vitruv (Lib. VII, Praef.) berichtet, der Unterbau dieses Tempels sei schon unter den Pisistratiden ausgeführt, der Oberbau jedoch erst unter Antiochus Epiphanes (bezw. Hadrian) vollendet worden. Der Tempel war also sicher ursprünglich dorisch projectirt, wenn auch der (nicht curvirte) Oberbau nachträglich korinthisch ausgeführt wurde,**) wie denn auch die Curvaturen genau den nämlichen Betrag aufweisen (1 : 1000 an den Langseiten, $\frac{3}{2}$: 1000 an den Fronten) wie am älteren (pisistratischen) Parthenon. — Es bleibt somit die Thatsache bestehen, daß trotz dem fast bis zur Manie gesteigerten Eifer, mit welchem allüberall nach Curvaturen gefahndet wurde, es doch bis jetzt nur an dorischen Bauten gelungen ist, solche nachzuweisen. Sollte in der Folgezeit je einmal der Fall eintreten, daß ein jonischer Bau mit Curvaturen aufgefunden wird, so würde ich der erste sein, der den Vernichtungstrich durch meine Theorie macht.

Wurde ich schon durch die vorgenannte Thatsache zu dem Schlusse gedrängt, daß die Curvaturen sich aus irgend einer Besonderheit des dorischen Stils erklären lassen müssen: so führte mich die genauere Vergleichung der bei den verschiedenen curvirten Bauwerken zu Tage tretenden übereinstimmenden Merkmale zu der Wahrnehmung einer näheren Beziehung, welche zwischen den Curvaturen einerseits und der charakteristischen Säulenstellung der dorischen Tempelfaçade andererseits thatsächlich besteht.

Durch den „Ecktriglyphen-Conflict“ (d. h. durch den Umstand, daß an der Ecke die äußerste Säulenachse nicht unter die Mitte der mit ihr correspondirenden Ecktriglyphe gesetzt werden konnte, sondern nach innen hereingerückt werden mußte,) war eine geringere Breite des äußersten Säulenzwischenraumes bedingt, — ein Uebelstand, der von den alten Architekten bekanntlich sehr wohl als solcher empfunden wurde. Eine curvirte dorische Tempelfaçade zeigt demzufolge die Eigenthümlichkeit eines nach rechts und links sich verjüngenden leichten Abfallens, welches sich einerseits hinsichtlich der Breitendimensionen in der Verjüngung der äußeren Intercolumnien —, andererseits hinsichtlich der Höhendimensionen in den nach beiden Seiten abfallenden Curvaturen zu erkennen giebt.

Zwischen diesen beiden Momenten — Intercolumnienverjüngung und Curvaturen — besteht nun thatsächlich eine

*) Vortrag, gehalten am Schinkelfest 1880. Berlin 1880, Verl. von Ernst und Korn.

***) Auch Herr Durm führt denselben (S. 142) unter den dorischen Monumenten auf.

merkwürdige gegenseitige Beziehung. Wie die vorliegenden Thatsachen beweisen, entspricht einem größeren oder geringeren Betrag des einen stets auch ein größerer oder geringerer Betrag des andern. Eine Zusammenstellung der bezüglichen Thatsachen, welche ich ausdrücklich als den Kern meiner ganzen Theorie bezeichne, wird nachher vorgeführt werden, nachdem zuvor einige zum Verständniß nothwendige Erörterungen vorangegangen sein werden.

Nehmen wir vorläufig an, der genannte Thatsachenbeweis sei wirklich erbracht, so würde derselbe nunmehr den Schlüssel bilden für den zweiten —, den speculativen Theil der Theorie, welcher die Aufgabe hat, aus dem constatirten Zusammenhange zwischen Intercolumnienverjüngung und Curvaturen die Motive abzuleiten, welche die Alten zu der Aufnahme jener merkwürdigen Constructionsweise veranlaßt haben konnten.

Von dem gewonnenen Gesichtspunkt aus drängen sich uns in dieser Hinsicht ungesucht folgende Erwägungen auf:

Steht man vor der Mitte einer Reihe von gleich hohen Säulen mit gleichen Zwischenweiten, so wird die dem Beschauer am nächsten befindliche Mittelpartie dem Auge nothwendig größer erscheinen als die entfernteren Partien an den beiden Enden. Demgemäß nimmt das Auge ein nach beiden Seiten abfallendes Verjüngen wahr, das sich in gleicher Weise auf die Breitendimensionen wie auf die Höhendimensionen erstreckt, so daß einerseits die Intercolumnienbreiten sich nach den Enden hin zu verjüngen, andererseits die Säulenköpfe eine nach links und rechts sanft abfallende Bogenlinie zu beschreiben scheinen*). — Mit Bezug auf diese dem Auge und dem Bewußtsein geläufige allgemeine Erscheinungsform hatte nun bei der dorischen Tempelfaçade die alleinige Breiten-Verjüngung der Intercolumnien eine für das Auge so ungewohnte Gesamterscheinung, eine so auffallende Störung der perspectivischen Harmonie zur Folge, daß dadurch wohl das Bedürfnisgefühl erweckt worden sein konnte, das gestörte Gleichgewicht

*) Bei längeren Façaden kommt die gewölbte Form der horizontalen Linien in der That deutlich zur Wahrnehmung. (Sehr auffällig tritt diese scheinbare Curvatur z. B. in's Auge bei der Colonnade vor der Nationalgalerie zu Berlin, wenn man sich vom Lustgarten aus derselben nähert.) — Es mag nicht unerwähnt bleiben, daß schon Hoffer die factischen Curvaturen der griechischen Tempel mit dieser subjectiv-perspectivischen Erscheinung in Beziehung brachte. Er sagt: Man beobachtete, „daß jede lange Façade, wenn man vor der Mitte derselben steht und nach den beiden Endpunkten sieht, nach diesen hin niedriger zu werden scheint, und zwar um so mehr, je länger dieselbe ist. Sollten nun die Griechen, welche mit den Gesetzen der Optik und Perspective so innig vertraut waren, nicht die Idee gehabt haben, daß wenn sie jene Neigung nach beiden Seiten hin schon an den Gebäuden anbrächten, dieselben dem Beschauer länger erscheinen würden, als sie in Wirklichkeit beständen?“ — Wenn ich übrigens, gestützt auf die beglaubigte Thatsache, daß die Empfindlichkeit des Auges für die Wahrnehmung jener sanften Bogenlinien bei verschiedenen Individuen die größte Verschiedenheit zeigt, die Hypothese aufstellte, das noch unverdorbenes Auge der Griechen möchte vermöge ihres thatsächlich vorhandenen überaus feinen optischen Gefühls in dieser Beziehung vielleicht empfindlicher gewesen sein als das Durchschnittsauge in unsrem geradlinigten Zeitalter, (welches bekanntlich Goethe im „Faust“ mit den der Phorkyas in den Mund gelegten Worten charakterisirt:

„... Dort hingegen, dort

Ist alles senk- und waagrecht und regelhaft,

So starr, so wohl in Fugen, spiegelglatt wie Stahl!“)

—: so ist das freilich bloß Hypothese, über welche zu streiten keinen Sinn hat, und welcher ich als Beweismittel selbstverständlich nicht die geringste Bedeutung beimesse. Wenn mir aber die Meinung imputirt wird, daß die Griechen „alles Gerade krumm sahen und vielleicht in der Folge alles Krumme gerade“: so ist das eine Hyperbel von Herrn Durm, welche wohl kaum ernst gemeint sein dürfte.

dadurch wiederherzustellen, daß man — entsprechend der dem perspectivischen Bewußtsein geläufigen Erscheinungsform — mit dem verjüngenden Abfallen der Breitendimensionen ein gleichzeitiges Abfallen der Höhendimensionen nach beiden Seiten correspondiren ließe. Wenn die optische Wirkung einer solchen Correspondenz genauer analysirt werden soll, so können wir sagen: Das Auge nahm schon an und für sich eine nach rechts und links abfallende Verjüngung der Breiten- und Höhendimensionen wahr; beim dorischen Bau erfuhr aber die diesbezügliche Verjüngung der Breitendimensionen eine scheinbare Verstärkung durch die geringere Breite der äußersten Intercolumnien. Zur Wiederherstellung des Gleichgewichts mochte daher auch die Verjüngung der Höhendimensionen einer entsprechenden Verstärkung bedürftig erscheinen, und diese wurde durch die Curvaturen bewirkt.

