

ZEITSCHRIFT FÜR BAUWESEN.



HERAUSGEGEBEN
IM
MINISTERIUM DER ÖFFENTLICHEN ARBEITEN.

REDACTIONS-AUSSCHUSS:

O. BAENSCH, H. OBERBECK, O. LORENZ, DR. H. ZIMMERMANN,
WIRKL. GEH. OBERBAURATH. GEH. OBERBAURATH. GEH. BAURATH. GEH. BAURATH.

REDACTEURS:

OTTO SARRAZIN UND OSKAR HOSSFELD.

JAHRGANG XLI.

1891.

HEFT VII BIS IX.

INHALT:

	Seite		Seite
Der Noubau des Reichsbankgebüdes in Leipzig, mit Zeichnungen auf Blatt 52 bis 54 im Atlas, von Herrn Regierungs-Baumeister Hasak in Berlin	305	Berechnung freitragender Wellblechdächer, von Herrn Professor Th. Landsberg in Darmstadt	387
Die Klosterkirche St. Stephani und St. Sebastiani in Frose, mit Zeichnungen auf Blatt 55 bis 59 im Atlas, von Herrn Baurath F. Maurer in Bernburg	309	Die Anwendung der Photographie und Bildmefskunst in der Wasserbautechnik, von Herrn Meliorations-Bauinspector Danckwerts in Königsberg i. Pr.	401
Die Hauptbahnhofs-Anlagen in Frankfurt a. M., mit Zeichnungen auf Blatt 19 bis 32 im Atlas, von Herrn Regierungs-Baumeister H. Wegelo in Frankfurt a. M. Fortsetzung: III. Der Haupt-Personenbahnhof	319		
Die Reinigungs- (Desinfections-) Anstalt für Viehwagen auf dem Güterbahnhof in Düsseldorf, mit Zeichnungen auf Blatt 59 im Atlas, von Herrn Regierungs-Baumeister Platt in Düsseldorf	347	Statistische Nachweisungen, betreffend die in den Jahren 1881 bis einschließlich 1885 vollendeten und abgerechneten preussischen Staatsbauten aus dem Gebiete des Hochbaues. Im Auftrage des Herrn Ministers der öffentlichen Arbeiten aufgestellt von Herrn Land-Bauinspector Wiothoff in Berlin. (Fortsetzung: Tabelle XVIII. Ställe für Pferde und Rindvieh. Tabelle XVII. Stallgebäude, für verschiedene Zwecke eingerichtet, und Speicher. Tabelle XVII. Gewerbliche Anlagen)	199
Der Bau der neuen Kalmauern im Hafen von Bordeaux, mit Zeichnungen auf Blatt 60 und 61 im Atlas, von Herrn Regierungs-Baumeister L. Brennecke in Kiel	351		
Die Eisenbahn von Ismid nach Angora, mit Zeichnungen auf Blatt 62 bis 64 im Atlas, von Herrn Professor Dr. Forchheimer in Aachen	359		

Für den Buchbinder.

Bei dem Einbinden des Jahrgangs sind die „Statistischen Nachweisungen“ aus den einzelnen Heften herauszunehmen und — in sich entsprechend geordnet — vor dem Inhaltsverzeichnis des Jahrgangs dem Uebrigen anzufügen.

BERLIN 1891.
VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN
(GROPIUS'SCHE BUCH- UND KUNSTHANDLUNG)
WILHELMSTRASSE 90.

Denkmale der Baukunst in Preussen.

Nach Provinzen geordnet

von

F. v. Quast,

Kgl. Konservator der Kunst-Denkmale, Geheimer Regierungsrath.

Erste Abtheilung: Königreich Preussen.

gr. Fol. 24 Tafeln in Lithographie, farbigem Druck und Kupferstich. XXIV Tafeln.

In Mappe. 36 Mark.

Das chemische Laboratorium der Universität Greifswald.

Von

G. Müller,

Baumeister.

gr. 4. Mit 4 Kupfertafeln. geh. 5 Mark.

Die Zionskirche zu Berlin.

Von

A. Orth,

Kgl. Baurath. Mitglied des Senats der Kgl. Akademie der Künste.

Mit 8 Kupfertafeln und 12 Holzschnitten. gr. Fol. 1874. cart.

14 Mark.

Orth und Biebendt,

Die

neue Viehmarkt- u. Schlachthaus-Anlage zu Berlin.

Entworfen von A. Orth.

Mit X Kupfertafeln und 41 in den Text eingedruckten Holzschnitten.

gr. Fol. geh. 14,50 Mark.

Die

St. Johanniskirche nebst Pfarrgebäude in Altona.

Von

Johannes Otzen,

Architekt.

Mit X Kupfertafeln. gr. Fol. cart. 16 Mark.

Die Thomaskirche in Berlin.

Von

F. Adler,

Kgl. Geh. Baurath und Prof. an der Kgl. Bau-Akademie.

gr. Folio. 12 Tafeln mit Text. 1873. cart. 14 Mark.

Central- und Kuppelkirchen der Renaissance in Italien.

Von

Heinrich Strack,

Architekt, Docent an der Kgl. technischen Hochschule in Berlin.

gr. Folio. 30 Kupfertafeln mit Text in gr. 4. 1882. cart.

50 Mark.

Die medicinischen Lehrinstitute der Universität Halle a. S.

Von

v. Tiedemann,

Regierungs- und Baurath.

8. Mit Holzschnitten. 1883. cart. 4 Mark.

Der Dom von Parenzo.

Ein Beitrag

zur Kenntniss und Geschichte alchristlicher Kunst

von

L. Lohde,

Professor und Architekt.

Fol. VII Kupfertafeln mit Text. cart. 6 Mark.

C. Schwatlo,

Kaiserl. Regierungs- und Baurath.

Postgebäude im Deutschen Reich.

Mit IV Tafeln und XXIV in den Text gedruckten Grundrissen.

gr. Fol. 1876. cart. 10 Mark.

E. Reinicke,

Kgl. Kreisbauinspector.

Die klinischen Neubauten der Universität Bonn.

8. Mit vielen in den Text eingedruckten Holzschnitten. cart. 3 Mark.

Die Bauwerke der Renaissance in Umbrien.

Mit erläuterndem Text,

umfassend die Beschreibung der umbrischen Baudenkmale aller Kunstepochen und die Darstellung ihrer baugeschichtlichen Entwicklung,

von

P. Laspeyres,

Architekt.

Erste Abtheilung. Mit X Kupfertafeln und 74 Holzschnitten.

Inhalt: S. Giustino. — Città di Castello. — Assisi. — Foligno. — Spello. — Bevagna. — Cannara. — Bettona.

gr. Fol. 1873. 30 Mark.

Der Neubau des Reichsbankgebäudes in Leipzig.

(Mit Abbildungen auf Blatt 52 bis 54 im Atlas.)

(Alle Rechte vorbehalten.)

Bei der Gründung der deutschen Reichsbank durch Gesetz vom 14. März 1875 wurden als Dienstgebäude theils die alten Häuser der königl. preussischen Bank wie die der Banque de France übernommen, theils wurden Miethshäuser gekauft, welche man nothdürftig für die Zwecke der Anstalt herrichtete. Der erste Neubau der Reichsbank war der der Reichshauptbank in Berlin, errichtet nach den Plänen von Hitzig in den Jahren 1868 bis 1876, eine der größten Zierden Berlins. Später kamen 1874 Hannover und Cassel, 1875 Breslau nach den Entwürfen von Jacobsthal hinzu, ferner Bremen 1880 durch Malcomes, der Umbau von Frankfurt a/Main 1879 durch Lange, Stuttgart durch v. Egle 1877, Dresden durch Hauschild 1877, Halle durch v. Tiedemann 1879. Während dieser Zeit lag die Oberleitung der Reichsbankbauten in den Händen des Geh. Oberbauraths Giersberg. Nach dessen Tode i. J. 1883 übernahm der Reg.- und Baurath Emmerich seine Stelle. Durch diese Neubauten und die damit zusammenhängenden Erfahrungen hatte sich das Bauprogramm für die Reichsbankanstalten, Hauptstellen sowohl wie Stellen und Nebenstellen, soweit gefestigt, dafs die Entwürfe von nun ab nach den folgenden Gesichtspunkten aufgestellt wurden, durch welche praktisch wie architektonisch befriedigende Lösungen gewährleistet wurden. Die sämtlichen Kassen, die Buchhaltereien und der Aufenthaltsraum für das Publicum werden im Erdgeschofs in einem grofsen übersichtlichen Saale vereinigt, das Publicum in der Mitte, die Beamten an den Fenstern, durch Kassentische von jenem geschieden. Hieran schliesst einerseits ein Zimmer für den Director mit Ueberblick über den Saal und am Haupteingang gelegen, anderseits — von der Kasse aus leicht zugänglich — ein feuer- und diebessicheres Werthgelafs mit Vorraum. Bei den Hauptstellen tritt hierzu noch ein Zimmer für die Abrechnung (clearing house). Im ersten und zweiten Stock werden die Dienstwohnungen der beiden Vorstandsbeamten untergebracht und in einem Flügelbau oder Zwischengeschofs die Wohnung eines Kassendieners.

Den grofsen Saal gilt es möglichst hell zu beleuchten, und demgemäfs empfiehlt sich, mit dem üblichen Palastschema zu brechen. Denn bei diesem sind im Erdgeschofs mit seinen Wirtschaftsräumen kleine Fenster und breite Pfeiler herkömmlich, die oberen Geschosse, insbesondere der erste Stock, pflegen als Hauptgeschosse behandelt zu werden und es entstehen dann die vielen finsternen Banksäle, in welchen die Beamten schon am Tage Gas oder elektrisches Licht benutzen müssen, sowie die wenig charakteristischen Fronten, bei denen die Wohnung des Directors sich fälschlich als Hauptsache und vornehmster Theil des Gebäudes darstellt.

Die Bauhätigkeit der Reichsbank nimmt mit jedem Jahre an Ausdehnung zu, und in letzter Zeit ist eine beträchtliche Anzahl gröfserer und kleinerer Bankgebäude entstanden, so in Chemnitz in den Jahren 1884/85, in Leipzig 1886/87, in Aachen 1888/89, in Gelsenkirchen, Allenstein, Forst, Rheydt, Neufs, 1889/90, in Sorau, Reutlingen, Heilbronn, Kempen,

Iserlohn, Cöslin, 1890/91. Im Bau sind gegenwärtig Grofs-Glogau, Elberfeld, Lüdenscheid, Plauen, Stralsund und Karlsruhe. Die Entwürfe zu all diesen Gebäuden sind unter der Oberleitung und nach den Angaben des Reg.- und Bauraths Emmerich entstanden und im besonderen bis auf Allenstein, Forst, Gelsenkirchen und Cöslin durch den Unterzeichneten bearbeitet worden.

Zu den hervorragendsten unter ihnen gehört das Gebäude der Leipziger Hauptstelle. Der Neubau erhebt sich an einer der Hauptverkehrsadern der Stadt, der Peterstrafse, da, wo diese in die schöne breite Promenade, die Schillerstrafse, einmündet. Der Haupteingang für den Banksaal wie für die Beamtenwohnungen liegt an der Peterstrafse. Man gelangt geradeaus in den grofsen Geschäftssaal, in welchem die Kassen und die Buchhaltereien an den Fensterwänden untergebracht sind, während das Publicum in dem Mitteltheile des Raumes, der durch Zahlische eingeschlossen wird, verkehrt. Rechts neben dem Eingange liegt das Directorzimmer, links das Abrechnungszimmer. Der Tresor ist in einem hinteren Seitenflügel in zwei Geschossen zu durchschnittlich 3 m Höhe untergebracht und als grofser Geldschrank construirt, dessen Wände, Decken und Fußböden aus Klinkermauerwerk in Cementmörtel 64 cm stark hergestellt sind. Gegen den Nachbar wurden in die Lagerfugen noch Flacheisen eingelegt; Thür- und Fensteröffnungen sind durch Gitter und doppelte Geldschrankthüren verwahrt. In diesem Raume, dessen Wände mit Verblendsteinen bekleidet sind, liegt das Geld in Säcken auf Holzgestellen aufgespeichert, die durch feuersicheren Anstrich gegen Brand geschützt sind. Neben dem Tresor ist die Hausmannswohnung angeordnet, in deren Schlafstube Schallrohre aus dem Tresor führen.

An der Peterstrafse mußte ein zweiter, niedriger Flügel angebaut werden, da sich die Stadt als Verkäuferin des Grund und Bodens — die alte Peterskirche stand früher daselbst — die volle Bebauung ausbedungen hatte. Der Flügel ist vorläufig in zwei Geschossen aufgeführt, unten findet der Verkauf statt, oben befinden sich Lager und Buchhaltereien. Das Ganze ist so angeordnet, dafs es bei späterem Bedarf zur Erweiterung der Geschäftsräume der Bank dienen kann. In den beiden oberen Geschossen des Hauptgebäudes sind vier Wohnungen untergebracht, zwei, von der Peterstrafse aus zugänglich, für die Vorstandsbeamten, und zwei, mit besonderem Eingang von der Schillerstrafse aus, zum Vermiethen.

Die Gründung des Gebäudes war sehr ungleichmäfsig und beschwerlich. Die Vorderfront an der Schillerstrafse mußte auf der alten Stadtmauer aufgeführt werden, während die Front an der Peterstrafse in einen alten Wasserbehälter gerieth. Dieser wies in einer Tiefe von 9 m Fliefsand auf, sodafs gegen 60 Masten hineingerammt werden mußten. Die vorderen Säulengrundamente stehen auf dem steilen Abhange des alten Wallgrabens, und in einer Tiefe von 4 m zog sich unter dem gewachsenen Lehm quer durch das Gebäude hindurch ein offener,

unterirdischer Gang, der glücklicherweise beim Probebohren aufgefunden wurde und so ausbetonirt werden konnte.

Die Innenmauern, die Decken und das Dach ruhen zum großen Theil auf den acht gußeisernen Säulen im Banksaale, welche bei 6,30 m Länge und einer Belastung von je 160 t 37 cm Durchmesser haben. Die gesamten Decken sind zwischen I-Trägern gewölbt. In den Geschäftsräumen, sowie in den Wohn- und Gesellschaftszimmern der Wohnungen sind an den Trägern entlang bescheidene Gipsprofile gezogen, sodafs die Gewölbekappen als flache, langgestreckte Felder erscheinen, welche in ihrem Aussehen denen der mittelalterlichen Balkendecken ähneln und mit Hülfe der Farbe einen sehr reichen Eindruck machen. Einige Wohnräume, welche glatt geputzt sind und in der herkömmlichen Weise mit reichen Stuckkehlen, Spiegel und Mittelrosette hergestellt sind, sehen gegen sie durchaus nüchtern und untergeordnet aus. In den Schlafstuben und anderen Nebenräumen sind die Decken sämtlich glatt geputzt, da der geringe Stich der

5 cm Stärke eingekeilt, welche über den Kappenanfängen unterstopft sind. Auf diese Querbohlen sind jedesmal zwei ebenso starke

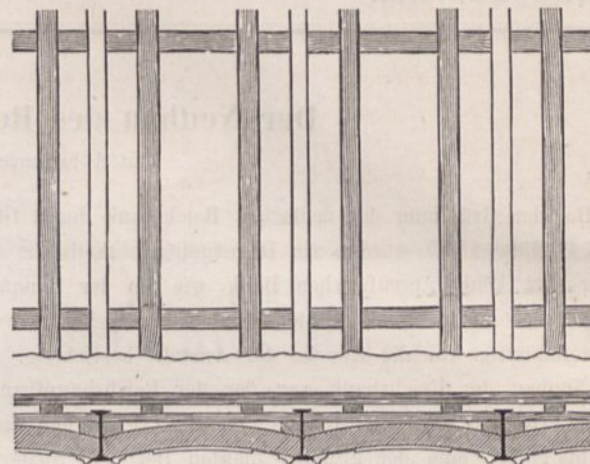


Abb. 1. Befestigung des Fußbodens.

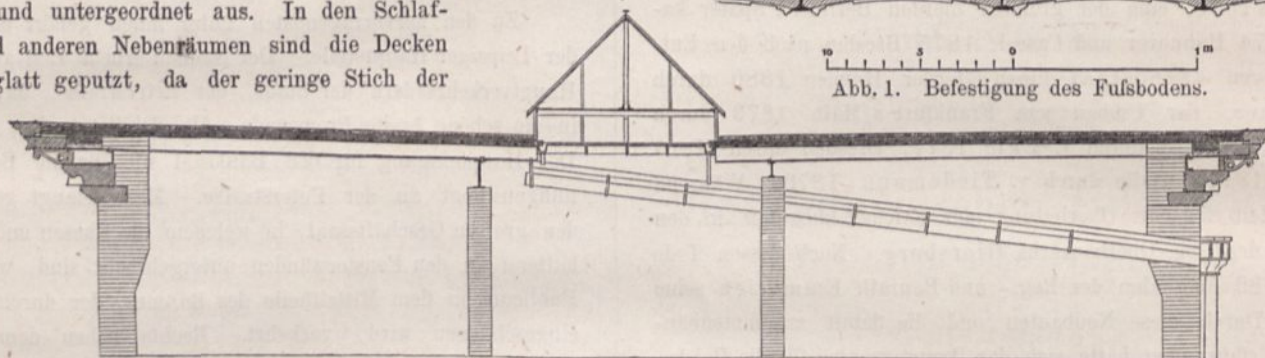


Abb. 2. Gesamtanlage des Daches.

Kappen (durchschnittlich 4 bis 5 cm auf 1,10 m) dies mit Hülfe von Nägeln und Draht sicher gestattete. Die zuerst beschriebene Art und Weise hat auch den Vorzug, dafs sich die Träger nicht besonders bemerkbar machen, im Gegensatz zu dem gewöhnlichen Verfahren bei Herstellung von Decken aus Kappen zwischen Eisenträgern, bei welchem sich der Putz auf den Kappen in der Regel anders färbt, als auf den Trägern.

Die Befestigung des Fußbodens (Abb. 1) ist nicht auf Lagerhölzern von den üblichen Abmessungen erfolgt, sondern es sind, um die bedeutende Ausfüllung zwischen diesen oder die unmittelbare Belastung der Kappen zu vermeiden, zwischen die I-Träger über die Kappenscheitel hinweg alle 1,50 m Querbohlen von

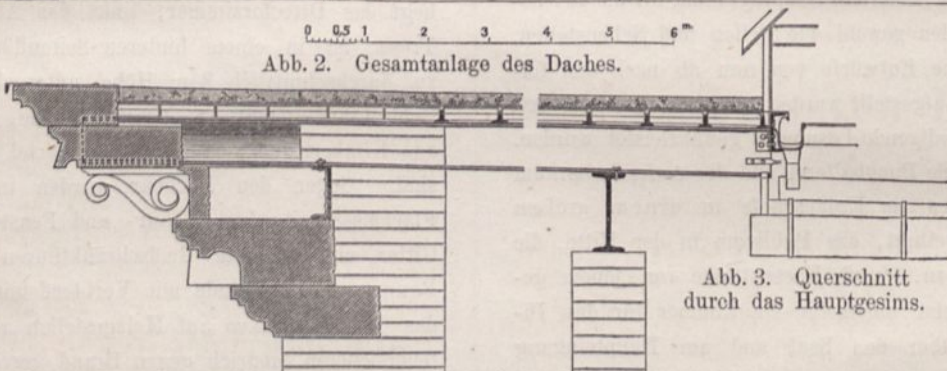


Abb. 3. Querschnitt durch das Hauptgesims.

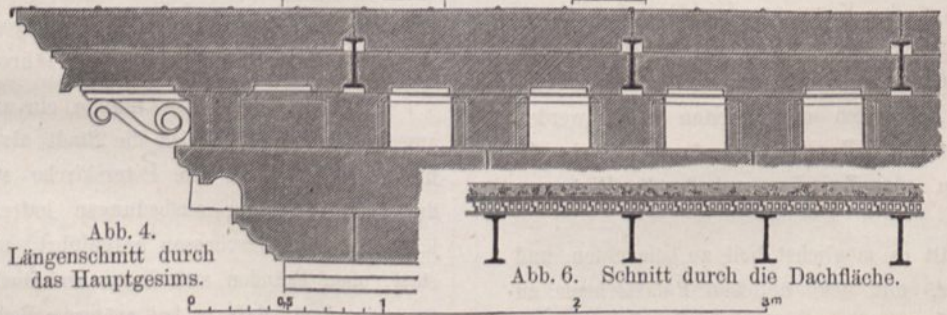


Abb. 6. Schnitt durch die Dachfläche.

Abb. 4. Längenschnitt durch das Hauptgesims.

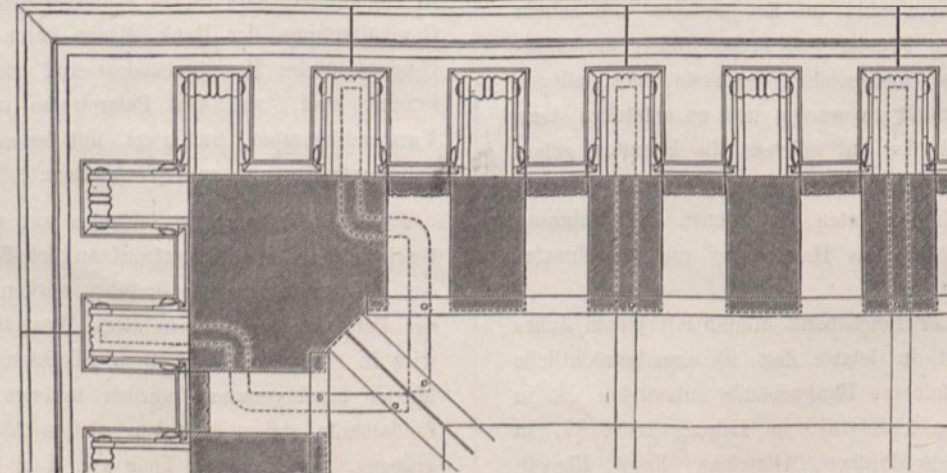


Abb. 5. Grundriß des Hauptgesimses.

Abb. 2 bis 6. Hauptgesims an dem Reichsbankgebäude in Leipzig.

Längsbohlen zwischen zwei Träger genagelt und darauf die Dielung und der Parkettboden befestigt.

Während das Dach über den Nebenflügeln ebenfalls zwischen I-Trägern gewölbt ist, wurde dasjenige des Hauptgebäudes aus Lochsteinen hergestellt, die zwischen Eisen gepflastert sind. Die Construction ist bereits im Jahrgange 1887 S. 402 des „Centralblattes der Bauverwaltung“ mitgetheilt worden. Die dort gegebenen Abbildungen, aus denen sie klar ersichtlich ist, gelangen hierneben zum Abdruck und lassen gleichzeitig die sehr zweckmäßige Construction des Hauptgesimses erkennen. „Die Hängeplatten sind“ — so wurde dort erläutert — „vorn zwischen die Dachträger eingeschoben und ruhen auf deren unteren Flan-

schen. Als Gegengewicht wirken hinten aufer der Dachlast die angeschraubten Unterzüge. Als Auflager für diese Dachträger ist auf die Hinterkante des Zahnschnittes eine C-Pfette gelegt, welche den Druck der Dachlast, der Hängeplatte und der Sima auf die Hinterkante des Zahnschnittwerkstückes überträgt. Die Consolen sind mit ihren hinteren Enden in das C-Eisen eingeschoben und verdecken eine um die andere die Untersichten der Dachträger. Diese Ausführungsweise dürfte vor derjenigen mit Anker den Vorzug der größeren Billigkeit haben, da insbesondere die Hängeplatten verhältnismäßig kleine Stücke sind. Ferner ist das Versetzen leichter und, weil nur ruhende Last vorhanden, eine größere Sicherheit gegenüber der beständigen Inanspruchnahme der Anker auf Abreißen und der Hängeplatten auf Abbrechen erreicht.

Das Dach ist nach innen abgewässert, sodafs der Rinnen-aufsatz auf der Sima und eine Vortraufe vermieden werden. Die Dachrinnen liegen im Innern der Oberlichte gegen Sturm, Schnee und Wärmeeinflüsse geschützt und sind leicht zugänglich. Auferdem wird dadurch ihre Länge auf das geringste Mafs gebracht, somit an Kosten gespart. Das Holzcementdach giebt selbst bei Wolkenbrüchen das Wasser so langsam in die Rinne ab, dafs deren Abmessungen vollständig ausreichen. Von

diesen Rinnen führt ein gemeinsames Abflufsrohr durch den Dachboden hinaus zu einem Abfallrohr. Zur größeren Sicherheit ist hier noch ein Ueberlaufrohr vorgesehen.⁴

Die Treppen sind aus I-Trägern zusammengelascht, auf denen Blechstufen aufgesattelt sind, welche ihrerseits die Terrazzostufen tragen.

Die Baukosten ohne den Grund und Boden und die Einrichtungsstücke betragen 534 500 M. Das Cubikmeter umbauten Raumes kostet somit 25,6 M, das Quadratmeter bebaute Grundfläche für das Hauptgebäude 563,20 M, für die Flügel 256 M. Die Oberleitung des Baues lag in den Händen des Herrn Regierungs- und Bauraths Emmerich in Berlin. Entworfen und ausgeführt ist das Gebäude durch den Unterzeichneten, und als Bauführer war Herr Kleeberg thätig. Die Bauzeit war sehr knapp bemessen, da die alte Peterskirche erst im Januar 1886 zum Abbruch übergeben wurde, der sich bis zum Ende März hinzog. Am 2. September 1886 konnte trotz der 1250 cbm Sandsteinverblendung, welche gleichzeitig mit der Aufmauerung versetzt wurden, gerichtet werden, und im September 1887 wurde das Haus nach und nach bezogen.
Hasak.

Die Klosterkirche St. Stephani und St. Sebastiani in Frose*)

von F. Maurer.

(Mit Zeichnungen auf Blatt 55 bis 58 im Atlas.)

(Alle Rechte vorbehalten.)

1. Geschichtliches.

Das Stift in Frose, einige Meilen östlich von Quedlinburg und Gernrode belegen, wurde nach urkundlicher Nachricht i. J. 950 durch Markgraf Gero, den Bezwinger der Wenden, als Mönchskloster gegründet, jedoch schon i. J. 963 zu einem Nonnenstift umgeschaffen und dem Kloster in Gernrode untergeordnet. Welcher besondere Umstand zur Gründung des Klosters Anlaß gegeben, ist uns nicht überliefert, indessen wird berichtet, dafs die neue Stiftung der heiligen Jungfrau sowie dem Apostel Petrus und dem heiligen Cyriacus zu Ehren errichtet, die Kirche aber den beiden Heiligen Stephan und Sebastian gewidmet wurde. Da in einer Urkunde vom Jahre 961 bei Frose nicht der sonst übliche Zusatz „cum ecclesia“ oder „cum capella“, sondern der Wortlaut „*Frosa cum duabus parochiis sanctorum scilicet Stephani et Sebastiani martirum . . .*“ gewählt ist, so hat man daraus schliessen wollen, dafs zu jener Zeit in Frose eine Kirche noch nicht bestanden habe. Wenn man jedoch erwägt, dafs hiernach in jener Zeit schon zwei Pfarreien eingerichtet waren, dann erscheint die Schlufsfolgerung, dafs nicht nur eine, sondern vielmehr zwei Kirchen vorhanden waren, natürlicher als die obige Annahme. Sicherlich hat in jener, für das Sachsenland zwar noch frühen Christenzeit die hier in Betracht kommende Klosterkirche schon bestanden. Die gegenwärtige Anlage gehört freilich dieser Zeit ganz bestimmt nicht an, sie rührt vielmehr, wie aus der Architektur des Bauwerks zu schliessen ist, frühestens aus der ersten Hälfte des 12. Jahrhunderts her, und diese Annahme, dafs schon vordem eine Kirche an Stelle der jetzigen

bestanden hat und daher zwei verschiedene Bauwerke in Betracht zu ziehen sind, wird auch durch das Ergebnis angestellter Nachgrabungen bestätigt. Näheres hierüber wird sich aus dem folgenden Abschnitt ergeben. Wann und auf welche Weise das erste, wohl als die älteste Kirche Anhalts zu bezeichnende Bauwerk zerstört worden ist, wird uns freilich nirgends berichtet; indes liegt die Vermuthung nahe, dafs das ganze Kloster bei Ausfechtung des im Jahre 1138 begonnenen Streites zwischen den Askaniern und Welfen zu Grunde gegangen ist. Denn mit allen Schrecken der Verwüstung wurde der Krieg geführt. Albrecht der Bär mußte fliehen und seine Länder dem Sieger, Heinrich dem Stolzen, wehrlos überlassen. Die Bernburg, der Sitz der Mutter Albrechts, wurde 1138, die Burg Anhalt im Selkethal 1140 zerstört, und vielleicht zur selben Zeit das nur wenige Meilen entfernt liegende Froser Stift, wobei auch wohl alle Urkunden aus der vorangegangenen Zeit von fast zweihundert Jahren verloren gegangen sein werden. Da 1142 Frieden geschlossen wurde, so wird die noch heute bestehende Kirche wohl kaum vor dem Jahre 1143 begründet worden sein.

Ueber die weiteren Schicksale des Klosters und seiner Bauten liegt uns erst wieder eine Urkunde vom Jahre 1149 vor, worin die Aebtissin Hedwig III. den von ihr verwalteten Klöstern in Gernrode und Frose einen Theil ihres Erbes vermacht. Sodann wird berichtet, wie im Jahre 1188 bei Anwesenheit des Kaisers Friedrich I. in Gernrode die Klosterfrauen von Frose klagen, dafs sie von 11 Hufen in Baleberch (als Advocat dieser Güter wird Graf Siegfried von Thornburg erwähnt) zu wenig Zins bekommen. — Im Jahre 1228 schlichtete Bischof Friedrich II. von Halberstadt einen schon länger schwebenden Rechtsstreit wegen einer halben

*) Im Anschluß an die Mittheilungen in der Zeitschr. f. Bauwesen Jahrg. 1887 S. 179 ff. und Jahrg. 1889 S. 489 ff.

Hufe Landes zwischen dem Klosterconvent und Dietrich von Frose. — Als Advocaten, Vögte der Kirche in Frose, erscheinen im Jahre 1265 Heinrich und Dietrich von Gatersleben. — Pröpstin und Convent von Frose klagen 1274 bei dem Erzbischof Conrad II. von Magdeburg, daß Siegfried von Glinde und viele andere Laien den pflichtigen Zins zu säumig zahlen. — Unterm 7. Juli 1284 weist Bischof Volrad von Halberstadt, zu dessen Diöcese das Kloster gehörte, die Schuldner der Kirche in Gernrode und Frose zur Erfüllung ihrer Verpflichtungen an. — Verschiedene Streitpunkte zwischen der Aebtissin Mechtild von Gernrode und ihren Capiteln von Gernrode und Frose einerseits und Werner, Gardun und Otto von Hadmersleben andererseits wurden 1285 in einem Sühnebrief erledigt. — Am 30. Juni 1297 bedroht der Domschatzmeister in Halberstadt die Beeinträchtiger der Besitzungen und Einkünfte des Stifts mit Excommunication. — Unterm 15. März 1302 beauftragt Papst Bonifacius VIII. den Archidiaconus des Bannes Quedlinburg, die von dem Kloster Frose willkürlich verschleuderten Güter, Rechte und Einkünfte demselben zurückzustellen. — Am 16. December 1323 schlichtete Abt Hermann III. von Nienburg einen Streit zwischen dem Kloster Frose und Johann von Balberg.

So dauern die Sorgen und Streitigkeiten des Stifts fort bis zum Jahre 1377. Von da ab fehlen uns leider wiederum die Nachrichten bis zum Jahre 1486, wo der kostspielige Proceß wegen Anlage des Froser Sees sich entspann. Derselbe wurde erst 1510 unter der letzten katholischen Aebtissin, Elisabeth von Weida, durch Vergleich beendet. Das Kloster wird dann die Schicksale der Frauenabtei in Gernrode getheilt haben und nach dem westfälischen Frieden 1648 dem Hause Anhalt anheim gefallen sein.

Wann und auf welche Weise die eigentlichen Klostergebäude zum Abtrag gelangt sind, ist uns nicht bekannt. Allein die etwa um 1143 erbaute Kirche ist stehen geblieben und wartet ihrer Wiederherstellung, denn manchen Verstümmelungen ist sie im Laufe der Jahre ausgesetzt gewesen.

2. Die im Jahre 950 gegründete Kirche.

Wie oben bereits angedeutet, sind die Grundmauern der ersten Kirche durch Nachgrabungen ermittelt worden, welche im Jahre 1884 aus Mitteln, die das Herzoglich Anhaltische Consistorium bewilligte, durch den Verfasser ausgeführt wurden, über die er damals kurz in der „Deutschen Bauzeitung“ berichtet hat. Als Fingerzeig für die Richtung, in welcher die Bodenaufdeckungen zur Ausführung zu bringen wären, diente ein kleiner Vorsprung *a* im aufgehenden Mauerwerk an der Nordseite der Hauptapsis der gegenwärtigen Anlage (Bl. 55, Abb. 1). Aus ihm konnte man schließen, daß ehemals die Apsis nach einem größeren Halbmesser gestaltet war und das vorspringende Mauerstück von einem früheren größeren Bau herrühre. Es wurde daher dieser größere Halbmesser durch Messung und Berechnung festgestellt, danach die Breite des Altarhauses und Mittelschiffes bestimmt und sodann mit den Aufgrabungen vorgegangen. Anfangs war nirgends ein bestimmter Anhalt zu erlangen, nach welchem die Arbeiten planmäßig vorwärts getrieben werden konnten. Denn es fanden sich von den Grundmauern der Südseite

des Altarhauses, der Hauptapsis und der Nebenapsiden auch nicht die geringsten Spuren vor, weil dort bei Herstellung von Grabgewölben in unserem Jahrhundert die etwa noch vorhanden gewesenen Mauerreste abgetragen worden waren. Dagegen liefs sich deutlich erkennen, daß nicht nur das aufgehende Mauerwerk an der Nordseite der Hauptapsis und des Altarhauses der gegenwärtigen Anlage, sondern auch das zugehörige Fundament noch von der ursprünglichen Anlage herrühren. Vielleicht wären die weiteren Untersuchungen ganz ergebnislos verlaufen, wenn die in Gräben von etwa 0,75 m Breite in Angriff genommenen Ausschachtungen nicht schließlich noch bis zu 2,5 m Tiefe niedergetrieben worden wären. Hierbei wurden zunächst die nordöstliche und südwestliche Ecke *b* und *c* des Kreuzschiffes, sowie im Anschluß an erstere bei *b*₁ der Anfang der östlichen Kreuzgangsseite und danach an der Südseite des Kreuzschiffes die Fortsetzung des Giebelmauerwerks bei *d* gefunden; ferner bei *e* und *f* die Außenwände der beiden Seitenschiffe, bei *f*₁ Spuren der westlichen Kreuzgangsseite und bei *g* die südliche Mittelschiffwand. Hieraus ergab sich, daß die nördliche Mittelschiffwand der gegenwärtigen Kirche auf den Grundmauern *ii* der ursprünglichen Anlage steht. Durch Freilegen der Querwand *h* innerhalb des südlichen Seitenschiffes wurde der Punkt festgestellt, wo ehemals der Mittelpfeiler der südlichen Arcadenwand gestanden.

Nach diesen zwei geringen, aber sehr wichtigen Mauerresten liefs sich der Grundriß der Basilika bis zum westlichen Vorbau vollständig klarlegen, und es kam nun darauf an, die Grundmauern der Thürme und ihres Mittelbaues aufzusuchen. Der Umstand, daß die westliche Kreuzgangsseite bei *f*₁ mit dem nördlichen Thurm *k* der gegenwärtigen Anlage wegen des massiven Treppeneinbaues daselbst durch eine Thür niemals verbunden gewesen sein kann, gab sofort der Vermuthung Raum, daß man es hier mit einer ähnlichen Grundrißanlage zu thun habe, wie solche bei der Basilika in dem benachbarten Gernrode*) zu erkennen ist. Es legen sich hier nämlich die beiden Thürme nebst Zwischenbau nicht unmittelbar gegen das eigentliche Langhaus, sondern es schiebt sich noch ein Joch von der Breite der Seitenschiffe ein, um die Empore über der ehemaligen Vorhalle geräumiger herzustellen. Es konnte daher der nördliche Thurm der alten Anlage nur bei *l*, auf der Westseite des Thurmes *k*, gestanden haben. Nachgrabungen förderten denn auch in der That bei *m* einen Fundamentrest zu Tage, und in dem bei *n* liegenden Strebepfeiler der gegenwärtigen Anlage fanden sich Treppenstufen vermauert, welche gewiß noch von dem alten Treppenthurme *l* herrühren. So dürftig diese Spuren waren, um so günstiger gestaltete sich das Ergebnis der Aufgrabung beim südlichen Thurme. Dort wurde ein größeres Stück *op* des ehemals offenbar unter dem ganzen Thurme durchgreifenden Mauerwerks ermittelt und außerdem die alte, mit verschiedenen Mörtelschichten abgeglicheene Sohle des Grundmauerwerks wenigstens innerhalb der Fläche *qrs* *tuvw* genau festgestellt. Wichtig war dabei, daß die südliche Begrenzung des Fundamentstückes bei *uv* noch deutlich erkennbar war. Die Aufgrabungen wurden sodann bei *y* in der westlichen Flucht beider Thürme fortgesetzt,

*) Zeitschrift für Bauwesen 1888 S. 179 ff.

es fand sich jedoch daselbst nicht die geringste Spur von Mauerwerk vor. Da nun der Erdboden in der Umgebung der Kirche im Osten ansteigt, im Westen aber abfällt, auch die Sohle des alten Grundgemäuers an der Nordseite der Hauptapsis (bei *a*) und des Altarhauses nur etwa 1 m unterhalb des Fußbodens vom Innern der Kirche liegt, und somit eine Krypta im Osten niemals vorhanden gewesen sein kann, so lag die Vermuthung nahe, daß eine solche an der Westseite der Kirche gelegen haben könnte. Bei den weiteren Aufgrabungen auf dieser Seite wurde dann auch wirklich noch der Mauerrest eines Pfeiler- und Säulensfundaments bei *x* freigelegt.

Eine Betrachtung des nach den ermittelten Mauerresten aufgetragenen Gesamtgrundrisses der im Jahre 950 erbauten Anlage (Bl. 55, Abb. 2) läßt eine Basilika erkennen, welche aus einem dreischiffigen Langhause nebst Kreuzschiff mit Nebenapsiden, einem Altarhause mit Hauptapsis, sowie zwei viereckigen Thürmen an der Westseite mit zwischenliegendem halbkreisförmig abgeschlossenen Chor bestand. Die Aehnlichkeit dieser Anlage mit der zu Anfang des 12. Jahrhunderts umgebauten Basilika in Gernrode ist ganz auffällig, und es will scheinen, als sei die erste Froser Kirche das Vorbild für Gernrode gewesen. Hierfür spricht auch der Umstand, daß der Umbau in Gernrode höchst wahrscheinlich zur selben Zeit stattfand, als die gegenwärtige Kirche von Frose aus den Ruinen der etwa um 1140 zerstörten Anlage Geros sich erhob. Vielleicht hat man auch bei den Aufräumungsarbeiten die noch brauchbaren Säulen von Frose nach Gernrode geschafft und bei Herstellung der dortigen westlichen Krypta verwendet. Jedenfalls fehlt an vier Säulen das bekannte Basen-Eckblatt des 12. Jahrhunderts und zwei Capitelle zeigen ganz rohe Formen, während zwei andere wegen starker Verwitterung bei der im Jahre 1858 begonnenen Wiederherstellung erneuert worden sind. Wie gründlich übrigens bei den Aufräumungsarbeiten in Frose verfahren sein muß, geht daraus hervor, daß bei den sehr umfangreichen Nachgrabungen im Jahre 1884 auch nicht ein Werkstück von Säulen, Gesimsen, Ecken oder dergl. aufgefunden worden ist. Zu dem Neubau um 1143 können wohl Bruchsteine aus dem untergegangenen Bauwerke verwendet worden sein, die ornamentalen Theile gehören dagegen der späteren Zeit an. Auszunehmen ist vielleicht das Dachgesims der Hauptapsis.

3. Die etwa um 1143 gegründete, jetzt noch bestehende Kirche.

Nach dem heutigen Zustande des Bauwerks (Blatt 55, Abb. 3 bis 9) bietet sich ein lang gestrecktes Mittelschiff dar, dessen ohnedies nicht große Breitenabmessung durch beiderseits eingebaute, unschöne Holzemporen noch geschmälert wird. Auch sind diese in den Abbildungen nicht mit dargestellten Emporen bis zum Altarhause durchgeführt und durch Treppen zugänglich gemacht. Die Kreuzschiffarme samt Nebenapsiden sind abgebrochen und niedrige Gurtbogen von Mauersteinen nachträglich eingespannt, welche die bis zur östlichen Vierungswand fortgesetzten hohen Mittelschiffwände tragen. In dem Altarhause und der Apsis haben der Altar und dahinter die Kanzel Aufstellung gefunden. An der Südseite daneben ist in neuerer Zeit eine Sacristei angebaut. Die mit spitz-

bogigen Kreuzgewölben versehene Vorhalle im Westen ist gegen das Schiff hin zugemauert und es lehnt sich hier, im Anschluß an die Seitenemporen im Langhause, eine gleichfalls aus Holz hergestellte Orgelempore an. Der zwischen beiden Thürmen über der Vorhalle belegene Nonnenchor, auch „Loge“ genannt, ist wie die Vorhalle gewölbt und enthält die Orgelbälge. Die schönen, nach dem Mittelschiff sich öffnenden Bogenstellungen dieses Raumes sind durch die Orgel und theilweise durch Vermauerung verdeckt. Die über der Loge belegene Glockenstube ist wegen der fehlenden Fenster dem Wind und Wetter preisgegeben. Der südliche, in den unteren Geschossen ebenfalls mit spitzbogigen Kreuzgewölben versehene Thurm enthält die Glocken, ist aber im übrigen ganz unbenutzt, während der nördliche den alten Treppenaufgang zum Nonnenchor und Glockenraum im Mittelbau in sich aufnimmt. Die ursprünglichen Holzdecken des Mittelschiffes und der beiden Seitenschiffe sowie die Wölbung der Hauptapsis sind nicht mehr vorhanden. Man erkennt aber an den hohen Mittelschiffwänden noch die vermauerten Löcher für die ehemaligen Dachbalken der Seitenschiffe, wonach deren ursprüngliche größere Höhe festgestellt werden kann. Der Fußbodenbelag im Innern der Kirche besteht aus Mauersteinen, die Wandflächen, Säulen und Pfeiler sind mit weißer Wasserfarbe überstrichen. Von den schönen Säulencapitellen und sonstigen Ornamenten ist wegen der Holzeinbauten nichts zu sehen. Kurz, beim Betreten der Kirche, die außerdem noch mit neuzeitlichem Gestühl versehen ist, erhält man einen nichts weniger als erhebenden Eindruck.

Das Aeußere des Bauwerks giebt dem Innern an geschmackloser Umgestaltung nichts nach. Die Westfront stellt im wesentlichen einen unförmigen Mauerklotz mit verschiedenen Pfeilervorlagen dar. Indessen sind die alten, theils im romanischen, theils im Uebergangs-Stil angelegten Fensteröffnungen und anscheinend auch der Dachaufbau noch vorhanden, während das Portal vermauert ist. Das Langhaus enthält, bis auf die beiden dem Thurmbau zunächst belegenen alten rundbogigen Fenster des Mittelschiffes, nur unschöne, nachträglich eingebrochene viereckige Fenster- und Thür-Oeffnungen. An der nördlichen Außenwand des Seitenschiffes aber sieht man noch zwei alte, jetzt vermauerte Rundbogenfenster. Auf derselben Seite erkennt man ferner ganz deutlich die jetzt abgestemmtten Steine, welche früher den Verband mit den abgebrochenen Kreuzschiffarmen herstellten. In der Hauptapsis ist nach Osten hin ein spitzbogiges hohes Fenster angelegt. Die Dachfirst des Mittelschiffes reicht über das Altarhaus bis zur Apsis, welche nach einem Vieleck abgedeckt ist.

Nach den im Mauerwerk sonst noch vorgenommenen Veränderungen kann man übrigens zwei Abschnitte des Umbaus unterscheiden, welchem das Bauwerk ausgesetzt gewesen ist. Im ersten wurde die Beseitigung der romanischen Fenster- und Thüröffnungen sowie deren Herstellung in gothischen Formen bezweckt, wie jetzt noch besonders an der Apsis zu sehen ist. Auch rühren aus dieser Zeit vielleicht die spitzbogigen Gewölbe der Vorhalle, der Loge und des südlichen Thurmes her. Beim zweiten Umbau wurden die spitzbogigen Oeffnungen theils vermauert, theils ausgebrochen und durch viereckige ersetzt. Zum Glück blieben bei bei-

den Umbauten die erwähnten alten Fensterbogen im Mittel- und nördlichen Seitenschiff bestehen, wengleich letztere im vermauerten Zustande.

Um ein klares Bild von der ursprünglichen Gestaltung des Bauwerks zu erhalten und um die vorstehend bereits erwähnten und an den verschiedenen Bautheilen über der Erde sichtbaren Merkmale der alten Anlage ergänzen zu können, mußten zunächst die früheren Abmessungen des Kreuzschiffes durch Aufgrabungen festgestellt werden. Auch hierzu bewilligte das Herzoglich Anhaltische Consistorium die nöthigen Mittel. Im Jahre 1883 wurden bei *abcdef* (Blatt 55, Abb. 3) Grundmauerreste freigelegt, nach denen die alte Grundrissanlage ohne Mühe vervollständigt werden konnte. Auf Grund des Gesamtergebnisses der Forschungen und unter Berücksichtigung der noch vorhandenen Bautheile ist die Ausarbeitung eines Wiederherstellungsentwurfes (Bl. 56, Abb. 1 bis 9) der ursprünglichen Ausführung ermöglicht worden. Danach ist das Bauwerk dem normalen Grundplane der Basilika entsprechend angelegt und besteht aus einem dreischiffigen Langhause, einer Vorhalle mit Nonnenchor und Glockenraum darüber, zwei viereckigen Thürmen, einem über die Seitenschiffe vortretenden Kreuzschiff mit zwei kleinen Apsiden, und einem Altarhause mit größerer Apsis. Eine Krypta hat nach den Auseinandersetzungen im vorigen Abschnitte von jeher gefehlt. Die Apsiden waren gewölbt, alle übrigen Räumlichkeiten dagegen mit geraden Holzdecken versehen. Ueber dem Mittel- und Kreuzschiff sowie über Vierung und Altarhaus befanden sich Satteldächer von gleicher Firsthöhe; auch war vielleicht der Schnittpunkt der Firste über der Vierung durch einen Dachreiter im Uebergangsstil gekrönt. Die Seitenschiffe waren mit Pultdächern, welche sich an das hohe Mittelschiff anlehnten, die Apsiden mit Kegeldächern bedeckt. Die Dachhelme der Thürme gingen aus dem Viereck ins Achteck über und das zwischen beiden Thürmen liegende Glockenhaus hatte ein Satteldach. Mit Ausnahme der beiden obersten Thurmsstockwerke und des über dem Nonnenchor belegenen Glockenraumes, welche den Uebergangsstil zeigen, ist überall die romanische Bauweise streng durchgeführt. Der Beginn des der Uebergangszeit angehörigen Aufbaues ist übrigens in Abb. 9, Bl. 55 an dem Mauerabsatz über dem unförmigen südwestlichen Thurmeckpfeiler genau zu erkennen.

4. Beschreibung der einzelnen Bautheile der jetzigen Kirche unter Berücksichtigung des Wiederherstellungsentwurfes.

Das Vorhandensein des mehrerwähnten Mauerrestes von der unter Gero erbauten Kirche an der Nordseite der Hauptapsis sowie das Ausklingen der Architektur am Aufbau des westlichen Theils in Uebergangsformen lassen erkennen, wie das ganze Bauwerk in der Richtung von Osten nach Westen zur Ausführung gebracht worden ist. Der hiernach als ältester Theil anzusehende Ostchor wird durch schlichte Mauern begrenzt. Die ehemaligen Fenster waren jedenfalls, wie die noch vorhandenen des Mittelschiffes, ganz einfach und rundbogig ausgebildet. Der Sockel der Apsis ist in zwei Absätzen aufgeführt, wovon der untere, zugleich auch um das Altarhaus führende mit einer einfachen Schräge, der obere, gegen das Altarhaus stoßende mit einer flachen Kehle abgeschlossen ist. Das nur noch an der Apsis vorhandene

Dachgesims krägt mittels Hohlkehle aus, über die sich ein Rundstab und eine Platte, durch Riemchen weiter gegliedert, legen. Das Gesims läuft indessen nicht ohne weiteres gegen das aufgehende Giebelmauerwerk des Altarhauses, sondern es werden die Ecksteine in flachgekrümmte Flächen übergeführt, die Endungen der Gesimsgliederungen aber durch phantastische, der Thierwelt entnommene Formen begrenzt (Bl. 57, Abb. 14). Diese an Formen des Holzbaues erinnernde Ausbildung gehört offenbar einer sehr frühen Zeit an, und wenn man weiter erwägt, daß die selbstverständlich nach einem Kreisbogen geformten einzelnen Werkstücke des Gesimses der cylindrischen Außenfläche der Apsis nicht genau entsprechen, dann erscheint die Vermuthung gerechtfertigt, daß das Gesims noch von der ersten Kirche herrührt und bei dem späteren Neubau Wiederverwendung gefunden hat. Der Gurtbogen zwischen Altarhaus und Vierung ist, wie auch die zugehörigen eigentlichen Pfeilervorlagen, ganz einfach und ohne irgend welche Gliederung hergestellt; der südliche, nicht bis zum Fußboden herabgeführte Pfeiler ist indessen in halber Höhe auf einem glatten Wulst ausgekragt (Bl. 57, Abb. 17). Das Sockelgesims des nördlichen Pfeilers, wie überhaupt sämtlicher übrigen Pfeilervorlagen in der Kirche, besteht aus einer einfachen Schräge. Die Kämpfergesimse des Gurtbogens zeigen eine Platte mit Schmiege darunter, welche durch Ausstiche belebt ist (Bl. 57, Abb. 18).

Die Vierung wird, wie an der Ostseite, so auch an der Westseite durch einen Gurtbogen auf Pfeilern begrenzt, während an den Flügeln des Kreuzschiffes die trennenden Bogen nebst Pfeilern fehlen. Der südliche Flügel ist schon früher zum größten Theil im Mauerwerk erneuert und enthält keine alten ornamentalen Theile mehr. Im nördlichen dagegen ist die alte rundbogige Durchgangsöffnung nach dem Seitenschiff noch vorhanden. Das zugehörige Kämpfergesims enthält, wie auch das an der gegenüberliegenden Nebenapsis nur eine Schmiege nebst Platte (Bl. 57, Abb. 15 bei B). Von den ehemaligen Fenstern des Kreuzschiffes gilt das beim Chor Gesagte.

Während bis dahin überall nur die schlichteste Formen-Ausbildung zu erkennen ist, begegnet man im Mittelschiff und zwar besonders bei der nördlichen Bogenstellung einer reicheren und mannigfaltigen Entwicklung. Die Schmiege am Kämpfergesims des sich gegen den Vierungspfeiler lehenden Endpfeilers ist auf den dem Mittel- und Seitenschiff zugekehrten Flächen mit gleichem Blattornament versehen (Bl. 57, Abb. 15 bei A), während die innerhalb der Bogenöffnung liegende Fläche ein anderes nicht minder schönes Blattwerk in Abb. 16 zeigt. Von den vier Säulen sind zwei (Bl. 57, Abb. 1 und 2) mit Würfelcapitellen versehen, deren Schildflächen durch drei concentrische Riemchen begrenzt werden. Aus den etwas vertieften halbkreisförmigen Feldern treten in der Mitte Blattornamente hervor, während die Ecken mit schneckenförmig gewundenen Ranken verziert sind. Sämtliche Schildfelder, auch die an ein und demselben Würfelknaufe, sind zu reicherer Wirkung verschiedenartig ausgebildet. Die besonders schönen Capitelle der beiden andern Säulen sind mit Blattwerk ausgestattet, dessen Anordnung an die der korinthischen Säule erinnert (Bl. 57, Abb. 3 u. 4). Bezüglich der Ausbildung der Capitellgesimse kann man drei verschiedene Arten unterscheiden. Bei zwei

Säulen (Abb. 2 u. 4) bilden offenbar der Echinus und Abacus der dorischen Säule die Grundform. Während der Abacus in seiner ursprünglichen einfachen Form beibehalten wird, ist die Echinusfläche durch Zerlegung in flache Rundstäbe weiter gegliedert worden, wodurch eine ähnliche Wirkung erzielt wird, wie beispielsweise an den Wulsten der Säulenbasen des Erechtheions. Bei der dritten Säule (Abb. 3) ist die Capitellabdeckung durch Schmiege und Platte mit zwei Rundstäbchen und einem Riemchen profilirt, die Schmiegefläche aber ist noch mit Blatt- und Rankenwerk verziert. Das Capitellgesims der vierten Säule (Abb. 1) ist zunächst mittels zweier Riemchen ausgekragt, worüber sich ein Rundstab legt; es folgen dann, durch je ein Riemchen nochmals abgesetzt, ein weiterer Rundstab und darüber die Platte. Alle vier Säulen sind mit attischen Basen versehen, wobei jedoch die Platte gegen den darüber befindlichen Wulst zurückspringt und die Ecken nach der im 12. Jahrhundert üblichen Weise ausgebildet sind (Abb. 5). Der Mittelpfeiler ist mit einem ähnlichen Kämpfergesims (Abb. 19) versehen, wie das zuerst erwähnte Capitell. Der an den westlichen Vorbau sich anlehrende Endpfeiler hat im Gesims nur die drei oberen Hauptglieder des Mittelpfeilers mit Riemchen erhalten. Die südliche Bogenstellung ist bedeutend einfacher gestaltet, immerhin aber ist auch hier eine Mannigfaltigkeit in der Ausbildung der ornamentalen Theile zu erkennen. Der Endpfeiler an der Vierung hat ein Kämpfergesims aus Platte und Wulst, und die Oberfläche des letzteren ist durch Ausstiche belebt. Sämtliche vier Säulen (Bl. 57, Abb. 6 bis 9) haben Würfelcapitelle, wie solche auch in der nördlichen Bogenstellung zu sehen sind, indessen sind hier die Schildflächen theils nur mit gewundenen Ranken, theils gar nicht verziert. Eins der Capitellgesimse (Abb. 7) besteht nur aus Platte und Wulst mit Ausstichen, welche in ihrer Darstellung an Korbflechtwerk erinnern. Bei einem andern ähnlichen Gesims ist noch ein Riemchen untergelegt, und das dritte (Abb. 6) hat an Stelle des Wulstes eine glatte Hohlkehle erhalten. Das vierte Capitellgesims weicht nur wenig ab von dem der vierten Säule der nördlichen Bogenstellung. Die der Vierung zunächst stehende Säule hat noch dieselbe Basis erhalten, wie die vier Säulen der Nordseite, die übrigen haben zwar auch die attische Basis, Abb. 10, bei der aber die Eckausbildungen fehlen und die Platte nicht unter dem Wulst zurücktritt. Der Mittelpfeiler ist genau in derselben Weise ausgestattet, wie der an der Nordseite. Aehnliches gilt vom westlichen Endpfeiler. Zwischen den Mittelschiffen und dem Bogenmauerwerk der Bogenstellungen ist ein aus Platte und Wulst bestehendes Gesims angeordnet. Die an den hohen Mittelschiffwänden noch vorhandenen und für die Wiederherstellung maßgebenden beiden alten Fenster sind rundbogig und innen wie außen mit glatter abgechrägter Leibung versehen. Das am Mittelschiff, wie auch am Quer- und Altarhause fehlende Dachgesims müßte bei der Wiederherstellung etwa eine Platte mit Hohlkehle erhalten.

Von den beiden Seitenschiffen ist das südliche an der Außenwand zum größten Theil in späterer Zeit erneuert. Das nördliche hat dagegen noch die alte Außenwand und zeigt, wie schon erwähnt, noch zwei ursprüngliche, wenn auch vermauerte Fenster, die bei einer Wiederherstellung als

Muster zu gelten haben würden. Das fehlende Dachgesims würde in ähnlicher Weise wie am Mittelschiff anzulegen, zuvor aber das Dachgebälk wieder in die alte Höhe zu verlegen, und hiernach das Mauerwerk der Außenwände ebenfalls höher zu führen sein.

Die Vorhalle zwischen beiden Thürmen war durch eine schlichte rundbogige, jetzt vermauerte Thüröffnung an der Westseite zugänglich und durch eine doppelte, jetzt gleichfalls vermauerte Bogenstellung mit dem Mittelschiff verbunden. Die Bogen werden durch einen Mittelpfeiler getragen (Bl. 57, Abb. 11), dessen Kämpfergesims dem der westlichen Endpfeiler der Arcaden ähnelt. Der Gesimswulst des nördlichen Endpfeilers (Abb. 12) zeigt wiederum eine flechtwerkartige Bearbeitung der gekrümmten Fläche, während die Schmiege des andern Endpfeilers als Verzierung den Zahnschnitt aufweist (Abb. 13). Durch zwei kleine Mauerschlitze neben der alten Thüröffnung fällt Licht ein, um die Vorhalle nothdürftig zu erhellen.

Ueber der Vorhalle und ebenfalls in ganzer Breite des Mittelschiffes ist die „Loge“ (Nonnenchor) eingebaut. Sie ist durch die Treppe im nördlichen Thurme zu erreichen, mit dem südlichen durch eine Thür verbunden und durch zwei kleine einfache rundbogige Fenster auf der Westseite erleuchtet. Auf der Ostseite öffnet sich die Loge gegen das Mittelschiff durch eine kleine mittlere und zwei größere seitliche Rundbogenstellungen, welche durch einfache Kreuzpfeiler geschieden sind (Bl. 58, Abb. 1 bis 3). Die beiden großen sind durch je ein Säulchen nochmals in zwei kleine, der mittleren gleiche Bogenöffnungen getheilt. Das Kämpfergesims der sich ohne Basis stumpf aufsetzenden Pfeiler ist nach dem Echinus und Abacus der dorischen Säule gebildet. Etwas verändert hat dieselbe Profilierung bei den Capitellgesimsen der beiden Säulchen in den großen Oeffnungen Verwendung gefunden. Die Wulstfläche des einen Gesimses (Bl. 58, Abb. 6) ist, wie auch sonst schon erwähnt, durch schachbrettartige Ausstiche belebt. Die Capitelle sind würfelförmig und mit Blattwerk versehen, aus welchem sich an den Ecken Schnecken entwickeln. Die zugehörigen Basen zeigen die attische Form mit Eckverbindung (Abb. 4).

Ueber der Loge erhebt sich das aus zwei Stockwerken bestehende Glockenhaus. Im oberen Raume waren ehemals die Glocken aufgestellt, während das Läuten von dem unteren aus erfolgte. Beide Geschosse sind durch Thüren mit den Thürmen, das untere, welches an der Westseite ein schlichtes Rundbogenfenster zeigt, außerdem noch mit dem östlich anstossenden Dachraum über dem Mittelschiffe verbunden. Der obere Raum hat an der Ost- und Westseite Schallöffnungen in den Uebergangsstilformen. Die halbkreisförmig abgeschlossenen Bogenstellungen (Bl. 58, Abb. 7 bis 10) ruhen auf viereckigen Pfeilern, und jede Oeffnung wird durch ein Säulchen nochmals getheilt. Die hierdurch entstehenden schmälere Oeffnungen haben aber Spitzbogen erhalten. Ein Säulchen ist noch rein romanisch, die übrigen haben zwar gothisches Blattwerk an den Capitellen, zeigen aber noch nicht den dem gothischen Stil eigenthümlichen Uebergang aus der Kelchladung zur viereckigen Platte für den Bogenanfang. Die Platte ruht vielmehr unmittelbar auf dem Capitellkelch, und die Ecken werden durch übereck gestellte Blätter oder sonstige Ornamente unterstützt. Die Basen

dieser Säulen entsprechen nicht mehr völlig der Grundform der attischen Basis; denn die einzelnen Glieder haben eine geringe Höhe, aber weite Ausladung erhalten, sodass der Wulst um mehr als das Eineinhalbfache seines Halbmessers vortritt. An der unteren Fläche aber legt sich die Platte nicht nach der Tangente des sonst halbkreisförmig gebildeten Wulstes unter, sondern es hat der Wulst nur eine ganz geringe Unterschneidung erhalten (Bl. 58, Abb. 11). Ein steinernes Dachgesims ist nicht vorhanden, es tritt vielmehr nur die Dachdeckung ein wenig über das Mauerwerk hervor.

Die Thürme haben im unteren Aufbau kleine Lichtschlitze, und nur der Raum im obersten Stockwerk wird durch größere rundbogige Fenster erleuchtet (Bl. 58, Abb. 12 bis 16). Diese sind ähnlich wie die in dem Glocken Hause angelegt, jedoch größer und daher durch je zwei Säulchen in schmälere Öffnungen mit Spitzbogen geschieden. Auch hier findet man noch ein Säulchen mit romanischem Würfelcapitell, für die übrigen aber gilt, ebenso wie für das Dachgesims, das beim Glocken Hause Gesagte.

Bei Durchführung des Wiederherstellungsentwurfes mußte selbstverständlich auf Beseitigung aller neueren Ein- und Umbauten, die keinerlei Werth haben, Bedacht genommen und die ursprüngliche Bauanlage nach den noch vorhandenen alten Theilen zurückgebildet werden. Daher würden die Kreuzschiffflügel samt Nebenapsiden im Anhalt an die ermittelten Grundmauerreste wieder aufzubauen, die Hauptapsis wieder einzuwölben und kegelförmig abzudecken sein. Das Lang-, Quer- und Altarhaus würden mit Decken und Dächern in ehemaliger Höhe, vielleicht auch der Vierungsmittelpunkt im Einklang mit den Thürmen mit einem Dachreiter im Uebergangsstil zu versehen sein. Bei dem ganzen westlichen Vorbau müßten die sehr unschönen Pfeilervorlagen beseitigt, zuvor aber die etwas schwachen Grundmauern der Außenwände des südlichen Thurmes gehörig unterfahren und verstärkt, ferner die spitzbogigen Gewölbe herausgeschlagen und durch Holzdecken ersetzt werden. Die Glockenstube würde gehörig auszubauen und dabei, wie auch bei den Thürmen,

besonders auf einen wasserdichten Verschluss der Schall- und Fensteröffnungen zu halten sein. Das Dach und die Balkendecke aber müßten erneuert werden, während die Thurmhelme bis auf weiteres beibehalten werden könnten. Dann würden auch an Stelle des Mauersteinpflasters in der ganzen Kirche Sandsteinplatten zu verlegen und die zur inneren Ausstattung gehörigen Gegenstände einschließlic der Thüren, Fenster und Bemalung zu erneuern sein.

5. Beschreibung der bei den Aufgrabungen gemachten Funde.

Beim Freilegen der Grundmauern des südlichen Seitenschiffes der Anlage vom Jahre 950 wurde eine kleine silberne Münze mit der Jahreszahl 1689 aufgefunden, deren Abbildung hier beigelegt ist. Sie wurde dem Herzoglichen Münzcabinet in Dessau überwiesen, und von dessen Vorsteher, Herrn Pastor Th. Stengel in Lausigk, ist sie als ein Körtling des deutschen Ordens von Mergentheim, und zwar vom Ordensmeister Pfalzgrafen Ludwig Anton von Neuburg, erkannt. Man fand sie bei



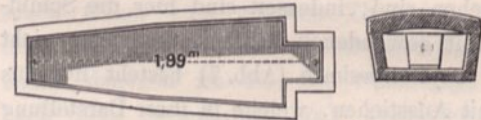
der Aufdeckung eines bereits früher geöffneten Steinsarges, in dem sie ursprünglich vielleicht gelegen hat. Wegen

der geringen Länge des lichten Raumes dieses aus einzelnen Steinen gemauerten und mit Platten abgedeckten Sarges ist wohl anzunehmen, dass hier ein Kind bestattet war. In



ähnlicher Weise geformt, aber aus Gips hergestellt, wurde ein größerer Sarg auf der Nordseite der Kirche gefunden. Beide

Särge, deren Grundriss und Querschnitt die nebenstehenden Holzschnitte zeigen, enthielten nur noch wenige Reste der in ihnen bestatteten Gebeine.



Die Hauptbahnhofs-Anlagen in Frankfurt a. M.

(Mit Zeichnungen auf Blatt 19 bis 32 im Atlas.)

(Fortsetzung.)

(Alle Rechte vorbehalten.)

III. Der Haupt-Personenbahnhof.

1. Eigenthumsverhältnisse, soweit sie sich auf die Beitragspflicht zu den Kosten der Bauausführung beziehen.

Ein Theil der Anlagen des auf Blatt 22 bis 24 dargestellten Personenbahnhofes ist gemeinschaftliches Eigenthum des Königlich preussischen Eisenbahn-Fiscus und der Hessischen Ludwigsbahn. Zu diesen Anlagen gehören die Bahnhofsvorplätze und Gartenanlagen, das Empfangsgebäude, der Kopfbahnsteig, der gemeinschaftliche Zungenbahnsteig, die Hallendächer nebst Wänden und Thürmen, die Ausgangshallen, die innere und äußere Einrichtung des Empfangsgebäudes und der Hallen, soweit solche gemeinschaftlichen Zwecken dienen; die Heizungs- und Lüftungsanlagen mit dem Kesselhaus, die für gemeinschaftliche Zwecke eingerichteten Beleuchtungs- und Wasserversor-

gungsanstalten, sowie die hauptsächlichlichen Be- und Entwässerungsanlagen, die für die Reichspostverwaltung hergestellten Anlagen, das Bahnpostgebäude und der Post-Gepäck- und Personentunnel nebst den Wasserdruck-Aufzügen.

Die ideellen Eigenthums-Antheile an diesen gemeinsamen Anlagen betragen zwei Drittel für den Fiscus und ein Drittel für die Hessische Ludwigsbahn. Nach demselben Verhältnisse erfolgte die Herstellung dieser Anlagen (sowie deren Unterhaltung) durch die Bauverwaltung der Königlich preussischen Staatsbahn auf Kosten der gemeinsamen Eigenthümer.

Die übrigen Theile des Personenbahnhofes südlich und nördlich der auf dem Plane Blatt 22 bis 24 mit — — — — — bezeichneten, bis zum Kopfstieg fortgeführt zu denkenden Grenze ausschließlich der Hallendächer sind alleiniges Eigenthum des Fiscus bezw. der Hessischen Ludwigsbahn.

Die Herstellung dieser Bahnhofstheile erfolgte im Unterbau, also hinsichtlich des Grunderwerbs, der Erdarbeiten, der Ausführung der Futtermauern, der Durchlässe und sonstigen Entwässerungsanlagen, durch die Königlich preussische Staatsbahn auf gemeinschaftliche Kosten der Eigenthümer nach dem Verhältnisse von 2:1. Dagegen war die gesamte weitere Herstellung (sowie die Unterhaltung), also die des Oberbaues, der Zungen-Bahnsteige und der Verwaltungsgebäude¹⁾, Sache jedes Eigenthümers.

Die Beitragsverhältnisse zu den Kosten der städtischen Straßenerweiterung unter dem Personenbahnhofe sowie der zur Vermeidung von Kreuzungen in Schienenhöhe erforderlichen Bauwerke werden bei der Beschreibung dieser Bauten berührt.

Das Verhältniß der Main-Neckar-Bahn kommt nur hinsichtlich der Mitbenutzung der Bahnhofsanlagen, nicht hinsichtlich der Bauausführung in Betracht und wird später unter den Bemerkungen über Verwaltung und Betrieb der Bahnhofsanlagen kurz erörtert werden.

2. Die Anordnung der Bahnsteige.

A. Im allgemeinen.

Den Kopf des Personenbahnhofes bildet das Empfangsgebäude, welches mit den durch die beiden Ausgangshallen von ersterem getrennten Verwaltungsgebäuden und auf der Südseite

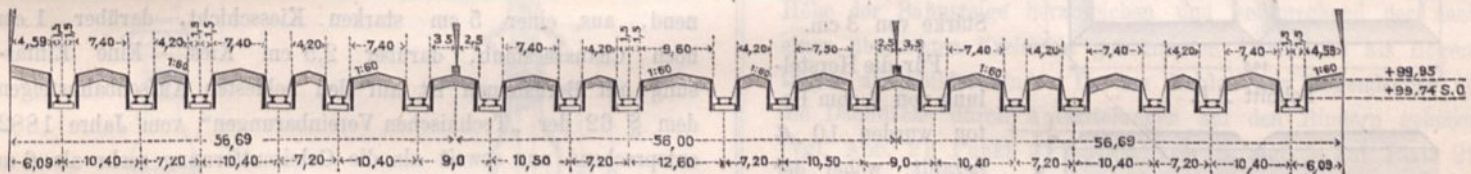


Abb. 22. Querschnitt durch die Bahnsteige.

ist so getroffen, daß an den Hallenwänden und den mittleren Binderfüßen der Halle Gepäckbahnsteige zu liegen kommen. Zwischen den Endbahnsteigen wechseln Personenbahnsteige mit Gepäckbahnsteigen ab. Letztere dienen, durch den am westlichen Hallenende angeordneten Post- und Gepäck-tunnel untereinander bzw. mit dem auf der Nordseite des Bahnhofes liegenden Bahnpostgebäude verbunden, auch dem Post- und Eilgutverkehr. Die nutzbare Länge der Bahnsteige entspricht mit rund 300 m annähernd der größten Zuglänge. Die Breiten dieser Gepäckbahnsteige berechnen sich mit Rücksicht auf die unterzubringenden Aufzüge des Post- und Gepäck-tunnels, neben denen noch ein Karren vorbeifahren muß, zu 4,59 bzw. 6,0 m. Der Aufzug liegt in beiden Fällen möglichst dicht am Geleise (vgl. Abb. 7 und 10 Blatt 29 und 30). Die mittleren Hallenbinderfüße kommen hiernach nicht auf die Mitte der Gepäckbahnsteige zu stehen (vgl. Abb. 22). Die Geleisentfernung bei den 4,20 m breiten Gepäck-

mit dem Kesselhause sowie den sich anschließenden beiderseitigen freistehenden Hallenwänden die dem Personen-Gepäck- und Postverkehr dienenden, durch drei Bogendächer überdeckten 18 Geleise und 19 Bahnsteige hufeisenförmig umschließt (vgl. Abb. 1 Blatt 29 und 30).

Die Anordnung des Empfangsgebäudes, wie sie sich auf Grund des im Juli 1880 öffentlich ausgeschriebenen Wettbewerbes entwickelt hat und unter der künstlerischen Leitung des preisgekrönten Architekten, damaligen Land-Bauinspectors Eggert in Straßburg i/E., zur Ausführung gekommen ist, gelangt in dieser Zeitschrift in besonderer Abhandlung zur Darstellung. Hier sei nur mit Bezug auf den Grundriß auf Blatt 22 bis 24 darauf hingewiesen, daß von der in der Mitte des Empfangsgebäudes befindlichen Haupteingangshalle, welche die Fahrkartenausgabe und die Gepäckannahmen sowie Räume für Post und Telegraphie enthält, nach rechts und links die Gänge zu den gleich und doppelt angeordneten Warteräumen und Speisesälen abzweigen. Sowohl von der Haupteingangshalle als auch von den Wartesälen gelangt man auf den in gleicher Höhe liegenden, 17,82 m breiten Kopfbahnsteig. Auf diesen münden mit den Geleisen gleichlaufend die Zungenbahnsteige. Die Anordnung der Bahnsteige geht aus Blatt 22 bis 24 und aus dem Längsschnitt durch den Post-Gepäck- und Personentunnel, Abbildung 7 Blatt 29 und 30, sowie aus der Text-Abbildung 22 hervor und

achse befindlichen, dem besonders lebhaften Vorortverkehr nach Homburg dienenden Bahnsteig 12,60 m.

Am westlichen Ende der Halle ist durch den zwischen den Hallenpfeilern 16 und 17 neben dem Post- und Gepäck-tunnel angeordneten Personentunnel eine Verbindung der Personenbahnsteige durch Treppen hergestellt. Der Personentunnel soll den von einem Zuge zum anderen übergehenden Reisenden den bedeutenden Umweg über den Kopfbahnsteig ersparen, auch den Verkehr der Beamten ohne Geleisüberschreitung ermöglichen.

B. Die Befestigung der Bahnsteige.

Die Personenbahnsteige unter den Bahnhallen einschließlich der Gepäckkarrenfahrten des Kopfbahnsteiges sind wie die Ausgangshallen und die anschließenden Droschkenhallen mit zusammen 11183 qm mit Saargemünder gebrannten Thonfliesen auf 12 cm starkem Beton verlegt, auf welchem eine 1,5 cm starke

Abb. 23. Querschnitt eines



bahnsteigen ist 7,20 m und bei den 7,40 m breiten Personenbahnsteigen 10,40 bzw. 10,50 m, bei dem in der Hallen-

1) Das Verwaltungsgebäude der Hessischen Ludwigsbahn wurde im Rohbau von der Staatsbahn auf Kosten der Eigenthümerin hergestellt.

Schicht von Cementmörtel aufgebracht ist, dessen Mischungsverhältniß 1:3 betrug. Die Betonmischung bestand aus 1 Raumtheil Cement, 4 Theilen Sand und 8 Theilen Kies (vgl. Text-Abb. 23). Auf dem 18,23 m breiten Kopfbahnsteig sind auf die Breite der beiden Seitenhallen und in den Ausgangshallen

von der Stirn des Empfangsgebäudes an gerechnet (Abb. 3 auf Blatt 29 und 30) auf eine Breite von 5,27 m, im Geviert 142×142 mm große, 30 mm starke Thonplatten mit hohl ausgerundeten Kanten verlegt, auf eine weitere Breite von 8,08 m dieselben Fliesen, jedoch hellgelbe und dunkelbraune (sepiafarbige) in einfacher Musterung. Den Rest von 4,88 m Breite bildet die Gepäckkarrenfahrt. Diese ist mit 37 mm starken glatten Platten mit nach einem Halbmesser von 1,5 mm abgerundeten Kanten befestigt.¹⁾ In der Mittelhalle ist die Gepäckkarrenfahrt und die Fliesenmusterung 5,03 m bzw. 11,32 m breit, der nicht gemusterte Streifen dagegen nur 2,83 m. Die Gepäckkarrenfahrt führt in einer Breite von 5,28 m in zwei Straßen zu den Gepäckannahmen in der Eingangshalle. Die Längsbahnsteige für den Personenverkehr sind nach Abb. 24 mit 142×142 mm

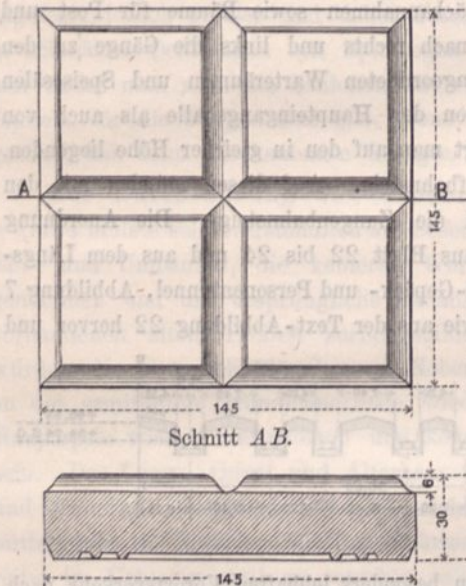


Abb. 24.
Plattenbelag der Personenbahnsteige.
 $\frac{1}{3}$ der nat. Gr.

im Geviert großen 30 mm starken Thonplatten mit Kreuzfuge abgedeckt. Die Droschkenhallen haben einen Belag von denselben Platten wie die Gepäckkarrenfahrten, jedoch nur in einer Stärke von 3 cm. Für die Herstellung von 1 cbm Beton wurden 10 \mathcal{M} bezahlt, wobei der Sand und Kies von der Bauverwaltung geliefert wurde. Für Liefern und Verlegen eines Quadratmeters des einfachen Fliesenbelags mit und ohne Kreuzfugen, des gemusterten Fliesenbelages, sowie desjenigen der Gepäckkarrenfahrten wurden 4,70 bzw. 5,00 bzw. 5,07 \mathcal{M} bezahlt. Nach verschiedenen Erhebungen und auf Grund angestellter Versuche ist die Einfassung der Bahnsteige aus 15 cm hohen und 40 cm breiten, nicht unter 80 cm langen Bordsteinen aus rheinischer Basaltlava auf einer Untermauerung hergestellt. Die 1,50 m von der Geleismitte entfernte Vorderkante der Bordsteine ist mit einer Seitenlänge von 1 cm abgefast, die Stofsfugen haben Dreiecksversatz (Abb. 25) erhalten, die Auftritts- und Kopfflächen sind gestockt bzw. scharriert, die sichtbaren Kanten der Stofs- und Lagerfugen 3 cm tief, die Anschlußflächen für den Asphaltbelag bis auf 5 cm Tiefe sind mit Kantenschlag versehen oder gestockt, die Stofsflächen im übrigen fein, die Lagerflächen

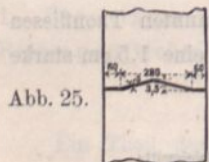


Abb. 25.
Dreiecksverband der Bordsteine. 1:30.

rauh gespitzt, die Hinterflächen bruchrecht geschlagen. Die Bordsteine sind in ein fettes Bett von feinem Mörtel (1:2) auf 32×50 cm starken Bruchsteinmauern verlegt, welche auf der mit Sand ausgeschlammten Kiesbettung ruhen. Die 5 mm starken Stofsfugen der Bordsteine sind mit dünnflüssigem Mörtel

1) Es haben sich bis jetzt Abnutzungen der Gepäckkarrenfahrten bis zu 2 mm Stärke gezeigt.

ausgegossen und wie die Lagerfuge mit verlängertem Cementmörtel fest ausgestrichen.

Die Gepäckbahnsteige sind unter der Halle in einer Fläche von 4600 qm mit Asphaltplatten auf 12,5 cm starkem Beton befestigt, dessen Mischung aus 1 Theil Cement, 5 Theilen Sand und 5 Theilen gesiebttem Kies bestand (vgl. Text-Abb. 23). Die 25 cm im Geviert großen, 3 cm starken Platten sind bei einem Druck von 80000 kg aus erhitztem Val de Travers-Asphalt geprefst.

Die Kosten der Lieferung und Herstellung eines Quadratmeters Asphaltbelag der ganzen 4751 qm großen Fläche der Gepäckbahnsteige betragen 6,25 \mathcal{M} ; für Herstellung von 1 cbm Beton wurde bei Lieferung des Sandes und Kieses durch die Bauverwaltung 10,20 \mathcal{M} bezahlt.

Außerhalb der Halle sind die Personenbahnsteige bis zu einer Länge von 83 bis 100 m mit 5 bis 6 cm starkem Mosaikpflaster auf etwa 10 cm starkem Kieslager mit grober Sanddecke befestigt und mit nicht untermauerten, 25×25 cm breiten bzw. hohen, gleichfalls im Gefälle 1:60 des Bahnsteiges liegenden Bordsteinen aus Basaltlava eingefast. Der Rest bis zu einer größten Länge von 52 m ist wie bei den außerhalb der Halle liegenden Gepäckbahnsteigen mit einer in fertigem abgewalzten Zustande im ganzen 8,5 cm starken Kiesschicht befestigt. Die einzelnen Schichten bestehen, von unten beginnend, aus einer 5 cm starken Kiesschicht, darüber 1 cm hoch Chausseestaub, darüber 2,5 cm Kies. Eine Einfassung mit Bordsteinen ist auf den bekiesten Außenbahnsteigen dem § 62 der „Technischen Vereinbarungen“ vom Jahre 1882 entsprechend nur soweit als die Geleisentfernung mehr als 6 m beträgt, und zwar nur auf der höher liegenden Seite, bei einseitigem, 1:36 betragenden Gefälle der Gepäckbahnsteige, und nur auf einer Seite bei dem 1:50 betragenden Gefälle der Personenbahnsteige zur Ausführung gekommen. Auf der andern Seite der betreffenden Bahnsteiglängen ist die Bekiesung in einer Entfernung von 1,65 bzw. 2,10 m von Geleismitte abgerundet und bis auf Schienenkopfunterkante herabgeführt.