Es bezieht sich diese Erklärung nicht bloß auf die Curvaturen des Gebälkes, sondern in gleicher Weise auch auf diejenigen des Stylobats, insofern bei der erhöhten Stellung der dorischen Tempel die Primärstellung des Auges (vergl. meine „Subjective Perspective“) den Bau stets um erhebliches unterhalb der Oberkante des Stylobats traf.

Wird man durch diese Erwägungen zu dem Schlusse geführt, daß die Curvaturen als eines der mannichfachen Versuchsmittel aufzufassen sein möchten, die üblen Folgen des berüchtigten „Ecktriglyphen-Conflict“ auszugleichen, so stehen die mit den Curvaturen verknüpften praktischen Constructionsschwierigkeiten in der That vollkommen im Verhältniß zu dem Uebermaße von Aengstlichkeit, das die Griechen nach Vitruv's Zeugniß dem Ecktriglyphen-Conflict entgegengebracht haben. Wenn diese Aengstlichkeit so weit ging, daß bedeutende Meister darob sogar an dem ganzen dorischen Stil verzweifelten (Vitruv IV, 3), so konnte sie wohl auch im Stande gewesen sein, das Curvaturen-Unternehmen zu veranlassen.

Meine Erklärung ist u. a. als „überaus künstlich“ bezeichnet worden. Ich kann hiegegen schließlichs nur wiederholen, daß es nicht sowohl die nackten Curvaturen sind, welche wir zu erklären haben, als vielmehr der bereits durch die Thatsachen erwiesene merkwürdige Zusammenhang zwischen Curvaturen und Intercolumnienverjüngung. Der genannte Vorwurf trifft viel mehr jene außerhalb der Speculation liegenden Thatsachen als die Speculation selbst.

3. Nähere Begründung der Theorie.

Man könnte gegen die im vorangehenden Abschnitt dargelegten Anschauungen zunächst den Einwand erheben (und hat ihn auch erhoben), die geringere Breite der einzigen äußersten Intercolumnie hätte nicht den Eindruck einer allmähigen Verjüngung sämtlicher Intercolumnien hervorbringen können, wie es doch die gegebene Erklärung zu erfordern scheint.

Wiewohl sich für die Möglichkeit eines solchen Eindrucks allerdings manches anführen läßt, so ist doch zuzugeben, daß man über dergleichen optische Wirkungen streiten kann. Ich will daher die Berechtigung des in Rede stehenden Einwurfs nicht ganz abweisen. Ich kann in dieser Richtung sehr wohl ein gewisses Zugeständniß machen, ohne meine Erklärung zu schädigen. Der Einwand würde nämlich nur dann wirklich schwerwiegend sein, wenn ich

behaupten wollte, die Intercolumnienverjüngung hätte mit innerer Nothwendigkeit zu dem Versuch führen müssen, dieselbe durch die Curvaturen zu neutralisiren. Dies ist aber ja nicht der Fall, es handelt sich vielmehr nur um die bezügliche psychologische Möglichkeit. Ich sage nicht, die Intercolumnienverjüngung hätte nothwendig den Eindruck eines allmähigen perspectivischen Verjüngens hervorbringen und eben deshalb nothwendig auch die Curvaturen nach sich ziehen müssen. Was ich behaupte, ist vielmehr nur das: In der Verjüngung der äußersten Intercolumnie lag eine das Auge unangenehm berührende Erscheinung vor, welche das Bestreben wachrief, dieselbe irgendwie zu neutralisiren. Bei den mannichfachen Versuchen, welche in dieser Beziehung von den Alten thatsächlich —, jedoch stets mit mehr oder weniger unbefriedigendem Erfolge unternommen wurden, konnte wohl auch der Gedanke auftauchen, den unangenehmen Eindruck durch eine mit der thatsächlichen Breitenverjüngung correspondirende Höhenverjüngung zu neutralisiren, — ein Versuch, der aber schließlichs auch nicht vollkommen befriedigen konnte, (meinetwegen u. a. vielleicht eben deshalb, weil die Intercolumnienverjüngung nicht eine stetige war).

Es ist für die Beurtheilung der in Rede stehenden Frage von schwerwiegendster Bedeutung, daß gar nicht selten, so namentlich bei den sicilianischen Bauten, die Säulennachsen unter den mit ihnen correspondirenden Triglyphenmitten weg in der Art verschoben wurden, daß eine Stetigkeit in der Abnahme der Intercolumnien in Wirklichkeit hergestellt wurde. Es deutet dies doch wohl direct auf ein zum vollen Bewußtsein gekommenes Bedürfnis hin, den Eindruck der Stetigkeit hervorzubringen, und beweist klar, daß die Alten über die in Rede stehenden optischen Verhältnisse sehr vielfach meditiert und speculiert haben.

Indessen läßt sich auch bei denjenigen Bauten, wo eine stetige Intercolumnienverjüngung nicht wirklich vorhanden ist, doch manches für die Möglichkeit des bestrittenen Eindruckes geltend machen:

Bei dem weitaus häufigsten Falle, wo 6 Säulen in der Front standen, verglich das Auge die 2 Intercolumnien zwischen den 3 Säulen rechts und ebenso diejenigen links je mit einander, wodurch sehr wohl der Eindruck einer allmähigen Verjüngung rechts und ebenso links entstehen konnte. Aber auch bei einer größeren Anzahl von Säulen, wie z. B. an den Parthenon-Fronten oder an den Langseiten erscheint ein solcher Eindruck nicht ausgeschlossen. Denn beim Beschauen nahm das Auge schon in Folge der perspectivischen Wirkung eine stetig verlaufende Verjüngung wahr; die geringere Breite der äußersten Intercolumnie, (auf welcher das Auge beim Ueberfliegen der Façade länger verweilte als auf den übrigen, weil dort die jedesmalige Umkehr des Blickes stattfand,) konnte dann keine Aenderung in dem Eindruck der Stetigkeit der Abnahme, sondern nur eine Beeinflussung des Urtheils über deren Größe bewirken, so daß die Vorstellung einer stärkeren, aber immer noch stetigen Verjüngung resultierte. — Man kann sich von der Rich-

Fig. 1.



tigkeit des Gesagten leicht schon durch die Betrachtung einer Abbildung, selbst eines bloßen Grundrisses (wie Fig. 1,

Grundrifs der Parthenon-Front) überzeugen. Ich möchte diese Wirkung der einen schmaleren Intercolumnie in gewissem Sinne vergleichen mit der Wirkung eines einzigen Schatten-Pinselstriches in der Decorationsmalerei, welcher trotz der thatsächlich vorhandenen Unstetigkeit doch dem unbefangenen Auge die Vorstellung einer continuirlichen Rundung zu erzeugen im Stande ist.

Dafs es in erster Linie der Vergleich der äufsersten Intercolumnie mit ihrer Nachbar-Intercolumnie ist, welcher

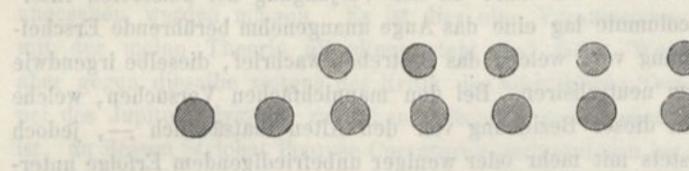


Fig. 2.

Poseidontempels zu Pästum) sind ebenfalls die letzte und vorletzte Intercolumnie gleich und beide kleiner als die übrigen; der Unterschied ist aber hier ein viel geringerer als in Fig. 2. Hier (beim Poseidontempel) dürfte eine Verjüngung kaum zur Wahrnehmung kommen.