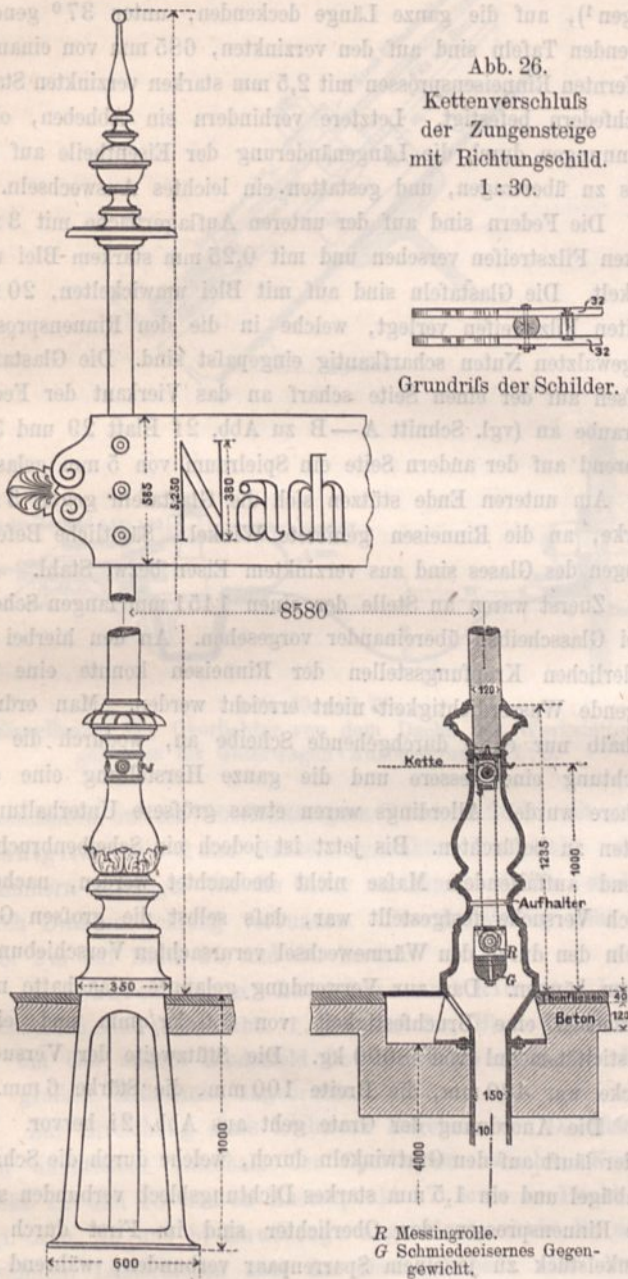
C. Ausstattung der Bahnsteige.

(Vgl. Blatt 22 bis 24.)

Die Zungenbahnsteige sind gegen den dem Aufenthalt der Reisenden dienenden, dem Verkehre vollständig freigegebenen und mit Bänken ausgestatteten Kopfbahnsteig durch in gußeiserner verzierte Pfosten durch Gegengewichte versenkbare schmiedeeiserner 8,66 m von der Kopfbahnsteigachse entfernte Ketten abgeschlossen und werden erst kurz vor Abfahrt bzw. Ankunft der einzelnen Züge freigegeben (Abb. 26).

Die Pfosten der Kettenabschlüsse nehmen gleichzeitig die Stangen für die über den Zugängen zu den Personenbahnsteigen angebrachten Richtungsschilder auf. An je zwei Stellen des Kopfbahnsteiges rechts und links von der Hallenachse sind vor Kopf der Geleise Brunnen und Zeitungstische aufgestellt. Ursprünglich waren vor den Köpfen der Einfahrtsgeleise Gepäcktische mit einer nutzbaren Länge von 11 m für die Gepäckaussgabe angeordnet. Im Betriebe hat sich jedoch zunächst die Entbehrlichkeit dieser Gepäckaussgabestelle herausgestellt, da das Gepäck unmittelbar am Zuge von den Trägern in Empfang genommen und zu den Droschken befördert wird. Es sind deshalb theilweise die Arme der Gepäcktische entfernt worden, wodurch an Geleislänge gewonnen wurde.

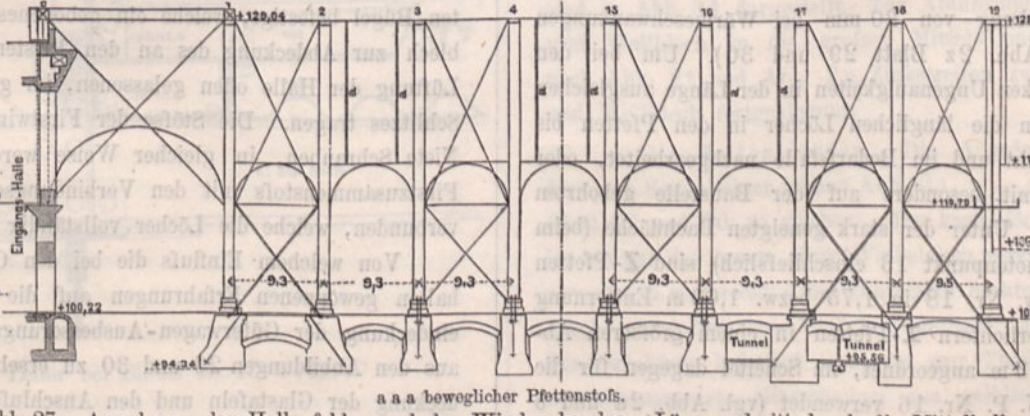
Aborte sind auf den Längs-Bahnsteigen gegenüber der Tunneltreppen westlich vom Posttunnel hergestellt, während dicht an den Tunneltreppen auf drei Bahnsteigen der Staatsbahnen Assistentenbuden nachträglich zur Ausführung gelangt sind.



An den mittleren Binderfüßen des Binders Nr. 1 am Kopfbahnsteig sind Schilder angebracht, welche über den Ort der Abfahrt und

Ankunft der Züge Auskunft geben, zu welchem Zwecke die einzelnen Personenbahnsteige Nummern erhalten haben.

Für Schreibtische in der Nähe des an der Stirnmauer des Empfangsgebäudes angebrachten Briefkastens ist gleichfalls Sorge getragen.



3. Die Bahnhallen.*)

A. Die Anordnung der Hallendächer im allgemeinen.

(Vgl. Blatt 29 und 30 im Atlas.)

Die Bahnhallen sind in Bezug auf die mittlere Längsachse gleichförmig angeordnet und bestehen aus drei unmittelbar neben einander liegenden Bogendächern, deren Bauart im wesentlichen die gleiche ist (Abb. 1 Blatt 29 und 30). In der Längsrichtung zerfällt jedes Bogendach in drei von einander abweichende Theile. Der östliche Hallenabschluss umfaßt die beiden Dachfelder zwischen Binder Nr. 0 und Nr. 2. Unter Binder Nr. 0 ist die Schürze aufgehängt. Das Dachfeld zwischen Binder 1 und 2 unterscheidet sich nur durch den verstärkten Windverband von den in regelmäßiger Wiederholung angeordneten Feldern zwischen Binder 2 bis 17. Den westlichen Hallenabschluss bilden die Felder zwischen den Bindern 17 und 19. Der letzte Binder trägt die Schürze.

Die Länge der Halle zwischen den Schürzen ist 186,4 m. Jedes Bogendach überspannt mit einer Weite von 56 m 6 Geleise und 7 Bahnsteige. Die ganze überdeckte Fläche ist also 168 m breit und 186 m lang, während der Bogen im Scheitel eine lichte Höhe von 28,6 m hat. Der regelmäßige mittlere Theil des Hallendaches wird in gleichen Abständen von 9,3 m durch Binder unterstützt, die mit ihren Füßen bis auf die Höhe der Bahnsteige herabreichen und entsprechend der nach einer überhöhten Kreislinie gekrümmten Dachfläche als Bogenträger ausgebildet sind. In den Kehlen der Bogendächer ist die Dachfläche durch Aufsattelungen auf den Bindern gehoben (vgl. Abb. 2b Punkt 21' sowie Abb. 3 und 5 auf Blatt 29 und 30) und die durch den Zusammenstoß der Binder gebildete Wand durch Bogenstellungen bis auf 15 m Höhe frei gelassen, sodafs der durch die drei Bogendächer überdeckte Raum in seiner ganzen Ausdehnung übersehbar ein einheitliches Ganzes bildet. Den Mittelfüßen entsprechen über den äußeren Längsmauern die in einem kastenförmigen, aus Schmiedeeisen hergestellten Aufsätze eingefügten halbrunden Seitenlichter (vgl. Abb. 2a, 3 und 5 Blatt 29 und 30).

B. Die Dachdecke.

Im Scheitel ist die Dachfläche zwischen den Bindern auf eine Gesamtbreite von 31,5 m mit je drei sattelförmigen Oberlichtern eingedeckt, welche etwa $\frac{4}{7}$ der Grundfläche einnehmen. Zwischen denselben (in der Längsrichtung der Hallen) und unterhalb der Oberlichter ist eine Eindeckung mit verzinktem Wellblech hergestellt.

a) Das Wellblech. Das zur Wellblech - Eindeckung verwendete verzinkte Eisenblech hat die Abmessungen $150 \times 40 \times 0,875$ und wiegt unverzinkt mindestens 8,05 kg/qm, verzinkt

*) Die Ausarbeitung des Entwurfes der Bahnhallen im allgemeinen erfolgte unter Leitung des Geh. Ober-Baurathes Schwed-

9,30 kg/qm. Die Befestigung des Wellblechs auf den Pfetten mittels Hafter in jeder dritten Welle geht aus Abb. 2y Blatt 29 und 30 hervor. In Abb. 2u daselbst ist der Anschluss des Wellblechs an die abgedeckten Z-Eisen dargestellt, welche über der stärker geneigten Dachfläche mit der Bogenlinie des Daches gleichlaufend angeordnet sind und zur Befestigung der Laufstege sowie von Z-Eisen dienen. Letztere sind gleichlaufend mit den Pfetten außerhalb der Dachfläche zur Ermöglichung einer Begehung des Daches angebracht. Die Wellblechstöße (vgl. Abb. 2y) liegen über den Pfetten und sind so gegen einander versetzt, dass durch die Ueberdeckung höchstens nur drei Ueberlagen zusammentreffen. Die Länge der Wellblechtafeln beträgt im Scheitel, diesen deckend, 4583 mm, nimmt allmählich auf 2960 mm am Knotenpunkt (Pfette) 10 ab und von da bis Knotenpunkt 16 wieder auf 3460 zu. Von Punkt 16 bis 21 betragen die Längen 1830, 3575, 1950, 2130 mm. Die Tafeln sind über den Bindern abwechselnd bei Pfette 12 765 bzw. 916 mm breit; weiter unterhalb liegen die Breiten zwischen 600 und 900 mm. Die Ueberdeckung beträgt je nach dem Grade der Dachneigung 12 bis 8 cm. Die Entfernung der Niete in den geradlinigen Nähten beträgt zweckmäßig nicht mehr als 10 bis 15 cm, um ein dichtes Schließen der Fugen zu erzielen. Die Nietköpfe haben Unterlagsscheiben von 1 mm starkem verzinkten Eisenblech und auf der Oberfläche des Daches aufgelöthete Kappen aus Zinkblech Nr. 14 erhalten. Angestellte Versuche ergaben die Zweckmäßigkeit eines breiten Randes für die Kappen etwa nach Abb. 28. Es wurden auch Versuche mit



Abb. 28. Nietkappe.

einem Oelfarbenanstrich der Nietköpfe an Stelle der Kappen gemacht, welche bis jetzt keine Veranlassung zu Ausständen gegeben haben, was auch mit gleichen Versuchen bei den Hochbauten des Werkstättenbahnhofes und einzelner Hallen der Berliner Stadteisenbahn stimmt. Dennoch erschien die Anordnung der Kappen aus dem Grunde zweckmäßig, um den bei Herstellung des Nietkopfes leicht schadhaf gewordenen Zinküberzug des Wellblechs zu überdecken. Beim Löthen empfiehlt sich stets die sofortige Ueberpinselung der Löthstelle mit Kalkwasser, um die überflüssige Säure unschädlich zu machen.

β) Die Pfetten. Die Unterstützung der Dachdecke erfolgt durch Walzeisenpfetten, die, als durchgehende Gelenkträger ausgebildet, mit überstehenden Enden aus einem Stück über je zwei durch einen Windverband mit einander verbundene Binder gestreckt sind (vgl. Abb. 27 und Blatt 29 und 30 Abb. 3 und 5). An den Auflagerpunkten der Zwischenstücke ist die Möglichkeit einer Verschiebung von 20 mm bei Wärmeschwankungen vorgesehen (vgl. Abb. 2z Blatt 29 und 30). Um bei den Pfettenzwischenstücken Ungenauigkeiten in der Länge ausgleichen zu können, wurden die länglichen Löcher in den Pfetten bis 38 mm lang gemacht und im Bedarfsfalle nachgearbeitet, oder längere Laschen mit besonders auf der Baustelle gebohrten Löchern verwendet. Unter der stark geneigten Dachfläche (beim Regelbinder bis Knotenpunkt 13 einschließend) sind Z-Pfetten N. P. Nr. 20 bzw. Nr. 18 in 1,75 bzw. 1,63 m Entfernung und unter den Oberlichtern I-Pfetten in einem größeren Abstände bis zu 2,963 m angeordnet, im Scheitel dagegen für die Pfetten [-Eisen N. P. Nr. 16 verwendet (vgl. Abb. 2a und b Blatt 29 und 30).

ler durch den Regierungs-Baumeister Frantz im Ministerium der öffentlichen Arbeiten.

γ) Die Oberlichter. Die Anordnung der sattelförmigen Oberlichter stellt Abb. 2a, b, f—m auf Blatt 29 und 30 dar. Die aus geriffeltem, weißem Rohglas von 6 mm Mindeststärke im Wellenthale hergestellten 680 mm breiten, 1451 mm langen¹⁾, auf die ganze Länge deckenden, unter 37° geneigt liegenden Tafeln sind auf den verzinkten, 685 mm von einander entfernten Rinneisen sprossen mit 2,5 mm starken verzinkten Stahlblechfedern befestigt. Letztere verhindern ein Abheben, ohne Spannungen durch die Längenänderung der Eisenteile auf das Glas zu übertragen, und gestatten ein leichtes Auswechseln.

Die Federn sind auf der unteren Auflagerfläche mit 3 mm dicken Filzstreifen versehen und mit 0,25 mm starkem Blei umwickelt. Die Glastafeln sind auf mit Blei umwickelten, 20 mm breiten Filzstreifen verlegt, welche in die den Rinnensprossen eingewalzten Nuten scharfkantig eingepasst sind. Die Glastafeln stoßen auf der einen Seite scharf an das Vierkant der Federschraube an (vgl. Schnitt A—B zu Abb. 2f Blatt 29 und 30), während auf der andern Seite ein Spielraum von 5 mm gelassen ist. Am unteren Ende stützen sich die Glastafeln gegen 3 mm starke, an die Rinneisen genietete Winkel. Sämtliche Befestigungen des Glases sind aus verzinktem Eisen bzw. Stahl.

Zuerst waren an Stelle der einen 1451 mm langen Scheibe zwei Glasscheiben übereinander vorgesehen. An den hierbei erforderlichen Kröpfungsstellen der Rinneisen konnte eine genügende Wasserdichtigkeit nicht erreicht werden. Man ordnete deshalb nur eine durchgehende Scheibe an, wodurch die Beleuchtung eine bessere und die ganze Herstellung eine einfachere wurde. Allerdings waren etwas größere Unterhaltungskosten zu befürchten. Bis jetzt ist jedoch ein Scheibenbruch in irgend auffallendem Maße nicht beobachtet worden, nachdem durch Versuche festgestellt war, dass selbst die großen Glastafeln den durch den Wärmewechsel verursachten Verschiebungen folgen können. Das zur Verwendung gelangte Glas hatte nach Versuchen eine Bruchfestigkeit von 3,0 kg/qmm und einen Elastizitätsmodul von 8000 kg. Die Stützweite der Versuchsstücke war 480 mm, die Breite 100 mm, die Stärke 6 mm.

Die Anordnung der Grate geht aus Abb. 2i hervor. Die Feder läuft auf den Gratwinkeln durch, welche durch die Schraubenbügel und ein 1,5 mm starkes Dichtungsblech verbunden sind. Die Rinnensprossen der Oberlichter sind im First durch ein Winkelstück zu je einem Sparrenpaar verbunden, während die rechts und links des Firstes durchlaufenden Winkeleisen das Auflager der Glasplatten und gleichzeitig eine Längsverbinding der Sprossen bilden. An ihnen sind auch die eisernen verzinkten Bügel befestigt, welche ein gebogenes 2 mm starkes Eisenblech zur Abdeckung des an den Firsten des Oberlichtes zur Lüftung der Halle offen gelassenen, im ganzen 670 qm großen Schlitzes tragen. Die Stöße der Firstwinkel erhalten statt der Niete Schrauben, in gleicher Weise werden die Rinneisen im Firstzusammenstoß mit den Verbindungseisen durch Schrauben verbunden, welche die Löcher vollständig ausfüllen.

Von welchem Einfluss die bei den Oberlichtern der Bahnhallen gewonnenen Erfahrungen auf die Anordnung der Glaseindeckung der Güterwagen-Ausbesserungs-Werkstätte war, ist aus den Abbildungen 29 und 30 zu ersehen, welche die Ueberdeckung der Glastafeln und den Anschluss an das Giebelmauerwerk zeigen.

1) Ueber dem Kopfbahnsteig betragen die Abmessungen der Glastafeln 1670 und 700 mm.

Unterhalb der Oberlichter sind zum Schutze gegen ein etwaiges Herabfallen von zerbrochenen oder lose gewordenen

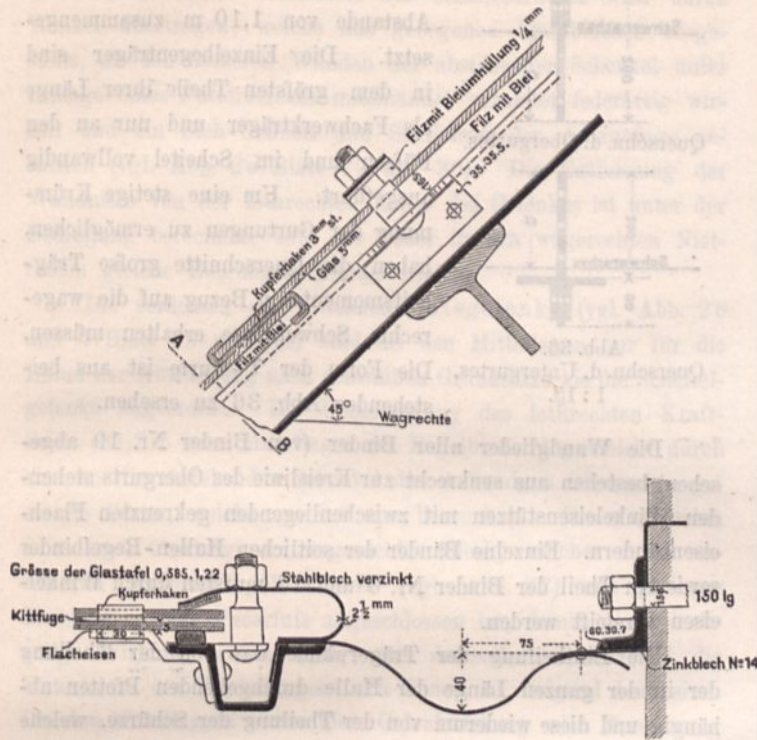


Abb. 29 und 30. Einzelheiten der Oberlichter von dem Dache des Werkstättengebäudes für Güterwagen-Ausbesserung. 1:5.

Glasscheiben an den Oberlichtträgern 2055 x 2300 mm große Drahtgitter aus 2 mm starkem verzinkten Eisendraht mittels Klammern befestigt. Wo die Gitter aneinander stoßen, sind sie durch Drahtumwicklung verbunden. Die Anordnung geht aus Abb. 2m auf Blatt 29 und 30 hervor.

δ) Schneeklappen, Laufstege und Rinnen. In den Dachkehlen sind nach Abb. 1, 2b und 2s, Blatt 29 und 30, ein um das andere Binderfeld Schneeklappen in der Nähe der großen Mittelrinne angebracht.

Zur Erreichung eines leichteren Begehens der Dachflächen sind unmittelbar unterhalb der Oberlichter zwischen Knotenpunkt 12 und 13 und an Knotenpunkt 17 sowie an Punkt 21' (vgl. Abb. 2a und b) Laufstege angeordnet, sowie die schon erwähnten Laufschiene über das Dach vertheilt. Die Anord-

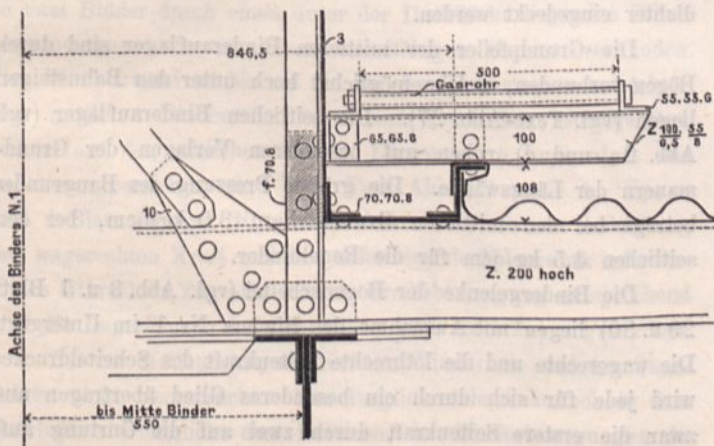


Abb. 31. Leiter bei Binder Nr. 1. 1:15.

nung der ersteren zeigt Abb. 2v auf Blatt 29 und 30. Neben den Bekrönungen der Hallenbogen am östlichen und westlichen Abschlusse und neben der Aufsattelung der Binder Nr. 1 sind zu

demselben Zweck Leitern angeordnet (vgl. Abb. 3 und Text-Abbildung 31).

Die Rinnenanordnung an den wichtigsten Punkten, nämlich zwischen den Oberlichtern, in den Dachkehlen, über den seitlichen Hallenwänden und am Fusse der hohen halbrunden Seitenlichter geht aus den Abbildungen 2a, g, h, l, p, q, t hervor. Der Stofs der Rinnenkasten zwischen zwei Oberlichtern im Hallenscheitel ist nach Abb. 2e Blatt 29 und 30 biegsam

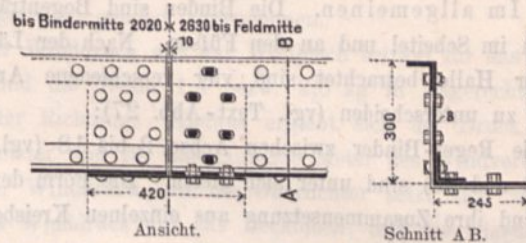


Abb. 32. Stofsanordnung des Mittelrinnenkastens. 1:20.

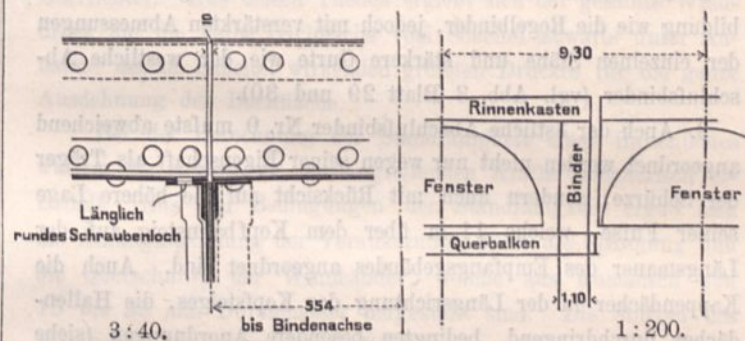
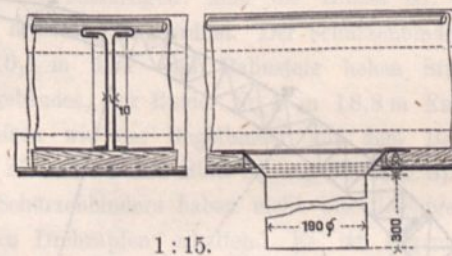


Abb. 33. Stofsanordnung des Seitenrinnenkastens mit Stofs-Ansicht. 1:200.

hergestellt. Die Kasten der großen Mittel- und Seitenrinnen sind wie die Laufstege und Laufschiene im Zusammenhange mit der Anordnung der Pfettenstöße beweglich mit Zwischen-



1:15.

Abb. 34.

Stofs der Mittelrinne in Punkt 23 mit Bewegungs-Vorrichtung.

räumen gestossen (vgl. Abb. 32 und 33). Die beweglichen Stöße und die Einfalltrichter der Zinkblechmittel- und Seitenrinnen sind in Abb. 34 dargestellt. Zur Abführung des Schwitzwassers vom Wellblech in die großen Mittel- und Seitenrinnen sind nach Abb. 2t und Abb. 2p Zinkstreifen zwischen Rinnenkasten und Wellblech festgeklemmt.

ε) Die Seitenlichter. Die Anordnung der halbkreisförmigen Seitenlichter ist aus Abb. 2a, n — q und Abb. 3 und 5 Blatt 29 und 30 zu ersehen. Der kastenförmige untere Rahmen ist bis auf das innere obere Winkeleisen verzinkt. Die Fensteröffnung ist in wagerechter und lothrechter Richtung in kleinere Felder durch schmiedeeiserne T-Träger getheilt, an denen gußeiserner Fensterrahmen befestigt sind, die zum Theil nach einem Muster zusammengesetzte Glasscheiben aus gelblich grünem Tonglase tragen. Den Fensterrahmen war ursprünglich ein anderes Muster zu Grunde gelegt, wonach die 1,5 m breiten gußeisernen Fenster durch die ganze Höhe von 3,6 m der Fensteröffnung hindurch-

gingen und in der Mitte eines jeden 1,0 m hohen und breiten Feldes acht gußeiserner Sprossen strahlenförmig zusammenliefern. Die Herstellung des Gusses dieser Fensterrahmen erwies sich als zu schwierig und mußte deshalb das einfachere Rahmenmuster angeordnet werden, wonach nur vier Sprossen in einem Punkte zusammentreffen.

C. Die Binder.

α) Im allgemeinen. Die Binder sind Bogenträger mit Gelenken im Scheitel und an den Füßen. Nach der Längsrichtung der Halle betrachtet sind vier verschiedene Arten von Bindern zu unterscheiden (vgl. Text-Abb. 27):

1. Die Regel-Binder zwischen Achse 2 bis 18 (vgl. Abb. 2 Blatt 29 und 30) sind unter sich gleich. Die Form der Regelbinder und ihre Zusammensetzung aus einzelnen Kreisbogen ist aus Abb. 35 zu ersehen.

2. Der östliche Abschlussbinder Nr. 1 hat die gleiche Wandbildung wie die Regelbinder, jedoch mit verstärkten Abmessungen der einzelnen Stäbe und stärkere Gurte wie der westliche Abschlussbinder (vgl. Abb. 3 Blatt 29 und 30).

3. Auch der östliche Abschlussbinder Nr. 0 mußte abweichend angeordnet werden nicht nur wegen seiner Eigenschaft als Träger der Schürze, sondern auch mit Rücksicht auf die höhere Lage seiner Füße, welche 11 m über dem Kopfbahnsteig auf der Längsmauer des Empfangsgebäudes angeordnet sind. Auch die Kappendächer in der Längsrichtung des Kopfsteiges, die Hallendächer durchdringend, bedingten besondere Anordnungen (siehe Abb. 3 Blatt 29 und 30).

4. Der westliche Abschlussbinder Nr. 19 hat als Schürzen-träger eine andere netzwerkartige Wandgliederung und eine stärkere Gurtung erhalten (siehe Abb. 5 Blatt 29 und 30).

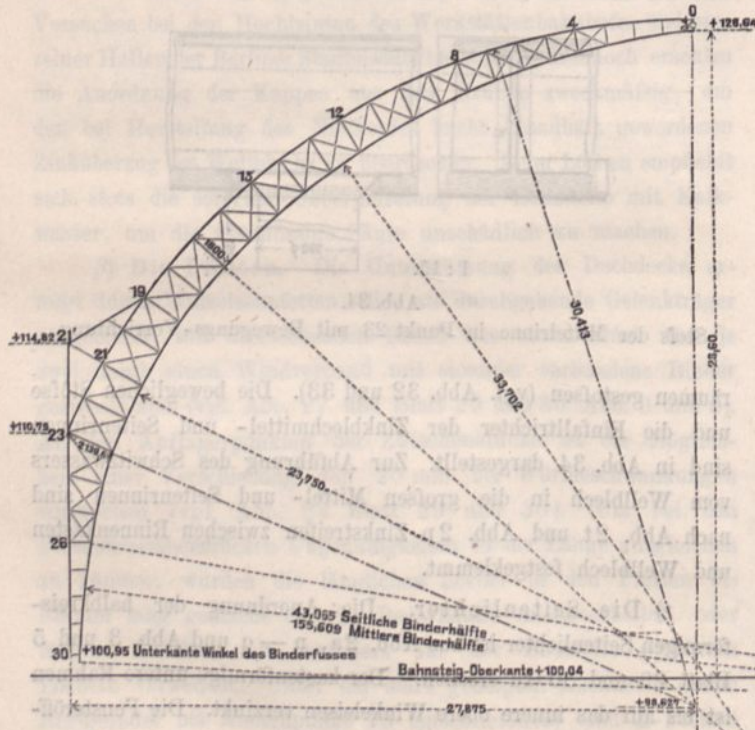


Abb. 35. Regelbinder.

β) Die Regelbinder. Die in derselben Querachse der Halle liegenden Binder haben die gleiche Form und dieselben Querschnitte. Nur der unterste Theil unmittelbar über den Auflagern ist bei den beiden seitlichen Bindern etwas breiter gehalten, um diesen Fuß, welcher nicht in ähnlicher Weise wie

die mittleren Füße ausgesteift werden konnte, widerstandsfähiger zu machen. Sämtliche Binder sind aus Einzelbogenträgern,



Abb. 36. Querschn. d. Untergurtes. 1:15.

abgesehen von Binder Nr. 19, im Abstände von 1,10 m zusammengesetzt. Die Einzelbogenträger sind in dem größten Theile ihrer Länge als Fachwerkträger und nur an den Füßen und im Scheitel vollwandig ausgeführt. Um eine stetige Krümmung der Gurtungen zu ermöglichen, haben die Querschnitte große Trägheitsmomente in Bezug auf die wagerechte Schwerachse erhalten müssen. Die Form der T-Gurte ist aus beistehender Abb. 36 zu ersehen.

Die Wandglieder aller Binder (von Binder Nr. 19 abgesehen) bestehen aus senkrecht zur Kreislinie des Obergurtes stehenden Winkeleisenstützen mit zwischenliegenden gekreuzten Flach-eisenbändern. Einzelne Bänder der seitlichen Hallen-Regelbinder sowie ein Theil der Binder Nr. 0 und 19 mußten durch Winkel-eisen versteift werden.

Die Eintheilung der Trägerwände war von der Theilung der in der ganzen Länge der Halle durchgehenden Pfetten abhängig und diese wiederum von der Theilung der Schürze, welche ihrerseits mit der Achsentheilung des Empfangsgebäudes übereinstimmen mußte.

Die Einzelbogenträger sind durch einen in den äußern und innern Bogenlaibungen liegenden Fachwerksverband mit Flach-eisenschrägbändern und Winkeleisenstützen verbunden. Außerdem sind die Einzelträger durch Verkreuzungen zwischen je den verstärkten dritten oder vierten Stützen des Bogenfachwerks versteift und zwar unter denjenigen Pfetten, welche gleichzeitig als Stütze des unter der Dachfläche liegenden Windverbandes dienen.

Die Fußstücke zweier aneinander stoßender Binder sind nach der Aufstellung fest verbunden und haben ein gemeinschaftliches Lager (vgl. Abb. 2c Blatt 29 und 30) erhalten, um einen möglichst geringen Raum in Anspruch zu nehmen und eine bessere Absteifung der einzelnen Bogendächer gegen seitlichen Winddruck zu erzielen. Auch konnte bei dieser Anordnung in der Dachkehle zwischen den beiden Bogendächern eine gemeinsame Sammelrinne angeordnet und die Kehle selbst wasserdichter eingedeckt werden.

Die Grundpfeiler der mittleren Binderauflager sind durch Bögen verbunden, welche möglichst hoch unter den Bahnsteigen liegen (vgl. Text-Abb. 27). Die seitlichen Binderauflager (vgl. Abb. 2a und d) ruhen auf besonderen Vorlagen der Grundmauern der Längswände. Die größte Pressung des Baugrundes beträgt bei den mittleren Grundpfeilern 3,0 kg/qcm, bei den seitlichen 4,5 kg/qcm für die Regelbinder.

Die Bindergelenke der Bogenscheitel (vgl. Abb. 3 u. 5 Blatt 29 u. 30) liegen mit Ausnahme des Binders Nr. 1 im Untergurt. Die wagerechte und die lothrechte Seitenkraft des Scheiteldruckes wird jede für sich durch ein besonderes Glied übertragen und zwar die erstere Seitenkraft durch zwei auf die Gurtung aufgenietete biegsame Stahlplatten, welche mit 2500 kg/qcm beansprucht werden. Nach einer annähernden, unter der Annahme eines Bogens mit drei Gelenken stattgefundenen Berechnung der Winkeländerung der beiden Bogenhälften im Scheitel durch die dauernde Belastung, Schneebelastung und Wärmeänderung durften

die Platten beim Regelbinder auf eine Länge von 11,5 cm nicht mit den Gurtungen vernietet werden.

Der lothrechte Krafttheil des Scheiteldruckes wird durch Winkel übertragen, welche aus gebogenen Stahlblechen hergestellt, an den äußeren Wänden der abstehenden Schenkel unter Einlage eines Futterstückes miteinander vernietet federartig wirken und ein Sich-Oeffnen und Schließen der Anlagefuge gestatten (vgl. Abb. 2e Blatt 29 und 30). Die Entfernung der Wandniete von der lothrechten Achse des Gelenkes ist unter der Bedingung berechnet, daß die Feder in den wagerechten Nietreihen gleiche Biegungsspannung erleidet.

Die seitlichen und mittleren Fußgelenke (vgl. Abb. 2c und d Blatt 29 und 30) sind bei den Mittellagern nur für die Dauer der Ausführung nach demselben Grundsatz wie die Scheiteltgelenke angeordnet. Die Uebertragung des lothrechten Krafttheils (81,2 t beim Mittellager des Regelbinders) geschieht durch eine an die abstehenden Schenkel des \perp förmigen Obergurtes genietete Platte, welche um 0,5 mm hervortritt. Die wagerechte Seitenkraft überträgt ein wagerechtes Blech, welches durch annähernd wagerechte Winkel W (vgl. Abb. 37) mit geringer Steigung an den Binderfuß angeschlossen ist, damit eine gelenkartige Wirkung erzielt wird. Aus demselben Grunde ist die Unterkante des Bindersteges nach Innen zu steigend bearbeitet. Bei den Mittellagern wurde diese Gelenkwirkung nach Beendigung der Aufstellung wieder aufgehoben und die beiden aneinanderstoßenden Binderfüße fest miteinander verbunden auf ein gemeinschaftliches Drehzapfenlager gestellt (vgl. das Nähere unter Aufstellung der Halle Seite 345). Der Drehzapfen erhält bei dem Regelbinder einen größten Laibungsdruck von 65 kg/qcm. Die Auflagerplatte des Regelbinders hat einer Kantenpressung von 10,3 kg/qcm zu widerstehen. Zur Erreichung der Unverschieblichkeit der seitlichen Lagerböcke sind kleine Ansätze a an der

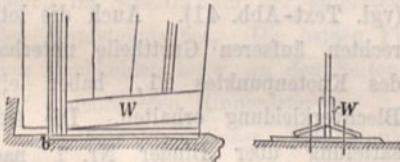


Abb. 37. Seitliches Lager. 1:20.

Lagergrundfläche angeordnet (vgl. Abb. 2d). Die lothrechten Anlagefläche b der seitlichen Lager sind gehobelt (vgl. Abb. 37).

D. Der Windverband in den regelmässigen Hallenfeldern.

Im regelmässigen Hallentheil sind in jedem zweiten Felde je zwei Binder durch einen unter der Dachfläche liegenden Windverband paarweise zu einem standfähigen Ganzen verbunden. Der Windverband ist bis auf die auf den Bahnsteigen aufstehenden mittleren Binderfüße bzw. auf Querbalken herabgeführt, welche auf den seitlichen äußeren Längsmauern angeordnet und in diesen verankert sind (vgl. Text-Abb. 27 sowie 1, 2p, q und r Blatt 29 und 30). Der Anker übt die zur Ablenkung der wagerechten Kraft auf das tieferliegende Mauerwerk erforderlichen lothrechten Zug aus. Dieser Kraftübertragung entsprechend sind die Lagerflächen der Querbalken (vgl. Abb. 2r) abgeschrägt.

Bei zur Hallenachse senkrechtem Winddruck wird der Querbalken nicht beansprucht. Das länglichrunde Ankerloch in dem Querbalken ermöglicht dem letzteren, den Binderbewegungen zu folgen. Ueber den mittleren Binderfüßen am Knotenpunkt 23, wo die äußeren Bindergurte in die senkrechte Stellung übergehen, bildet ein Querbalken aus \perp -Eisen eine Endsteife. Um den Verkehr auf den Bahnsteigen nicht zu hindern, ist eine untere Querverbindung zwischen den Binderfüßen nicht ausge-

führt und sind deshalb die letzteren mit den Grundmauern verankert. Da für den regelmässigen Hallentheil eine Verankerung nur in lothrechter Richtung stattgefunden hat, so haben die Anker eine Anfangsspannung erhalten, um die wagerechten Kräfte mittels der Reibung in den Zapfenlagern der Binder auf das Grundmauerwerk zu übertragen.

Für die Berechnung des Winddruckes wurde die Windrichtung in die Längsachse der Halle fallend und um 10° gegen die Wagerechte geneigt angenommen.

Der Winddruck auf das Wellblech beträgt für das laufende Meter und die Welle 1,4 bzw. 2,0 kg in wagerechter bzw. lothrechter Richtung. Hieraus ergibt sich der Druck für das Quadratmeter und für das laufende Meter des Windverbandes.

Der Winddruck auf die Oberlichter setzt sich zusammen aus dem Winddruck auf das Deckblech, auf die Glasfläche des Oberlichtes neben einem Binder und auf diejenige der übrigen Oberlichter. Aus diesen Theilen ergibt sich der gesamte Winddruck auf die halbe Dachfläche vom Scheitel abwärts unter Annahme des im Scheitel wirkenden größten Druckes für die ganze Ausdehnung der Dachfläche.

Bei der Berechnung der Standfähigkeit eines Hallenfeldes wurden die Hebelsarme der angreifenden Kräfte zeichnerisch ermittelt. Aus den Bedingungen der Standfähigkeit ergab sich die Anfangsspannung der Verankerung, sowie die Spannung und die Querschnitte der Windbänder, welche aus Rundeseisen von 15 bis 35 mm Durchmesser hergestellt sind. Die Stützen des Windverbandes bilden die Endpfetten eines Feldes. Die Windbänder sind an den dazwischenliegenden Pfetten aufgehängt.

E. Der östliche Hallenabschluss.

α) Allgemeine Anordnung. Um den Kopfsteig nicht durch Stützen einzuengen, sind die Binder Nr. 0 und Nr. 1 außerhalb desselben angeordnet. Der Schürzenbinder Nr. 0 steht auf der 10,5 m über dem Bahnsteig hohen Stirnmauer des Empfangsgebäudes, der Binder Nr. 1 in 18,8 m Entfernung mit seinen Füßen wie der Regelbinder auf dem Bahnsteig (vgl. Text-Abb. 27 und 38 und Blatt 29 und 30 Abb. 3). Die Mittellager des Schürzenbinders haben nicht wie diejenigen der Regelbinder einen Drehzapfen erhalten. Es ist angenommen, daß bei der flachbogigen Form des Binders der vernietete Mittelfuß bei einseitigen Belastungen sich nur äußerst wenig aus seiner lothrechten Stellung biegen wird.

Der Schub der äußeren, stärker als die mittleren belasteten Schürzenbinder hält den Schub des hallenseitigen Mauerbogens der Haupteingangshalle das Gleichgewicht. Das höher als die übrige Hallendecke liegende Dach des Kopfsteiges wird durch höhere, in jedem dritten Binder-Knotenpunkte auf dem Obergurte des zweiten Binders aufgelagerte Fachwerkträgerpfetten unterstützt, während die obere Gurtung des östlichen Binders mit der Oberkante der Trägerpfetten bündig liegt. Die aus 100 mm hohen Eisen bestehenden Zwischenpfetten (vgl. Abb. 40) sind durch gegen die Trägerpfetten abgesteifte, in der Abbildung mit starken Linien dargestellte Sprengwerke unterstützt. Die Sprengwerke haben in der oberen und unteren Gurtung durchlaufende, mit den Hauptpfetten verknüpfte Bänder aus Winkeleisen erhalten, welche die auf den Umsturz wirkenden als gleich angenommene Kräfte von beiden Seiten aus zum Scheitel des Daches leiten und hier zum Ausgleich bringen. Das obere Band ist im Scheitel durchschnitten,

um die Wirkung der Scheitelgelenke der die Hauptpfetten stützenden Binder, welche in der Höhe des unteren Bandes gelegen sind, nicht zu beeinträchtigen.