Ich gelange damit zu den bereits erwähnten neuen Thatsachen, die in meiner ursprünglichen Schrift noch nicht verwerthet sind, sich aber auf überraschende Weise in die Theorie einfügen. Dieselben betreffen die in dem Werke von Aurès zusammengestellten Vermessungsresultate am Poseidontempel zu Pästum.*)

Schon Penrose hatte die an diesem Tempel auftretende Besonderheit beobachtet, dafs nur die Fronten (und zwar in dem gewöhnlichen Betrage $\frac{3}{2} : 1000$) curvire sind, nicht aber die Langseiten. Während nun bei andern dorischen Tempeln der Ecktriglyphen-Conflict an den Fronten und an den Langseiten auf die nämliche Weise ausgeglichen wurde, fand er bei dem in Rede stehenden Tempel an beiden

Poseidontempel von Pästum (nach Aurès).

Fig. 4. Front.

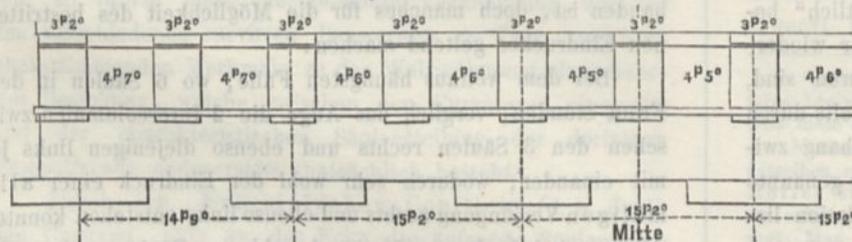
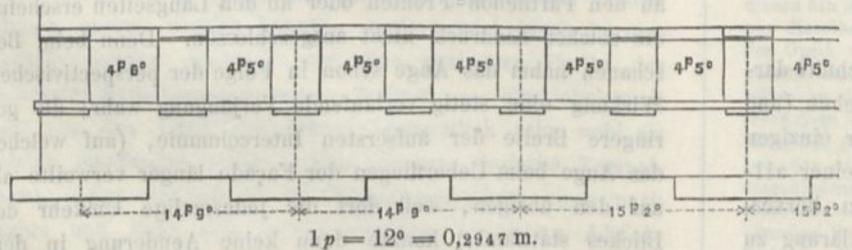


Fig. 5. Langseite.



Façaden verschiedene Lösungen. An jeder Façade wurde — offenbar, um die Intercolumnienverjüngung etwas abzu- schwächen — die zweitletzte Säule etwas gegen die Mitte hin verschoben, und zwar an den Langseiten (s. Fig. 5) so stark, dafs sie genau in die Mitte zwischen die letzte und drittletzte Säule zu stehen kam und ihre Achse ziemlich

die Vorstellung des Beschauers hinsichtlich der scheinbaren Verjüngung beeinflusst, zeigt sich recht deutlich an Fig. 2, wo diese zwei äufseren Intercolumnien unter sich gleich, jedoch beide kleiner als die dritte und die übrigen sind. Hier kommt die Verjüngung dem vorurtheilslosen Beschauer kaum zum Bewußtsein. Die Verhältnisse in Fig. 2 sind übrigens besonders ungünstig, da hier (behufs Vergleichung mit Fig. 1) die sehr starke Intercolumnienverjüngung am Parthenon zu Grunde gelegt ist. In Fig. 3 (Langseite des

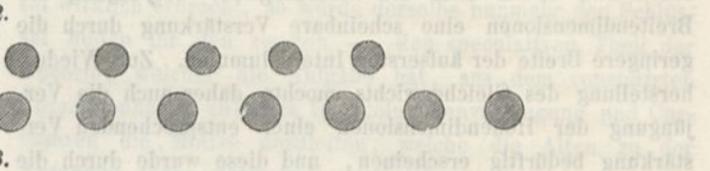


Fig. 3.

viel von der entsprechenden Triglyphen-Mitte abwich. Die Achsentfernungen der Säulen hatten von aussen nach innen der Reihe nach die Beträge: $14^{\text{P}} 9^{\circ}$, $14^{\text{P}} 9^{\circ}$, $15^{\text{P}} 2^{\circ}$, u. s. f. ($1^{\text{P}} = 12^{\circ} = 0,2947$ m). An den Fronten (s. Fig. 4) war dagegen die Verschiebung eine viel geringere, die Inter- columnien hatten von aussen nach innen die Beträge: $14^{\text{P}} 9^{\circ}$, $15^{\text{P}} 2^{\circ}$, $15^{\text{P}} 2^{\circ}$, u. s. f. — In Uebereinstimmung mit dieser Verschiedenheit hinsichtlich der Ausgleichung des Ecktriglyphen-Conflict zeigen nun auch beide Façaden hinsichtlich der Curvaturen ein verschiedenes Verhalten: Die Langseiten, wo eine Intercolumnienverjüngung nicht merklich zur Wahrnehmung gelangt, sind nicht curvire; nur an den Fronten, an welchen die Intercolumnienverjüngung sich bemerkbar macht, sind Curvaturen angebracht.

Man kann nun freilich diese Erörterungen über den Ausgleich des Ecktriglyphen-Conflict als „kleinliche Grübeleien“ bezeichnen, die nur am geometrischen Aufriß Sinn und Möglichkeit haben, am Bau selbst aber vollkommen verschwinden. Ja, man kann so weit gehen, die besprochenen Säulen-Verschiebungen für bloße „Zufälligkeiten“ zu erklären. Indessen ist daran zu erinnern, dafs der geometrische Aufriß nicht bloß auf dem Reifsbrett, sondern auch in der innern Anschauung des projectirenden Künstlers vorhanden war und in dessen geistigen Conceptionen eine sehr maafsgebende Rolle spielte. Es läßt sich nun einmal die Thatsache nicht weglängnen, dafs uns fast an jedem Bau wieder eine andere wohlerrungene Modification der Lösung des Ecktriglyphen-Problems entgegentritt und dafs eine Zusammenstellung dieser verschiedenen Lösungsversuche (selbst mit Weglassung alles dessen, was eventuell als Zufälligkeit zugestanden werden könnte,) in bemerkenswerthester Uebereinstimmung steht mit dem oben erwähnten Berichte Vitruv's über die Bedeutung, die gerade diesem Problem im Alterthum zuerkannt wurde. Gegenüber solchen Zeugnissen scheint mir ein schablonisirendes Hinwegsetzen über jene feineren Modalitäten nicht zulässig zu sein. Wenn ferner Herr Durm die angeblich „verschwindende Wirkung“ der Curvaturen und anderer Ausgleichs-finessen des Ecktriglyphen-Conflict als Grund gegen deren Absichtlichkeit geltend macht, so dürfte dieser Einwand vollkommen aufgewogen werden durch das von mir hervorgehobene psychologische Moment, dafs eben das Bewußt-

*) Aurès, Étude des dimensions du grand temple de Paestum. Paris, Baudry, 1868.

sein von der vorhandenen wunden Stelle (gleich einem „bösen Gewissen“) die treibende Kraft bildete, welche zu der Inangriffnahme aller möglichen Ausgleichsmittel anspornte, wenn auch die hierbei aufgewendete Mühe schliesslich in keinem Verhältniß zu dem erzielten Effekte stand. Ging doch dieses böse Gewissen sogar so weit, die ganze dorische Bauweise wegen des nicht verwischbaren Makels zu verwerfen! — Ich glaube in der That, daß diesem psychologischen Moment, welches allein im Stande erscheint, dem Curvaturenglauben den ihm von Herrn Durm beigelegten Charakter der Abenteuerlichkeit zu benehmen, eine ganz erhebliche Bedeutung für die Beurtheilung der in Rede stehenden Frage beizumessen ist. Die nähere Betrachtung dieses Ringens des künstlerischen Gewissens nach einer unerreichbaren Vollkommenheit kann unsre Bewunderung und Hochachtung vor den hellenischen Meistern nur erhöhen.