Zwischen dem Obergurt des Binders Nr. 1 und dem gleichgeformten und gleich hoch gelegenen Untergurt des Binders Nr. 0 ist ein Windverband eingelegt, bei dem die Untergurte der Trägerpfette als Stützen dienen und welcher bis zu den Auflagern des Binders Nr. 0 herabgeht. Letztere sind mit den

Scheidemauern des Empfangsgebäudes gegen Osten hin verankert. Nach Westen zu schließt der Windverband zwischen Binder Nr. 0 und Nr. 1 an die Querbalken des Windverbandes zwischen Binder Nr. 1 und Nr. 2 in Punkt Nr. 23 an, welche mit den Längsmauern verankert, bzw. über den mittleren Binderfüße durch einen Kreuzverband und Anker mit den Grundmauern verbunden sind, sodafs das Dach des östlichen Abschlusses ein unverschiebliches Ganzes bildet. Das Gewicht der aufgehängten

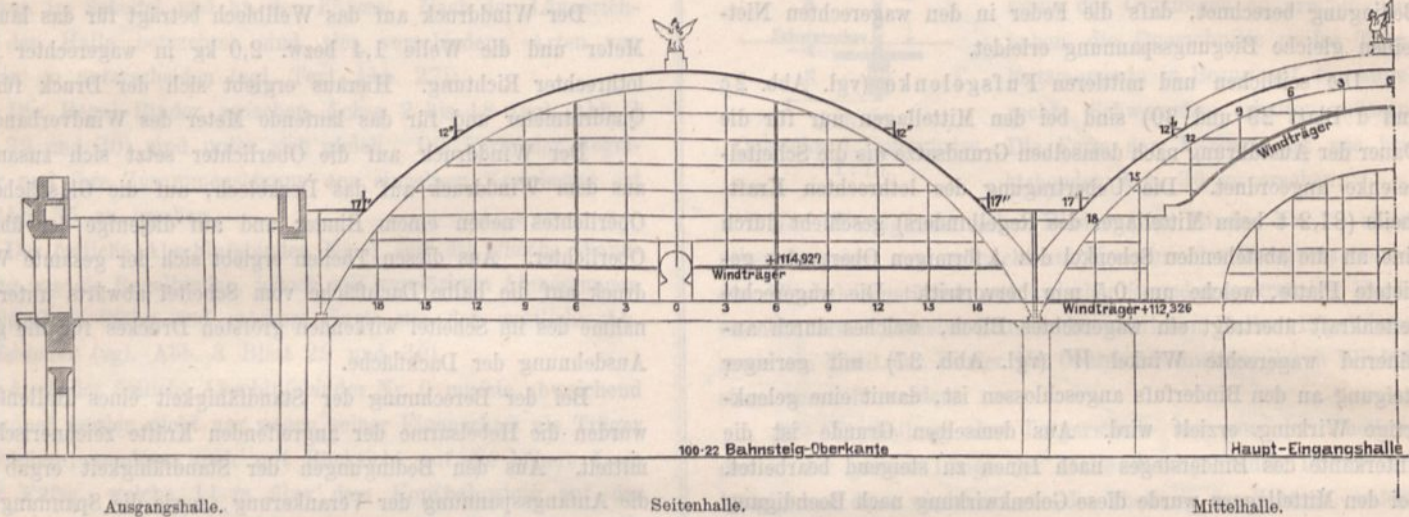


Abb. 38. Längenschnitt durch die Achse des Kopfbahnsteiges. 1:600.

Schürze vergrößert die Widerstandsfähigkeit des Daches gegen Umsturz und vermeidet ein Zusammentreffen mit den Deckenträgern und der Abdeckung der Empfangsräume. Es wurden zur Berechnung des Windverbandes und des Windträgers der Schürze zunächst die Knotenpunktbelastungen berechnet und die Spannungen und Querschnitte der Schrägstangen des oberen

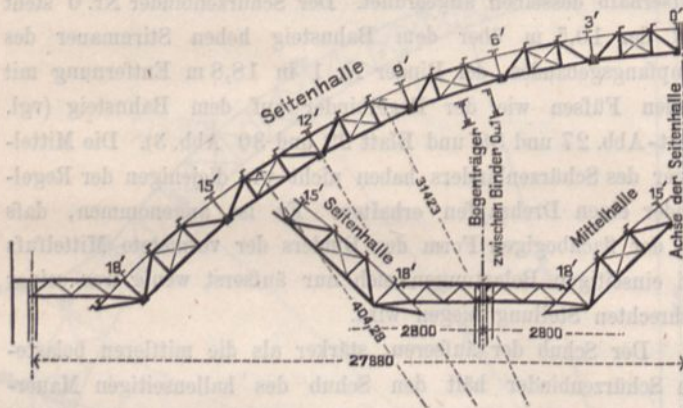


Abb. 40. Sprengwerkunterstützung der Zwischenpfetten des Kopfbahnsteig-Daches. Mittlerer Träger. 3:1000.

Windverbandes bestimmt. Die Untergurte der Trägerpfetten wurden entsprechend verstärkt, während dies bei den Bindergurtungen nicht erforderlich war. Nach der Berechnung des Umsturzmomentes ist unter alleiniger Berücksichtigung des Eigengewichtes, abgesehen von dem Widerstand des ersten regelmäßigen Hallenfeldes eine 1,7 fache Sicherheit gegen Umsturz vorhanden. Der Untergurt des Binders Nr. 0 entspricht dem Obergurt des Regelbinders (vgl. Abb. 35 u. 39 S. 331 u. 339), während seine Stützen in der Verlängerung der Stützen des Regelbinders liegen sollten. Die Abhängigkeit ihrer Stellung von den Pfetten des Regelbinders machte jedoch eine Verschiebung der Stützen nach dem Scheitel hin um 23,4 mm erforderlich (vgl. Abb. 4g auf

Blatt 29 und 30). Die Wandbildung des Binders Nr. 0 ist dieselbe wie bei den Regelbindern (vgl. Text-Abb. 35). Die Anhängung der Schürzen-Lothrechten Nr. 6 zeigt Abb. 4g auf Blatt 29 und 30. Die äußere Stirnfläche ist mit Wellblech 40 · 15 · 0,625 mm verkleidet (vgl. Text-Abb. 41). Auch die lothrechten äußeren Gurttheile unterhalb des Knotenpunktes 21, haben eine Blechverkleidung erhalten. Die Aufsattelung über Binder Nr. 1 nach Westen zu (vgl. Abb. 4f auf Blatt 29 und 30 ist mit 3 mm starkem Blech geschlossen, dessen Stofsanordnung an den Anschlussstellen der Trägerpfetten aus Abb. 42 hervorgeht. Die Dachflächen der Seitenhallen über dem Kopfsteig sind in ihrer ganzen Ausdehnung mit Wellblech eingedeckt, da die Anbringung von Oberlichtern wegen der großen Fensterflächen der Schürze nicht erforderlich war. Nur das Mittelhallendach über dem Kopfsteig hat Oberlichter erhalten, deren Sparrenlänge und Entfernung etwas größer sind als in den regelmäßigen Binderfeldern bei derselben Neigung der Glasflächen (vgl. Abb. 38).

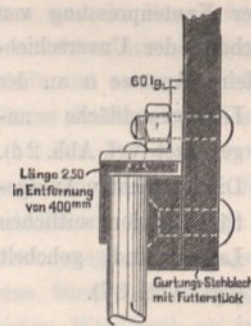


Abb. 41. Wellblechbefestigung an Binder Nr. 0. 1/3 der nat. Gröfse.

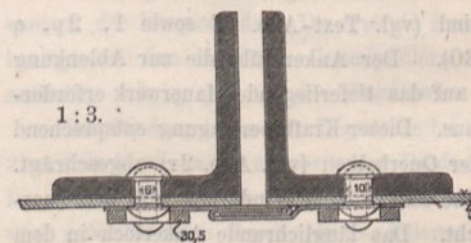


Abb. 42. Blechverkleidung von Binder Nr. 1 in den Punkten 3, 6, 9 und 12.

Die bei den Seitenhallen im Scheitel angeordnete Kappe A (vgl. Abb. 4e und 4f auf Blatt 29 und 30) fällt bei der Mittel-

halle fort. Die Beweglichkeit der Wellblechdecke an diesen Punkte über den Bindern geht aus nebenstehender Abb. 43 hervor.

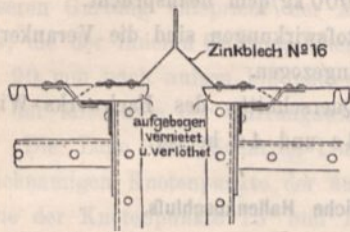


Abb. 43.

Scheideldichtung des Wellbleches der Mittelhalle zwischen Binder 0 u. 1. 1:20.

Die Bekrönung des Binders Nr. 0 wie des Binders Nr. 19 besteht aus einer gußeisernen Palmettenverzierung, deren einzelne Theile durch Ueberblattung mit einander und am bogenförmigen \square -Eisen angeschraubt sind (vgl.

Abb. 4e auf Blatt 29 und 30). Im Bogenscheitel des Binders Nr. 0 sind über den Seitenhallen Sockelaufsätze für einen aus Kupfer getriebenen Adler, über der Mittelhalle für eine Fahnenstange angebracht (vgl. Abb. 4e auf Blatt 29 und 30). Die neben der Stirn-Aufsattelung von Binder Nr. 1, sowie neben den Bekrönungen von Binder Nr. 0 und Nr. 19 von Punkt 19' bis Punkt 12' bzw. von Punkt 21'' bis Punkt 6' angebrachten Leitern sind im Querschnitt und aus Text-Abb. 31 zu ersehen.

Ueber dem Kopfsteig wird das cylindrische Bogendach durch niedrigere Kappendächer durchdrungen. Hierdurch wird auch in der Decke die Längsrichtung des Kopfsteiges zum Ausdruck gebracht und die beiden in der Längsachse des Kopfsteiges liegenden rundbogigen Ausgangsöffnungen frei gemacht. Die Wellblechdecken der Dachkappen werden durch Z-Eisen N. P. 100 und diese durch Bogenquerträger unterstützt, welche in der lothrechten Ebene über den Binderfüßen in den Punkten 21' auflagern, sowie durch elliptische Rinnenträger, welche in der Dachfläche des Kopfsteiges angebracht sind. Die Rinnenträger haben einen kastenförmigen Querschnitt erhalten und liegen im Scheitel auf der untersten Hauptträgerpfette Nr. 18 des Kopfsteigdaches. Die beiden Fußenden ruhen auf den in den Dachkehlen bzw. an den Seiten der Längshallen in Punkt 21' angeordneten Rinnenträgern.

Außer an diesen drei Punkten sind die Kehlrippenträger auf beiden Seiten des Scheitels noch einmal durch die auslegerartigen Verlängerungen der zwischen den Trägerpfetten angeordneten Sprengwerke unterstützt. Diese Anordnung wie der Querschnitt des elliptischen Rinnenkastens geht aus der Text-Abb. 40 und Abb. 11 auf Blatt 29 und 30 hervor. Die Pfetten sind so gelegt, daß ihre am tiefsten liegende Unterkante in die Linie 0 fällt. Hierdurch ist auch die Form des Bogenträgers bestimmt worden.

Der Boden des elliptischen Rinnenkastens ist abweichend von der geometrischen genauen Form in einer Ebene liegend angenommen, während sich aus deren Durchdringung mit dem nach einer wagerechten Leitlinie gebildeten Dachkappen-Cylinder die elliptische Form der Wände ergibt. Damit die Rinnenkasten der beiden mittleren Dachkappen und der halben Seitenkappen genau gleich werden, ist die seitliche wagerechte Rinne (vgl. Abb. 1 auf Blatt 29 und 30) auf der Breite des Binders Nr. 0 der Höhe und Lage nach genau so angeordnet wie über den Mittellagern.

β) Die Schürzenanordnung (vgl. Abb. 39 S. 339). Die Schürze greift in der Mittelebene des Schürzenbinders an (vgl. Abb. 4e auf Blatt 29 und 30). Sie besteht aus rechteckigen Gefachen, die zur Aufnahme der schmiedeeisernen Fensterrahmen

dienen. Die Gefache werden gebildet durch lothrechte, an dem Binder hängende Fachwerke mit \perp -förmigen Gurten und durch Wagerechte mit \equiv -Querschnitt, die zwischen den Lothrechten eingesetzt sind. Die lothrechten Hängewerke sind oben mit den Trägerpfetten als Stützen des Windverbandes zwischen den Bindern verbunden und unten durch einen besonderen Windträger gehalten. Die zurücktretende Glasfläche der Schürze erzielt eine bessere künstlerische Wirkung, auch lassen sich an den hervortretenden Hängewerken leichter Rüstungen zur Reinigung der Glasflächen anbringen. In einem Gefache der Schürze sind drei Fenster nebeneinander angeordnet. Die geschweißten Fensterahmen stoßen stumpf aneinander und sind miteinander verschraubt (vgl. Abb. 12 Blatt 29 u. 30), während sie sich unten auf die wagerechten Träger (vgl. Abb. 4e Blatt 29 u. 30) zwischen den Hängewerken aufsetzen und oben gegen den nächst höheren Träger anlehnen, an denen sie mittels der Plättchen P und Keile K befestigt sind (vgl. Abb. 4c, 6 und 6f Blatt 29 u. 30). Die Schweißstellen der Fensterrahmen sind an die oberen und unteren wagerechten Theile gelegt, da eine etwaige durch die Schweißung entstandene Verschwächung hier unschädlicher ist. Einzelheiten der Fensterrahmen und Sprossen mit der Befestigung der Glasscheiben mittels viereckiger Stifte, deren Entfernung der Höhe nach 300 mm beträgt, in Kittfalz zeigt Abb. 6, 6f und Abb. 4h Blatt 29 u. 30. Aus letzterer ist auch die Dichtung des für die Schrägbänder der Hängewerke zu beiden Seiten offen bleibenden Schlitzes zwischen den Fensterrahmen zu ersehen. Etwa noch durchdringendes Wasser läuft mit dem Schwitzwasser ab. Die Hängewerke sind durch dreieckige Bleche (vgl. Abb. 6c auf Blatt 29 und 30) gegen die wagerechten Zwischenträger abgesteift. In Schnitt CD zu Abb. 4, 4a Blatt 29 u. 30 ist der Querschnitt der untersten Wagerechten der Seitenhallenschürze mit dem Laufsteg und dem Anschluß an die Attika über der Stirnmauer des Empfangsgebäudes dargestellt. Bei den Schürzen der beiden Seitenhallen sind die Bewegungsvorrichtungen an das Hängewerk im Knotenpunkt Nr. 6 gelegt. Hier sind die wagerechten Fensterträger mittels Schrauben an länglich runden Löchern in den dreieckigen Blechen beweglich angeschlossen. Auch für den Windträger ist an dieser Stelle eine Ausdehnungsvorrichtung vorgesehen. Die ganze Schürze ist an diesen beiden Stellen (bei Punkt 6) aufgeschlitzt und dadurch in drei für sich bewegliche Flächen getheilt (vgl. Abb. 38 S. 335). Mit Rücksicht hierauf wird die Entfernung der Fensterrahmenwinkel, welche an den übrigen Lothrechten nach Abb. 4h 30 mm beträgt, an den Lothrechten 6 44 mm.

γ) Die Windträger. Die Anordnungen des Windträgers in den Seitenhallen und in der Mittelhalle weichen auch der Höhenlage nach von einander ab (vgl. Abb. 4a und 4b auf Blatt 29 und 30 und Text-Abb. 38). Rechts und links von dem Steinbogen der Haupt-Eingangshalle sind in der Höhe der untersten Wagerechten der Seitenhallen zwei wagerechte Windträger angeordnet, welche ihr festes Auflager am Schürzenbinder und das bewegliche in dem Mauerwerk der Eingangshalle erhalten. Ueber dem Bogen der Eingangshalle ist die Schürze durch einen bogenförmigen Träger begrenzt, der sich in lothrechter Richtung bewegen kann, in wagerechter Richtung aber durch das Mauerwerk der Eingangshalle an den Endpunkten gestützt wird (vgl. Schnitt EF zu Abb. 4b auf Blatt 29 und 30). Die Höhenlage der geraden Windträger der Seitenhallen ist so gewählt, daß die Gurtungen gegen die

Schürzenbinder über den Mittellagern der Binder Nr. 0 in denselben Punkten 21'' anlaufen, wie die Obergurte der Bogenquerträger, sodafs die Windträgergurtungen mit den wagerechten Rinnenträgern über den mittleren Binderfüfsen in annähernd derselben Höhe liegen. An den beiden Enden erhält der als durchgehender Gelenkträger ausgebildete Windträger der Seitenhallen sein Auflager bei A_1 durch den Kreuzverband des an seinen Auflagern in den Wänden des Empfangsgebäudes nach Osten hin verankerten Binders, dazwischen an den Punkten B_1 zweimal durch Verankerungen in den Scheidewänden der Wartesäle (vgl. Abb. 4a). Auf diese Weise konnte die Trägerhöhe auf die Breite der lothrechten Hängewerke der Schürze eingeschränkt werden, was schon aus Schönheitsrücksichten erwünscht war.

Das mittlere an den Punkten 6 (vgl. Abb. 4a u. c auf Blatt 29 und 30) eingehängte Stück des Windträgers ist um die halbe Trägerhöhe nach aufsen verschoben, um im Innern der Halle Raum für Anbringung einer Uhr zu gewinnen. Die inneren Gurte sind jedoch zum Schein bis zur Uhr verlängert und zur Aussteifung der Schürzenhängewerke nutzbar gemacht. An den Auflagerpunkten 6 (in wagerechter Richtung der Windbelastung entsprechend aufgefaßt) des mittleren Windträgertheiles werden nur Scheerkräfte übertragen. Diese Auflager sind so angeordnet, dafs eine Längenausdehnung unbehindert vor sich gehen kann. Die Verankerung der Windträger (vgl. Abb. 4d) ist mit Rücksicht auf entgegengesetzte Beanspruchun-

gen zur Aufnahme von Zug und Druck eingerichtet. Die wagerechten schmiedeeisernen Ankertheile sind mit 1200, die lothrechten stählernen mit 2000 kg/qcm beansprucht.

Zur Vermeidung von Stofswirkungen sind die Verankerungen mit Anfangsspannung eingezogen.

Die Anordnung der Querschnitte des Fachwerks-Windträgers geht aus den Abb. 4c und 4d hervor.

F. Der westliche Hallenabschluss.

Die allgemeine Anordnung des westlichen Hallenabschlusses geht im Grundrifs aus Abb. 1 und im Längenschnitt JK aus Abb. 5 Blatt 29 und 30, sowie aus Text-Abb. 27 hervor. Die beiden letzten, zusammen 18,8 m breiten Hallenfelder zwischen Binder Nr. 17 und Nr. 19 sind durch verstärkte Windverbände, ununterbrochen durchlaufende verstärkte Pfetten und Querbalken (in Punkt 23'), sowie eine Verkreuzung und Verankerung der Binderfüfsen (vgl. Abb. 27) standfähig gemacht. Abgesehen von den infolge der Verstärkung des Windverbandes sich ergebenden besonderen Windverbandsanschlüssen sind die Binder Nr. 17 und Nr. 18 ganz regelmäfsig. Der Schürzenbinder Nr. 19 hat dagegen stärkere Abmessungen seiner einzelnen Theile und anstatt einer fachwerkartigen eine netzwerkartige Wandgliederung mit senkrechter Theilung erhalten, um die Schürzen-Lothrechten bis zum Pfettenanschluss hin durchführen zu können.

Die Höhenlage der Schürzen-Wagerechten ist so gewählt,

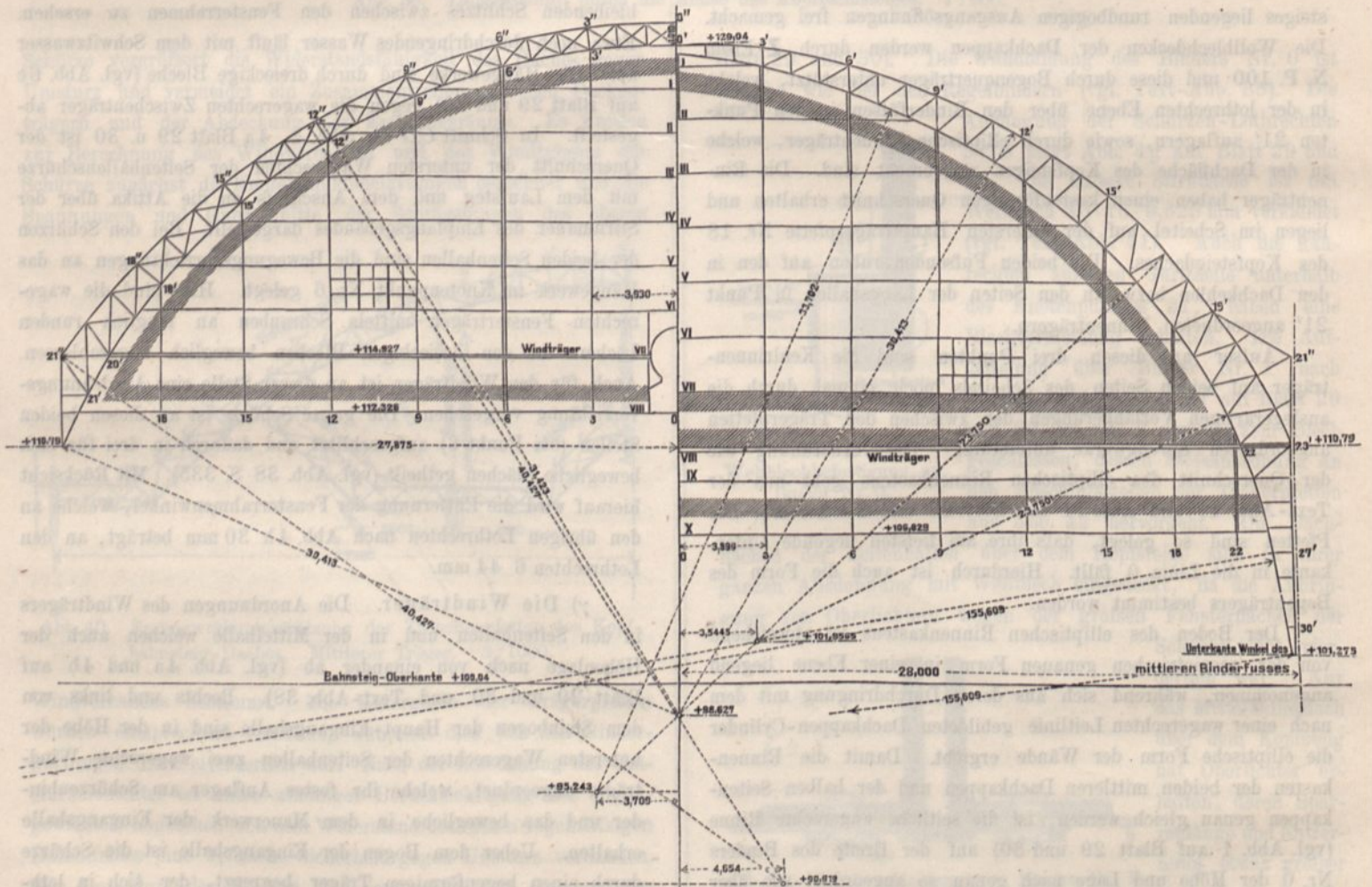


Abb. 39. Oestliche Hallenschürze.

1:300.

Abb. 44. Westliche Hallenschürze.

dafs dieselbe den farbigen Glasstreifen (vgl. Text-Abb. 44) nicht mehr durchschneidet. Die Höhenlage der Wagerechten II bis VII und X ist durch die Annahme bestimmt, dafs die Felder I bis VIII und IX bis X Fenster von gleicher Gröfse erhalten.

Die seitlichen und mittleren Binderhälften weichen nur in den Binderfüfsen von einander ab.

Die theoretische Linie der äufseren sowohl als der inneren Gurtung ist der des Regelbinders vollständig gleich. Die Aus-

theilung der Knotenpunkte weicht indessen bis zu 40 mm nach dem Scheitel zu von der des Regelbinders ab. Die Linie der äußeren Gurtung entspricht der Aufsenkante des Gurtungswinkels, die der inneren Gurtung einer von der Gurtungsunterkante um 90 mm nach aufsen hin entfernten Korbbogenlinie, welche mit der Mittellinie der Gurtungswinkeleisen zusammenfällt.

Die Lage der Schürzen-Lothrechten 3 bis 12 und der gleichnamigen Knotenpunkte der äußeren und inneren Gurtung, sowie der Knotenpunkte 15' und 19' der äußeren Gurtung ist durch die Austheilung der Pfetten bestimmt. Die Lage der Schürzen-Lothrechten 15 und 18 ist ergibt sich durch die Theilung des inneren Bogenstückes 12 bis 22 in zehn gleiche Theile.

Die zwischen den durchgehenden Pfetten liegenden Zwischenpfetten, welche zugleich als Steifen des Windverbandes dienen, sind im vorletzten Binderfelde beweglich gestofsen. Die Querbalken, in den Punkten 23' der Binder oberhalb des Gesimses der Hallenmauern liegend, bilden daselbst das Auflager des Windverbandes, über den mittleren Binderfüßen auch dasjenige des Windträgers. Die Querbalken über den Hallenwänden sind durch die im Grundrißs zusammengezogenen, nach oben und unten auseinandergezogenen Gurtungen des Windträgers (vgl. Abb. 6b Schnitt *CD* auf Blatt 29 und 30) hindurchgesteckt und legen sich mittels eines hakenförmigen Ansatzes in das feste Lager des Windträgers im Thurmmauerwerk (vgl. Abb. 6b Schnitt *AB*). Eine lothrechte Verankerung der Querbalken zwischen 17 und 19 findet nur am Binder Nr. 18 statt.

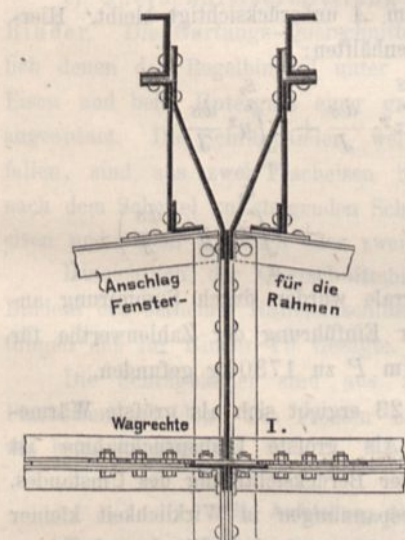


Abb. 45.

Aufhängung der Lothrechten im Scheitel des Binders Nr. 19 mit Ausdehnungsvorrichtung der Wagerechten. 1:20.

oberkante herabgeführt.

Der westliche Windträger geht in einer freitragenden Länge = 55,75 m ungetheilt durch eine Bogenöffnung hindurch, hat deshalb auch eine größere Trägerhöhe (Breite) als der östliche Windträger erhalten müssen und tritt beiderseitig um 0,25 m vor die äußere Binderfläche. Die zusammengezogenen Enden der Windträger greifen durch die Binder hindurch (vgl. Abb. 6a und 6b und Schnitt *CD* und *EF* zu 6b auf Blatt 29 u. 30). Der Windträger ist ein Fachwerkträger mit in einem Abstand von 5,69 m gleichlaufenden Gurtungen von kreuzförmigem Querschnitt (vgl. Schnitt *EF* Abb. 6b). Ueber den mittleren Binderfüßen lassen die zusammengezogenen Gurtungen das mit

Die Abschlufsthürme nehmen den stärkeren Schub des Schürzenbinders und mit dem Lager des Windträgers auch den Winddruck auf die Schürze auf. Die Schürze ist am äußersten Binder des Hallenabschlusses in dessen Mitte aufgehängt, um ihr Gewicht für die Standfähigkeit des Hallenabschlusses wirksam zu machen. Die Aufhängung der Lothrechten 0 im Scheitel des Binders Nr. 19 ist aus Text-Abb. 45 ersichtlich. Die westliche Abschlufsschürze ist bis auf 5 m über Schienen-

Kunstformen verzierte Abfallrohr frei vor dem Hallenabschluss hervortreten. Die geringe Entfernung des Abfallrohres ist durch Schönheitsrücksichten und durch den Umstand bedingt, daß der Verkehr auf dem zwischen Binder und Abfallrohr liegenden Laufsteg (vgl. Abb. 5 auf Blatt 29 und 30) nicht zu sehr erschwert werden durfte. Die Querbalken im Binderknotenpunkte 23', welche einen kastenförmigen Querschnitt haben (vgl. Schnitt *EF* zu Abb. 6a), sind nach aufsen über den Binder hinaus verlängert, um hier ein gemeinschaftliches Gleitlager für die beiden benachbarten Windträger herzustellen, dessen Stehbleche um 0,5 mm vor die Winkel hervortreten (s. Abb. 6a und hierzu Schnitt *LM* und *NO*). Für das innere Auflager ist die lothrechte Wand der Querbalken in der Mitte der Höhe durchbrochen. In diese Oeffnungen legen sich die Enden der Windträger, um den Auflagerdruck unmittelbar auf die lothrechten Stehbleche des Querbalkens zu übertragen (vgl. Abb. 6a Schnitt *PQ* auf Blatt 29 und 30).

Für jeden Träger ist eine Ausdehnung von 15 mm vorgesehen. Auch die Schürze behindert eine Längenausdehnung der Windträger nicht. Vgl. auch Abb. 6a und Schnitt *GH* auf Blatt 29 und 30, welcher den beweglichen Anschluß des Windträgers bezw. der Schürze an den Binder Nr. 19 darstellt.

Da das Thurmmauerwerk auf der Ostseite des Windträgers zu schwach war, um den Auflagerdruck des Windträgers vollständig aufzunehmen, so wurde zur Entlastung des östlich des Auflagers gelegenen Mauerwerkes der Anker (s. Schnitt *AB* Abb. 6b auf Blatt 29 und 30) nachträglich hinzugefügt. Die Steifen des über die Breite der Schürzenhängewerke hinausgehenden Windträgers sind nach unten durch gebogene Winkel-eisen gegen die Lothrechten abgestützt.

Die Bewegungsvorrichtungen der Schürze — Schraubenbolzen in länglichrunden Löchern — sind in den dreieckigen Knotenblechen jeder Wagerechten an der der innern Binder-gurtung zunächst liegenden Lothrechten angebracht. In Text-Abb. 44 sind diejenigen Lothrechten, an welche die Wagerechten beweglich angeschlossen sind, mit doppelten Linien dargestellt (vgl. auch Text-Abb. 45 und Abb. 6 auf Blatt 29 und 30). Die

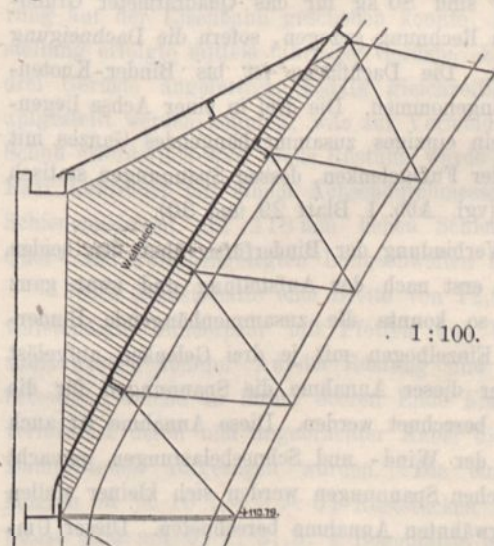


Abb. 46.

Doppelte Dachhaut zwischen Binder Nr. 18 und Nr. 19 neben den Hallenwänden.

Bewegung der Wagerechten nach beiden Seiten, von der Mitte aus gesehen, müssen die Lothrechten mitmachen, indem sie ausbiegen. Die

Die Fenster, welche nach oben mit Spielraum in den einzelnen Gefachen mittels Keile und Plättchen *P* (vgl. Abb. 6f Blatt 29 und 30) befestigt sind, erleiden keine Formänderung.

Die Anordnung der Fensterrahmen, der Sprossen, die Befestigung des 3 mm starken Glases, der Zusammenstofs zweier Rahmen, sowie die

Dichtung der Rahmen an den Lothrechten der Schürze ist aus Abb. 12 auf Blatt 29 und 30, sowie aus Abb. 4h ersichtlich, im übrigen in derselben Weise wie bei der östlichen Schürze zur Ausführung gekommen. Der Anschluß der Schürze an den Windträger ist in Abb. 6 Blatt 29 und 30 dargestellt.

Beide Schürzen sind mit gelblichgrünen Tonglasstreifen nach Abb. 39 und 44 verziert. Die halbrunden Seitenlichter über dem Querbalken zwischen Binder Nr. 18 und Nr. 19 sind fortgelassen und nach Abb. 46 durch eine lothrechte Blechwand, sowie eine zweite Dachhaut ersetzt.

Die äußere Binderstirn und die Bogenzwickel auf der Innenseite sind mit Wellblech, die letzteren auf der Außenseite mit gußeisernen Verzierungen bekleidet.

G. Statische Berechnung.

a) Belastungsgrößen. Es wurden bei den statischen Ermittlungen in Rechnung gestellt:

für das Quadratmeter Dachfläche:

- a) für die Oberlichter einschließl. der Pfetten . . . 50 kg,
- b) für die Wellblecheindeckung des regelmäßigen Hallentheiles (von Binder 1 bis 17 ausschließl.) . . . 35 kg,
- c) für die Wellblecheindeckung des westlichen und östlichen Hallen-Abschlusses 40 kg,

für das laufende Meter:

- d) eines Regelbinders unter den Oberlichtern . . . 200 kg,
- e) desgleichen unter dem Wellblech 300 kg,
- f) des westlichen Windträgers 450 kg,
- g) des östlichen Windträgers 200 kg,
- h) eines lothrechten Schürzen-Hängewerks 75 kg,
- i) für das Quadratmeter Schürzenfenster einschließl. der wagerechten Unterstützungsträger . . . 50 kg.

Als Winddruck sind angenommen 150 kg für das Quadratmeter der vom Winde getroffenen, auf die Ebene senkrecht zur Windrichtung gelotheten Fläche. Die Windrichtung ist wagrecht oder unter 10° zur Wagerechten geneigt angenommen. Als Schneebelastung sind 80 kg für das Quadratmeter Grundfläche des Daches in Rechnung gezogen, sofern die Dachneigung kleiner als 30° ist. Die Dachfläche ist bis Binder-Knotenpunkt 12 belastet angenommen. Die drei in einer Achse liegenden Binder bilden ein einziges zusammenhängendes Ganzes mit drei Scheitel- und vier Fußgelenken, dessen Spannungen statisch unbestimmbar sind (vgl. Abb. 1 Blatt 29 und 30).

Da die feste Verbindung der Binderfüße über den beiden mittleren Auflagern erst nach der Aufstellung und zwar ganz zwanglos geschah, so konnte die zusammenhängende Bindergruppe als in drei Einzelbogen mit je drei Gelenken aufgelöst angesehen und unter dieser Annahme die Spannungen für die dauernde Belastung berechnet werden. Diese Annahme ist auch für die Ermittlung der Wind- und Schneebelastungen gemacht worden. Die wirklichen Spannungen werden sich kleiner stellen als die unter der erwähnten Annahme berechneten. Dieser Umstand erschien jedoch in Vergleich zu der einfachen Rechnungsweise nicht von Belang und wurde bei der Wahl der zulässigen Inanspruchnahme berücksichtigt.

β) Spannungen infolge von Wärmeänderungen. Die durch Wärmeänderungen hervorgerufenen Spannungen sind auf

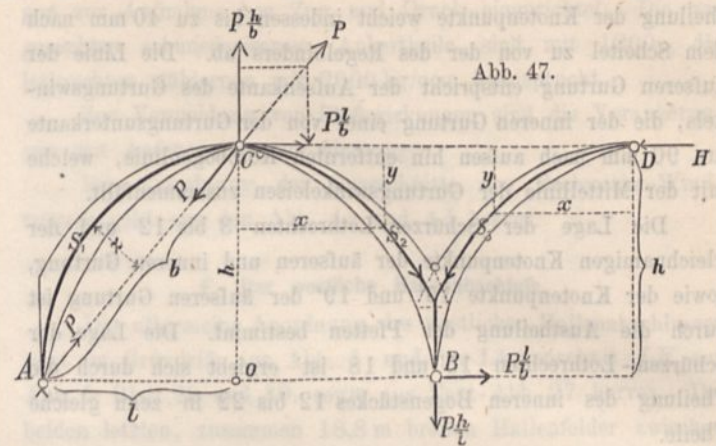


Abb. 47.

dem Annäherungswege ermittelt. Es findet sich nach Abb. 47 aus der Momentengleichung

$$Hh = P \frac{l}{b} \cdot h + P \frac{h}{b} \cdot l,$$

$$H = 2P \cdot \frac{l}{b}.$$

Der Werth von P ergibt sich aus der Bedingung, daß die Längen-Änderung des ganzen Gefüges durch die äußeren Kräfte gleich und entgegengesetzt der von der Wärmeänderung hervorgebrachten sein müssen.

Es ist nun $\Delta l_1 = \frac{l}{b} \cdot \Delta b = \frac{l}{b} \cdot \frac{P}{E} \cdot \int_0^{s_1} x^2 \cdot \frac{ds}{J}$ die Ände-

rung des Grundrisses der Sehne l des Bogens AC, wenn die Drehung des Stückes AC um A unberücksichtigt bleibt. Hiernach wird für die drei Bogenhälften:

$$3 \Delta l = 3 \frac{l}{2000} = \frac{P}{bE} \cdot \left(l \int_0^s x^2 \cdot \frac{ds}{J} + 3 \int_0^{s_2} y^2 \cdot \frac{ds}{J} + h \int_0^{s_2} x \cdot y \cdot \frac{ds}{J} \right).$$

Die Werthe der Integrale wurden durch Summierung annähernd ermittelt und unter Einführung der Zahlenwerthe für $h = l = 28$ m und $b = 40$ m P zu 1730 kg gefunden.

Für den Knotenpunkt 23 ergibt sich als größte Wärmespannung etwa 200 kg. Als größte Inanspruchnahme ist 1250 kg/qcm zugelassen unter Berücksichtigung des Umstandes, daß die Wind- und Schneespannungen in Wirklichkeit kleiner als die berechneten sein werden und daß Wind und Schnee nur selten zusammenwirken; daß jedoch eine Wärmespannung von bis zu 200 kg hinzutreten kann.

γ) Berechnung der inneren Kräfte des Regelbinders. Zunächst ist für jeden dritten Knotenpunkt des Obergurtes der Belastungsantheil berechnet und in Listen übersichtlich zusammengestellt. Sodann wurden die entsprechenden Kräfte und die durch die Bogengelenke gehenden Seilvielecke gezeichnet. Die inneren Kräfte der Gurtungen wurden mit Hilfe der Mittelkraft für den gewählten Abschnitt unter Anwendung des Ritter'schen Verfahrens berechnet. Die Schrägbänderspannung ist auf demselben Wege mit Benutzung der Schnittpunkte der betreffenden Gurtungsrichtungen ermittelt. Wo die Schnittpunkte außerhalb der Zeichenfläche lagen, wurden die Binderspannungen auf zeichnerischem Wege gefunden. Die Ermittlungen wurden an gestellt für Eigengewicht, einseitige Schneebelastung und Wind-

druck, und zwar für die belastete und unbelastete Binderhälfte. Die größten und kleinsten Spannungen wurden zusammengestellt. Die innern Kräfte der Schürzenbinder Nr. 0 und 19 sind auf dieselbe Weise wie bei den Regelbindern berechnet.

δ) Querschnittsbestimmungen der Regelbinder. Da die Bindergurtungen ununterbrochen gekrümmt sind, wurde das gekrümmte Gurtungsstück zwischen zwei Knotenpunkten unter Voraussetzung unveränderlicher Achsenrichtungen in den Knotenpunkten und unter Annahme einer Parabel für die Krümmung auf Biegung berechnet. Bei den gewählten (in Abb. 36 dargestellten) Querschnittsformen tritt die größte Inanspruchnahme bei dem gezogenen Obergürt inmitten der Knotenpunkte, für den gedrückten Untergürt im Knotenpunkt selbst ein. Die Gurtwinkel des Obergurtes wechseln zwischen $70 \times 70 \times 8$ bis $70 \times 70 \times 10$ vom Scheitel nach dem Kämpfer zu; die Stehbleche von 260×10 bis 360×13 , der Querschnitt zwischen 79 und 124 qcm. Die entsprechenden Abmessungen für die Untergurte sind für die Winkel $80 \times 80 \times 8$ bzw. $90 \times 90 \times 13$, für die Stehbleche 290×10 bis 290×13 , für die Querschnittsflächen 106 bis 162 qcm. Die Sicherheit gegen seitliches Ausknicken ist mindestens 3,4fach.

Die Schrägbänderquerschnitte sind aus doppelten, wo nöthig versteiften Flacheisen hergestellt. Die zur Gurtung senkrechten Pfosten bestehen theilweise aus einem einseitig angeschlossenen, auf die excentrische Beanspruchung berechneten Winkeleisen $70 \times 70 \times 10$, theilweise aus doppelten Winkeleisen (bis $80 \times 80 \times 10$).

ε) Querschnittsermittlung der unregelmäßigen Binder. Die Gurtungs-Querschnitte des Binders 19 sind ähnlich denen des Regelbinders unter Verwendung von stärkerem Eisen und beim Untergürt einer größeren Anzahl Winkeleisen angeordnet. Die Schrägbänder, welche nach dem Scheitel zu fallen, sind aus zwei Flacheisen bzw. vier Winkeleisen, die nach dem Scheitel zu steigenden Schrägbänder aus einem Flacheisen und einem \perp -Eisen oder zwei Winkeleisen hergestellt.