Es zeigen freilich nicht alle Bauten die gleiche Empfindlichkeit dem Ecktriglyphen-Conflict gegenüber. Hier ist es nun besonders beachtenswerth, daß gerade bei denjenigen Tempeln, welche durch Curvaturen ausgezeichnet sind, sich auch in anderen Umständen (wie Verschiebung der Säulennachsen und dergl.) eine besonders ängstliche Sorgfalt in der Ausgleichung bemerklich macht, daß dagegen bei den nicht curvirten Tempeln meist auch auf jeden anderweitigen Ausgleichsversuch verzichtet ist (Beispiele: die sehr genau vermessenen Tempel zu Aegina und zu Phigalia), wobei es dahingestellt bleiben muß, ob im einzelnen Falle eine geringere Empfindlichkeit des betreffenden Künstlers oder bewußte Resignation vorliegt. Das Gesagte trifft wenigstens bei allen denjenigen Monumenten zu, deren heutiger Zustand noch einen bezüglichen Nachweis gestattet. —

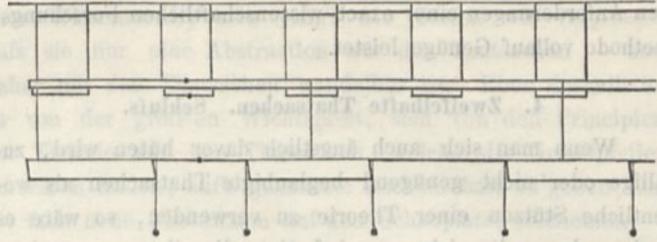
Indem ich hinsichtlich weiterer Detailerörterungen auf meine ursprüngliche Schrift verweise, gebe ich schliesslich bereitwilligst zu, daß ein penibler Splitterrichter noch gar manche Einwendungen gegen meine Erklärung erheben kann. Bezeichnen doch ihr zufolge die Curvaturen nur einen Versuch, die üblen Folgen des Ecktriglyphen-Conflict zu neutralisiren, — einen Versuch, welcher wieder neue Conflict nach sich zog und welcher der Natur der Sache gemäß seine Absicht niemals zur vollkommenen Befriedigung erreichen konnte. Der Schwerpunkt meiner Theorie liegt ja wie gesagt nicht in der vorangehenden speculativen Erklärung, sondern in dem durch die Thatsachen constatirten Zusammenhang zwischen Curvaturen und Intercolumnienverjüngung. Aus diesem thatsächlichen Zusammenhange ziehe ich den Schluss auf einen causalen Zusammenhang. Mag man an meiner Erklärung des causalen Zusammenhangs noch so viel mäkeln, so ändert dies doch kein Jota an dem thatsächlichen Zusammenhang.

Zur Begründung des letzteren lasse ich nünmehr eine Zusammenstellung der bezüglichen, zum Theil im Vorangehenden bereits näher besprochenen, Thatsachen folgen:

- 1) Die Curvaturen finden sich nur an dorischen Bauten,
- 2) und zwar nur an solchen, welche auch sonst peniblere Ausgleichsversuche des Ecktriglyphen-Conflict zeigen.
- 3) Die relativen Curvenbeträge (d. i. Pfeilhöhe im Verhältniß zur Länge) haben durchweg übereinstimmende Normalwerthe, und zwar bei allen älteren Bauten an den Langseiten: 1 : 1000, an den Fronten: $\frac{3}{2}$: 1000, was

4) damit in Uebereinstimmung steht, daß auch die Intercolumnienverjüngung an den Langseiten (wegen der größeren Façadenlänge) eine geringere relative Größe aufweist als an den (kürzeren) Fronten.*)

Fig. 6. Parthenon, Ostfront (nach Penrose).



5) Bei dem jüngeren Parthenon (vergl. Fig. 6) hat die Intercolumnienverjüngung sowohl an den Fronten wie an den Langseiten einen erheblich stärkeren Betrag als bei den älteren Bauten, indem jedesmal die zweitletzte Säulennachse unter der mit ihr correspondirenden Triglyphenmitte weg etwas nach außen verschoben ist. Damit correspondirt strikte eine entsprechende Verstärkung der Curvaturen sowohl an den Langseiten als an den Fronten, und zwar je um die Hälfte der früheren Normalbeträge, also $\frac{3}{2}$: 1000 und $\frac{9}{4}$: 1000.**)

6) Das einzige uns bekannte Beispiel (Poseidon-Tempel zu Pästum), wo Fronten und Langseiten ein verschiedenes Verhalten hinsichtlich des Ausgleichs des Ecktriglyphen-Conflict zeigen, ist gleichzeitig auch das einzige bekannte Beispiel, wo sie sich hinsichtlich der Curvaturen verschieden verhalten. An den Langseiten ist in Folge der Gleichheit der letzten und vorletzten Intercolumnie der Eindruck eines verjüngenden Abfallens nach rechts und links aufgehoben; in Correspondenz damit sind auch die Curvaturen unterdrückt, während die Fronten, welche eine merkliche Intercolumnienverjüngung zeigen, auch curviren sind.

Stellen wir demnach die Definition auf, unter dem „relativen Verjüngungsbetrag der Intercolumnien“ sei verstanden: das Verhältniß des Unterschiedes der zweitletzten und letzten Intercolumnie zur Façadenlänge, so ist durch die vorgeführten Thatsachen die consequenteste Beziehung zwischen diesem relativen Verjüngungsbetrag und dem relativen Betrag der Curvaturen constatirt. Mit einem kleineren oder größeren Werth des einen correspondirt ein kleinerer oder größerer Werth des andern, dem Werthe Null des einen entspricht der Werth Null des andern.

Dies sind jene Thatsachen, von denen ich zu Anfang behauptete, die Zufälligkeit der durch sie constatirten Uebereinstimmung der näheren Umstände bei den verschiedenen Bauten wäre in noch höherem Grade unglaublich als die Absichtlichkeit der Thatsache der Curvaturen. Wenn auch das vorhandene Thatsachenmaterial nicht gerade reichlich ist, so wird man sich doch der Ueberzeugung nicht verschließen können, daß sich darin ein bewußtes System ausspricht. Auch ist es nicht ohne Bedeutung, daß dabei gerade diejenigen zwei Monumente eine hervorragende Rolle spielen,

*) Selbstverständlich kann es sich hier nicht um ein minutiöses Austüfteln einer genauen Proportionalität der beiderseitigen Beträge handeln, sondern lediglich um ein allgemeines Correspondiren gewisser Normalbeträge.

**) Bei dem Tempel zu Nemea scheinen die Verhältnisse ähnlich zu liegen. Genauere Erhebungen in dieser Richtung würden sehr dankenswerth sein.

welche allgemein als mustergiltig für den dorischen Tempelbau anerkannt sind.

Ich glaube hiermit den Nachweis erbracht zu haben, daß meine Curvaturtheorie nicht auf bloßer Speculation beruht, sondern auf einem Thatsachenbeweis, welcher den Anforderungen einer exact-wissenschaftlichen Forschungsmethode vollauf Genüge leistet.

4. Zweifelhafte Thatsachen. Schlufs.

Wenn man sich auch ängstlich davor hüten wird, zufällige oder nicht genügend beglaubigte Thatsachen als wesentliche Stützen einer Theorie zu verwenden, so wäre es doch andererseits nicht gerechtfertigt, dieselben von Anfang an als vollkommen werthlos auf die Seite zu werfen. Hat man vielmehr auf Grund des unverdächtigen Thatsachen-Materials das Princip zur Lösung der in Behandlung stehenden Frage gefunden, so wird von diesem aus nachträglich ein Licht auf das als verdächtig zurückgestellte Material fallen. Findet sich, daß eine gewisse Erscheinung, die ursprünglich unter dem Verdacht der eventuellen Zufälligkeit stand, sich in überraschender Weise unter die Theorie unterordnet, so wird man geneigt sein, dies als ein Entlastungsmoment anzusehen und die fragliche Thatsache nachträglich von dem Vorwurf der Zufälligkeit freizusprechen.