Hinsichtlich der Querschnittsbildung des unregelmäßigen Binders des östlichen Hallenabschlusses gilt bezüglich der Gurtungen das für Binder 19 Gesagte.

Die Schrägbänder sind aus zwei theilweise verstärkten Flacheisen gebildet. Die Pfosten haben denselben Querschnitt wie beim Regelbinder.

H. Aufstellung der Halle.

Es wurden die in einer Querachse liegenden Binder der drei Hallen gleichzeitig aufgestellt, sodafs die Mittelfelder keinen einseitigen Schub erhalten. Nur alle diejenigen Theile der Querbalken, welche einer Bewegung der einzelnen Binderhälften, sich der Eigengewichtsbelastung entsprechend zu gestalten, nichts in den Weg stellten, wurden zunächst mit den einzelnen Bindern verbunden, bis sämtliche Eigenlasten aufgebracht waren.

Das mittlere gemeinsame Gelenklager zweier zusammenstossenden Binder sollte während der Aufstellung, vorläufig jedoch veränderlich festgestellt werden. Die feste Verbindung der Mittelfüße ebenso wie die Vernietung der Platten im Bogenscheitel war erst nach beendigter Aufstellung und Ausrüstung vorgesehen, wodurch eine gleichmäßige Beanspruchung durch die dauernde Last und hierdurch auch gleiche Stärken der einzelnen Theile der drei Hallenbinder erreicht werden sollte. Außerdem wurde auf diese Weise auch die Herstellung der von

einander unabhängigen Binderhälften in der Fabrik ermöglicht. Da jedoch eine Vernietung nach vollständiger Belastung und bei großer Luftwärme nicht auszuführen war, wurde im Binderscheitel anstatt einer Vernietung eine bleibende Verschraubung zugelassen. Die Oberlichter wurden gleichzeitig auf alle drei Binderfelder einer Achse aufgebracht. Nach deren Fertigstellung lockerte man die in den wagerechten Scheitelplatten befindlichen vorläufigen Schrauben und löste die Verkeilungen zwischen den Binderfüßen, sodafs die Binder eine ganz lose Lage annehmen konnten. Danach wurden die Keile wieder lose und die endgültigen Schrauben ohne Zwang in die Scheitelplatten eingesetzt. Die abstehenden Schenkel der Federn im Bogenscheitel wurden zuerst mit einander, dann die Federn endgültig mit der einen Binderhälfte vernietet und hierauf erst in der anderen die Löcher gebohrt und die weiteren Niefe eingezogen, ohne dafs durch Andornen eine Spannung in den Federblechen erzeugt werden durfte. Später bei einer Wärme von 8 bis 10° C. (im November 1886) erfolgte dann bei vollkommen fertig gestellten Bindern eine nochmalige Lockerung der Keilverbindung am Fusse, das feste Anziehen und Sichern der Verschraubung im Binderscheitel und die Vernietung der Binderfüße durch die aufgelegten Laschen. Es wurde darauf gehalten, vor dem vollständigen Vernieten der Binder diese sowohl der Längsachse als auch nach der Höhenlage auszurichten. Die Wandflächen der Lager und die nicht zugänglich bleibenden Theile wurden rechtzeitig zweimal mit Mennige gestrichen. Die Drehzapfen der Lager wurden sorgfältig geölt.

Die Vernietung der Pfetten und die Befestigung des Windverbandes zwischen je zwei Bindern erfolgte nach gleichmäßiger Fertigstellung der letzteren. Die Endstücke der westlichen Windträger in den letzten Feldern wurden erst nach fester Verbindung der Binder angenietet und an den Querbalken angeschlossen.

I. Das Aufstellungsgerüst.

(Vgl. Abb. 1 auf Blatt 31.)

Die doppelwandigen Binder wurden in der Fabrik in Hälften zusammengesetzt und soweit es mit Rücksicht auf die Beförderung auf der Eisenbahn geschehen konnte, genietet. Die Aufstellung erfolgte mittels fahrbarer Gerüste. Es wurden im ganzen drei Gerüste angefertigt, sodafs gleichzeitig drei Binderpaare aufgestellt werden konnten, was zur Vermeidung von einseitigem Schub erforderlich war. Jede Rüstung wurde mittels $5 \times 4 = 20$ Paar Laufräder mit einem Achsendurchmesser von 170 mm auf Schienengeleisen mit 118 mm hohen Schienen, auf hölzernen Quer- und zwischengelegten Langschwellen fortbewegt.

Jedes Gerüst hatte eine Breite von 12,80 m, sodafs je ein vollständiges Binderpaar mit Pfetten und Windverband aufgestellt werden konnte. An der Rüstung sind bei *aa* Rüstbäume befestigt, welche an ihrem oberen Ende Flaschenzüge erhalten, vermittelst deren und angebrachter Kabel die Eisentheile durch Dampfwinden aufgezogen wurden. Die einzelnen Binder gelangten in je 10 ($= 2 \times 5$) Rüststücken zur Baustelle. Die Stöße sind mit 0, 1, 2, 3, 4 Bogenmitte bezeichnet. Die Verbindung der Stöße geschah von den Hilfsgerüsten *a* aus. Sobald ein Binderpaar fertiggestellt war, wurde die ganze Rüstung bis zum nächsten Binderpaar verschoben, dadurch, dafs an jedem Laufrad ein Mann mit Brechbaum angriff. Bei der Berechnung des Gerüstes wurde für Holz $K = 100$ und für Zerknicken

eine 10fache Sicherheit und ein Winddruck von 150 kg/qcm zu Grunde gelegt. Das Umsturzmoment, herrührend von dem Winddruck und dem aufzuziehenden Gewicht, mußte kleiner sein als Eigengewicht und Belastung des Binders Nr. 0.

Am 31. October 1884 gab die Gutehoffnungshütte in Oberhausen (Rheinland) bei der Verdingung die niedrigste Gesamtforderung ab. Der Zuschlag erfolgte am 24. November 1884. Die Material-Abnahme begann am 28. December 1884. Am 15. April 1885 waren von 3500 t Eisen geprüft und abgenommen 1200 t und in der Werkstatt die Lehre für die Regelbinder hergestellt. Im März 1885 begann die Aufstellung auf dem Bauplatze. Die Gerüste waren am 24. Mai fertig gestellt. Mit dem Zusammenbau der Binder ging man von Binder Nr. 8 aus nach Nr. 3 hin. Diese Binder waren am 1. September 1885 sämtlich fertiggestellt. Sodann wurde mit der Aufstellung von Binder Nr. 10 bis Nr. 14 fortgefahren, sodafs am 1. Januar 1886 die Binder Nr. 3 bis 14 aufgestellt waren. Weiterhin wurden mit Rücksicht auf die noch nicht beendigte Ausführung des Post-Gepäck- und Personen-Tunnels Binder Nr. 2 bis Nr. 0 zusammengesetzt; am 15. Juni 1886 waren Binder Nr. 0 bis Nr. 14 fertig. Am 15. September 1886 wurde mit der Aufstellung von Binder Nr. 15/16 aus begonnen und nach dem westlichen Abschlusse hin vorgegangen. Am 19. April 1887 war sämtliches Material abgewalzt und am 22. August 1887 waren alle Arbeiten aufser Anstrich und Verglasung beendet. Als dann am 1. Januar 1888 auch diese fertig gestellt waren, konnte am 23. Januar 1888 die Abnahme stattfinden.

K. Vorschriften bezüglich der Güte der Materialien.

Hinsichtlich der Güte der Materialien war vorgeschrieben:

	mit der Faser	quer zur Faser
1) für Bleche: eine Zerreißungsfestigkeit von	3500 kg	3000 kg,
eine Dehnung von	12 pCt.	5 pCt.
eine Zusammenziehung von	20 pCt.	8 pCt.
2) für Winkel- und Flacheisen: eine Zerreißungsfestigkeit von	3600 kg	2200 kg,
eine Dehnung von	12 pCt.	—
eine Zusammenziehung von	20 pCt.	—
3) für Formeisen: eine Zerreißungsfestigkeit von	3600 kg	2000 kg,
eine Dehnung von	12 pCt.	—
eine Zusammenziehung von	18 pCt.	—

4) für Nieteisen mit der Faser: eine Zerreißungsfestigkeit von 3750 kg,
eine Dehnung von 20 pCt.,
eine Zusammenziehung von 30 pCt.

Die Zerreißungsfestigkeit ist hierbei bezogen auf ein Quadratcentimeter des ursprünglichen Querschnittes, die Dehnung des abgelängten Stückes nach Procenten der ursprünglichen Länge und die Zusammenziehung des Zerreißungsquerschnittes in Procenten des ursprünglichen Querschnittes.

Bei den Zerreißungsproben erhielten die Probestücke einen Querschnitt von 300 bis 500 qmm und eine freie Länge von 200 mm, für welche die Dehnung mußte beobachtet werden können.

Die für Schmiedeeisen vorgeschriebenen Biegeproben in kaltem und dunkelkirschrothem Zustande weichen nicht wesentlich von den „Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenconstructions für Brücken und Hochbau“, aufgestellt vom Verband deutscher Architecten- und Ingenieur-Vereine vom Jahre 1886 ab.

Für Gußeisen war eine Zugfestigkeit von 1200 kg und eine Druckfestigkeit von 6000 kg/qcm verlangt.

Für den zu den Scheitelgelenken und Theilen des Windverbandes verwandten Flußstahl war eine geringste Festigkeit von 4800 kg und eine Zusammenziehung von 40 pCt. gefordert. Bei größerer Zerreißungsfestigkeit durfte die Zusammenziehung entsprechend abnehmen, so zwar, dafs die Summe beider Zahlen mindestens 88 betrug.

L. Ergebnisse der Material-Abnahme in den Walzwerken.

Durchschnittlich wurde in einem halbmonatlichen Zeitraum 71,2 t geprüft und abgenommen. Die zu 35 bis 36 kg/qmm vorgeschriebene Zerreißungsfestigkeit ergab sich bei den Proben zu durchschnittlich 38,7 und schwankte zwischen 36 und 41 kg/qmm. Die Dehnung sollte vorschriftsmäßig 12 pCt. betragen; die beobachteten Zahlen liegen durchschnittlich zwischen 16,8 und 23 und schwanken zwischen den Grenzen 12 und 28. Die mit 20 pCt. vorgeschriebene Zusammenziehung war durchschnittlich 24,3 bzw. 38,1; die Grenzzahlen betragen 17 bis 51 kg/qmm. Die Beanspruchung an der Elasticitätsgrenze betrug durchschnittlich 25,9. Zurückgewiesen wurden durchschnittlich 6,6pCt. theils wegen Mindergewicht oder Walzfehler und ein ganz geringer Posten wegen zu geringer Festigkeit.

Angaben über Gewichte und Kosten im ganzen und einzelner Theile der Bahnhallen finden sich in der am Schlusse dieser Veröffentlichung befindlichen Zusammenstellung.

(Schluß folgt.)

Die Reinigungs-(Desinfections-)Anstalt für Viehwagen auf dem Güterbahnhof in Düsseldorf.

(Mit Zeichnungen auf Blatt 59 im Atlas.)

(Alle Rechte vorbehalten.)

Da nach dem Reichsgesetz vom 25. Februar 1876 und den Ausführungsbestimmungen des Ministers der öffentlichen Arbeiten vom 19. November 1886 den Eisenbahn-Verwaltungen die Reinigung der Viehwagen — für gewöhnlich mit Sodalauge von 50 °C, bei Ansteckungsgefahr mit 5 pCt. Karbolsäurelösung — obliegt, so mußten die Verwaltungen in den letzten Jahren dazu übergehen, auf größeren Stationen oder Stationen mit bedeutendem Viehverkehr sogenannte Desinfections-Anstalten zu

bauen, denn die früher übliche Reinigung unter Entnahme von heißem Wasser aus dem Kessel einer Locomotive erweist sich sowohl störend für den Betrieb, als auch kostspielig, wenn eine größere Anzahl von Wagen zu reinigen ist.

Zumal für den hiesigen neuen Güterbahnhof, auf dem monatlich im Durchschnitt 320 Wagen, oder bei 26 Arbeitstagen täglich rund 12 Wagen zu reinigen sind, erschien die Erbauung einer besonderen Reinigungs-Anstalt geboten. Die-

selbe ist im vorigen Sommer nach den Zeichnungen auf Blatt 59 erbaut worden, zu deren Erläuterung folgendes angeführt werden mag.

Zur Aufnahme des festen Düngers und der Streu ist eine reichlich groß bemessene Düngergrube von 64 qm Grundfläche und 128 cbm Rauminhalt angelegt, da es vorläufig an jedem Anhalt fehlt, wie oft sich der regelmäßige Verkauf und demgemäß die Abfuhr des Düngers bewirken lassen wird. Der Boden ist wasserdicht hergestellt. Drei gemauerte Umfassungswände sind 0,80 m über Erdboden hochgeführt, die vierte, auf der Abfuhrseite, besteht zur Erleichterung des Räumens und Ladens aus 4 m langen Bohlen zwischen Steinpfeilern. Behufs leichter Reinhaltung ist der Raum zwischen Grube und Geleis mit Ziegeln auf hoher Kante gepflastert.

Die Reinigung der Wagen vom festsitzenden Dünger durch Abwaschen und Ausspritzen, desgl. die eigentliche Entgiftung mit Karbolsäure bei Ansteckungsgefahr oder nachgewiesenen Seuchen findet auf der Plattform statt. Frei auf Steinwürfeln aus Basaltlava liegende Schienen sind durch Längsmauern unterstützt. Zwischen den erhöhter liegenden einfassenden Rollschichten ist 0,25 m starkes Ziegelpflaster mit dichtvergossenen Fugen angebracht, damit die Jauche möglichst schnell abfließt. Es können vier bis fünf Wagen gleichzeitig gereinigt werden, da die Länge der Plattform 40 m erreicht und zwei Sprenghähne für kaltes Wasser, sowie zwei für warmes Wasser vorhanden sind.

Die zur Aufnahme des flüssigen Düngers 4,5 m tief angelegten, mit Holzdeckeln geschlossenen Klärbrunnen bestehen aus zwei durch eine Scheidewand getrennten Theilen. Da die städtische Entwässerung in den benachbarten Straßsen noch nicht ausgeführt ist, müssen die Brunnen vorläufig als Sickerbrunnen wirken. Zu dem Zweck ist die mittlere Scheidewand angeordnet worden und das Sieb aus verzinktem Eisendraht in eisernem Rahmen, auch der untere Raum der Brunnen auf 1 m Höhe mit grobem Kies ausgefüllt. Die Benutzung gestaltet sich folgendermaßen: Das mit Dünger vermischte Wasser fließt durch die Rinne in den vorderen Theil des Brunnens und setzt die festen Stoffe unten ab, da das Sieb erst dann Wasser durchläßt, wenn der Brunnen 2 m hoch gefüllt ist und wenn der vordere Brunnen theil aufhört, als Sickerbrunnen zu wirken. Durch das Sieb fließt die Flüssigkeit so rein ab, daß es längere Zeit dauern wird, ehe die obere Kiesschicht des hinteren Brunnen theils als Filter unbrauchbar wird, denn eine viermonatliche Betriebsdauer vermochte nicht, die Aufnahmefähigkeit der Kiesschicht im Vorderbrunnen wesentlich zu beeinträchtigen. Uebrigens gestattet der mit Steigeisen versehene Brunnen eine leichte Entfernung und Erneuerung des Kieses. Ist das Sieb verstopft, so füllt sich der vordere Theil des Brunnens bis Oberkante Trennungswand, welche 0,50 m unter Brunnenrand liegt, und fließt dann erst in den hinteren Raum, welcher den eigentlichen Sickerbrunnen darstellt. Soll ein Brunnen geräumt werden, dann wählt man dazu einen Tag, an dem weniger Wagen zu reinigen sind, sodafs vorübergehend nur die Hälfte der Plattform in Benutzung ist und die Zuführungsrinne zum andern Brunnen zugeschützt werden kann. Später lassen sich die Brunnen leicht an die städtische Entwässerung anschließen. Der Raum zwischen Plattform, Gebäude und Brunnen ist mit gewöhnlichen Kopfsteinen gepflastert.

Das im einfachsten Ziegelrohbau mit Pappdach hergestellte Kesselhaus enthält eine Stube zum Aufenthalt für die Arbeiter,

eine Kammer zur Aufbewahrung von Soda, Karbolsäure und Arbeitsgeräthen, sowie den Raum für Bottich und Kessel nebst Zubehör. An das Gebäude stößt eine hölzerne, bedeckte Kohlenbanse mit Klappe zum Einwerfen der Kohlen aus dem Eisenbahnwagen und mit kleiner eiserner Thür zum Kesselraum, um die Kohlen unmittelbar entnehmen zu können.

Von der Maschinenfabrik Büniger u. Leyrer hierselbst rührt die Einrichtung der Maschinen-Anlage her. Sie besteht im wesentlichen aus einem stehenden Röhrenkessel, einem schweißeisernen Bottich, den nöthigen Rohrverbindungen und den in diese eingeschalteten beiden Dampfstrahlpumpen (Injectoren). Der Röhrenkessel, dessen Boden und Deckel durch kräftige Anker mit einander verbunden und in den 80 Stück 70 mm weite Siederohre eingebaut sind, hat eine Höhe von 3 m, einen Durchmesser von 1,25 m und 39,4 qm Heizfläche; er arbeitet mit 6 Atm. Druck. Neben einem nicht zu niedrigen Schornstein ist zur schnelleren Dampfbildung ein Bläser angeordnet. Ueber dem Bottich ist ein Wrasenfang angebracht. Kessel und Bottich sind so groß bemessen, daß in 12 Stunden mindestens 24 Wagen gereinigt werden können.

Der Betrieb gestaltet sich in folgender Weise. Nachdem der Kessel mit Wasser gefüllt ist und sich hinreichend Dampf entwickelt hat, wird das Wasser im Bottich durch den Dampf erwärmt. Dann wird mit den Dampfstrahlpumpen das erwärmte Wasser in die an den Rohrenden angeschraubten Schläuche gedrückt und das Ausspritzen der Wagen beginnt. Letztere werden der Plattform entweder von der Viehrampe oder von Nachbarstationen aus, nachdem sie vorher an der Grube von Dünger entleert sind, zugeführt und nach beendeter Reinigung auf dem Stumpfgeleise zur Abholung bereit gestellt.

Zum Schutze gegen zu schnellen Verschleiß sind die Gummischläuche mit getheerter Hanfschnur umwickelt und außerdem in Abständen von etwa 3 m mit dicken Holzrollen umgeben. Um ein Anfassen und Festhalten möglich zu machen, mußten die Strahlrohre am Ende der Schläuche, welche durch das mit mindestens 60 °C ausströmende Wasser stark erhitzt werden, eine Umkleidung von Buchenholz erhalten. Das Handrad *a* tritt nur dann in Thätigkeit, wenn der Hahn an der Dampfstrahlpumpe undicht werden sollte. Beide Dampfstrahlpumpen, deren Schlabberwasser durch Trichter, welche in der Zeichnung nicht angedeutet sind, aufgefangen und ins Freie geleitet wird, dienen auch zum Speisen des Kessels.

Gekostet hat die auf 11 000 *M* veranschlagte Anlage 10 927 *M*, wobei die Einrichtung der Arbeiterstube und das Geleis auf der Plattform nicht mitgerechnet sind. Von dieser Summe entfallen auf die bauliche Einrichtung 6 638 *M* (hier von rund 3 700 *M* auf die Brunnen nebst Plattform, rund 2 000 *M* auf das Gebäude und 938 *M* auf die Grube), auf die Maschinenanlage 3 934 *M* und auf Schläuche nebst Zubehör 355 *M*. An Grundfläche enthält das Gebäude rund 49 qm, die Kohlenbanse rund 8 qm.

Die Anstalt ist seit dem 1. December 1890 im Betriebe und hat sich gut bewährt, nur ist der Raum für den Kessel in der Länge etwas beschränkt, sodafs es sich empfehlen dürfte, bei ähnlichen Anlagen die Länge um vielleicht 0,5 bis 1 m zu vergrößern. Desgleichen dürfte ein möglichst dichtes Anbringen der Holzrollen auf den Schläuchen anzurathen sein, denn die hier gewählte Anordnung scheint die Abnutzung nicht im gewünschten Mafse zu verhindern.

Eine ähnliche Anlage, welche für die hiesige als Vorbild gedient hat, ist seit Anfang 1888 in Wesel in Benutzung. Dort werden im Durchschnitt nur halb so viel Wagen gereinigt, weshalb die Plattform nur 20 m Länge hat und der Kessel nur angeheizt wird, wenn mehr als drei Wagen an einem Tage

der Anstalt zugeführt werden. Kessel und Bottich wurden dort von der Maschinenfabrik K. u. Th. Möller in Kupferhammer bei Brackwede geliefert. Demnächst soll eine neue Reinigungsanstalt in Dinslaken (Strecke Oberhausen-Wesel) erbaut werden. Düsseldorf, Ostern 1891. Platt.

Der Bau der neuen Kaimauern im Hafen von Bordeaux.

(Mit Zeichnungen auf Blatt 60 und 61 im Atlas.)

(Alle Rechte vorbehalten.)

Die nachstehenden Mittheilungen verdanke ich der Liebenswürdigkeit des Herrn Ingenieur C. Zschokke, Mitinhabers der Firma C. Zschokke u. P. Terrier in Rom und Paris, welche die in Rede stehenden Kaimauern gegenwärtig ausführt. Diese Ausführung zeigt eine sehr sinnreiche Vervollkommnung derjenigen Art der Gründung mittels Prefsluft, welche Herr Zschokke bereits mehrfach — und zwar gegenwärtig noch bei dem Bau der neuen Trockendocks in Genua¹⁾ — für unterseeische Bauausführungen mit Vortheil in Anwendung gebracht hat, nämlich die Anwendung schwimmender Senkkasten in Form großer Taucherglocken, unter denen die Maurerarbeiten ausgeführt werden. Sie zeigt gleichzeitig, wie einerseits die Schwierigkeiten, welche der wechselnde Wasserstand von Ebbe und Fluth bieten, mit Hilfe der Prefsluft glücklich bewältigt werden, während andererseits dieselben wechselnden Wasserstände zu ihrer eigenen Ueberwindung nutzbar gemacht werden, indem sie das Mittel bieten, ohne Mühe und nennenswerthe Kosten den oberen, schwimmenden Senkkasten über die zu versenkenden Pfeiler zu stülpen und nach erfolgter Versenkung wieder zu entfernen.

Der Hafen von Bordeaux besteht aus einem Fluthhafen mit unveränderlichem Wasserspiegel und einem offenen Flußhafen. Der Fluthhafen, der im Jahre 1879 gebaut wurde hat eine Oberfläche von 9,76 ha mit einer Wassertiefe von 7,5 m und einer nutzbaren Kailänge von 1740 m. Die Verbindung desselben mit der Garonne wird durch zwei Schleusen hergestellt, von denen die eine 22 m weit und 152 m lang, die andere 14 m weit und 136 m lang ist. — Der Flußhafen besitzt bei der Länge von 9 km eine mittlere Breite von 560 m. Die mittlere Ebbe hat in ihm die Höhe + 0,97 des Pegels an der Brücke von Bordeaux, während die Fluth in der Regel zwischen + 3,93 und + 5,60 schwankt und infolge von Zusammenwirken des Hochwassers im Flusse und einer Springfluth im Jahre 1889 ihren höchsten bisher bekannten Stand mit + 6,57 erreichte. Für eine Fläche von 6 ha hat der Flußhafen 6 m Wassertiefe, dagegen für den weitaus grössten Theil von 70 ha nur 4 m. Die Schiffe ankern theils an Bojen, theils liegen sie an senkrechten Kaimauern, deren Länge auf dem linken Flußufer 975 m beträgt. Ausserdem sind auf dem linken Ufer 2818 m und auf dem rechten 915 m gepflasterte Laderampen hergestellt, sowie endlich noch von Privatleuten 39 hölzerne Ladebrücken, wie sie Abb. 5 auf Blatt 60 zeigt. Im Jahre 1887 wurden mittels Gesetzes vom 2. August von Staatswegen 10 Mill. Fr. bewilligt, um auf dem linken Ufer 1600 lfd. m der Lade-

rampen durch senkrechte Ufermauern zu ersetzen (vgl. Lageplan Abb. 1), deren Ausführung der anfangs erwähnten Ingenieur-Firma C. Zschokke u. P. Terrier übertragen wurde. Wie die Abb. 4 und 5 im Längenschnitt und Grundriffs sowie Abb. 2 in der Ansicht zeigen, ist die Kaimauer eine sogenannte aufgelöste, d. h. sie besteht aus Pfeilern, von denen einzelne (sogenannte Gruppen- oder Widerlagspfeiler) eine grössere Stärke (von 8 m) erhalten haben, während die übrigen, die sogenannten Zwischenpfeiler, nur 4 m stark sind. Von der ersten Art enthält die Mauer im ganzen 9, von der andern 84 Pfeiler, die sämtlich in 12 m lichter Weite von einander stehen und zwischen denen zur Herstellung der Kaifläche über Wasser 92 Bogen gewölbt sind. Nach dem Lande zu sind die Räume zwischen den Pfeilern nicht durch Mauerwerk abgeschlossen, sondern es ist, wie Abb. 3 zeigt, unter den Bögen eine Steinschüttung hergestellt, gegen die sich der Hinterfüllungsboden stützt, sodafs die Pfeiler wenig Erddruck aufzunehmen haben.

Diese ähnlich auch bei uns zur Ersparung von Mauerwerk mehrfach angewendete Bauweise war hier zweifellos die gewiesene wegen der bedeutenden Tiefe, in welcher der feste Baugrund anzutreffen war. Das Flußbett besteht nämlich zunächst der Oberfläche aus einer Schlammenschicht von 4 bis 9 m Mächtigkeit, die auf einer mehr oder weniger mit Kies gemischten Sandschicht ruht, unter der sich in einer Tiefe von 13 bis 14 m ein mächtiges Thonlager ausdehnt (vgl. Abb. 3 und 4). Man hat nun für nothwendig erachtet, mit den Grundmauern bis in diese Thonschicht hinabzugehen, sodafs infolge dessen die Pfeilersohlen die Tiefen — 14 bis — 17,5 erreichen. Die Gründung der Pfeiler wurde von Anfang an mit Hilfe von Prefsluft ausgeführt, bot aber wegen der eigenartigen Bodenbeschaffenheit und des starken Fluthwechsels nicht unerhebliche Schwierigkeiten, sodafs es den Unternehmern erst nach mehreren Versuchen gelang, die in den Abbildungen dargestellte Bauweise zu finden, welche diese Schwierigkeiten in sehr sinnreicher Weise löste und welche in mannigfacher Beziehung von der bisher üblichen Prefsluftgründung abweicht.

Die eisernen Senkkasten der Pfeiler und Widerlager sind, je nach der Tiefe, bis zu welcher sie versenkt werden müssen, von verschiedener Gröfse. Diejenigen der Zwischenpfeiler haben 10,5 m Länge und 5 m Breite, wenn die Tiefe, die sie unter Niedrigwasser erreichen sollen, 15,5 m nicht übersteigt, dagegen 11 m Länge und 6 m Breite, wenn die Tiefe von 15,5 m überschritten werden soll. Die Senkkasten der Widerlager oder Gruppenpfeiler sind dementsprechend entweder von 10,5 m Länge bei 9 m Breite, oder von 11 m Länge bei 10 m Breite und haben sowohl für die Decke als

1) Vgl. Centralblatt der Bauverwaltung 1887 S. 260.

auch für die Seitenwände einen luftdichten Abschluss von Eisenblech erhalten, während bei den Senkkasten der Zwischenpfeiler die Bleche für die Seitenwände fortgelassen wurden und der luftdichte Abschluss hier ausschließlich durch das innen mit einem Cementputz versehene Mauerwerk zwischen den eisernen Consolen erzielt wurde. Das Mauerwerk der Wände war bei beiden Senkkastenarten von unten an ziemlich breit angelegt, um das Einsinken derselben in den schlammigen Grund möglichst einzuschränken. Da nun dieses Mauerwerk zweckmäßigerweise hergestellt werden mußte, bevor die Senkkasten in das Wasser kamen, und diese dadurch wieder ein bedeutendes Gewicht erhielten, so wurden besondere Vorrichtungen nothwendig, um die Senkkasten zusammenzubauen, auszumauern und ins Wasser zu schaffen. Diese Vorrichtungen bestehen für die Zwischenpfeiler aus zwei schiefen Ebenen mit starken Doppelschienen, auf welchen je ein Wagen mit wagerechter Plattform läuft, groß genug, um den größten der oben beschriebenen Senkkasten für die Zwischenpfeiler (11×6 m) aufnehmen zu können. Die beiden Wagen, deren Bau auf Blatt 61, Abb. 18 und 19 dargestellt ist, werden von Ketten mittels kräftiger Differential-Flaschenzüge bewegt, welche mittels fester Verankerungen an den höchsten Punkten der schiefen Ebenen befestigt sind. Die eisernen Senkkasten werden nun neben den schiefen Ebenen auf eisernen Schienen in solchen Höhenlagen zusammengebaut, daß sie nach erfolgter Fertigstellung bequem auf die daneben gefahrenen Wagen hinübergeschoben werden können, um auf diesen stehend zwischen den Consolen ausgemauert zu werden.

Zur weiteren Ausrüstung sind die Wände der sämtlichen Senkkasten oberhalb der Decke der Arbeitskammer auf etwa 4 m Höhe mit einer wasserdichten Blechhaut umgeben, sodafs dadurch ein wasserdichter, oben offener Schwimmer hergestellt ist, der einzelne verschließbare Oeffnungen enthält, durch welche zum Zwecke der Versenkung des Pfeilers Wasser eingelassen werden kann. Ist also der Senkkasten auf dem Wagen zwischen den Consolen fertig ausgemauert, so werden beide bei der nächsten Ebbe bis zum Fusse der schiefen Ebene hinunter gelassen und bleiben dort, bis die nächste Fluth den Senkkasten mittels des Schwimmers vom Wagen abhebt. Der Senkkasten kann dann mit Leichtigkeit an die Stelle geflößt werden, an welcher er versenkt werden soll, während der entladene Wagen mit den Flaschenzügen wieder die Rampe hinaufgezogen wird, um dort mit einem neuen Senkkasten beladen zu werden, dessen Eisengerippe inzwischen auf einer anderen Stelle neben derselben schiefen Ebene vollendet wurde. Mit der eben beschriebenen Vorrichtung ist es möglich, unter Benutzung der höchsten Fluthen monatlich vier Senkkasten zu Wasser zu bringen.

Die Senkkasten der Gruppenpfeiler werden bei Ebbe unmittelbar auf den Hellingen, auf denen sie gebaut wurden, (d. h. ohne Hilfe von Wagen) zum Wasser geschoben, das sie bei steigender Fluth abhebt.

Anfänglich wurden nun die noch schwimmenden, an den Versenkungsstellen verankerten Senkkasten nach oben durch weitere Mantelbleche verlängert, wie dies schon vielfach ausgeführt ist. Diese Mantelbleche, die so eingerichtet waren, daß man sie später leicht entfernen konnte, bewirkten, daß der Senkkasten auch noch schwamm, also je nach

dem Wasserstande sich hob oder senkte, wenn man bereits mit dem Mauerwerke über seiner Decke innerhalb des Mantels begonnen hatte, bis schliesslich die Belastung so groß wurde, daß er bei steigender Fluth sich nicht mehr hob, sondern auf dem Boden fest saß, sodafs man nun die Schachtrohre und Luftschleusen aufsetzen und nach genügender Belastung mit der Versenkung in den Boden beginnen konnte.

Hierbei boten sich aber bedeutende Schwierigkeiten, weil der Senkkasten infolge des stark wechselnden Auftriebes bei Ebbe gewöhnlich so tief in den weichen Boden einsank, daß der Schlamm sowohl in die Arbeitskammer, als auch theilweise in die Schachtrohre eintrat. Dadurch wurde nicht nur der Aushub ungemein erschwert und das senkrechte Absenken, sowie damit im Zusammenhange die richtige Stellung des Senkkastens in Frage gestellt, sondern es standen auch die Arbeiter stets in Gefahr, infolge eines plötzlichen Senkens des Pfeilers von aller Verbindung mit der Außenwelt abgeschlossen zu werden.¹⁾ Diese Gefahr bestand während des Senkens im Schlamm so lange, als das Mauerwerk oberhalb der Senkkastendecke nicht über den Niedrigwasserspiegel herausragte und man gezwungen war, dasselbe im Schutze des Blechmantels auszuführen, wobei der Senkkasten so stark belastet werden mußte, daß er bei der Fluth sich nicht heben konnte. Durch Anhängen des Senkkastens an feste Gerüste liefs sich hier wegen der tiefen Lage des festen Grundes nicht Abhilfe schaffen, und es mußte deshalb ein Verfahren gesucht werden, welches es gestattete, das Gewicht, d. h. das Mauerwerk, so niedrig als möglich zu halten, so lange der Senkkasten durch die Schlammschicht gesenkt wurde, und gleichzeitig die Veränderungen im Gewichte trotz der Veränderungen des Wasserstandes zu vermeiden. Dieses Verfahren fanden die Unternehmer darin, daß sie das Mauerwerk über der Decke nicht mehr, wie anfänglich, hinter dichten Schutzwänden ausführten, die bis über Hochwasser hinausreichen mußten und die Schwankungen der Wasserverdrängung und somit des Gewichtes, welches von dem Boden getragen werden mußte, zur Folge hatten, sondern im Innern eines zweiten schwimmenden Senkkastens, der als Taucherglocke über den zu versenkenden gestülpt, und dessen Decke während der ganzen Versenkung ungefähr in der Höhe des Niedrigwassers gehalten wird (Blatt 61, Abb. 15, 16 u. 17). Dieser bewegliche Senkkasten, der nach einander für eine ganze Reihe von Pfeilern benutzt werden kann, ist in Abb. 6, 7 u. 8, Blatt 60, mit seinen Hauptmassen dargestellt. Er ist bei einer lichten Höhe unter der Decke von 2,25 m etwas länger und breiter als der größte der zu versenkenden, und so eingerichtet, daß sein Inneres möglichst frei bleibt. Die eisernen Seiten-

1) Beim Bau der Alexanderbrücke in St. Petersburg, für welche die Bodenverhältnisse ähnlich ungünstige waren, wie in Bordeaux, nur mit dem Unterschiede, daß der Schlamm unter einer schwachen Sandschicht lag, waren, bevor ich die Leitung der Ausführung übernahm, beim Durchbruche eines Senkkastens aus dem Sande in den Schlamm mehrere Arbeiter in der oben gedachten Weise verunglückt, von denen einer zwar noch lebend, aber gelähmt und stumm wieder ausgegraben wurde. Während in Bordeaux die infolge wechselnden Wasserstandes sich ändernde Belastung des gleichmäßigen Baugrundes dieses ruckweise Einsinken des Senkkastens bewirkte, trat umgekehrt in St. Petersburg, wo kein Wasserstandswechsel stattfand, die gleiche Erscheinung bei gleich bleibender Last aber wechselnder Tragfähigkeit des Bodens (bei dem Uebergange von Sand in Schlamm) ein.

wände sind nach oben um einige Meter über die Deckenträger verlängert und bilden so wie bei den übrigen Senkkasten einen oben offenen Schwimmer, der genügenden Auftrieb erzeugt, um ihn trotz der Gufseisenmassen, die als Ballast zwischen den Deckenbalken vertheilt sind, schwimmen zu lassen. Eine oder mehrere verschließbare Klappen gestatten übrigens in diesen Schwimmer nach Bedarf Wasser eintreten zu lassen. Um die Schachttrohre des Senkkastens, auf dem der Pfeiler steht, von denen das zum Einsteigen der Arbeiter dienende 0,70 m und das zum Ausschleusen des geförderten Bodens bestimmte 1,05 m Durchmesser besitzt, durch die Decke des schwimmenden Senkkastens hindurch zu führen, sind an den entsprechenden Stellen der letzteren Futterrohre angebracht. Diese reichen nicht nur von der Unterkante des schwimmenden Senkkastens bis zur Decke desselben, sondern durch diese hindurch bis zum oberen Rande des Schwimmers. Der untere Theil dieser Futterrohre ist in einer Länge von 80 cm enger als der übrige, kann von diesem gelöst und in ihm nach oben hinauf geschoben werden. Außer diesen Futterrohren, durch welche die Schachttrohre des zu versenkenden Senkkastens hindurch nach oben geführt werden, erhält der schwimmende, seitlich der ersteren, noch zwei eigene Schachttrohre, die nur oberhalb der Decke liegen und eine Schleuse zum Einsteigen der Arbeiter sowie eine zweite zum Einschleusen der Mauermaterialien tragen, außerdem endlich ein leichtes eisernes Gerüst zur Stütze der Arbeitsbrücken um die Schleusen herum.

Der ganze Arbeitsvorgang ist nun folgender: Nachdem der zu versenkende Senkkasten zu Wasser gelassen und über der Stelle verankert ist, wo er versenkt werden soll (vgl. Abb. 14 auf Blatt 61), werden die Zwischenräume zwischen seinen Deckenträgern mit Beton ausgefüllt. Das Gewicht des Betons reicht gewöhnlich hin, um den Senkkasten bei Ebbe auf den Grund aufsetzen zu lassen. Man verhindert dann, daß er sich bei wachsender Fluth nicht wieder hebe, indem man langsam Wasser in den Schwimmer eintreten läßt. Bei nächster Fluth steigt nun das Wasser so hoch über den oberen Rand des aufsitzenden Senkkastens, daß man den beweglichen Senkkasten über ihn flößen und verankern kann. Bei der darauf folgenden Ebbe wird der schwimmende Senkkasten sich über den unter ihm auf dem Grunde stehenden stülpen, und wenn man dann in den Schwimmer des ersteren Wasser eintreten läßt, so wird er sich auch bei steigender Fluth von demselben nicht wieder abheben. Da die Decke außerdem durch Gufseisen genügend belastet ist, wird es nun möglich werden, mit Prefsluft das Wasser aus seiner Kammer zunächst bis zu der Tiefe zu verdrängen, welche erforderlich ist, damit Arbeiter beide Senkkasten in der Abb. 15 dargestellten Lage durch Ketten mit einander verbinden können. Ist dies geschehen, so kann das Wasser ganz aus dem schwimmenden Senkkasten und damit zugleich aus dem Schwimmer des zu versenkenden bis zur Betonschicht über der Decke verdrängt werden, da der erstere jetzt von dem letzteren am Auftreiben gehindert wird. Nun ist es möglich, in dem beweglichen Senkkasten das Mauerwerk über der Decke des zu versenkenden auszuführen, indem die Baustoffe durch die betreffende Schleuse des ersteren eingeführt werden. Ist dies in genügendem Maße geschehen, um dem Auftriebe das Gleichgewicht zu

halten, welcher durch die Füllung der Arbeitskammer des zu senkenden Kastens mit Prefsluft erzeugt wird, so wird auch in diesem mit der Bodenförderung begonnen. Von diesem Augenblicke an geht die Versenkung ihren regelmäßigen Gang vor sich, indem der Erdaushub sich wie gewöhnlich mittels der Schleusen auf dem unteren Senkkasten vollzieht, während die Mauerung nach Bedarf im beweglichen Senkkasten ausgeführt wird (Abb. 16 und 17).

Nach Maßgabe der Versenkung des unteren und Erhöhung des Mauerwerkes im oberen Senkkasten werden die Ketten, welche beide zusammenhalten, verlängert (Abb. 13) sodafs der obere Senkkasten sich stets nahezu auf derselben Höhe in Bezug auf den Ebbewasserstand erhält, stets getragen durch den Auftrieb, der die Ketten gespannt hält.

Da sich auf diese Weise trotz Fluth und Ebbe die Wasserverdrängung des ganzen Systems annähernd gleich groß erhalten läßt, so liegt es ausschließlic in der Hand der Bauleitung, den unteren Senkkasten mehr oder weniger zu belasten, je nachdem es die Bodenverhältnisse bedingen, d. h. man ist von Fluth und Ebbe vollständig unabhängig.

Sobald der untere Senkkasten die vorgeschriebene Tiefe erreicht hat, wird seine Arbeitskammer in gewöhnlicher Weise durch seine eigene Luftschleuse mit Beton ausgefüllt, und Schleusen und Schachttrohre werden darauf entfernt. Alsdann schließt man die oberen Oeffnungen der Futterrohre des beweglichen Senkkastens durch starke Deckel luftdicht ab, läßt durch Hähne Prefsluft in dieselben hinein und schraubt die unteren, 80 cm langen, engeren Enden derselben ab, die in die oberen, weiteren hinaufgeschoben und dort festgemacht werden. Jetzt können die gemauerten Schächte, welche um die Schachttrohre des unteren Senkkastens herum in dem Fundamente ausgespart werden mußten, durch Pumpen oder Ejectoren vom Wasser entleert und ausgemauert oder betonirt werden.