Eine solche Bewandnifs hat es mit den Ausgleichs-Details des Ecktriglyphen-Conflicts am Parthenon, die ich in meiner ursprünglichen Schrift als beabsichtigte Finessen dargestellt habe und die von verschiedenen Kritikern beanstandet worden sind. Es wurde daraus zum Theil der Vorwurf für meine Theorie abgeleitet, dieselbe stütze sich auf Thatsachen, welche nicht genügend beglaubigt seien. — Nun gebe ich gerne zu, daß es sich hier wirklich um Dinge handelt, über die sich streiten läßt. Nur bitte ich im Auge zu behalten, daß dadurch die eigentliche Curvaturtheorie in keiner Weise beeinflusst wird. Die Sache ist kurz folgende:

Es wird sich unwillkürlich die Frage aufdrängen, was wohl der Grund dafür gewesen sein mochte, daß am Parthenon die Achse der zweitletzten Säule unter der mit ihr correspondirenden Triglyphenmitte weg nach außen verschoben wurde. Es ist dies eine Frage apart für sich, welche die Curvaturfrage zunächst nicht berührt. Ich habe die Vermuthung ausgesprochen, es sollte durch die Verschiebung die Mitte der äußersten Intercolumnie (vgl. Fig. 6) wieder mehr in Uebereinstimmung mit der Mitte der mit ihr correspondirenden zweitletzten Triglyphe gebracht werden. Bei den früheren Bauten wurde diesem Moment weniger Beachtung geschenkt, da gegenüber dem Bestreben, den üblen Eindruck der Intercolumnien-Verjüngung unschädlich zu machen, andere Rücksichten in den Hintergrund treten mußten. Die Empfindlichkeit in dieser letzteren Beziehung veranlaßte im Gegentheil sehr häufig (wie beim Poseidontempel zu Pästum) ein Verschieben der zweitletzten Säulenachse nach der Mitte hin, wodurch die Intercolumnien-Verjüngung etwas gemildert wurde. Nachdem man aber dann in den Curvaturen ein Compensationsmittel für den üblen Eindruck der Intercolumnien-Verjüngung glaubte gefunden zu haben und nachdem das Auge und namentlich das Bewußtsein sich mit diesem Compensationsmittel vertraut gemacht hatte: mochte sich bei den jüngeren

Bauten, wie beim Parthenon, die Aengstlichkeit gegen die Intercolumnien-Verjüngung in dem Maasse beruhigt haben, daß nunmehr die Empfindlichkeit gegen die Nicht-Coincidenz der zweitletzten Triglyphe mit der Intercolumnien-Mitte sich stärker geltend machte und zu Gunsten ihrer Correction sogar vor einer Verstärkung der Intercolumnien-Verjüngung nicht zurückschrecken liefs. Diese letztere konnte ja leicht durch eine entsprechende Verstärkung der Curvatur compensirt werden. Die Triglyphe vollkommen in die Mitte der Intercolumnie zu dirigiren, war freilich nicht möglich; aber man erreichte doch wenigstens, daß das Nicht-Zusammentreffen weniger auffallend in die Erscheinung trat.

Dies alles gehört rein in's Gebiet der Speculation. Es sind aber Speculationen, die mir naheliegend und wohl annehmbar zu sein scheinen. Wenn sich nun Thatsachen finden, die mit der aufgestellten Hypothese in auffallender Weise zusammenstimmen, so dürfte diese dadurch noch mehr an Wahrscheinlichkeit gewinnen. Hier ist denn erst der Ort, wo die Thatsache, daß die unterhalb der zweitletzten Triglyphe befindliche Tropfenregula etwas nach innen verschoben ist (vergl. Fig. 6), in Betracht kommt. Sie nimmt in der Reihe der Thatsachen sicher eine sehr untergeordnete Stelle ein und könnte ganz gewifs ebenso leicht auch bloße Zufälligkeit sein, zumal sie heute nur noch an einer Seite sicher nachweisbar ist. Allein der Umstand, daß die Verschiebung just so stark ist, daß thatsächlich die Mittelpunkte der Triglyphen-Unterkante, der Regula-Unterkante und der Epistyl-Unterkante in gerader Linie liegen, steht in so directer Uebereinstimmung mit dem oben aufgestellten Erklärungsversuch, daß ich auch diese Thatsache noch unter die beabsichtigten „Ausgleichs-Finessen“ aufzunehmen geneigt sein möchte. — Sofort würde sich dann weiter die (ganz sicher nicht zufällige) Thatsache der Abweichung der verticalen Abakusflächen vom Loth (vergl. Fig. 6) einfügen, durch welche einerseits eine ausgleichende Vermittelung zwischen jener schiefen Mittelpunkte-Linie und dem Loth hergestellt —, andererseits wieder eine kleine Milderung der starken Intercolumnienverjüngung bewirkt wird. Letzteres Moment könnten wir etwa folgendermaassen analysiren: Die vorhin erörterte Rücksicht auf die Uebereinstimmung zwischen äußerster Intercolumnie und zweitletzter Triglyphe war zunächst nur maafsgebend für die Position der oberen horizontalen Abakusflächen. Die zweitletzte Abakusfläche erfuhr zunächst eine Verschiebung nach außen, welche auch für die übrigen Abakusflächen eine entsprechende ausgleichende Verschiebung zur Folge haben mußte. Um nun die hierbei resultirende sehr starke Intercolumnienverjüngung wieder etwas zu mildern, wurden die Säulen-Schäfte in Beziehung auf die also fixirten oberen Abakusflächen wieder etwas gegen die Mitte hin verrückt, was eben durch eine schiefe Stellung der verticalen Abakusflächen bewirkt und vermittelt wurde.

Doch! — ich höre bereits wieder den Vorwurf der „kleinlichen Grübele“. Ich beeile mich daher zu wiederholen, daß ich für diese meine Analyse der Fig. 6 (welche eine Copie von Pl. 8 des Penrose'schen Werkes vorstellt) gewifs nicht mehr als einen mittleren Grad von Wahrscheinlichkeit beanspruchen möchte. Ich gebe bereitwilligst zu, daß ich mich hier in der That „auf schwankendem Brette“ befinde. Indessen leuchtet ein, daß die

behandelte Frage von durchaus nebensächlicher Bedeutung für die eigentliche Curvatures-Theorie ist. Ich kann den letzterwähnten Thatsachen den Charakter der Zufälligkeit ohne weiteres zugestehen, ohne der Theorie selbst irgendwie zu schaden. — —

So scheint mir denn für heute meine Theorie unwiderlegt zu Recht zu bestehen. Ja! ich darf die unvermuthete Bestätigung, welche sie durch die neu hinzugekommenen Thatsachen erfahren hat, wohl als einen Triumph für dieselbe beanspruchen. Absolute Wahrheit liegt mir jedoch ferne für sie zu behaupten. Ihr endgiltiges Urtheil wird erst von der Zukunft gesprochen werden können, je nachdem die neu bekannt werdenden Thatsachen sich bestätigend oder widersprechend zu ihr verhalten werden. Ich habe schon in meiner ursprünglichen Schrift wiederholt auf die Nothwendigkeit neuer, auf die Ausgleichsfinessen des Ecktriglyphen-Conflictus gerichteter Untersuchungen hingewiesen. Es will mir scheinen, als möchte diesem für die Entwicklung des

dorischen Stils so außerordentlich wichtigen Momente seither nicht überall die genügende Beachtung geschenkt worden sein. Das Beobachtungsmaterial bedarf in dieser Richtung dringend einer Vervollständigung.

So vollendet auch eine Theorie (gleichgiltig in welcher Wissenschaft) sein mag: nie dürfen wir vergessen, daß sie nur eine Abstraction aus den Thatsachen — und daher mit den Thatsachen wandelbar ist. Eben deshalb ist es von der größten Wichtigkeit, sich von den Principien der Theorie und den Thatsachen, welche die Grundpfeiler derselben bilden, auf's genaueste Rechenschaft zu geben, um — falls neue Thatsachen auf dem Schauplatze erscheinen — sofort im Stande zu sein, die erforderlichen Einregistrirungen und Modificationen, oder wenn es sein muß, auch Revocationen und Annullirungen eintreten zu lassen.

Eine solche Rechenschaft über meine Curvatures-Theorie zu geben, war der Zweck der vorstehenden Zeilen.

Berlin, im September 1883.

Guido Hauck.

Literatur.

Denkschrift über die Verminderung der Hochwasser-Verheerungen im Flußgebiet der Steinlach durch Anlage von Sammelweihern. Bearbeitet von dem K. Ministerium des Innern, Abtheilung für Straßen- und Wasserbau. 4^o, 47 Seiten, 9 Bl. Zeichnungen. Stuttgart, W. Kohlhammer, 1883.

Nachdem im Laufe des letztvergangenen wasserreichen Jahrzehnts zahlreiche Ueberschwemmungen stattgefunden haben, ist die Frage der Zurückhaltung des Hochwassers in den Quellgebieten, welche längere Zeit geschlummert hatte, wieder in den Vordergrund getreten. Unter anderm ist der Vorschlag gemacht worden, durch Anlage von Sammelweihern die Hochfluthmengen zu vermindern und die Niedrigwassermassen zu vermehren, „so daß ein möglichst gleichmäßiger Abfluß in den Gewässern hergestellt werde.“ Auch in den Kreisen der württembergischen Landwirthe hatte sich dieser verlockend klingende Gedanke viele Freunde erworben, auf deren Andrängen die Staatsregierung beschloß, vor allem durch Ausarbeitung des Entwurfs einer Sammelweiheranlage für das Gebiet der bei Tübingen in den Neckar mündenden Steinlach an einem bestimmten Beispiel zu prüfen, ob der Gedanke ausführbar sein würde. Die vorliegende Denkschrift enthält einen Bericht über die veranstalteten Vorarbeiten, ferner Mittheilungen über einige vergleichende Entwürfe, schließlic eine Zusammenstellung der voraussichtlichen Anlagekosten und der in Geldwerth ausgedrückten Vortheile, welche im besten Falle durch den Bau der Weiher erzielt werden könnten. Das Schlußwort beginnt mit dem Satze: „Nach den im vorhergehenden Abschnitt gepflogenen Erörterungen kann wohl nicht davon die Rede sein, im Steinlachgebiet der Ausführung eines Systems von Sammelweihern zur Regulirung des Wasserabflusses praktisch näher zu treten.“

Der erste Abschnitt enthält eine Beschreibung des Steinlachgebietes. Dasselbe gehört im untersten Theil der Keuperformation, weiter aufwärts dem Lias, dem braunen und am Rande der steilen Albwände dem weißen Jura

an. Die Zahl der Quellen ist sehr bedeutend, da namhafte Mengen der auf der Hochfläche der Rauhen Alb fallenden Niederschläge, welche in den das Gestein durchsetzenden Klüften verschwinden, hier wieder zu Tage treten. Das Zuflußgebiet der Steinlach umfaßt 148 qkm, die Gesamtlänge aller Wasserläufe beträgt 125 km, wovon 27 km auf den Hauptfluß kommen. Der Höhenunterschied zwischen Quelle und Mündung wird auf 428 m angegeben, einem mittleren Gefälle von 1 : 63 entsprechend. Das Längenprofil der Steinlach und ihrer wichtigeren Zuflüsse zeigt in der Nähe des Ursprungs sehr steile Neigungen von 23 bis 30 ‰, im unteren Laufe nur solche von 0,7 bis 0,9 ‰. Die Querprofile bestehen meistens aus einem scharfen, tiefen Einschnitt in der Thalsole, so daß selbst bei starken Anschwellungen ein Austritt des Wassers nicht erfolgt. In den Gemarkungen Tübingen und Derendingen hat der Fluß infolge der daselbst vorgenommenen Correctionen neben dem für das Niedrig- und Mittelwasser bestimmten 10 m breiten und 0,9 m tiefen Bett beiderseits 4 bis 5 m breite Vorländer mit hochwasserfreien Dämmen erhalten. Diese Einschränkung hat zu ziemlich starken Angriffen der Sohle und der Ufer Veranlassung gegeben, während im übrigen Flußgebiet sich nirgends Schutthalden oder sonstige Stellen finden, an welchen die Gewässer beständig Trümmer abrechen und als Geschiebe zu Thale führen könnten. Im ganzen Niederschlagsbecken sind nach sorgfältigen Erhebungen 4300 ha, also etwa 31,2 ‰ Waldungen, vornehmlich Laubbestand vorhanden. Diese Wälder bedecken vorzugsweise die Steilhänge der Albochebene und den sanfter geneigten Fuß derselben, also gerade das Quellgebiet der Steinlach und ihrer Zubringer. Sie wirken daher in vortheilhaftester Weise auf das den Wasserläufen in ihren obersten Theilen zuströmende Tagewasser verlangsamernd und zurückhaltend. Aus dieser Beschreibung ergibt sich, daß das Steinlachgebiet verhältnißmäßig günstige Bedingungen für die Zurückhaltung der Niederschlagsmengen und für die nachhaltige Speisung der Gewässer besitzt. Trotzdem schwanken die secundlichen

Abflussmengen der Steinlach von 0,7 bis 130 cbm bei 1,8 cbm durchschnittlicher Wassermenge.

Meteorologische Beobachtungen sind im Steinlachgebiete selbst nicht angestellt worden. Die zunächst gelegene Station ist Tübingen, dessen durchschnittliche jährliche Regenhöhe in dem Zeitraum 1870—1880 etwa 719, im Zeitraume 1876—1880 dagegen 815 mm betragen hat. Der mittlere Tagesniederschlag hat dort 2,25 mm, der größte, überhaupt beobachtete Tagesniederschlag 77 mm betragen. Es ist anzunehmen, daß in dem höher gelegenen Quellgebiete der Steinlach die Niederschläge reichlicher sind. Die Fläche desselben ist so gering, daß sie recht wohl von einem Wolkenbruche gleichzeitig getroffen werden kann. Wenn ein derartiger heftiger Regenfall, welcher 100 Liter für jede Hektare in der Secunde bringt, eine Stunde lang andauert, so würde dies einer täglichen Niederschlagshöhe von 207 mm entsprechen. Vergleiche mit ähnlich gelegenen Gebirgslandschaften machen die Annahme wahrscheinlich, daß ein Regenfall von dieser Höhe für das Steinlachgebiet als größter Tagesniederschlag in Rechnung zu stellen ist. Die bei einem Pegelstande von 2,77 m an der Waldhörnesbrücke bei Tübingen zum Abfluß gelangte Hochwassermenge ist auf 130 cbm in der Secunde ermittelt worden, 9,4 l für jede Hektare in der Secunde entsprechend. Da die relativen Hochwassermengen um so größer sein müssen, je mehr man sich dem Ursprunge der Gewässer nähert, wo infolge steilerer Gehänge das Wasser rascher zum Abfluß gelangt, so ist für die Weiheranlagen jedenfalls ein bedeutend höherer Zahlenwerth in Rechnung zu stellen. Schätzungsweise Ermittlungen haben als wahrscheinliches Mittel für das ganze Gebiet der Steinlach eine Hochwassermenge von 19.1 pro Hektare und Secunde ergeben. Auch das Verhältniß zwischen Regen- und Abflussmenge konnte nur angenähert, und zwar auf 50 % ermittelt werden. In den Sommermonaten ist es geringer und erreicht seinen größten Werth im Winter.

Ueberschwemmungen und Beschädigungen durch Hochwasser haben nur in der Gemarkung Derendingen stattgefunden. Im Laufe der letzten 70 Jahre sind dort durchschnittlich 4000 \mathcal{M} alljährlich für Flußbauzwecke, Ufersicherungen u. s. w. aufgewandt worden. Im ganzen Steinlachgebiete sind 2825 ha Wiesenflächen, also 20,3 % der Gesamtfläche, vorhanden. Hiervon werden nur 114 ha künstlich bewässert. An der Steinlach und ihrem Nebenflusse Wiesaz bestehen 37 Wasserwerke mit 568 Pferdestärken Wasserkraft. Zur Aushilfe während der Niedrigwasserzeit sind 73 Pferdestärken Dampfkraft vorhanden. Durch die Anlage von Sammelweihern würde eine vollständigere Ausnutzung der Wasserkraft, sowie eine umfassendere Wiesenbewässerung mit Leichtigkeit zu erzielen sein.