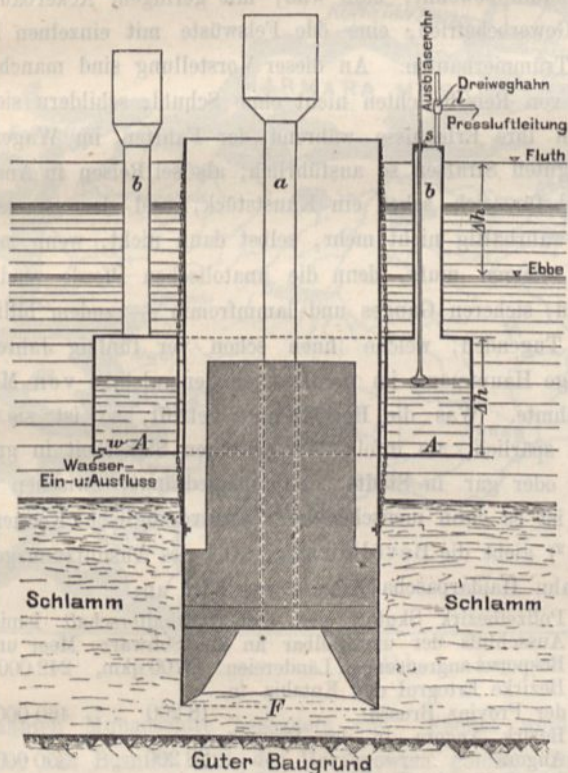
Um endlich den schwimmenden Senkkasten wegzunehmen und bei anderen Pfeilern wieder verwenden zu können, werden bei Ebbe die Ketten, die ihn noch mit dem versenkten Senkkasten verbinden, gelöst, die Luft wird aus der Arbeitskammer ausgeblasen, der Schwimmer trocken gelegt und seine Wassereinlässe werden geschlossen, sodafs der Senkkasten mit steigender Fluth wieder schwimmt und fortgefördert werden kann. Schließlic werden die gelösten Ketten noch durch Taucher von dem versenkten Senkkasten in möglichst großer Tiefe abgenommen.

Das beschriebene Verfahren hat in der That das Ergebnifs geliefert, daß man die Versenkung in der mächtigen Schlammschicht von Anfang an bei vollständig freier Arbeitskammer des unteren Senkkastens rasch durchführen konnte, und daß die unerwarteten Senkungen nie mehr vorgekommen sind, sodafs die Arbeiter in vollständiger Sicherheit arbeiten konnten. Dieses Verfahren ist in seiner vollen Ausdehnung, d. h. mit allen seinen Vortheilen, allerdings nur bei verhältnißmäßig großem Wasserstandswechsel durchführbar, bei solchem aber auch nur nothwendig, da nur dann erhebliche Auftriebsänderungen vorkommen.

Um es noch einmal kurz zusammen zu fassen, verfolgt das Verfahren also den Zweck, die infolge der Ebbe und Fluth wechselnde Wasserverdrängung und die davon abhängende wechselnd-starke Belastung des Baugrundes zu vermeiden,

welche eintritt, wenn das Mauerwerk in einem wasserfreien, oben offenen Blechmantel ausgeführt wird. Der Unterschied der Bodenbelastung ist nämlich in letzterem Falle gleich dem Gewichte einer Wassermasse $F \Delta h$, wenn F die Senkkasten-Grundfläche und Δh den Abstand zwischen Fluth- und Ebbewasserstand bedeutet.

Da die Unternehmer Zschokke u. Terrier die Decke des oberen Senkkastens stets in Höhe des Ebbewasserstandes halten und in den Schwimmer über der Decke bei steigender Fluth das Wasser eintreten lassen, so wird bei letzterer gegenüber der Ebbe nur eine Wassermenge mehr verdrängt, welche dem Inhalte der vier Schachtrohre zwischen Ebbe- und Fluthwasserstand, sowie dem unbedeutenden Rauminhalte der Eisenconstruction des oberen Senkkastens zwischen denselben Grenzen entspricht. Die Wasserverdrängung schwankt also in sehr engen Grenzen. Denselben Zweck könnte man auch dadurch erreichen, daß man neben der Belastung des zu versenkenden Senkkastens durch das Mauerwerk eine veränderliche Wasserbelastung anordnete, die entsprechend dem mit steigender Fluth wachsenden Auftriebe vergrößert und mit fallender Ebbe wieder allmählich verkleinert würde. Die beistehende Abbildung stellt eine



solche Anordnung in allgemeinen Zügen dar. Der Blechmantel über der Decke des zu versenkenden Kastens ist ringförmig von einem Hohlkörper A umgeben, dessen Grundfläche im ganzen gleich derjenigen F des Senkkastens, und dessen Höhe mindestens Δh = dem Abstände zwischen Ebbe- und Fluthwasserstand ist. Dieser Kasten hängt an den oberen Ketten, wenn er ganz voll Wasser ist, mit seinem Eisengewichte abzüglich des Gewichtsverlustes desselben im Wasser, und wird andererseits von Ketten, welche ihn mit dem Senkkasten unten verbinden, am Auftreiben gehindert, wenn das Wasser durch Pressluft aus dem Hohlraum desselben verdrängt ist. Um dies zu ermöglichen, ist er mit der Luftpumpe durch eine Rohrleitung verbunden. Außerdem erhält er Einsteigeschachte b , welche oben bis über Fluth-

wasserstand reichen und deren einer eine kleine Schleuse erhält, um hineinsteigen zu können, während der andere nur durch einen Deckel abgeschlossen wird. In dem Deckel befindet sich eine Stopfbüchse s , durch welche die Stange eines im Senkkasten befindlichen Schwimmers nach außen geführt ist, um dem Maschinisten der Luftpumpe bezw. dem Beamten, welcher die Regelung des Auftriebes zu besorgen hat, den Wasserstand in dem Schwimmkasten kenntlich zu machen. Ein Pegel in der Nähe des Senkkastens läßt gleichzeitig den Stand des Wassers im Flusse erkennen.

Bei höchster Fluth muß nun der Kasten A voll Wasser sein. Sinkt der Wasserstand bei beginnender Ebbe, so muß dem entsprechend der Wasserstand in dem Kasten A erniedrigt werden, was man dadurch erreicht, daß man durch das Luftrohr l Pressluft in den Kasten treten läßt, welche das in demselben vorhandene Wasser durch das im Boden befindliche offene Ventil w hinausdrückt. Umgekehrt kann man bei steigender Fluth nach Bedarf Wasser in den Schwimmer durch das Ventil w einlassen, wenn man den Dreiweghahn so stellt, daß die Pressluft durch das Abflußrohr entweichen kann. Nähert sich der Schwimmkasten A infolge der fortschreitenden Versenkungsarbeit dem Grunde, so werden bei Fluth — also wenn der Kasten voll Wasser ist und mit den oberen Ketten an dem Senkkastenmantel hängt, während die unteren Ketten schlaff sind — diese letzteren so weit verlängert, daß der Kasten nach genügender Entleerung des Wassers durch Pressluft sich von selbst mit seiner Decke bis zum Ebbewasserstande hebt. Dabei werden die oberen Ketten schlaff und können nun verkürzt werden. Uebrigens lassen sich unschwer Einrichtungen treffen, welche es ermöglichen, den Lagenwechsel des Schwimmkastens ohne Hilfe von Tauchern von oben zu bewerkstelligen.

Hat der Senkkasten den festen Grund erreicht und ist das Mauerwerk bis etwas über Ebbestand gediehen, so wird der Blechmantel des Senkkastens, während der Schwimmkasten voll Wasser ist, vom Innern aus abgeschraubt, mit Unterstützung des entleerten Auftriebes des Schwimmkastens gehoben und auseinander genommen, schließlich der Schwimmkasten selbst bei Fluth über den Pfeiler hinweg zu einer anderen Verwendungsstelle gefloßt.

Das Ventil w für den Wasser-Aus- und -Eintritt wird während dieser letzten Arbeiten geschlossen gehalten, um nicht zu viel Pressluft zu gebrauchen. Wenn man den Schwimmkasten so einrichtet, daß er sich nach Bedarf durch wasserdichte Schotten in eine Anzahl Abtheilungen zerlegen läßt, deren jede für sich mit Luft oder Wasser gefüllt werden kann, so hat man in demselben ein sehr brauchbares Werkzeug, mit dessen Hilfe man den Pfeiler bei ungleichmäßiger Tragfähigkeit des Baugrundes in senkrechter Stellung zu erhalten vermag.

Die eben beschriebene Ausführungsweise hat den Vorzug, daß die Baustoffe nicht durchgeschleust zu werden brauchen und daß die Aufsicht über die Maurerarbeiten erleichtert ist, weil dieselben im Freien ausgeführt werden. Dagegen erfordert die Regelung des Auftriebes Aufsicht, weil sie nicht selbstthätig ist.

Die von den Herren Zschokke u. Terrier getroffene Anordnung bietet dagegen den Vorzug der größeren Sicherheit, weil die Regelung des Auftriebes selbstthätig geschieht.

Außerdem sind dabei sowohl die Arbeiter als auch das frische Mauerwerk vor den Unbilden der Witterung geschützt, sodafs letzteres Verfahren auch namentlich im Winter gut verwendbar ist.

Die Gründung der Kaimauer in Bordeaux bezeichnet wieder einen sehr nützlichen Fortschritt in der werthvollen Prefsluftgründung, die man bei uns leider — und zwar sehr zum Unrecht, wie die Abrechnungen vieler Gründungsarbeiten beweisen — immer nur noch als ultima ratio betrachtet, während man sie im Auslande mit Vortheil selbst bei ge-
Kiel im November 1890.

ringen Tiefen anwendet, sobald der Baugrund zweifelhaft erscheint. Die Folge dieser seltenen Anwendung ist, dafs weder die Techniker des Staatsbaufaches noch diejenigen der Unternehmer bei uns genügende Gelegenheit finden, sich darin fortzubilden, um das Wagnifs, eine zeitgemäße Prefsluftgründung zu entwerfen und zu leiten, auf sich nehmen zu können. So ist es dahin gekommen, dafs es fast scheint, als ob bei uns die Anwendung dieses Verfahrens allmählich wieder in Vergessenheit gerathen sollte, anstatt wie im Auslande immer häufiger zu werden.

L. Brennecke.

Die Eisenbahn von Ismid nach Angora.

Von Professor Dr. Forchheimer in Aachen.

(Mit Abbildungen auf Blatt 62 bis 64 im Atlas.)

(Alle Rechte vorbehalten.)

Land und Leute.

Am 2. Juni 1890 wurde die 40 km lange Bahnstrecke Ismid-Adabasar eröffnet (vergl. den nachstehenden Lageplan Abb. 1). Sie bildet die Fortsetzung der seit 16 Jahren in Betrieb befindlichen 91 km langen Verbindung Haidarpassa-Ismid. An und für sich sind die 40 und die 91 km heute freilich nur von örtlicher Bedeutung; sie werden aber dadurch wichtig, dafs sie die ersten Stücke einer Linie bilden, welche bereits innerhalb zweier Jahre Angora mit Konstantinopel verbinden soll, und deren Fortsetzung nach Vorderasien hinein nur als eine Frage der Zeit betrachtet wird. Kühner ist es schon, wie es in einem Trinkspruche von hochamtlicher Seite geschah, den Weiterbau bis Bagdad zu prophezeien, erstens, weil dieses im Luftwege 1300 km von Angora entfernt ist, zweitens, weil Kleinasien noch einige Bahnen besitzt, die von Smyrna ausgehen und eine, die von Mersina (an der Südküste nahe an Syrien) über Tarsus nach Adana führt; einstweilen hat allerdings, und zwar wesentlich dank den Persönlichkeiten, die an der Spitze stehen, Ismid-Angora einen weiten Vorsprung erlangt. Auch besitzt Haidarpassa-Ismid-Angora den grofsen Vortheil, von der Hauptstadt des Reiches, von Konstantinopel auszugehen. Haidarpassa liegt nämlich am Marmara-Meere, unmittelbar hinter Skutari, dem bekannteren asiatischen Stadttheile Konstantinopels, und eine Vorrückung des Bahnanfanges zur gut geschützten Reede von Skutari wäre durchführbar. Der hohen Bau- und Grundeinlösungskosten wegen ist sie bisher unterblieben.

Von Haidarpassa bis Ismid spiegelt sich die Linie in den blauen Fluthen des Marmara-Meeres. Ismid, das alte Nikomedien, am Ende eines trichterförmigen Meerbusens gelegen, würde vermöge seiner geographischen Lage ein Hafenplatz ersten Ranges sein, wenn die Spitze des Golfes nicht recht seicht wäre. Aus diesem Grunde ist Ismid heute als Hafen nur von geringer Bedeutung; die Bahngesellschaft fand sich daher veranlaßt, 7 km näher an Haidarpassa, bei Derindsche einen Kai zu bauen, vor dem das Wasser 8 m tief ist. Heute dient er fast nur zur Ausladung von Materialien für den Bahnbau, es unterliegt aber keinem Zweifel, dafs der hölzerne Kai zum grofsen Hafen anwachsen werde. Bis Ismid gingen bis vor kurzem die Bahnzüge, und bis hierher kamen im allgemeinen die Europäer; dahinter begann, selbst für die meisten Bewohner

Konstantinopels, das Unbekannte, das sogenannte „Innere“ von Kleinasien.

Von diesem Lande¹⁾, dem einstigen Sitze hoher Cultur, macht man sich in Deutschland wohl meistens falsche Begriffe: es sei kahl, kaum bewohnt, halb wild, mit geringem Ackerbau, fast ohne Gewerbebetrieb, eine öde Felswüste mit einzelnen klassischen Trümmerhaufen. An dieser Vorstellung sind manche Verfasser von Reiseberichten nicht ohne Schuld: schildern sie doch vielfach ihre Erlebnisse während der Fahrten im Wagen auf recht guten Strafsen so ausführlich, als sei Reisen in Anatolien an und für sich schon ein Kunststück, und das ist es doch heute wahrhaftig nicht mehr, selbst dann nicht, wenn man zu Pferde steigen mufs, denn die anatolischen Pferde sind ausdauernd, sicheren Ganges und lammfromm — zudem billig —, lauter Tugenden, welche ihnen schon vor fünfzig Jahren der damalige Hauptmann im preussischen Generalstabe von Moltke nachrühmte. Was die Bevölkerung betrifft, so ist sie nicht sowohl spärlich, als infolge der geringen Sicherheit in gröfsere Dörfer oder gar in Städte zusammengedrängt; zwischen diesen Orten ist es dann menschenleer. Ein vorzüglicher Kenner Anatoliens²⁾ giebt die Bevölkerungszahl des Ausnutzungsgebietes der Bahn Haidarpassa-Angora wie folgt an:

1. Polizeibezirk Skutari und Unterstatthalterschaft Ismid mit Ausschluss der unmittelbar an das Schwarze Meer und den Bosphorus angrenzenden Ländereien	8 700 qkm,	242 000 Einw.
2. Bezirke Ertogrul und Kutahia in der Provinz Brussa	18 200 „	460 000 „
3. Bezirk Angora in der Provinz Angora	28 200 „	350 000 „
4. Die Hälfte des Bezirks Jusgad in der Provinz Angora	6 600 „	126 000 „
5. Der vierte Theil des Bezirks Tschangari	2 000 „	50 000 „
6. Die Hälfte des Bezirks Boli in der Provinz Kastamuni	6 000 „	130 000 „
zusammen		69 700 qkm, 1 358 000 Einw.

1) Eine wohlwollende Beurtheilung erfährt dasselbe in der Beilage zur Allgemeinen Zeitung 1889 Nr. 217 u. 218, München, 7. u. 8. August unter der Ueberschrift: Ein Spazierritt längs der anatolischen Bahn von C. Frhrn. v. d. Goltz. In entgegengesetzter Weise bespricht die Bahn als wirthschaftliches Unternehmen und einen grofsen Theil der von ihr durchzogenen Gegend Ing. Felix v. Gerson in der Zeitschrift für Eisenbahnen und Dampfschiffahrt v. 2. Februar, 1. u. 8. März 1891. Ferner ist hier anzuführen das mehr archäologische Werk: Reisen in Kleinasien und Nordsyrien von Karl Humann und Otto Puchstein, Berlin 1890.

2) Herr Rohnstock, erster Secretär des Kaiserlich deutschen Consulats in Konstantinopel und Hafenmeister. Diese und alle folgenden Angaben, welche er die Güte hatte mitzutheilen, sind bisher unveröffentlicht.

In diesem Gebiete liegen nun nachstehende grössere Städte mit den beigeschriebenen Einwohnerzahlen: Ismid 15 000, Adabasar 17 000, Boli 15 000, Isnik 4000, Jenischehr 3000, Lefke 4000, Biledschik 12 000, Köplü 6000, Ermeni Osman-schik 4000, Söjud 3000, Inönü 6000, Karaschehr 15 000, Kutahia 28 000, Siwrihissar 12 000, Bejbasar 12 000, Ajasch 3000, Istanos 6000, Angora 37 000, Köprükaj 2000, Denek-Maden 8000, Kalaidschik 3000, sodafs durchschnittlich 19,5 Einwohner auf 1 qkm kommen und die Bevölkerung zu $\frac{1}{5}$ eine städtische, zu $\frac{4}{5}$ eine ländliche ist.

Die türkischen Einwohner — mit etwaigem Zusatze von Armeniern und Griechen — stehen nun, was ihre Bedürfnisse und ihre Sitten anbelangt, auf recht hoher Stufe. Auch im kleinsten Türkendorfe fand der Verfasser wenigstens die Hauptstrasse gepflastert und nachts mit Erdöl-Lampen beleuchtet; ein türkisches Bad ist immer vorhanden. Die Bewohner sind in ihrem Benehmen zwar gemessen, aber liebenswürdig

und niemals roh oder heftig. Wenig zweckmässig dürfte es freilich sein, dafs die Türken für ihre Häuser mit Lehm ausgefüllten, oder nur mit Leisten überdeckten und verputzten, oder mit Brettern verkleideten Fachwerken vor Steinbauten den Vorzug geben. Aus diesen Häusern ist natürlich das Ungeziefer nicht herauszubringen, bis sie verbrennen, was oft genug geschehen mag. Doch werden die Häuser im Verputz recht sauber gehalten, und sie ergänzen sich mit der meistens steinernen Moschee zu einem recht anmuthenden Gesamtbilde. Dagegen stellen die Tataren- und vor allem die Tscherkessen- und Lasen-Dörfer Wohnstätten dar, welche zwischen Erdhaufen und Dörfern die Mitte halten. Zwischen Eskischehr und Angora macht übrigens das türkische Holzhaus, weil Bäume fast gänzlich fehlen, dem flachgedeckten Steinhause Platz.

Mit den Gewerben befassen sich namentlich die Griechen und Armenier, mit dem Ackerbau die Türken. Unter letzteren zeichnen sich die aus Bulgarien und Ostrumelien geflüchteten

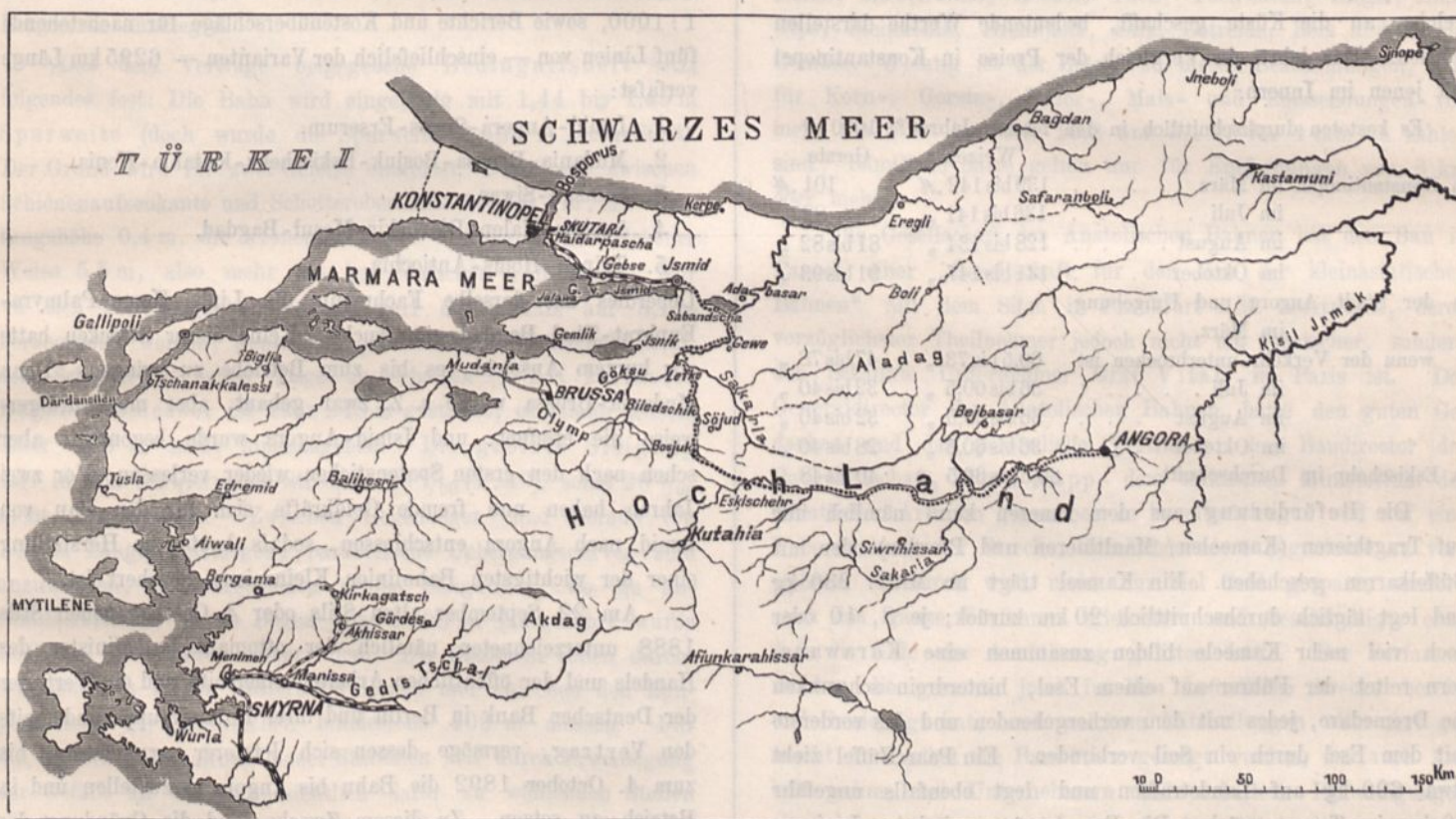


Abb. 1. Lageplan der Eisenbahn von Ismid nach Angora.

sogenannten Muhadschire besonders aus. Ebenso werden die Zuzügler aus Bosnien und der Herzegowina gelobt. Die vom Kaukasus aus Abneigung gegen die Russen eingewanderten, zwischen Ismid und Eskischehr angesiedelten Tscherkessen treiben Acker- und Gartenbau und Pferdezzucht. Durch sie wurde die Kartoffel in Anatolien eingeführt. Ihre Ausfuhr beschränkt sich auf Tscherkessinnen, welche in Konstantinopel ungefähr 1000 \mathcal{M} das erwachsene Stück kosten sollen. Ihre Armuth treibt sie vielfach zu Räuhereien. Seit dem Bahnbau erhalten sie bestimmte Zahlungen, um Ingenieure und Arbeiter in Ruhe zu lassen. Trotzdem kamen zahlreiche Anfälle vor, deren Urheber meistens Tscherkessen waren; vier Menschenleben fielen ihnen zum Opfer.³⁾

3) Der 38. Anfall auf einen beim Bahnbau Beschäftigten fand am 15. Juli 1890 statt und geschah zum Zwecke der Wegführung des Sections-Ingenieurs v. Gerson und seines Secretärs. Die Gesellschaft mußte 1500 Pfund (27 600 \mathcal{M}) Lösegeld zahlen. Die Uebel-

Bis Köplü bildet der Ackerbau einschliesslich der Garten- und Obstcultur den Haupterwerbszweig, und die Thäler sind demgemäss mit Maulbeerpflanzungen erfüllt. In Lefke wurde angegeben, dafs in guten Jahren mancher Kleinbauer 50 bis 60 türkische Pfund (900 bis 1100 \mathcal{M}) für seine Cocons löse. Dort bestehen drei Seidenspinnereien, welche als Triebkraft sogar kleine Dampfmaschinen besitzen, deren Kessel mit Holz geheizt werden. Ferner wird dort Baumwolle, die aus der Umgegend stammt, gereinigt und verschickt und Opium gewonnen. Aehnliche Gewerbebetriebe haben Biledschik und Köplü. Oberhalb Bosjuk beginnt die anatolische Hochebene mit kälterem Klima und Getreidebau. Für die Bahn sind die Felder, die bis Angora reichen, von weit grösserer Bedeutung als das Gewerbe, wie aus nachstehender Uebersicht⁴⁾ hervorgeht, thäter, Arnauten (Albanesen), sind angeblich bald darauf in die Hände der Polizei gefallen.

4) Nach gefälliger Mittheilung von Herrn Rohnstock.

welche sich auf den Getreidebau und die Getreideausfuhr bezieht.

	Durchschnittsernte t	Verbrauch ⁵⁾ f. Menschen, Vieh und Aussaat t	Ueberschuß t	Zukünftiger Ueberschuß t
1. Ismid	123 942	103 466	20 476	20 476
2. Ertogrul. Kutahia .	315 741 ⁶⁾	255 334	60 407	93 224
3. Angora. Jusgat. Tschangari ⁷⁾	447 368	380 536	66 832	157 508
4. Boli	99 944	78 029	21 915	32 408
zusammen	986 995	817 365	169 630	303 688 ⁸⁾

Anatolien wäre daher imstande, bedeutende Massen Getreide auszuführen. Im Mittelalter ist das noch der Fall gewesen; seitdem sind die Verkehrsmittel weit hinter jenen anderer Länder zurückgeblieben, und es verfaulen Kornerträge im Innern, welche, an die Küste geschafft, bedeutende Werthe darstellen würden. Das lehrt ein Vergleich der Preise in Konstantinopel mit jenen im Innern.

Es kosteten durchschnittlich in den letzten Jahren ⁹⁾ 1000 kg			
	Weizen	Gerste	
in Konstantinopel im März	139 bis 142 ₺	101 ₺	
im Juli	136 bis 141 "	82 "	
im August	128 bis 134 "	81 bis 82 "	
im Oktober	141 bis 147 "	91 bis 93 "	
in der Stadt Angora und Umgebung im März,			
wenn der Verkehr unterbrochen ist,	60,5 bis 73 "	47 bis 78 "	
im Juli	36 bis 60,5 "	32 bis 40 "	
im August	36 bis 60,5 "	32 bis 40 "	
im Oktober	36 bis 60,5 "	28 bis 40 "	
in Eskischehr im Durchschnitt	60,5 bis 66,5 "	40 bis 48 "	

Die Beförderung aus dem Inneren kann nämlich nur auf Tragthieren (Kameelen, Maulthieren und Pferden) oder mit Büffelkarren geschehen. Ein Kameel trägt im Mittel 230 kg und legt täglich durchschnittlich 20 km zurück; je 8, 10 oder noch viel mehr Kameele bilden zusammen eine Karawane; vorn reitet der Führer auf einem Esel, hinterdrein schwanken die Dromedare, jedes mit dem vorhergehenden und das vorderste mit dem Esel durch ein Seil verbunden. Ein Paar Büffel zieht etwa 600 kg auf Landstraßen und legt ebenfalls ungefähr 20 km im Tage zurück. Die Frachtsätze sind im Juni am billigsten, und am höchsten, wenn Schnee liegt. Sie betragen¹⁰⁾ derzeit für 1 tkm auf der Karawanenstrafse

Ismid-Angora	26 bis 32 Pf,
Eskischer-Mudania	23 bis 25 "
desgl. für Eilfracht	34 "
Konia-Mudania	17 bis 28 "
Brussa-Mudania (hauptsächlich Karren)	20 bis 25 "
Eskischehr-Karamursal	32 "
Kutahia-Karamursal	28 "
Konia-Ismid	27,2 "

5) Brodfrüchte werden in Anatolien in größerer Menge verzehrt als in Europa, weil dort die Kartoffel nur nebensächlich als Nahrungsmittel benutzt wird.

6) Das Vorderland beschäftigt sich hauptsächlich mit Gartenbau.

7) Der Boden ist weniger fruchtbar und das Klima weniger günstig als bei 2. Daher Mehraussaat.

8) Um diesen Mehrertrag zu erreichen, bedarf es bei der Anzahl der vorhandenen Bauernwirtschaften keiner besonderen Mehrarbeit und insbesondere keiner solchen, die über die Kräfte der Leute hinausginge.

9) Nach gef. Mittheilung des Herrn Rohnstock.

10) Nach gef. Mittheilung des Herrn Rohnstock.

Konia-Mersina	22,6 Pf,
Kutahia-Eskischehr	57,6 "
Afiunkarahissar-Eskischehr	28 bis 35,2 "
Boli-Ismid	25,6 bis 32 "

Der Satz von 17 Pf von Konia nach dem Hafen Mudania am Marmara-Meere gilt nur ausnahmsweise, wenn für die landein geschafften Waren die Rückfracht fehlt. Die übrigen Zahlen sind, theilweise recht erheblich, höher und beweisen, dafs es hohe Zeit war, für ein besseres Verkehrsmittel zu sorgen — eine Erkenntniß, die auch in Kleinasien in die breitesten Schichten des Volkes gedrungen ist.

Bauvertrag.

Die türkische Regierung hat bereits vor Jahren die Nothwendigkeit des Eisenbahnbaues erkannt und in ihrem Auftrage hat kein geringerer als W. Pressel Pläne im Mafsstabe von 1:20 000 und Profile in den Mafsstäben 1:20 000 und 1:1000, sowie Berichte und Kostenüberschläge für nachstehende fünf Linien von — einschließlic der Varianten — 6295 km Länge verfaßt:

1. Ismid-Angora-Siwas-Erserum,
2. Mudania-Brussa-Bosjuk-Eskischehr-Kutahia-Konia,
3. Samsun-Siwas,
4. Snejde-Halep-Diarbekir-Mosul-Bagdad,
5. Tripoli-Homs-Antiochia.

Ueberdies hat derselbe Fachmann die Linie Homs-Palmyra-Euphrat-Thal-Bagdad untersucht. Keine dieser Strecken hatte vor kurzem Aussicht, es bis zum Betriebe zu bringen. Denn Mudania-Brussa wurde s. Z. zwar gebaut, aber merkwürdigerweise nie eröffnet, und Ismid-Angora wurde begonnen, aber schon nach den ersten Spatenstichen wieder verlassen. Vor zwei Jahren haben nun fremde Geldkräfte sich für den Bau von Ismid nach Angora entschlossen, sodafs heute die Herstellung einer der wichtigsten Bahnlinien Kleinasiens gesichert ist.

Am 22. September alten Stils oder 4. October neuen Stils 1888 unterzeichneten nämlich der ottomanische Minister des Handels und der öffentlichen Arbeiten einerseits und ein Vertreter der Deutschen Bank in Berlin und ihrer Finanzgruppe andererseits den Vertrag, vermöge dessen sich letzterer verpflichtete, bis zum 4. October 1892 die Bahn bis Angora herzustellen und in Betrieb zu setzen. Zu diesem Zwecke fand die Gründung der Société du chemin de fer Ottoman d'Anatolie mit 36 720 000 ₺ Capital statt, deren Satzungen im März 1889 genehmigt wurden. Durch den Vertrag und den Gründungsfirman übernahm die Gesellschaft der Anatolischen Bahnen die bis dahin der türkischen Regierung gehörende, 91 km lange Linie Haidarpascha-Ismid samt Fahrbetriebsmitteln zum Preise von 6 Mill. Franken; zugleich gewährleistet die ottomanische Regierung die kilometerischen Roheinnahmen dieser Strecke mit 10 300 Franken im Jahre. Für die Linie Ismid-Angora verbürgt die Regierung 15 000 Franken kilometerische Roheinnahmen im Jahre, zu deren Ergänzung, wenn erforderlich, die Zehnten der von der Bahn durchschnittlichen Sandschake (Bezirke) Ismid, Ertogrul, Kutahia und Angora herangezogen werden sollen. Ferner verzinst sie während der Bauzeit (bis zur Höhe von 150 000 Franken für jedes fertiggestellte Kilometer) die aufgewendeten Summen mit 4 pCt. Nach 30 Jahren kann der Staat die Bahn rückkaufen; nach 99 Jahren erlischt die Concession, und alles unbewegliche Eigenthum fällt kostenlos an den Staat. Da die Türkei bei

ihrem Mangel an fachlich vorgebildeten, arbeitsamen und redlichen Beamten selbst heute noch nicht bauen kann, und da die Gesellschaft der Anatolischen Bahnen nach Möglichkeit trachten wird, sich auf die versprochenen Zuschüsse nicht verlassen zu müssen, sondern über dieselben hinaus zu verdienen, so erscheint der Grundgedanke der Erträgnisgewähr hier recht an seinem Platze. Auch ist es folgerichtig, daß die Roheinnahmen und nicht der vom Staate schlecht beeinflussbare Reingewinn den Gegenstand der Bürgschaft bildet. Auffallend ist nur, daß bei Zahlung des Zuschusses die Roheinnahme voll ergänzt wird, da doch ein Theil derselben bei wirklicher Frachtbeförderung von der Bahn wieder hätte ausgegeben werden müssen. Der Vertrag gewährt ferner kleinere Vergünstigungen: zollfreie Einfuhr der zum Bau nothwendigen Steine, Hölzer, Kohlen, Eisentheile usw., kostenfreie Ueberlassung gewisser Staatsgrundstücke, endlich das Recht, in den Staatsforsten Holz für Bauzwecke zu fällen und bis zu je 20 km rechts und links der Bahnachse Bergwerke anzulegen.

Das dem Vertrage beigegebene Bedingnißheft setzt folgendes fest: Die Bahn wird eingeleisig mit 1,44 bis 1,45 m Spurweite (doch wurde die Spurweite 1,435 m ausgeführt). Der Grund wird für zwei Geleise eingelöst. Die Breite zwischen Schienenaufsenkante und Schotteroberkante beträgt 1 m, die Bettungshöhe 0,4 m, die Kronenbreite des Unterbaues übertriebener Weise 5,5 m, also mehr als bei deutschen Vollbahnen. Nur wo sich Schwierigkeiten zeigen, darf dieses Maß auf 5,1 m herabgesetzt werden, wenn man „die nöthigen Maßregeln trifft, den Schotter in seiner Lage zu erhalten“. Als kleinster Bogenhalbmesser ist zwar 240 m gestattet, es gelang jedoch, unter 300 m nicht hinabzugehen. Die größte Steigung darf in den schwierigsten Strecken $25 \frac{0}{100}$ (1:40), sonst $20 \frac{0}{100}$ nicht überschreiten. Zwischen Gegenbögen sind Gerade von 100 m Länge einzulegen; parabolische Uebergangscurven sind anzuwenden, und verschieden große Steigungen, wo sie aneinanderstoßen, durch Bögen von 1000 m (ausgeführt wurde 2000 m) Halbmesser abzurunden. Die Stationen sollen durchschnittlich in 20 km Entfernung liegen und zwischen den Zungenspitzen der Endweichen mindestens 400 m messen. Für die spätere Einschaltung neuer Stationen soll durch Ermäßigung der Gefälle an den voraussichtlich dafür zu wählenden Stellen bereits vorgesorgt werden. Wege-Uebergänge sollen auf wenigstens 10 m Länge wagerecht sein, im übrigen höchstens 2 pCt. Gefälle und in der Regel keine beweglichen Schranken erhalten. Uebrigens sollen sie möglichst vermieden werden. Gewöhnlich soll die Kreuzung der — wenig zahlreichen — Wege und Straßen durch Durchlässe und Brücken unter der Bahn von 3 bis 10 m Lichtweite und wenigstens 4,3 m Lichthöhe bei Balkenträgern, oder wenigstens 5 m unter dem Scheitel bei Gewölben erfolgen, oder durch Brückthore über der Bahn mit 4,8 m Lichthöhe über den Schienen und 4,5 m Lichtweite über einem Geleise, 8 m Lichtweite bei zwei Geleisen. Des weiteren werden nur eiserne oder steinerne — keine hölzernen — Brücken und Durchlässe zugelassen. Auch die Anwendung von breitfüßigen Schienen mit einem Mindestgewicht von 30 kg, wenn stählern, oder 34 kg, wenn eisern, und von Querschwellen in 90 cm Entfernung von Mitte zu Mitte ist vorgeschrieben. Ferner sind alle Bauten derart auszuführen, daß bei längeren Fahrten stündlich, die Aufenthalte mit eingerechnet, 35 km im Mittel zurückgelegt werden können, die

wahre mittlere Zuggeschwindigkeit also entsprechend größer als 35 km stündlich sein darf.

Die Frachtsätze sind ebenfalls vertragsmäßig festgesetzt. Es zahlt der erwachsene Reisende in der ersten Klasse 12,5, in der zweiten 9,2, in der dritten 6 Pf für 1 km. Bei Eilzügen, die nur erste und zweite Klasse führen, wird ein Zuschlag von 30 pCt. erhoben. Das Freigepäck ist zu 30 kg festgestellt. Für Großvieh (einschließlich Kameele) hat man 12,5, für Kälber, Esel und Schweine 4,2, für Schafe und Ziegen 1,85 Pf für 1 km und bei erhöhter Geschwindigkeit sogar das doppelte dieser Sätze angenommen. Daß ein Stück Großvieh so theuer reist wie ein Mensch in der ersten Klasse, wird sich auf die Dauer nicht durchführen lassen. Für die Tonne Massengut erster Klasse ist der kilometrische Frachtsatz zu 16,2, für die zweite Klasse zu 12,5, für die dritte Klasse zu 10,2 Pf vereinbart. Zu letzterer gehören Bau- und Pflastersteine, Kies, Sand, Letten, Thon, Thonwaren, Ziegel, Kalk, Gips, Steinkohle, Brennholz, Salz, Getreide, Reis und frische Gemüse. Wichtig ist der Zusatz zu diesen Bestimmungen, daß für Korn-, Gerste-, Hafer-, Mais- und Reissendungen von mehr als 5000 kg statt 10,2 nur 5,1 Pf für 1 tkm zu zahlen sind. Sämtliche Sätze gelten nur für Entfernungen von 8 km oder mehr.

Die Gesellschaft der Anatolischen Bahnen hat den Bau in Pausch einer „Gesellschaft für den Bau der kleinasiatischen Bahnen“ mit dem Sitze in Frankfurt a. M. übertragen, deren vorzüglichster Theilnehmer jedoch nicht ein Deutscher, sondern der bekannte Unternehmer Graf Vitali in Paris ist. Der Generaldirector der Anatolischen Bahnen hatte den guten Gedanken und das persönliche Vertrauen, den Baudirector der Baugesellschaft, Herrn Kapp, dem türkischen Ministerium der öffentlichen Arbeiten gegenüber zu bevollmächtigen und auf eine Ueberwachung der Strecke, durch besondere Ingenieure zu verzichten. Dadurch wird nicht nur viel Geld gespart, sondern auch das ganze Verfahren erleichtert und beschleunigt, ohne daß die Güte der Ausführung gelitten hätte. Der Verfasser, welcher die gesamte jetzt im Bau befindliche Strecke bereist und besichtigt hat, und welchem Mittheilungen aller Art gemacht und selbst die Baubücher gezeigt wurden, der auch Anlaß nahm, bei Unternehmern und Arbeitern Erkundigungen einzuziehen, hält sich wenigstens für berechtigt, dieses günstige Urtheil zu fällen. Auch die Aufsicht durch das Ministerium erfolgt nur durch eine geringe Anzahl Beamte.

Musterblätter.

Die Musterblätter sind von der Baugesellschaft ausgearbeitet worden und tragen, soweit dies in der Gegenwart noch möglich ist, ein eigenartiges Gepräge.

Bei den Ufersicherungen (vgl. z. B. Abb. 2 u. 3) ist das Pflaster oder der Steinsatz jedesmal bis Niedrigwasser hinabgeführt und über Niedrigwasser durch eine 1,5 m hohe, an der Krone 1,5 m breite Steinvorlage von $1\frac{1}{2}$ facher Böschung gesichert. Auch nach Zerstörung der Vorlage bleibt das Pflaster oder der Steinsatz demnach erhalten. In Niedrigwasserhöhe ist eine Berme von 1 m Breite vorhanden; darunter fällt der Steinwurf mit einfacher Böschung ab.