Im zweiten Abschnitt ist eine Berechnung der zur Verminderung der Hochwasser zurückzuhaltenden Wassermengen durchgeführt. Für den Zeitraum 1876—1880 würde sich im ungünstigsten Falle die Zurückhaltung einer Wassermenge erforderlich gemacht haben, welche der Regenhöhe 310 mm, d. i. einem Rauminhalt von $138 \text{ qkm} \times 310 \text{ mm} \times 0,50 = 20,7$ Millionen cbm entspricht, und zwar unter der Voraussetzung, daß tagtäglich 1,8 cbm in der Secunde (jetzige durchschnittliche Wassermenge) zum Abfluß gelangen. Für das regenreiche Jahr 1882 hätte der Fassungsraum der Weiher noch erheblich größer sein

müssen, mindestens 24 Millionen cbm. Wenn man sich jedoch begnügt, die Anschwellung der Steinlach auf starkes Mittelwasser (+ 0,5 a. P.) herabzudrücken, einem Abflusse von 5,7 cbm in der Secunde entsprechend, so würden nur 10,3 Millionen cbm zurückzuhalten sein. Für außerordentlich starke Regenfälle wären jedoch in diesem Falle Ueberläufe neben den Thalsperren anzulegen, um Ueberlastungen der Sammelweiher, deren Fassungsraum nur den normalen Hochwasserverhältnissen angepaßt ist, zu vermeiden. Die aufgespeicherte Wassermenge würde vermuthlich während der trockenen Jahreszeit zur Speisung der Wasserläufe ausreichen.

Im dritten Abschnitt finden sich einige Angaben über ausgeführte Sammelweiher-Anlagen. Der vierte Abschnitt ist einer Beschreibung der Entwürfe zu einem System von Sammelweihern im Steinlachgebiet gewidmet. „Eine nur oberflächliche Berechnung zeigt, daß die Kosten der Anlage eines Wehernetzes mit 24 Millionen cbm Fassungsraum keinesfalls unter 17 Millionen \mathcal{M} betragen würden. — Man wird sich daher darauf zu beschränken haben, zu untersuchen, auf welche Weise die Verminderung des Hochwassers auf $\frac{1}{23}$ der bisherigen (größten) Wassermengen bewerkstelligt werden kann.“ Es bietet sich im Steinlachgebiet nur an sehr wenigen Stellen Gelegenheit, geringwerthige Grundstücke für die Anlage der Weiher zu benutzen. Im oberen Thalgebiete, wo die Thäler scharf eingeschnitten sind, ist ihr Längengefälle zu groß und ihr Zuflußgebiet zu gering; im unteren Thalgebiet sind die Querneigungen der Gehänge außerordentlich flach, so daß die Abschlußdämme zu große Längen erhalten müßten. Auch die geognostischen Verhältnisse des Untergrundes machen, um Unterspülungen, Abrutschungen, Versickerungen und Durchbrüche zu vermeiden, viele sonst gut geeignete Stellen für die Anlage von Sammelweihern unbrauchbar. Für die Herstellung der Thalsperren würde man in den meisten Fällen Dämme mit Thonkern wählen, deren Kosten pro cbm Schüttung zu etwa 2 \mathcal{M} ermittelt sind. Die Anlagekosten pro cbm Fassungsraum betragen unter den günstigsten Umständen 10 \mathcal{S} , für kleine Weiher verhältnißmäßig mehr als für große. Die relative Wirkung der Weiher ist im allgemeinen um so größer, je mehr ein Fluß den Charakter eines rasch anlaufenden Gebirgswassers hat. Ferner wirken die Weiher um so vorteilhafter auf die Zurückhaltung des Wassers, je näher das Ueberschwemmungsgebiet an dem Quellgebiete liegt und je bedeutender die Unterschiede zwischen Niedrig- und Hochwasser sind. In diesen sämtlichen Beziehungen ist das Steinlachgebiet für die Anlage von Sammelbecken besonders gut geeignet.

„Ein Versuch, eine große Anzahl über Wald und Flur vertheilter kleiner Sammelbecken in allen Höhenlagen zu projectiren, hatte nur das Ergebniß, daß es hierbei völlig unmöglich wäre, einen Gesamtfassungsraum von 10 Millionen cbm zu beschaffen; der Versuch wurde aufgegeben, da außerdem unzweifelhaft erwiesen und nahezu allgemein als richtig anerkannt ist, daß die Wirkungsweise eines Systems von Sammelweihern um so verwickelter, unklarer und unsicherer wird, je größer die Ausdehnung ist.“ Näher durchgearbeitet wurden 4 Entwürfe; Nr. 1 mit 58 Weihern würde 10,5 Millionen \mathcal{M} kosten, Nr. 2 mit 7 Weihern 6,7 Millionen und Nr. 3 mit 3 Weihern 4,75 Millionen \mathcal{M} . Manche

Weieranlagen müßten hierbei jedoch in die fruchtbarsten Gelände fallen oder einzelnen Wasserwerksbesitzern erhebliche Nachtheile durch Rückstau bringen, so daß an ihre Ausführung nicht zu denken ist. Es wurde daher ein Entwurf Nr. 4 ausgearbeitet, bei welchem Sammelweiher nur an denjenigen Stellen in Aussicht genommen sind, wo ihrer Anlage solche Bedenken nicht entgegenstehen. Es ergab sich, daß für die Aufspeicherung von nur 8,6 Millionen cbm Wasser, einer Herabminderung des Hochwassers bis auf 6,8 cbm in der Secunde entsprechend, 26 Weiher nothwendig sein würden, deren Rauminhalt von 60000 bis zu 4 Millionen cbm schwankt. Die Kosten eines solchen Weihernetzes würden ungefähr 6 Millionen \mathcal{M} betragen, also pro cbm Fassungsraum etwa 70 \mathcal{S} .

Um die Sammelweiher für den Betrieb der Wasserwerke und die Wiesenbewässerung mit Zuverlässigkeit ausnützen zu können, müßte man ihren Fassungsraum entsprechend dem Speisewasserbedarf zur Zeit der Trockenis vergrößern. Da eine solche Vergrößerung nicht wohl ausführbar ist, so würde man sich mit den verhältnißmäßig geringen Vortheilen begnügen müssen, die aus der im Interesse der Hochwasserregulirung bewirkten Aufspeicherung nebenbei auf die Ausnützung des Wassers entfallen. Es handelt sich um den Gewinn von etwa 40 Pferdekräften für die Wasserwerke und um die Bewässerung von 273 ha Wiesen. Letztere Zahl beruht auf der Voraussetzung, es genüge 1 l Wasser pro ha und Secunde für die Wiesenbewässerung, obwohl sonst in Württemberg gewöhnlich nicht unter 10, manchmal sogar bis zu 100 l pro ha und Secunde gebraucht werden. Als Grund für jene offenbar viel zu günstige Annahme wird an-