Bei den Durchlaßflügeln hat man, obwohl dies statisch ungünstiger ist, den Maueranzug nach innen statt nach außen gelegt, um die Kosten der Raumeinheit Mauerwerk zu ermäßi-

gen. Auch springt das Grundmauerwerk auf jeder Seite gleich wenig, nämlich 10 cm, vor. Bei den schrägen Flügeln (vgl. Abb. 1 bis 5, Bl. 62) wurde allerdings der Vortheil erreicht, daß deren Vorderflächen die Vorderflächen der Widerlager in lothrechten stumpfen Kanten schneiden, während die kostspieligen und für den Durchfluß ungünstigen vortretenden Ecken entfallen. Bei den offenen Durchlässen setzen sich die Auflagerflächen nach jeder Seite in schwach geneigten Dreiecken fort, deren untere Spitzen in der Regel in den Schnittpunkten der verlängerten Schnittflächen (Vorderflächen der Bettungsabschlusmauern) mit den Flügelkanten liegen. Auch die Rückwand des Mauerwerks ist nur stumpf gebrochen ohne ausgeprägte Ecken, sodafs Grundriß und Baugrube recht einfach ausfallen. Statisch ist der fast ebene Verlauf des Widerlagers mit den beiden Flügeln freilich ein Nachtheil, und der Verfasser möchte bei dieser Gelegenheit der Bemerkung Ausdruck geben, daß Stützmauern überhaupt möglichst eben gebaut werden, während Wände doch um so standfähiger sind, je mehr sie im Grundriß gebrochen werden. Die Hauptmaße gehen aus nachstehender Uebersicht hervor. Für die Kronenbreite K der Flügel sind bei einer Höhe H nachstehende Maße vorgeschrieben:

H	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12	14	16	20
K	0,6	0,65	0,8	1	1,15	1,35	1,55	1,75	1,9	2,1	2,5	2,85	3,25	4

Lichtweite	Lage der Fahrbahn	Höhe der Schienenoberkante über der Oberfläche der Auflagerquader		Hauptträger				Auflagerfläche		Auflagerquader			
		Vorankerte Seite	Bewegliche Seite	Entfernung	Länge	Stützweite zwischen den Mitten der Auflagerplatten		Größter Auflagerdruck auf ein Auflager	Länge in der Brust	Breite	Länge	Breite	Höhe
						em	Tm						
1		0,54	0,58		1,80	1,45	6,8						
2	oben	0,60	0,64		2,80	2,45	9,5		0,43	0,73	0,80		0,40
3		0,66	0,70		3,80	3,45	11,7						
4		0,805	0,85	1,60	5,00	4,55	14,1		0,53	0,83	0,90		
5		0,799	0,844		6,00	5,55	15,5						
6	versenkt	0,981	1,026		7,00	6,55	16,2	4,60					
		0,859	0,904				16,7						
8	oben												
	unten	0,715	0,765	3,10	9,10	8,60	19,4						
10	oben												
	unten	0,818	0,868	3,10	11,10	10,60	22,0						0,45
12	oben												
	unten	0,834	0,884	3,10	13,10	12,60	25,6						
15	oben												
	unten	0,871	0,921	4,664	16,40	15,70	29,7		0,75	1,05	1,10		
20	oben												
	unten	0,871	0,921	4,664	21,40	20,70							

Verwendet werden bis Eskischehr nur Bruch- und Haussteine, da Klinker oder gut gebrannte Ziegel in dieser Gegend kaum zu haben wären, und weniger harte Ziegel an Dauerhaftigkeit zu sehr zurückstehen. Alles Grundmauerwerk und das aufgehende Mauerwerk der offenen Durchlässe bis zu 1 m Weite wird in Chaux du Teil ausgeführt. Für das aufgehende Mauerwerk der übrigen Durchlässe und Brücken wird dem Chaux du Teil Weifskalk zugesetzt. Bei Lichtweiten bis zu 1 bzw. 4, 8 oder 12 m ist eine geringste Gründungstiefe von 0,65 bzw. 0,8, 1 und 1,2 m vorgeschrieben. Bei größerer Lichtweite soll sie

wenigstens 1,4 m betragen. Diese Vorschriften gelten jedoch nicht für Felsboden.

Abb. 2.

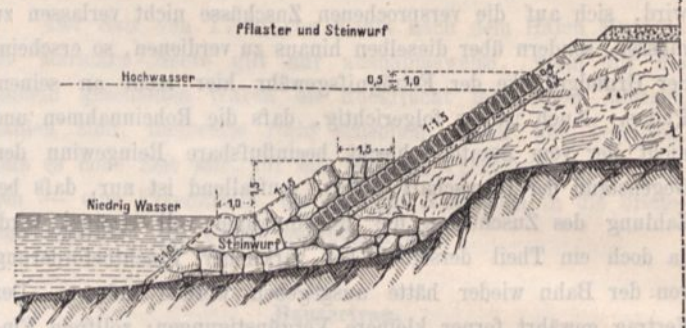


Abb. 3.

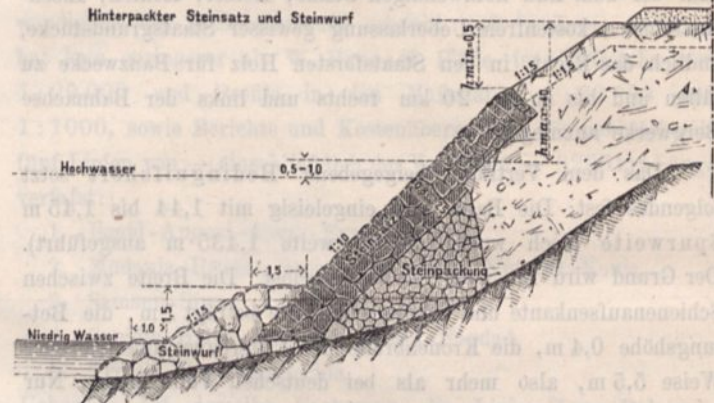


Abb. 2 u. 3. Ufersicherungen.

Für die eisernen Brücken hat das Bautenministerium sich begnügt, 600 at als größte Zug- und Druckbeanspruchung der nicht mit Rücksicht auf Knicken zu bemessenden Theile und bestimmte gleichförmig vertheilte Lasten vorzuschreiben. Regierungs-Baumeister Schwend, von dem alle Eisenbrückentwürfe herrühren, hat jedoch oft stärkere Abmessungen gegeben, da er überdies nach der Weyrauchschen Formel rechnete und für die vorhandenen Locomotiven und Wagen die ungünstigsten Laststellungen ermittelte. Hölzerne Brücken sind, wie schon erwähnt, nicht gestattet. Die Blechbalken (vgl. Abb. 6 bis 8, Blatt 62) beginnen daher schon mit 1 m Lichtweite und gehen bis 12 m; mehrfach sind auch Fachwerke von 15 und 20 m Lichtweite ausgeführt. Dann kommen natürlich noch größere Brücken vor, für welche Einzelentwürfe zu machen waren oder in Arbeit sind. Hervorzuheben ist die Sorgfalt, mit welcher dem Zerknicken ausgesetzte Theile ausgebildet sind. Beispielsweise ist der Druckgurt des Fachwerks von 15 m Lichtweite in vier Winkeleisen aufgelöst, welche durch wagerechte und lothrechte Netzwerke verbunden sind, während der Zuggurt aus zwei Stehblechen und vier Winkeln mit Verstärkungsplatten nach Bedarf besteht. Bei dem Obergurt der Brücken von 20 m Lichtweite (vgl. Abb. 9 bis 15, Bl. 62) sind die vier Winkel durch wagerechte Blechstreifen, deren Breite wenig größer als die Schenkelbreite der Winkel, verstärkt; der Untergurt ist aus zwei Stehblechen, zwei Winkeln, zwei wagerechten Blechstreifen und Netzwerk zusammengesetzt. Sämtliche Fachwerkträger von 15 bis 57 m Spannweite haben die bedeutende Höhe von $\frac{1}{6}$ bis $\frac{1}{7}$ der Spannweite, wodurch sehr schwache Gurtungen und möglichst geringer Materialaufwand erzielt wurde.

Die Brücken-Fahrbahn (vgl. Abb. 1 bis 3, Blatt 63) ist ganz von Eisen. Sie zeichnet sich durch große Leichtigkeit aus. Als Schwellen dienen Zores-Eisen (deutsches Normalprofil

von 90 mm Höhe) in 830 mm oder weniger Entfernung von Mitte zu Mitte. Wo sie auf den Längsträgern ruhen, sind Auflagebleche zwischengelegt, die durch zehn Niete von 12 mm Bolzenstärke mit den Zores-Schwellen und durch vier andere, stärkere Niete mit den Längsträgern verbunden sind. Die einzelnen Niete fallen infolge dieser Trennung nur kurz aus, und die Gefahr, dass ein Kopf abspringt, ist sehr gering. Behufs Erzielung größerer Steifigkeit ist je ein lothrechter Stehbolzen zwischen jedem Auflagerbleche und dem Stege der Zores-Schwelle eingeschaltet. Zerdrückungsversuche haben die Zweckmäßigkeit dieser Vorsichtsmaßregel dargethan. Da die Zores-Schwellen gerade sind, mussten keilförmige Platten zur Erzielung der Schienenneigung in Anwendung kommen. Sie werden durch einen kurzen Niet gehalten, welcher nur durch den Steg der Zores-Schwelle hindurchgeht und durch einen langen, welcher auch den erwähnten Stehbolzen durchsetzt. In den Bögen (vgl. Abb. 4 und 5, Bl. 63) wird das ganze Geleis geneigt. Zu diesem Zwecke werden zwischen den Auflageblechen der Zores-Schwellen und den Längsträgern unter dem inneren Strange keilförmige Platten und unter dem äußeren Strange U-förmige Eisensättel (ebenfalls aus Walzeisen) eingeschaltet. Die Verbindung der Sättel mit den Längsträgergurten geschieht durch Winkel. Wieder sind alle Niete kurz gehalten. In den Uebergangsbögen, wo die Sättel zu hoch wären, treten an ihre Stelle ebenfalls Keilplatten. Das Kleineisenzeug zur Schienenbefestigung ist in Bögen und Geraden auf den Brücken dasselbe wie auf der laufenden Strecke. Auf die Zores-Eisen, welche 4,3 bis 4,5 m lang sind, wird zwischen den Schienen und zu beiden Seiten derselben der aus Riffelblech bestehende Belag genietet. Belag außerhalb des Geleises anzuordnen, hält der Schreiber dieses Aufsatzes im vorliegenden Falle übrigens in Uebereinstimmung mit der Baugesellschaft, welche ihn nicht freiwillig ausführte, für verfehlt. Er kostet Geld, erschwert die Besichtigung der Brücke und ihrer Auflager und verleitet zur Benutzung der Bahn als Fahrstraße.

Der Oberbau der Bahn ist durchweg, auch wo sie durch den Wald führt, ein eiserner. Der Holzangel auf dem größten Theile der Linie und die geringe Dauerhaftigkeit des erhältlichen Holzes ließen die Anwendung des Eisens vortheilhaft erscheinen, zumal die Gemeinden während einer im Winter 1888/89 herrschenden Viehseuche versuchten, durch Verbot des Eintrittes fremden Lastviehes sich ein Monopol für die Holzlieferung zu verschaffen. Da nicht nur die Schwellen, sondern auch die Telegraphenstangen und — wie erwähnt — der Brückenbelag von Eisen sind, wird der Anatolischen Bahn hier zu Lande nicht mit Unrecht nachgerühmt, dass sie eine besonders eiserne Eisenbahn sei. Die 2,4 m langen, 50 kg schweren Schwellen (vgl. Abb. 6 bis 10, Blatt 63) von trogförmigem, unten offenem Querschnitte haben in der Mitte 115 mm, unter den Schienen 80 mm Höhe, eine untere Breite von 184 mm in der Geleisachse, von 261 mm unter den Schienen und von 312 mm an den durch Umbiegung geschlossenen Enden. Sie sind überall 11 mm stark. Darnach ergibt sich unter den Schienen ein Trägheitsmoment von 180,3 cm⁴ und ein Widerstandsmoment von 34,7 cm³ in Bezug auf die wagerechte Schwerachse. Die Schienenneigung ist durch Aufbiegung erzielt. Die Schwellenentfernung beträgt, ausgenommen unter den Stößen, 0,9 m. Für die Schienen (vgl. Abb. 11, Bl. 63) wählte man Flußstahl von 5000 at Zugfestigkeit. Sie sind im allgemeinen 9,55 m

lang und 30 kg für 1 m schwer. In den Steilrampen von mehr als 15 ‰ verlegte man jedoch schwerere Schienen von 34 kg (vgl. Abb. 12, Bl. 63) mit größerer Höhe des abnutzbaren Streifens. Bei der Gestaltung beider Schienensorten war die Ansicht maßgebend, dass die übliche Fußbreite zu kleine Auflagerflächen biete; sie wurde demgemäß vergrößert. Das hierbei aufgewendete Material wurde durch Einziehung der Köpfe nach unten wieder gewonnen. Dass infolge dieser Kopfform bei der Abnutzung sich die Spur erweitere, fürchtet man nicht. An den Stößen, welche schwebend sind, hat man nur auf der äußeren Seite eine Winkellasche (9 kg schwer, 6,7 cm lang) angeordnet und sich auf der inneren mit einer flachen Lasche (4,4 kg schwer, 5,25 cm lang) begnügt. Das Laschenpaar (vgl. Abb. 12, Bl. 63), als Ganzes betrachtet, hat beinahe gleiches Trägheitsmoment nach allen Richtungen. Als größter Achsendruck wurde bei dem Entwurfe 13 t angenommen. Die weiteren Zahlen sind nachstehend zusammengestellt.

	Leichte Schiene		Schwere Schiene	
	neu	abgenutzt	neu	abgenutzt
Gewicht für 1 m	30	29,08	34	31,46
Querschnitt	3870	3738	4376	4044
Höhe	125	122	132	125
Kopfbreite	57		57	
Fußbreite	100		100	
Stegdickte	11		12	
Trägheitsmoment	797	722	966	794
Widerstandsmoment	128	115	129	113
Laschenquerschnitt	1927 + 1139 = 3066			
Trägheitsmoment	für eine wagerechte 237			
Widerstandsmoment	Schwerachse 48			

Die Schienenbefestigung (vgl. Abb. 1 bis 4, Blatt 64) geschieht durch Klemmplatten von viererlei Gattung mit Ansätzen und Schrauben; letztere sind nur durch untergelegte, etwas schwache Federringe gegen Losdrehen gesichert. In Bögen wird die Ueberhöhung gänzlich durch Hebung des äußeren Stranges bewirkt.

Der Oberbau wird erst verlegt, wenn ein Schotterbett von 20 cm Stärke aufgebracht ist. Dann beginnt der Verkehr der Kieszüge. Der Oberbau läßt sich außerordentlich rasch verlegen, natürlich schneller als solcher auf hölzernen Schwellen, da die eisernen Schwellen um etwa 40 kg leichter sind und das Vorbohren und Schlagen wegfällt; die eher große Schienenlänge ist auch günstig. So legt man jetzt mit Leichtigkeit 30 km im Monat und hofft später 40 km oder mehr zu erreichen. Auch das Verhalten des Oberbaues im Betriebe dürfte zufriedenstellend ausfallen. Der gegenwärtig fertige liegt größtentheils auf alten Dämmen und bedurfte, obwohl drei Monate alt, nur geringer Nachstopfungen. Es ist nur nöthig, in der ersten Zeit die Schrauben häufiger anzuziehen, bis die Federringe eingebissen haben.

Die Weichen (vgl. Abb. 5 bis 11, Bl. 64), sind natürlich ganz eisern. Sie haben zwei lange, absichtlich schwer gehaltene Zungen von 4,86 m Länge und 123,5 mm Fußbreite. Die Verjüngung des Schienkopfes nach unten erleichtert die Ausbildung der Zungenspitzen. Auf einer Zungenlänge liegen acht Querschwellen, welche durch zwei übergelegte Längsplatten von 5,7 m Länge, 555 mm Breite und 13 mm Dicke zusammengehalten werden. Diese Längsplatten sind auf den Querschwellen durch dieselben Klemmplatten und Schrauben befestigt, die bei

dem sonstigen Oberbau Verwendung finden. Auf die Längsplatten sind über den Querschwellen einzelne dicke schmiedeeiserne Platten genietet, auf welchen die Zungen bei ihrer Bewegung gleiten. Die Schienen behalten auf der ganzen Weiche ihre Neigung. Dies wird dadurch ermöglicht, dafs auf die Querschwellen, oder, soweit die Längsplatten reichen, auf letztere, schmiedeeiserne Keilplatten genietet sind. Gufseiserne Sättel sind, obwohl billiger, mit Absicht vermieden worden. Die Keilplatten sind mit Rücksicht auf die Schienenlage verschieden ausgearbeitet. Die Schienenbefestigung auf den Keilplatten geschieht wieder mit dem gewöhnlichen Kleineisenzeuge. Die Herzstücke bestehen aus Hartguß, wurden von Gruson geliefert und haben eine Neigung von 1:10. An der Kreuzungsstelle liegt je eine Aufschiene mit der benachbarten Zwangsschiene (vgl. Abb. 12, Bl. 64) auf fünf dicken Schmiedeeisenplatten, welche einen Doppelkeil bilden. — Die Laternen der Weichenständer sind für Rübölbeleuchtung eingerichtet.

In den Stationen ist ein Hauptgeleis ganz gerade durchgelegt. Diese Geleisführung macht das Durchfahren der Schnellzüge für die Reisenden angenehmer und gewährt größere Sicherheit als eine Anordnung, bei welcher Schnellzüge über Bögen ohne Ueberhöhung fahren müssen. Freilich lautet die Vorschrift, dafs in den Stationen die Geschwindigkeit zu ermäßigen ist; aber dies geschieht nicht immer. Es wird, wie auf allen türkischen Bahnen, rechts ausgewichen. Stationsdeckungssignale gelangen mit Rücksicht auf den schwachen Verkehr nicht zur Anwendung, ausgenommen in Ismid. Von einem von Osten kommenden Zuge aus kann dieser Bahnhof nämlich nicht überblickt werden, weil seine Ausfahrt in einer Krümmung und im Einschnitt liegt und unter einer Wegebrücke hindurchgeht. Auch auf der Strecke werden Signale nicht gegeben werden.

Linienführung.

Vom Bahnhof Ismid aus geht das Geleis (vgl. Lageplan Abb. 1) also zuerst im Bogen; dann aber zieht es schnurgerade und mit ihr bündig und gleichachsig durch eine breite StraÙe, welche den stolzen Namen Boulevard Hamidié trägt und in der That nicht übel aussieht. Hier wurde denn auch besonderer Aufwand getrieben; man faßte das Schotterbett mit Trachytborden ein, die auf 3 \mathcal{M} für 1 m Bahn zu stehen kamen, und machte diese zum Sockel hölzerner Schranken. Die letzten Häuser von Ismid verlieren sich in einer sumpfigen breiten Thalebene, welche Fieberdünste aushaucht und weiter landein zu einer niedrigen Wasserscheide ansteigt, welche das Schwarze Meer vom Marmara-Meer trennt. Hier war die Bahn übrigens zum großen Theile von der türkischen Regierung selbst hergestellt worden, ehe ihr 1873 oder 1874 das Geld ausging. Reste früheren Arbeitsfleißes trifft man bis Gewe, und sie wirken um so überraschender, als, unseren heimischen Anschauungen entgegen, damals nicht mit den schwierigsten und zeitraubendsten Geschäften begonnen worden war, sondern fast nur mit der Ausschachtung kleiner Einschnitte oder — noch häufiger — mit der Aufführung von Dämmen aus seitlichen Entnahmen. Diese alte Thätigkeit hat leider die Linienführung stellenweise ungünstig beeinflusst. So zieht sich die Bahn bei der Station Böjuk-Derwend (18 km) und längs des Sees von Sabandscha in großen, geraden Zügen über flache Schuttkegel hin, steigt also bei jedem Kegel erst auf einer Seite empor, um dann auf der andern wieder zu fallen. Landschaftlich sind diese schwach-

geneigten Halden übrigens von hohem Reiz: dichte Wälder, Schlingpflanzen, welche von Baum zu Baum grüne Vorhänge ziehen, wasserreiche Bäche, von den nahen Bergen gespeist, und hohes Röhricht verleihen ihnen ein fast tropisches Gepräge. Die Bäche haben übrigens die böse Eigenschaft, leicht ihren Lauf zu verlegen; oft bewirken dies auch die Anrainer absichtlich aus irgend welchen Ursachen. Man hat daher alle alten Arme bis nahe an die Spitze der Haldenkegel durch Sporne abgebaut. Hinter der Station Sabandscha (33 km) tritt die Bahn unmittelbar an den See, vor dessen Wellenschlag sie durch Steinschüttungen (5 bis 6 cbm für 1 lfd m Geleis und zusammen 20 000 cbm auf 5 km Länge) bewahrt werden soll. Etwas gefährlicher ist ein steil abfallendes, zu Rutschungen neigendes Hochufer. Es wird durch einen Schacht und zwei Stollen entwässert und am Fufse durch eine Stützmauer gehalten. Würde übrigens, woran kaum zu denken ist, später einmal eine Rutschung erfolgen, so wäre das Unglück nicht groß: selbst 20 000 cbm sind leicht in den See geschüttet, der schwache Betrieb würde die Nacharbeiten kaum vertheuern und an einer einwöchentlichen Betriebsstörung läge nicht allzuviel. Einige Durchlässe sind hier auf schlechtem Boden in der Weise gegründet, dafs erst 1,2 bis 2 m Sand in Schichten von 0,2 bis 0,3 m Höhe — wenn nöthig zwischen Spundwänden — aufgetragen und überschwemmt wurde; darauf kamen 0,6 bis 1 m Beton, den man 8 bis 10 Tage erhärten liefs, auf letzteren mit 0,3 bis 0,5 m Rücksprung auf allen Seiten das Mauerwerk. Bei diesen Durchlässen bildeten sich trotz zum Theil starker Setzungen keine Risse. Der See von Sabandscha liegt 32 m über dem Meeresspiegel und entwässert in den Fluß Sakaria (den Sangarius der Alten), dessen Mündung in das Schwarze Meer nur 67 bis 70 km entfernt ist. Dem Sakaria nähert sich die Bahn immer mehr, um sein Thal stromaufwärts zu verfolgen und sein Gebiet bis Angora überhaupt nicht zu verlassen. Bei 49 km verengt sich das Thal, die Felsen treten oft bis nahe an das Wasser, und die bedeutenderen Arbeiten häufen sich. Behufs Vermeidung einer Rutschlehne wird der Sakaria zweimal übersetzt, bei 49,5 und 60,8 km. Beide Brücken sind schief, besitzen zwei Oeffnungen von 50 m Lichtweite (in der Bahnachse gemessen) und erhalten durchlaufende Träger, welche man gegenwärtig am Ufer zusammensetzt und später überschieben wird. Die Land- und Mittelpfeiler sind 8 bis 10 m tief unter Flußsohle gegründet. Während im allgemeinen die Wasserbewältigung in den Baugruben mit Hilfe zweier Dampfpumpen gelang, genügte diese bei dem Mittelpfeiler der zweiten Brücke nur bis zu einer gewissen Tiefe. Infolge dessen wurden zunächst mit Beton gefüllte Säcke über die halbe Ausgrabung geworfen und, nachdem man dem Beton 24 bis 30 Stunden Zeit zum Erhärten gelassen hatte, die Pumpen wieder in Gang gesetzt. Nunmehr konnte man die unbedeckte Sohle um 1 m tiefer ausschachten und betoniren. Nach zwei Tagen wurde dann die noch nicht auf Teufe gebrachte Sohle in Angriff genommen und zuerst eine Hälfte derselben, dann die andere fertig gestellt. Zwischen beiden Brücken kommen Anschnitte und Einschnitte in Kalkschiefer, Wacke und Conglomerat, eine Stützmauer, Durchlässe usw. vor, und selbst ein kleiner Tunnel von 70 m Länge fehlt nicht. Seine Ausführung wird dadurch erschwert, dafs in der Türkei die Einführung von Dynamit verboten ist, er sei, meinen gewisse Hofseelen, für Verschwörungen doch gar zu geeignet! So kriechen denn in ihrem harten,

Conglomerat, welches keine Zimmerung erfordert, aber später ausgemauert werden soll, die beiden Stollen sich um je 40 cm im Tage entgegen. Das Thal sieht übrigens so aus, als läge es in den Vorbergen der Alpen oder in einem deutschen Mittelgebirge: der Fluß in der Tiefe, daneben die Strafse, die mit sechs Drähten bespannten Telegraphenstangen, die bewaldeten Kuppen — nichts fehlt, selbst nicht ein Försterhaus; nur die Büffelwagen würden in Deutschland Aufsehen erregen. Oberhalb der weit von der zugehörigen Stadt auf dem andern Ufer des Sakaria liegenden Station Gewe (64 km) öffnet sich die Landschaft und ohne Schwierigkeit durchzieht die Bahn ein weites Becken, in dem sich die Stationen Akhissar (75,2 km) und Mekedsche (88,8 km) befinden. Hier hört das breite Gefilde auf, aber der Bau bleibt einfach bis jenseits 97 km, wo der Sakaria am Unterende einer großen Schleife eine ausgedehnte Rutschlehne unterwühlt. Um dieser zu entgehen und um 5 km an Länge zu sparen, hat man die Bahn zweimal, bei 97,2 und 103,5 km, über den Fluß geführt und zwischen den Brücken in den Boden eingeschnitten. Hierbei hat man die Einschnittstiefe ermäßigt durch Einlegung eines der allgemeinen Steigung entgegengerichteten Gefälles von 5 ‰ (1:200) auf 920 m Länge. Die Brücke bei 97,2 km hat zwei unter 56° 22' schräge Oeffnungen von 50 m erhalten, die bei 103,5 km benötigt aber der flachen Ufer wegen eine größere freie Oeffnung, und man hat ihr zwei Lichtweiten von 44 und eine von 57 m gegeben. Die Träger beider Brücken werden 7,4 m hoch und durchlaufend sein, auf dem Ufer gebaut und übergeschoben werden. Zwischen 103,6 und 104,1 km liegt die Station Lefke. Dann folgt wenig Schwieriges, so 1 km Felseinschnitte (111 bis 112), wo 1 cbm 2,5 *M* kostet und man bei Anwendung von Dynamit statt des Pulvers vielleicht ein Drittel der Kosten sparen könnte. Bei 118 km verläßt die Bahn den Sakaria, dessen Thal weiter oben zu scharfe Krümmungen und enge Schluchten bildet, und folgt seinem linken Nebenflusse, dem Karasu (Schwarzwasser). Zwischen den beiden Karasubrücken (bei 124 und 131) liegt die Station Wesirhan auf dem rechten Ufer. Von Bagden (133) an windet sich die Bahn mühsam durch eine vom Karasu im Kalk ausgewaschene, weglose Schlucht. Große Felseinschnitte, ein Tunnel (von 65 m), starke Steinsätze zur Ufersicherung sind nöthig, und der Fluß wird auf 5,7 km neunmal übersetzt (eine gerade Brücke von 20, sieben schräge von 25,7, eine schräge von 32,26 m Weite). Um den zahlreichen Rinnsalen der Hänge ohne zu große Kosten Abfluß zu verschaffen, griff man zu dem nachahmenswerthen Auskunftsmittel, viel Durchlässe durch Dohlen in Steinpackung zu ersetzen, die bei geringer Wassermenge trotz ihrer Wohlfeilheit ebenso gut genügen. Dafs sie sich etwas leichter mit Gerölle verlegen können, ist ihr einziger Fehler. Hinter der Ortschaft Karatschai weitet sich die Schlucht, die Linie wird schlanker und erreicht bei 145 km die Station II. Klasse Biledschik. Obwohl sie von Bagden bis hierher mit Steigungen bis zu 12 ‰ (1:83,33) um ungefähr 40 m emporgegangen ist, bleibt sie doch noch tief unter der Stadt Biledschik, welche etwa eine Stunde westlich und von der Bahn aus nicht sichtbar hoch auf einem Berge und seinem Abhänge ungemein malerisch gelagert ist. Hinter der Ausfahrtweiche der Station Biledschik beginnt der bemerkenswertheste Theil der Bahn. Im Geographieunterricht wird gelehrt, Kleinasien sei eine theilweise von Randgebirgen eingefasste Hochebene mit einigen tiefeingerissenen Fluß-

thälern. Diese Bodengestaltung kommt zwischen Biledschik und Bosjuk zum Ausdruck. Hier findet der Uebergang vom Tief zum Hochland statt: bei 145,25 km liegt das Planum 295,1 m, bei 157,3 km bereits 587 m über Meer, also fast 300 m höher. Zwischen diesen Punkten ist die unter 25 ‰ (1:40) steigende Rampe nur durch vier als Haltestellen benutzbare 200 m lange wagerechte Strecken unterbrochen, auf welchen die Züge halten können, wenn den Maschinen der Dampf ausgehen sollte. Der Anstieg erfolgt in einer vom Karasu in das Urgebirge eingerissenen Thalrinne, deren großes Gefälle zu einer künstlichen Linienverlängerung nöthigte. Zu dieser dient das Thal von Pekdemir, welches eine Strecke lang verfolgt und dann durch einen 20 m hohen Viaduct mit sieben Oeffnungen von 25,7 m Stützweite (Eisen, Fahrbahn oben, 4 m Trägerhöhe) überschritten wird. Dem Viaducte folgt ein kurzer Tunnel in verwittertem Granit. Nach Rückkehr ins Karasuthal befindet sich die Bahn hoch an der Lehne nicht in den angenehmsten Verhältnissen. Das Urgebirge besteht hier nämlich nicht nur aus Kalkstein und Granit, sondern auch aus morschem Glimmerschiefer, dessen stark zerknickte und verworfene Schichten an vielen Stellen ihren gewachsenen Fuß verloren haben und eine richtige Rutschlehne bilden. Die Gegend ähnelt hierin vielen im Urstocke unserer Alpen gelegenen Thälern, von welchen das der Salzach bei Lend an der Salzburg-Tiroler Bahn eines der bekanntesten sein dürfte. Bedeutende Arbeiten sind in der Steilrampe in Aussicht genommen, wie nachstehendes Verzeichniß lehrt:

150,2 km Damm von 20 m Höhe mit Durchlaß von 3 m Lichtweite.

150,7 km Einschnitt von 20 m Tiefe.

150,8 km Einschnitt von 22 m Tiefe.

151 km Viaduct von ungefähr 126 m Länge bei Baschköj.

151,4 km Tunnel von 70 m Länge.

151,7 km Damm von 20 m Höhe mit Durchlaß von 5 m Lichtweite.

151,9 km Damm von 21 m Höhe mit Durchlaß von 3 m Lichtweite.

153 bis 153,1 km Jaila-Viaduct; drei Oeffnungen von 30 m. Fachwerke auf eisernen Pfeilern. Nicht durchlaufend.

153,4 bis 154,4 km. Je ein Tunnel von 150, 90, 400 und 100 m Länge.

154,6 km Damm von 23 m Höhe mit Durchlaß von 4 m Lichtweite.

155,6 bis 155,7 km Damm von 20 m Höhe mit Durchlaß von 1 m und 3 m Lichtweite.

158,15 km Einschnitt von 27 m Tiefe.

158,8 km Brücke von 12 m Lichtweite über den Karasu.

Das hervorragendste Bauwerk ist die Bogenbrücke von 72 m Stützweite und 20 m Pfeilhöhe bei 151 km. Sie stützt sich mit verlorenen Widerlagern unmittelbar auf den Fels. Die Bogenbrücke trägt in Abständen von je 7,2 m auf eisernen Pfeilern die Längsträger der Fahrbahn. Zu einer Seite schliessen sich drei, zur anderen zwei kleinere Oeffnungen an, welche durch ähnliche Pfeiler (jedoch in Abständen von 10,8 m) und Längsträger gebildet werden, wie die über dem Bogen. Die gesamte Viaductlänge beträgt also $72 + 5 \cdot 10,8 = 126$ m. Die Längsträger haben parallele Gurte in 1,6 m wagerechter Entfernung, sind 1,8 m hoch und erhielten als Füllung nach americanischem Vorbilde nach unten geklappte Hängewerke. Diese Füllung wurde gewählt, weil sie dem Winde die geringste

Angriffsfläche bietet und trotz großer Fachwerkshöhe nur wenig Eisen erfordert. Die Pfeiler bestehen aus je vier durch Netzwerk in der Längsrichtung und durch Andreaskreuze in der Querrichtung verbundenen U-Eisen und stützen sich auf die obere Gurtung des Bogens bzw. auf besonderes Grundmauerwerk. Der Bogen hat zwei Kämpfergelenke aus Gußstahl; die Auflagerplatten sind gußeisern. Die Bogenhöhe beträgt im Scheitel 3 m und vergrößert sich bis zum letzten Felde beim Kämpfer auf 5 m; von hier aus sind die Gurtungen allmählich in die Kämpfergelenke hineingeführt. Das Bogenfachwerk ist einfach und seine Stäbe sind in der Ansicht abwechselnd lothrecht und geneigt. Da die lothrechten Füllungstheile des Bogens bis zu 6 m Länge haben und abwechselnd auf Zug und Druck beansprucht werden, so sind sämtliche Füllungstheile durch ein genau in der Achse des Bogens von Kämpfergelenk zu Kämpfergelenk durchgehendes Band aus U-Eisen gegen Ausknicken gesichert. Die Füllstäbe sind mittels genau abgedrehter Gelenkbolzen mit den Gurten verbunden, um die Aufstellung, welche großentheils ohne festes Gerüst ausgeführt werden soll, zu erleichtern. Die Ebenen der beiden Hauptbogenträger sind in der Weise gegen einander geneigt, daß der Abstand, welcher am Kämpfer 8 m beträgt, sich bis auf 2,5 m im Scheitel vermindert. Die Fahrbahn befindet sich im Bogenscheitel nur 0,5 m über dem höchsten Punkt der Obergurtung des Bogens, sodaß hier die Längsträger der Fahrbahn zwischen den Bogenträgerwänden auf Querträgern versenkt gelagert sind. Der Windverband liegt zwischen den unteren Gurtungen. Die Bauart gleicht also einigermaßen jener der Dourobrücke durch die große Pfeilhöhe, die auf den Bogen gesetzten Pfeiler und das Mittelband gegen Ausknicken. Dagegen ist die Bogenfläche nicht sichelförmig, sondern gegen die Kämpfer erbreitert. Berechnet wurde der elastische Bogenträger in der von Müller-Breslau angegebenen Weise mit Einzellasten derart, daß die größte Spannung bei einer Wärmezunahme von 30° und ungünstigster Zugstellung 6 kg für 1 qmm nicht überschreitet; mit Rücksicht auf Winddruck sind dann einzelne Theile noch verstärkt worden. Am theuersten wird die Strecke zwischen 153,4 und 154,4 km der Baugesellschaft zu stehen kommen, man behauptet auf eine Million Franken. Erst war daselbst nur ein einziger kurzer Tunnel vorgeschlagen. Die eingehendere Untersuchung des Geländes liefs eine nahe an der Oberfläche liegende, tiefe Einschnitte erfordernde Linie zu gefährlich erscheinen, und da es bei der Höhenlage des Planums nicht möglich ist, in den Fluß zu bauen, mußte man sich entschließen, sie mehr in den Berg zu rücken. Das wird vielleicht noch an anderen Stellen nöthig werden. Die Bahn nähert sich fortschreitend der Thalsole; bei 160 m ist diese fast erreicht, die Noth hat ein Ende, es wird Platz für die bequeme Anlage der Station Karaköj und die größte Steigung kann auf 12‰ ermäßigt werden. Die Windungen des Karasu machen nun zwischen 164 und 169,5 km ein Dutzend Brücken von 10 m Lichtweite erforderlich, zwischen welchen einige kleinere und sechs größere Felseinschnitte (der größte von 20 000 cbm Inhalt) liegen. Bei 173 km wird auch der Karasu verlassen und einem linken Seitenbach, dem Bosjuk-Su, gefolgt. Noch kommen zahlreiche Böschungssicherungen und Bachverlegungen vor, bis hinter der Ortschaft und der Station Bosjuk (177 km) auch diese aufhören; es bleiben nur noch Erdarbeiten und kleine Durchlässe, und mit einiger Entwicklung und einer Steigung

von 12‰ (1:83,33) wird die Wasserscheide zwischen den Gebieten des Karasu und des Pursak, eines anderen Nebenflusses des Sakarias, erreicht. Der Uebergang findet 876,8 m über Meer mittels eines 12 m tiefen Einschnittes von 100 000 cbm statt. Obwohl er in Blähtegel und verwittertem, mergeligem Sandstein liegt, hofft man mit Böschungen von nur $\frac{1}{2}$ facher Anlage und einer in halber Höhe liegenden Berme von 3 m Breite auszukommen. Hiermit ist die anatolische Hochebene völlig erklimmen. Jenseit der Wasserscheide fällt die Bahn, ohne ein bedeutenderes Bauwerk als einen Durchlaß von 5 m Weite zu erfordern, mit 12‰ bis zur Station Inönü, und dann geht es in langen Geraden, mit schwachen Gefällen, auf niedrigen Dämmen oder in seichten Einschnitten eine Tagereise weiter bis Eskischehr, dem Ende der in Bau begriffenen Strecke zur Zeit der Bereisung durch den Verfasser. Auf diesem Wege liegen nur die Haltestelle Tschukurhissar (210 km), sowie spärliche Kunstbauten. Von diesen sind eine Brücke von 10 m Oeffnung über den Sarisu (Gelbwasser), ein in den Pursak mündendes Flüschen, und eine über den Pursak (bei 241,7 km) mit Zufahrtsrampen von 4 bzw. 5‰ allein erwähnenswerth. Bei einigen kleinen Durchlässen in der Nähe Eskischehrs sind Reste aus einem beiläufig $\frac{1}{2}$ km langen und breiten antiken Trümmerfelde verwendet worden, das sich etwa 1,5 km nördlich von der Station Eskischehr an dem Fusse eines vereinzelt Hügels ausdehnt, der wahrscheinlich den Byzantinern zu telegraphischen Zwecken gedient hat. Tscherkessen graben die zum Theil recht großen Steine aus, und schnurgerade Gräben deuten die Lagen der alten Mauern an. Archäologen dürfen hoffen, etwaige beschriebene Flächen, weil die best bearbeiteten, in irgend einer Deckelohle sichtbar angebracht sind, zu finden. Nicht unbedeutend wird die Station Eskischehr: sie erhält 800 m Länge, fünf Geleise, Wasserstation mit zwei Wasserkrahnen, einen Locomotivschuppen für 12 Maschinen, eine Drehscheibe, Inspectionsgebäude und Werkstättenanlagen.

Von hier weiter bis Angora (499 km) ist die Festlegung der Linie im Gange: es wird größtentheils eine billige Bahn in der Ebene.¹¹⁾ Das ist auch nöthig, wenn die Baugesellschaft mit der außerordentlich geringen Summe von 123 000 Franken, die sie für 1 km erhält, im großen Durchschnitt auskommen soll. Von Ismid bis Bosjuk muß sie jedenfalls erheblich draufzahlen. In diesem Betrage ist die Lieferung der Betriebsmittel nicht einbegriffen, wohl aber der gesamte Unter-, Ober- und Hochbau nebst telegraphischer Einrichtung der Bahn Ismid-Angora.

Baugeschichte.