geführt, daß dieser Einheitssatz bei den neueren Culturverbesserungsplänen Frankreichs angenommen worden sei. Diese Voraussetzung trifft jedoch nicht zu. Man berechnet im südlichen Frankreich für die anfeuchtende Sommerbewässerung allerdings den Wasserbedarf pro ha und Secunde durchschnittlich auf 1 l, dagegen in den nördlichen Departements für die düngende Herbst- und Winterbewässerung den entsprechenden Einheitsbedarf auf mindestens 10, öfters sogar auf 50 bis 200 l. Auch trifft die Annahme, daß das zur Wiesenbewässerung benutzte Wasser gleichzeitig für die Wasserwerke dienen könne, schwerlich in vielen Fällen zu. Die Denkschrift schätzt den jährlichen Reingewinn, so weit derselbe von der Wiesenbewässerung herrührt, auf etwa 25000 \mathcal{M} , den Reingewinn aus der Kraftausnützung auf 3500 und den Gewinn aus Fischereipacht u. s. w. auf 2000 \mathcal{M} . Mit Rücksicht auf das Vorhergesagte muß jedoch der erste Betrag auf 2500 und der zweite auf höchstens 2500 \mathcal{M} herabgesetzt werden; so daß nur ein Nutzungsergebnis von 7000 \mathcal{M} im Jahre verbleiben würde. Außerdem könnte ein großer Theil des jährlichen Aufwandes für Fluß- und Uferbauten, der 4000 \mathcal{M} beträgt, in Wegfall kommen. Dieser Gesamtgewinn von etwa 10000 \mathcal{M} wird jedoch nahezu aufgewogen durch die auf 8000 \mathcal{M} (sehr niedrig) veranschlagten jährlichen Unterhaltungskosten. Die ausschließliche aus Staatsmitteln zu bewirkende Verzinsung und Amortisation des Anlagecapitals, ungefähr 300000 \mathcal{M} , würde in jedem einzelnen Jahre mehr kosten, als innerhalb der letzten 70 Jahre im ganzen für Hochwasserschäden, Uferbauten und ähnliche Zwecke ausgegeben worden ist. K.

Statistische Nachweisungen,

betreffend die in den Jahren 1871 bis einschl. 1880 vollendeten und abgerechneten Preussischen Staatsbauten.

Im Auftrage des Herrn Ministers der öffentlichen Arbeiten aufgestellt von

Endell und **Frommann**
Geheimer Baurath. Regierungs-Baumeister.

(Fortsetzung.)

XIII. Gefängnisse und Strafanstalten.

In den unter Nr. XIII nachfolgenden Tabellen sind die statistischen Angaben über die in den Jahren 1871 bis einschließlic 1880 vollendeten Bauausführungen für Gefängnisse und Strafanstalten zusammengestellt. Da in baulicher Beziehung zwischen den eigentlichen Gerichtsgefängnissen und den Strafanstalten kein Unterschied vorhanden ist, so sind die betreffenden Bauten, obwohl sie zu den Ressorts verschiedener Ministerien gehören, ohne Rücksicht hierauf, lediglich nach Maafgabe ihrer speciellen Bestimmung, sowie nach ihrer baulichen Eigenart geordnet und zur Erzielung einer besseren Uebersicht in vier einzelne, mit A, B, C und D bezeichnete Gruppen gesondert worden. Von diesen umfaßt

Gruppe A unter Nr. 1 bis 80: Gebäude, welche zum Aufenthalt etc. von Gefangenen, bezw. Sträflingen dienen, und zwar

1) Nr. 1 bis 51: Gefängnisgebäude, in denen vornehmlich gemeinschaftliche Haft zur Anwendung kommt, mithin eine verhältnißmäßig nur geringe Anzahl von Isolirzellen vorhanden ist;

2) Nr. 52 bis 65: eigentl. Isolirzellengebäude;

3) Nr. 66 bis 69: Schlafzellengebäude;

4) Nr. 70 bis 72: Krankenhäuser;

5) Nr. 73 bis 80: Arbeitsbaracken und Isolirspazierhöfe;

Gruppe B unter Nr. 81 bis 92: Verwaltungs- u. Thorgebäude, nebst den daran angeschlossenen Umwehrungsmauern für einzelne gröfsere Anstalten;

Gruppe C unter Nr. 93 bis 110: Oekonomiegebäude;

Gruppe D unter Nr. 111 bis 140: Beamtenwohnhäuser etc.,

- und zwar:
- 1) Nr. 111 bis 121: Wohngebäude für Oberbeamte;
- 2) Nr. 122 bis 135: Wohngebäude für Unterbeamte, Aufseher u. s. w.;
- 3) Nr. 136 bis 140: die zugehörigen Stallgebäude.

Die Reihenfolge innerhalb der vorbezeichneten Gruppen ist zunächst nach der Anzahl der Geschosse, dann nach der Uebereinstimmung in der Grundrißbildung und nach der Zahl der unterzubringenden Gefangenen, bezw. der räumlichen Ausdehnung der Gebäude bestimmt.

Unter den in den Gruppen A bis D behandelten Gebäuden befindet sich eine Anzahl solcher, welche nicht selbständige Neubauten, sondern nur Theile größerer, zusammenhängender Bauanlagen bilden. Verschiedene derselben stimmen in Bezug auf Grundriß und Aufbau völlig mit einander überein; solche sind in der Tabelle XIII (A bis D) stets unter der gleichen laufenden Nummer aufgeführt und nur durch Hinzufügung eines Zeichens (a, b, c etc.) von einander unterschieden. Zu diesen größeren Bauanlagen gehören in verschiedenen Fällen einestheils noch Geschäftshäuser für die

betreffenden Gerichte, welche bereits in Tabelle XII aufgeführt sind, andertheils kleinere Nebengebäude und sonstige Nebenanlagen, über deren Kosten in Tabelle XIII (A bis D) keine Einzelheiten mitgetheilt werden konnten. Die weiteren Angaben hierüber, sowie über die Gesamtkosten der größeren Bauanlagen sind unter E zusammengestellt, ähnlich, wie dies für die Gymnasien u. Seminare (Tab. IV E und V E) geschehen ist.

Für ganz besonders ausgedehnte Bauanlagen, wie z. B. die Strafanstalten zu Aachen und zu Rendsburg, das Strafgefängniß Plötzensee bei Berlin, ist das gewählte Schema dem Bedürfnis gemäß erweitert worden. Der besseren Uebersicht wegen sind die in Tabelle XIII E aufgeführten Bauanlagen fortlaufend numerirt, unabhängig von den unter A bis D den einzelnen Gebäuden vorangesetzten laufenden Nummern.

Die sich sodann anreihenden Ergänzungstabellen XIII^{a, b, c} enthalten die Ausführungskosten der einzelnen Gebäude, bezogen auf die Einheit a) eines qm bebauter Grundfläche, b) eines cbm Gebäudeinhaltes und c) des einzelnen Gefangenen, zur leichteren Vergleichung neben einander gestellt. Hierbei waren die in Tabelle XIII (A bis D) in zweiter Linie angegebenen Ausführungskosten maßgebend, welche weder Beträge für die Bauführung, noch für die innere

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11															
											Laufende Nummer	Gegenstand und Ort des Baues	Regier.- bzw. Landdr.- Bezirk	Zeit d. Ausführung von bis	Bebaute Grundfläche		Höhen des			Cubischer Inhalt	Anzahl u. Bezeichnung der Nutzseinheiten	Anschlagssumme	Kosten der Ausführung		
															im Erdgesch. qm	davon unterkellert qm	Kellers m	Erdgesch. und der Stockwerke m	Drempels m				im Ganzen	qm	cbm
A. Gebäude zum Aufenthalt etc. von																									
1. Gebäude für																									
1	Gefängniß f. d. Kreisgericht zu Salzwedel (Aufbau eines II. Stocks)	Magdeburg	74	75	An dem Mittelcorridor liegen 5 Isolirzellen von je 8,67 qm und 3 Zellen von zusammen 59,0 qm.	216,0	—	—	3,4	0,6	864,0	20 Gef., 5 in Isolirzellen, 15 in gem. Haft	15000	16378	75,8	18,9	818,9								
2	Amtsgericht zu Niebüll	Schleswig	79	—		175,0	—	—	3,3	—	577,5	7 Gef. in 3 Isolirzellen und 1 gem. Zelle	19360	14812	85,0	25,7	2116								
3	Fehrbellin	Potsdam	80	—	E. Wohnung des Wärters. I. 3 Isolirzellen u. 2 Zellen für je 4 Gefangene.	136,2	39,8	1,8	E) I) = 3,3	—	970,6	11 Gef., 3 in Isolirzellen, 8 in gem. Haft	17500	14081	103,4	14,5	1280,1								