Hervorragend ist die Geschwindigkeit, mit welcher der Bau bewerkstelligt wird. Im October 1888 wurde, wie erwähnt, der Vertrag zwischen der ottomanischen Regierung und der Deutschen Bank geschlossen. Zu dieser Zeit lagen noch keine ausführlichen Entwürfe vor. Mit größter Eile wurden sie in den unteren Losen im Winter 1889 so weit ausgearbeitet, daß bereits im Frühsommer deren Vergebung an Sonderunternehmer erfolgen konnte. Am 2. Juni 1890 hat man den Betrieb bis Adabasar (40 km) eröffnet; bis im October soll er weitere 90 km bis Wesirhan umfassen. Die oberen Strecken folgen schrittweise nach: beispielsweise geschah im letzten Lose unterhalb Biledschik der erste Spatenstich im October 1889,

11) Pressel wollte sie über Siwrihissar führen, das geschieht aber nicht, vgl. den Lageplan Abb. 1.

und im December 1890 dürfte das Geleis bis Biledschik liegen. Im Mai 1890 standen die Arbeiten wie folgt: Bis 39 km war die Strecke fast betriebsfähig; bis Balaban (50 km) lag der Oberbau, von da bis Biledschik (145 km) war der Unterbau mehr oder weniger weit gediehen. Die Steilrampe zwischen Biledschik und Karaköj (160 km) erschien im Rückstand: man hatte die Linie erst vor kurzem verlegt und die großen Viaducte noch nicht begonnen. Von Karaköj bis gegen Eskischehr war der Unterbau wieder zum größeren Theile fertig. Von Eskischehr bis 260 km stand die Vergebung der Baulose in Aussicht. Diese Leistungen sind um so bemerkenswerther, als zu den Schwierigkeiten, welche ein Bau in entlegenem Lande von selbst mit sich bringt, besonderes Misgeschick hinzutrat. Im Sommer 1889 herrschte in ganz Anatolien das Dengelfieber; mit Beginn des Jahres 1890 wurde dasselbe von der Influenza abgelöst. Nun liegt Ismid ohnedies in einer Fiebergegend; weiter östlich sind Fieber auch nicht selten und treten namentlich auf, sobald Erdarbeiten im Gange sind. Der Krankenstand war daher oft sehr groß. In Sabandscha sind bis zu ungefähr 10 pCt. der Arbeiter, die an Influenza leidenden nicht einbezogen, zu gleicher Zeit krank gewesen. Mit zunehmender Höhenlage der Gegend bessern sich die Gesundheitsverhältnisse und man hat oberhalb Biledschik oder gar auf der Hochebene viel weniger von Fiebern zu leiden als im Tieflande. Neben den Krankheiten wirkte auch die schon erwähnte Viehseuche hemmend, weil sie den Verkehr der Zugthiere erschwerte. Das Hauptgewicht legt die Baugesellschaft auf die baldigste Legung des Geleises, weil auf ihm Brückeneisen, Oberbau-Bestandtheile und Anderes für die noch herzustellenden entlegenen Bahnstrecken zu verfrachten sind, während ein etwaiges Zurückbleiben von Arbeiten an Böschungen, Nebengeleisen, Hochbauten, welche ohne Störung des Verkehrs nachgeholt werden können, für wenig belangreich gilt. Ermöglicht wurde der rasche Bau dadurch, daß der Baugesellschaft ein größerer ihr bekannter technischer Stab und ein Stamm von Losunternehmern und Beamten (welche bisher bei dem Unternehmer Vitali beschäftigt gewesen waren) von Anfang an zur Verfügung stand, also nicht von Grund auf neu erworben, sondern nur ergänzt werden mußte. Jeder Losunternehmer mußte vor Uebertragung der Arbeit 3 pCt. der voraussichtlichen Bausumme als Haftbetrag hinterlegen und überdies, wenn er nicht als zuverlässig genau bekannt war, die Bescheinigung einer Bank beibringen, daß der Unternehmer bei ihr ein Betriebscapital in der Höhe von ungefähr 10 pCt. hinterlegt habe, welches ihm behufs Verausgabung zu Bauzwecken zu freier Verfügung stehe. Die geleistete Arbeit wird monatlich sehr genau vermessen, jedoch zunächst nur zu $\frac{9}{10}$ bezahlt. Technisch wurde die Herstellung beschleunigt durch den Ausschluss des Ziegelmauerwerkes, da der Zeitaufwand für das Ziegelbrennen entfiel, ferner durch die Raschheit, mit der sich der Oberbau verlegen liefs, und dadurch, daß alle Brücken bis zu km 145 durch Landfuhrwerke befördert wurden. Berücksichtigt muß übrigens werden, daß unterhalb Biledschik den ganzen Winter hindurch gemauert werden konnte. Auf den höheren Strecken war dies des Frostes wegen nicht möglich. Auf der Hochebene war der Winter sogar recht kalt, wenn auch schneearm, und das Quecksilber sank bis auf -10°C .

Die Mehrzahl der Häuer, Maurer und Steinmetzen sind Italiener; doch sind in den letztgenannten beiden Gewerken

auch die Kroaten stark vertreten. Als Tagelöhner arbeiten zumeist Landeskinde: Türken, Tataren, Tscherkessen und Kurden. Manche von ihnen haben sogar das Lochbohren erlernt. Man erreichte dies, indem man erst je einen Italiener und einen Anatolier zusammen bohren liefs, und kann nun Einheimische allein verwenden. Als Tagelohn der Einheimischen wurde in Sabandscha 8 bis 10 Piaster (1,37 bis 1,71 \mathcal{M}), in Bosjuk 7 bis 8 Piaster (1,20 bis 1,37 \mathcal{M}) angegeben. Im Gedinge sollen letztere es bis auf 12 Piaster (2,05 \mathcal{M}) bringen, während der italienische Häuer, weil er viel tüchtiger ist, 25 bis 30 Piaster (4,28 bis 5,13 \mathcal{M}), der Steinmetz 30 bis 40 Piaster (5,13 bis 6,84 \mathcal{M}) verdient. Besonders tief sinkt die ohnehin geringe Leistungsfähigkeit der Inländer natürlich im Fastenmonat Ramadan.¹²⁾ Die Ingenieure und Unternehmer stammen aus aller Herren Länder, schreiben amtlich französisch, sprechen im täglichen Verkehr aber vielfach deutsch, während unter den Arbeitern auf der Strecke das Italienische vorwiegt.

Voraussichtlicher Verkehr.

So weit die Bahn eröffnet ist, bis Adabasar, laufen täglich zwei gemischte Züge. Wenn dieselben auch gut besetzt sind, so ist auf Grundlage der jungen Erfahrungen auf der kurzen Linie doch kein Rückschluss auf die spätere Verkehrsgröße gestattet. Trotzdem läßt sich dieselbe mit einer gewissen Wahrscheinlichkeit vorhersagen und nachstehendes Erträgniß auf Grund der zum Theil oben gegebenen Statistik und der genannten oder nach Nothwendigkeit geänderten Frachtsätze berechnen.¹³⁾ Es sollen die Linien Ismid-Angora und Haidarpascha-Ismid gesondert betrachtet werden.

I. Ismid-Angora, 499 km.

A. Güter-Ausfuhr.

a) Getreide	t	km	t/km
von Angora	66 800	374	24 983 000
252 bis 262 km	10 700	257	2 750 000
von Eskischehr, Hinterland,	5 000	230	1 150 000
von Eskischehr, Vorderland,	10 400	201	2 090 000
von Kutahia, Vorderland,	26 000	201	5 226 000
von Bosjuk, Vorderland,	8 400	158	1 327 000
von Gewe, Vorderland,	10 700	64	685 000
von Adabasar, Boli	21 700	40	868 000
zusammen	159 700		39 079 000

zum ermäßigten Satz von 5,1 Pf = 1 930 000 \mathcal{M} .

b) Thiere	Stück	km	Thier/km	Frachtsatz	Betrag
Schafe	225 000	—	—	1,60	360 000 \mathcal{M}
Ochsen, Büffel und Kühe	3 000	230	690 000	0,08	55 200 \mathcal{M}
Pferde vom Gestüt in Tokat	2 000	499	988 000	0,06	59 300 \mathcal{M}
in Tschifteler	300	230	69 000	0,06	4 100 \mathcal{M}
in Kutahia	200	193	39 600	0,06	2 400 \mathcal{M}
zusammen					481 000 \mathcal{M}

Höhere Frachtsätze als die hier angenommenen werden sich schwerlich erzielen lassen.

c) Ziegenhaar (Mohair)	t	km	t/km
.	2 550	369	941 000
.	1 200	118	141 600
zusammen	3 750	—	1 082 600

zu 16,2 Pf = 175 000 \mathcal{M} .

12) Nach dem Bauberichte über das Jahr 1890 waren 60 pCt. aller Arbeiter Einheimische, 21 pCt. Italiener und 13 pCt. Deutsche und Oesterreicher.

13) Gef. Mittheilung des Herrn Rohnstock. Geschrieben im Juli 1890.

	t	km	t/km
d) Wolle	4 250	222	943 500
	800	118	94 400
zusammen	5 050	—	1 037 900

zu 16,2 Pf = 168 000 *M.*

Hierbei ist allerdings vorausgesetzt, dass alle Wolle nach Konstantinopel kommen wird, während ein Theil nach den Märkten von Smyrna oder Brussa abgeliefert werden könnte.

e) Gemüse und Früchte	15 000 t	zu 92 km =	1 380 000 t/km
			zum ermäßigten Satze von 10,2 Pf = 141 000 <i>M.</i>
f) Holz	17 000 t	zu 116 km =	1 972 000 t/km
			zum ermäßigten Satze von 5,1 Pf = 101 000 <i>M.</i>
g) Verschiedenes	8 000 t	350 km =	2 800 000 t/km
	7 100 t	230 km =	1 633 000 t/km
	2 500 t	96 km =	240 000 t/km
zusammen	17 600 t		4 673 000 t/km

zu 10,2 Pf = 477 000 *M.*

Zusammenstellung:

	t	t/km	<i>M.</i>
a)	159 700 Getreide	39 079 000	1 930 000
c)	3 750 Ziegenhaar	1 082 600	175 000
d)	5 050 Wolle	1 037 900	168 000
e)	15 000 Gemüse, Früchte	1 380 000	141 000
f)	17 000 Holz	1 972 000	101 000
g)	17 600 Verschiedenes	4 673 000	477 000
	218 100	49 224 500	2 992 000
b)	Thiere		481 000
			3 473 000

B. Güter-Einfuhr.

Ein Viertel der Ausfuhr oder 12 306 125 t/km zu 10,2 Pf, einem Satze, der bei vielen eingeführten Waren überschritten werden wird, 1 255 000 *M.*
für die als Gegenwerth der Thiere eingeführten Waren 70 000 „
1 325 000 *M.*

C. Binnen-Güterverkehr (auch Salzbeförderung).

	t	km	t/km
	4 900	365,5	1 791 000
	8 800	250	2 200 000
	3 640	118	430 000
zusammen	17 340		4 421 000

im Mittel zu 8,1 Pf = 358 000 *M.*

D. Personenverkehr.

a) Angora-Eskischehr, täglich 30 Personen durch 269 km nach jeder Richtung	5 891 000 Pers./km
b) Eskischehr-Ismid, täglich 60 Personen durch 230 km nach jeder Richtung	10 074 000 „
zusammen	15 965 000 Pers./km

zu 6 Pf = 958 000 *M.*

Der Reisendenverkehr wird keinesfalls geringer, aber vielleicht größer ausfallen als hier angenommen.

Die Summirung der Einzelposten giebt folgendes Ergebnis:

A. Güter-Ausfuhr	3 473 000 <i>M.</i>
B. Güter-Einfuhr	1 325 000 „
C. Binnen-Güterverkehr	358 000 „
D. Personenverkehr	958 000 „
	6 114 000 <i>M.</i>

d. i. auf 499 km vertheilt eine kilometrische Roheinnahme von 12 252 *M.*, welche demnach die von der Regierung verbürgte Summe übertrifft.¹⁾ Bei einer Mehrerzeugung, wie sie bei dem Bestande der vorhandenen Bauernwirthschaften zu erwarten ist, würde sich sogar die Getreideausfuhr um weitere 130 000 t, der Verkehr um 31 822 000 t/km, die gesamte Roheinnahme unter Berücksichtigung, dass auch die Einfuhr zunehmen müfste, um 2 434 000 *M.* heben. Hiermit wüchsen die kilometrischen Roheinnahmen auf 17 130 *M.*

II. Haidarpascha-Ismid, 91 km.

Von den aus dem Innern nach Ismid einlangenden Gütern wird der größte Theil in Ismid oder Derindsche in Schiffe geladen und nur der kleinere mit der Bahn nach Konstantinopel zur Ver-

sorgung des eigenen Bedarfes dieser Stadt geschafft werden. Auf die Verfrachtung von Ismid bis Derindsche soll, der Kürze der Strecke wegen, nicht weiter Rücksicht genommen werden. Dann berechnet sich die künftige kilometrische Roheinnahme von Haidarpascha-Ismid wie folgt:

a) heutiger Verkehr	7 855 <i>M.</i>
b) 131 200 t Getreide zu 5,1 Pf	6 691 „
c) 17 000 t Holz zu 5,1 Pf	867 „
d) 2 500 Pferde zu 6 Pf	150 „
e) 16 000 t Mehreinfuhr ins Hinterland zu 10,2 Pf	1 632 „
f) Mehreinnahmen aus dem Personenverkehr	
wenigstens	3 200 „
zusammen	20 395 <i>M.</i>

Dieser Voranschlag, mag er auch nicht in allen Einzelheiten in Erfüllung gehen, zeigt doch deutlich, dass die Bahn nach Angora nicht nur segensreich für das Land, welches sie durchzieht, sondern auch nutzbringend für das in ihr angelegte, zum erheblichen Theile deutsche Capital sein wird. Allerdings ist hiermit nicht gesagt, dass die Verzinsung sofort nach Eröffnung ohne den Zuschuss der türkischen Staatskasse eine ausreichende sein werde, die Leiter des Unternehmens selbst geben sich rosigen Hoffnungen in Bezug hierauf vielleicht am wenigsten hin. Es dürfte aber nur eine geringe Anzahl von Jahren nöthig sein, damit die Verkehrseinnahme die oben berechnete Gröfse von 6,2 Mill. Mark annehmen.¹⁴⁾

Schließlich seien die Personen genannt, welchen die Linie Ismid-Angora ihre Herstellung verdankt. General-Director der Anatolischen Eisenbahnen ist Herr von Kühlmann, früher Generaldirector der Orientalischen Eisenbahnen. Baudirector der Gesellschaft ist Herr Kapp, sein Stellvertreter Herr Gaedertz, von welchem auch sämtliche Oberbau-Entwürfe und zahlreiche andere Pläne herrühren. Weiter sind zu nennen als Leiter der Brückenbau-Abtheilung ebenda: Regierungsbaumeister Schwend; als Baubevollmächtigter in Eskischehr: de Coulon; ferner die Abtheilungsbaumeister Hazelaire in Sabandscha, de Violini in Gewe, Koptschinsky in Lefke, Pouillaude in Biledschik, von Gerson in Bosjuk, Maggia in Eskischehr. Allen genannten Herren, sowie den Herren Ingenieuren der Gesellschaft Martin in Kapukaja, Meifsner in Köplü und den Herren Unternehmungs-Ingenieuren Müller in Balaban und Konschil in Akbunar sei für zahlreiche freundliche Mittheilungen und liebenswürdige Aufnahme verbindlichst gedankt. Der Verfasser ist ferner zu großem Dank verpflichtet Herrn Servicen, General-Inspector im kaiserl. Bautenministerium und Herrn Oberstlieutenant Huber in Ismid, endlich für die statistischen Angaben Herrn Secretär Rohnstock in Konstantinopel.

14) Der finanzielle Stand der Gesellschaft ist nach Angabe im April 1891 der folgende: Das Actiencapital von 45 000 000 Franken ist nur zu 30 pCt. einberufen, doch soll es bis zur Hälfte geschehen; ferner sind Obligationen im Betrage von 60 000 000 Franken ausgegeben und es besteht die Absicht, solche bis im October 1891 für weitere 20 000 000 Franken zu verkaufen. Zur Verzinsung dieser 102 500 000 Franken mit 5 pCt. und zur Tilgung der Obligationen (in 90 Jahren vom Jahre 1895 beginnend) sind erforderlich 5 175 168 Franken. Die durch die türkische Regierung verbürgte Roheinnahme beträgt, da die Bahnlänge zwischen Ismid und Angora infolge von Aenderungen in der Linienführung auf 486 km verringert wurde:

für Haidar Pascha-Ismid 92 km zu	947 600 Franken
für Ismid-Angora 486 km zu	7 290 000 „
zusammen	8 237 600 Franken.

Zieht man hiervon 5 175 168 „ ab,

so verbleiben 3 062 432 Franken

für die Betriebsauslagen, welche diese Höhe keinesfalls erreichen werden.

Berechnung freitragender Wellblechdächer.

(Alle Rechte vorbehalten.)

Die freitragenden Wellblechdächer, d. h. diejenigen Dachconstructionen, bei welchen das Wellblech sowohl zum Tragen wie auch als Dachdeckungsstoff dient, haben in neuerer Zeit immer mehr Verwendung gefunden. Mit Recht: das Wellblech setzt den angreifenden Kräften großen Widerstand entgegen, und wenn man erreichen kann, daß das Deckmaterial gleichzeitig zum Tragen dient, so muß damit ein Vortheil in betreff der Kosten erzielt werden können. Solche Dächer zeigen fast ausschließlich Bogenform; der wagerechte Zug wird durch Zugstangen aufgehoben. Trotz der ausgedehnten Verwendung dieser Construction ist eine genaue Theorie derselben unseres Wissens noch nicht aufgestellt; die nachfolgende Arbeit dürfte deshalb nicht überflüssig sein.*)

Berechnungsannahmen.

Die Linie, nach welcher der Bogen gekrümmt ist, soll ein Kreisbogen vom Halbmesser R und dem Mittelpunktswinkel 2α sein; die beiden Auflager sollen gleich hoch liegen und wie Kämpfergelenke wirken. Die Construction soll demnach eine Drehung der Bogenenden an den Kämpfern zulassen. Die Berechnung ist durchzuführen für:

1. Belastung durch das Eigengewicht,
2. Belastung durch Schneelast,
3. Belastung durch Winddruck.

Das Eigengewicht soll für das laufende Meter des Grundrisses des Bogens als gleich groß eingeführt werden; der dabei gemachte Fehler ist um so geringer, je flacher das Dach, je kleiner also der Mittelpunktswinkel 2α ist.

Die Schneelast soll einmal als das ganze Dach, sodann als nur eine Dachhälfte belastend eingeführt werden; eine genaue Untersuchung der gefährlichsten Schneebelastung für die einzelnen Bogenpunkte und Zugrundelegung dieser bei der Berechnung erscheint nicht als nothwendig. Auch die Schneelast wird als gleich groß für das laufende Meter des Grundrisses eingeführt.

Die Windbelastung anlangend ist zu beachten, daß die Windrichtung erfahrungsgemäß einen kleinen Winkel (etwa 10°) mit der Wagerechten macht; hier wird der Einfachheit halber die Windrichtung als wagerecht angenommen; auch dieser Fehler ist nicht bedeutend.

Jede Belastung des Daches erzeugt in den Auflagern A und B (Abb. 1) Auflagerdrücke und in der Zugstange AB Spannungen. Wenn die Belastungen nur lothrecht sind und das eine Auflager reibungslos verschieblich, das andere fest ist, so wirken A und B ebenfalls lothrecht; sind aber die Belastungen schiefe, so muß das feste Auflager, aufser dem loth-

*) Als das Obenstehende bereits geschrieben war, ist dem Verfasser eine in der Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure, Bd. XXXIX, S. 1197 ff. veröffentlichte Arbeit über Berechnung und Construction freitragender Wellblechdächer bekannt geworden. Diese sehr beachtenswerthe Arbeit macht jedoch die vorliegende nicht gegenstandslos. Denn erstens ist dort die Annahme gemacht, die Bogenform sei eine Parabel, während die Wellblechdächer wohl ausschließlich Kreisform zeigen; zweitens sind bei der Berechnung dort nur die lothrechten Seitenkräfte der Windbelastungen berücksichtigt, die wagerechten Seitenkräfte dieser aber vernachlässigt, bei welcher Annahme man keinesfalls zu richtigen Ergebnissen kommen kann; endlich ist die Untersuchung nur für ein einziges Pfeilverhältniß ($\frac{h}{2l} = \frac{1}{6}$) durchgeführt.

rechten, auch einen wagerechten Gegendruck leisten. Sei A das feste Auflager (Abb. 1), so muß sein

$$H' = N \sin \varphi.$$

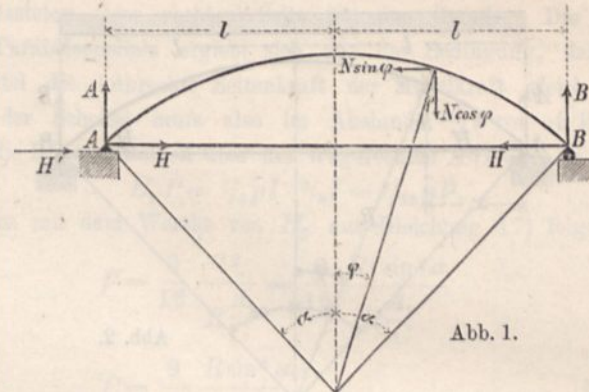


Abb. 1.

Die Spannung in der Spannstange AB hat in der ganzen Länge die Größe H . Die Ermittlung dieser Spannung H bietet die einzige Schwierigkeit; dieselbe ist nach der Theorie der Bogenträger folgendermaßen vorzunehmen:

Die durch irgendwelche Belastung hervorgerufene Formänderung des Bogens hat eine wagerechte Verschiebung des Punktes B zur Folge, welche nach der Bogenträger-Theorie ist:

$$\Delta l = \int \frac{My ds}{EJ} - \int \frac{Pdx}{EF} \quad \dots \quad 1)$$

Die Integration ist über den ganzen Bogen auszudehnen. In Gleichung 1) bedeuten:

M das Moment, P die Axialkraft für irgend einen Punkt des Bogens, F die Querschnittsfläche an dieser Stelle und J das Trägheitsmoment derselben bezogen auf die wagerechte Schwerpunktsachse.

Der Anfangspunkt des Coordinaten-Systems ist in den linksseitigen Auflagerpunkt A gelegt, die X-Achse durch AB , die Y-Achse lothrecht zu ersterer.

Da der Punkt B auch der Zugstange AB angehört, so muß die wagerechte Verschiebung desselben sich auch aus der elastischen Längenänderung der Zugstange ergeben; dieselbe muß sein:

$$\Delta l = \frac{2lH}{E_1 F_1} \quad \dots \quad 2)$$

In Gleichung 2) ist H die Spannung in der Zugstange, F_1 deren Querschnittsfläche, E_1 deren Elasticitäts-Modul.

Werden beide Werthe für Δl einander gleich gesetzt, so erhält man:

$$\frac{2lH}{E_1 F_1} = \int \frac{My ds}{EJ} - \int \frac{Pdx}{EF}$$

Wenn, wie meistens, $E = E_1$ gesetzt werden kann, so heißt die Bedingungsgleichung für die Ermittlung von H :

$$H \left(\frac{2l}{F_1} \right) = \int \frac{My ds}{J} - \int \frac{Pdx}{F} \quad \dots \quad 3)$$

1. Belastung durch das Eigengewicht.

Die Belastung für die Längeneinheit sei g ; nach Abb. 2 ist:

$$\begin{aligned} y &= R (\cos \varphi - \cos \alpha) \\ x &= R (\sin \alpha - \sin \varphi) \\ ds &= -R d\varphi. \end{aligned}$$

Für irgend einen Querschnitt C , dessen Coordinaten x und y sind, erhält man

$$M_g = g \frac{R^2}{2} [\sin^2 \alpha - \sin^2 \varphi] - H_g R [\cos \varphi - \cos \alpha] \quad 4)$$

$$P_g = H_g \cos \varphi + g \sin^2 \varphi R \quad 5)$$

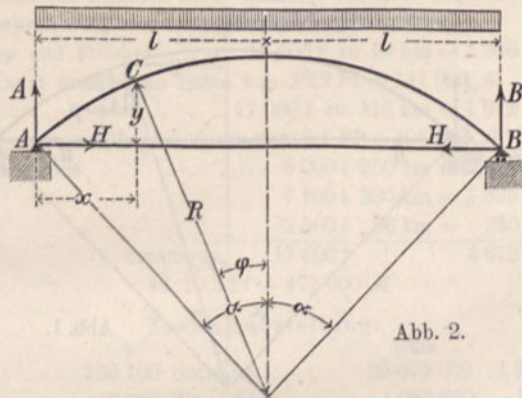


Abb. 2.

Werden diese Werthe in Gleichung 3) eingeführt, so erhält man nach Ausführung der Integration:

$$H_g \frac{2l}{F_1} = g \frac{R^4}{J} \left[\frac{7}{6} \sin^3 \alpha - \frac{\alpha}{2} \cos \alpha + \alpha \cos^3 \alpha - \frac{\sin \alpha}{2} \right] - \frac{H_g R^3}{J} [\alpha - 3 \sin \alpha \cos \alpha + 2 \alpha \cos^2 \alpha] - \frac{H_g R}{F} [\alpha + \cos \alpha \sin \alpha] - \frac{2}{3} g R^2 \frac{\sin^3 \alpha}{F}$$

Abkürzungsweise bezeichne:

$$A_1 = \frac{7}{6} \sin^3 \alpha - \frac{\alpha}{2} \cos \alpha + \alpha \cos^3 \alpha - \frac{\sin \alpha}{2}$$

$$C = \alpha - 3 \sin \alpha \cos \alpha + 2 \alpha \cos^2 \alpha$$

Dann wird:

$$H_g = \frac{g R^4 A_1}{J} - \frac{2 g R^2 \sin^3 \alpha}{3 F} \quad 6)$$

$$\frac{2l}{F_1} + \frac{C R^3}{J} + \frac{R}{F} (\alpha + \cos \alpha \sin \alpha)$$

Werden die Glieder, welche durch Berücksichtigung der Axialkraft P in die Formel kommen, vernachlässigt, was meistens ohne merklichen Fehler zulässig ist, so erhält man:

$$H_g = \frac{g R^4 A_1}{J} \quad 7)$$

Je größer F_1 ist, desto kleiner ist das erste Glied im Nenner. Wenn A und B vollkommen fest sind, so ist es ebenso, als wenn F_1 unendlich groß wäre; dann heißt der Ausdruck für H_g

$$H_g = \frac{g R A_1}{C} \quad 8)$$

Dieser einfache Werth von H_g dürfte für die meisten Berechnungen genügend genau sein.

Für die üblichen Werthe von α erhält man:

α	A_1	C	H_g
25°	0,00385	0,00407	0,9460
30°	0,00914	0,00996	0,9382
35°	0,01893	0,02112	0,8965
40°	0,03488	0,04028	0,8660
45°	0,05893	0,07080	0,8323
50°	0,09273	0,11658	0,7954
60°	0,19386	0,27176	0,7134
75°	0,41232	0,73437	0,5615
90°	0,66667	1,57080	0,4244
			$\frac{gR}{gR}$

Setzt man die Kraft H_g mit den lothrechten Kräften zusammen, so erhält man als Mittelkraftlinie (Gleichgewichtslinie) eine Parabel mit der Pfeilhöhe f . Diese Pfeilhöhe ergibt sich aus der Gleichung $H_g f = \frac{g l^2}{2}$

zu

$$f = \frac{g l^2}{2 H_g} = \frac{g R^2 \sin^2 \alpha}{2 g R \frac{A_1}{C}} = \frac{R \sin^2 \alpha}{2 \frac{A_1}{C}}$$

$$f = \frac{R \sin^2 \alpha}{2 \frac{A_1}{C}} \quad 9)$$

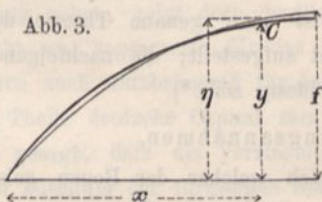


Abb. 3.

Es sollen die Ordinaten der Parabel mit η , diejenigen der Bogenachse mit y bezeichnet werden (Abb. 3); dann ist für einen Punkt C der Bogenachse das Moment:*)

$$M_g = H_g (\eta - y) ; \quad \eta = \frac{f}{l^2} (2lx - x^2) = \frac{R (\sin^2 \alpha - \sin^2 \varphi)}{2 \frac{A_1}{C}}$$

$$y = R (\cos \varphi - \cos \alpha)$$

$$M_g = H_g R \left[\frac{\sin^2 \alpha - \sin^2 \varphi}{2 \frac{A_1}{C}} - \cos \varphi + \cos \alpha \right] \quad 10)$$

M_g hat einen Größtwerth, wenn $\frac{\partial M_g}{\partial \varphi} = 0$ ist, d. h. für

$$-\frac{\sin \varphi \cos \varphi}{\frac{A_1}{C}} + \sin \varphi = 0, \text{ also für } \sin \varphi = 0 \text{ oder } \varphi = 0$$

und für

$$\cos \varphi_{max} = \frac{A_1}{C} \quad 11)$$

Ein Größtwerth von M findet also statt für $\varphi = 0$. Dessen Werth ist:

$$M'_{g max} = H_g R \left[\frac{\sin^2 \alpha}{2 \frac{A_1}{C}} - 1 + \cos \alpha \right]$$

$$= g R^2 \left[\frac{\sin^2 \alpha}{2} - \frac{A_1}{C} + \frac{A_1}{C} \cos \alpha \right]$$

$$M'_{g max} = g R^2 \left[\frac{\sin^2 \alpha}{2} - \frac{A_1}{C} (1 - \cos \alpha) \right] \quad 12)$$

Ein weiterer Größtwerth wird für den aus Gleichung 11) folgenden Winkelwerth eintreten. Für diesen wird:

$$M''_{g max} = -H_g R \left[\frac{1}{2} \left(\frac{A_1}{C} + \frac{\cos^2 \alpha}{\frac{A_1}{C}} \right) - \cos \alpha \right], \text{ und wenn}$$

für H_g der Werth aus Gleichung 8) eingesetzt wird:

$$M''_{g max} = -g R^2 \left[\frac{1}{2} \left(\frac{A_1}{C} \right)^2 - \frac{A_1}{C} \cos \alpha + \frac{\cos^2 \alpha}{2} \right] \quad 13)$$

1) In Abb. 3 ist die dick ausgezogene Linie die Bogenachse, die dünn gezeichnete Linie giebt die Mittelkraftlinie an.

Für verschiedene Werthe von α erhält man nachstehende Tabelle:

α	$\frac{A_1}{C}$	$1 - \cos \alpha$	$\frac{A_1}{C}(1 - \cos \alpha)$	$\frac{\cos^2 \alpha}{2}$	M'_{gmax}	M''_{gmax}	φ_{max} abgerundet
25°	0,9460	0,09369	0,08863	0,41070	0,00067	-0,00079	18°54'
30°	0,9382	0,13397	0,12570	0,37500	0,00070	-0,00260	20°14'
35°	0,8965	0,18085	0,16214	0,33551	0,00236	-0,00299	26°18'
40°	0,8660	0,23396	0,20260	0,29341	0,00399	-0,00499	30°
45°	0,8320	0,29289	0,24378	0,25000	0,00622	-0,00784	33°40'
50°	0,7954	0,35721	0,28413	0,20659	0,00928	-0,01165	37°18'
60°	0,7133	0,50000	0,35668	0,12500	0,01832	-0,02276	44°30'
75°	0,5615	0,74118	0,41614	0,03349	0,05036	-0,04579	55°51'
90°	0,4244	1,00000	0,42441	-	0,07559	-0,09006	64°53'

Die größte Inanspruchnahme durch das Eigengewicht findet in der Regel an derjenigen Stelle statt, an welcher das Moment den Werth M''_{max} hat; mit der durch das Moment erzeugten Beanspruchung verbindet sich diejenige durch die Axialkraft, welche an dieser Stelle genügend genau als gleichlaufend zur Berührenden an die Curve eingeführt werden kann. Sei die Axialkraft P_g , so ist:

$$P_g = \frac{H}{\cos \varphi_{max}} = gR \text{ und die Inanspruchnahme durch}$$

das Eigengewicht an dieser Stelle

$$N_1 = \frac{M''_{max}}{J} + \frac{gR}{F} \dots \dots \dots 14)$$

2. Belastung durch einseitige Schneelast.

Die Belastung auf das Meter Grundrisslänge des Bogens sei p ; p ist überall gleich. Dann ist (Abb. 4):

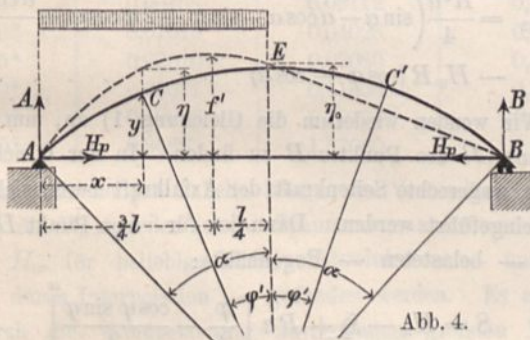


Abb. 4.

$$A = \frac{3}{4} pl, \quad B = \frac{pl}{4}$$

Man sieht leicht, dass die durch einseitige Schneelast erzeugte wagerechte Kraft H_p genau halb so groß sein muss, wie die durch volle Belastung des ganzen Bogens hervorgerufene.

Durch die einseitige Schneelast entsteht demnach eine Kraft H_p :

$$H_p = \frac{\frac{pR^4 A_1}{2J} - \frac{pR^2 \sin^3 \alpha}{3F}}{\frac{2l}{F_1} + \frac{CR^3}{J} + \frac{R}{F}(\alpha + \cos \alpha \sin \alpha)} \dots \dots \dots 15)$$

(Man vergleiche den Ausdruck der Gleichung 6)).

Bei den Annahmen, welche bezw. den Formeln 7) und 8) zu Grunde liegen, ergeben sich für H_p die Annäherungswerthe:

$$H_p = \frac{\frac{pR^4 A_1}{2J}}{\frac{2l}{F_1} + \frac{CR^3}{J}} \dots \dots \dots 16)$$

$$H_p = \frac{pR A_1}{2 C} \dots \dots \dots 17)$$

Die dieser Belastung entsprechende Gleichgewichtcurve besteht aus zwei Aesten: derjenige auf der belasteten Seite (in Abb. 4 links der Mitte) bildet eine Parabel, der Ast auf der unbelasteten (hier rechten) Seite ist eine Gerade. Die Lage des Parabelscheitels ergibt sich aus der Bedingung, dass im Scheitel die lothrechte Seitenkraft der Mittelkraft gleich Null ist; der Scheitel muss also im Abstände $\frac{3}{4}l$ von A liegen. Sei die Höhe desselben über der Wagerechten $AB=f'$, so muss sein:

$$H_p f' = \frac{3}{4} pl \cdot \frac{3}{8} l = \frac{9}{32} p l^2, \text{ woraus mit dem Werthe von } H_p \text{ aus Gleichung 17) folgt:}$$

$$f' = \frac{9}{16} \frac{l^2}{R \frac{A_1}{C}} = \frac{9}{16} \frac{R^2 \sin^2 \alpha}{R \frac{A_1}{C}} \dots \dots \dots 18)$$

Werden wieder die Ordinaten der Parabel mit η , diejeniger der Bogenachse mit y bezeichnet, so ist für einen auf der belasteten Seite gelegenen Punkt C der Bogenachse das Moment:

$$M_p = H_p (\eta - y).$$

Man erhält:

$$\eta = \frac{\frac{3}{2} lx - x^2}{R \frac{A_1}{C}} = \frac{R}{2 \frac{A_1}{C}} (\sin^2 \alpha - 2 \sin^2 \varphi + \sin \alpha \sin \varphi),$$

$$y = R (\cos \varphi - \cos \alpha),$$

$$M_p = H_p R \left[\frac{\sin^2 \alpha - 2 \sin^2 \varphi + \sin \alpha \sin \varphi}{2 \frac{A_1}{C}} - \cos \varphi + \cos \alpha \right] \dots \dots \dots 19)$$

M_p hat seinen Größtwerth für

$$\frac{dM_p}{d\varphi} = 0 = \frac{-4 \sin \varphi \cos \varphi + \sin \alpha \cos \varphi}{2 \frac{A_1}{C}} + \sin \varphi,$$

d. h. für

$$\sin \alpha - 4 \sin \varphi + 2 \frac{A_1}{C} \operatorname{tg} \varphi = 0 \dots \dots \dots 20)$$

Der rechtsseitige Ast der Gleichgewichtslinie ist bekannt, wenn außer dem Punkte B noch ein weiterer Punkt desselben gefunden ist. Der Punkt E, welcher zu $\varphi = 0$ gehört, ist beiden Aesten gemeinsam; wenn die Höhe dieses Punktes über AB mit η_0 bezeichnet wird, so ergibt sich η_0 demnach aus der Parabelgleichung für $\varphi = 0$. Man erhält:

$$\eta_0 = \frac{R}{2 \frac{A_1}{C}} \sin^2 \alpha \dots \dots \dots 21)$$

Nunmehr ist für einen auf der unbelasteten Seite gelegenen beliebigen Punkt C', welcher zu einem Winkel φ' gehört:

$$M'_p = -H_p (y - \eta),$$

$$y = R (\cos \varphi' - \cos \alpha),$$

$$\frac{\eta}{\eta_0} = \frac{R (\sin \alpha - \sin \varphi')}{R \sin \alpha},$$

$$\eta = \frac{R \sin \alpha}{2 \frac{A_1}{C}} (\sin \alpha - \sin \varphi'),$$

$$M'_p = -H_p R \left[\cos \varphi' - \cos \alpha - \frac{\sin^2 \alpha - \sin \alpha \sin \varphi'}{2 \frac{A_1}{C}} \right] \dots \dots \dots 22)$$

M'_p hat seinen Größtwerth für

$$\operatorname{tg} \varphi'_{\max} = \frac{\sin \alpha}{2 \frac{A_1}{C}} \dots \dots \dots 23)$$

Für verschiedene Werthe von α erhält man nachstehende Tabelle:

α	H_p	Belastete Hälfte			Unbelastete Hälfte		
		φ_{\max}	$M_{p \max}$	P_p	φ'_{\max}	$M'_{p \max}$	P'_p
25°	0,4730	11°48'	0,0110	0,4831	12°35'	-0,0114	0,4846
30°	0,4691	14°	0,0145	0,4835	14°55'	-0,0168	0,4856
35°	0,4483	15°33'	0,0201	0,4653	17°44'	-0,0212	0,4706
40°	0,4330	17°5'	0,0252	0,4529	20°22'	-0,0268	0,4620
45°	0,4162	18°20'	0,0304	0,4384	23°	-0,0325	0,4520
50°	0,3977	19°20'	0,0356	0,4215	26°2'	-0,0391	0,4430
60°	0,3567	20°30'	0,0462	0,3808	31°15'	-0,0516	0,4170
90°	0,2122	18°48'	0,0778	0,2240	49°40'	-0,0780	0,3280
	$\frac{H_p}{pR}$		$\frac{M_{p \max}}{pR^2}$	$\frac{P_p}{pR}$		$\frac{M'_{p \max}}{pR^2}$	$\frac{P'_p}{pR}$

Macht man die von der Wirklichkeit nur wenig abweichende Annahme, dafs an den Stellen, an welchen $M_{p \max}$ bzw. $M'_{p \max}$ stattfinden, die Berührenden an die Gleichgewichtscurven und die Bogenlinie gleichlaufend seien, so erhält man als zugehörige Axialkräfte:

$$P_p = \frac{H_p}{\cos \varphi_{\max}} \quad \text{und} \quad P'_p = \frac{H_p}{\cos \varphi'_{\max}}$$

Die hiernach berechneten Werthe sind in der vorstehenden Tabelle angegeben.

3. Belastung durch Winddruck.

Da nach obigem die Windrichtung wagerecht angenommen werden soll, so kann nur die eine Dachhälfte belastet sein. Wird der Druck gegen eine senkrecht vom Winde getroffene Fläche auf 1 qm mit α bezeichnet, so ist der senkrechte Druck auf eine Fläche, welche den Winkel φ mit der Windrichtung bildet, nach neueren Ermittlungen annähernd $= a \sin \varphi$.*) Demnach ist an irgend einer Stelle D , an welcher die Tangente den Winkel φ mit der Wagerechten bildet (Abb. 5) die senkrechte Kraft auf die Fläche $R d\varphi$:

$dN = aR \sin \varphi d\varphi$. Diese Kraft wird in eine wagerechte Seitenkraft $d\mathfrak{S} = R a \sin^2 \varphi d\varphi$ und eine lothrechte Seitenkraft $d\mathfrak{B} = R a \sin \varphi \cos \varphi d\varphi$ zerlegt. Die Abmessung senkrecht zur Bildfläche sei gleich der Einheit. Weiter wird angenommen, dafs das Dach an dem einen Auflager A fest mit dem darunter befindlichen Mauerwerk oder Pfostenwerk verbunden sei, am anderen Auflager B auf reibungslos beweglichen Rollen ruhe (Abb. 5).

a) Die Belastung durch Winddruck findet von der Seite des festen Auflagers statt (Abb. 5).

Die auf das Dach übertragenen äufseren Kräfte sind leicht zu finden. Es ist:

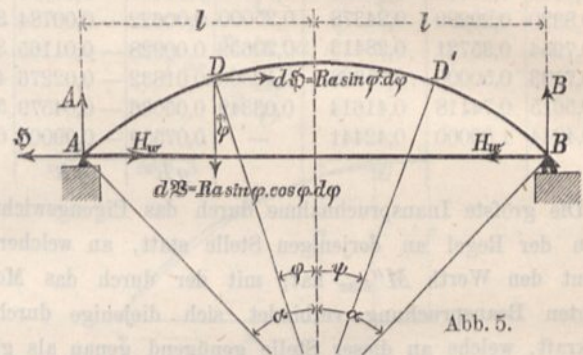
$$A 2l = R^2 a \int_0^\alpha \sin \varphi \cos \varphi (\sin \alpha + \sin \varphi) d\varphi - R^2 a \int_0^\alpha \sin^2 \varphi (\cos \varphi - \cos \alpha) d\varphi.$$

*) Handbuch der Architektur, Statik der Hochbau-Constructionen; II. Aufl. S. 21. Centralblatt der Bauverwaltung 1885. S. 60 und 203.

$$A = \frac{Ra}{4} \left(\frac{2 \sin^3 \alpha - \sin \alpha + \alpha \cos \alpha}{\sin \alpha} \right) \dots \dots 19)$$

$$B = \frac{Ra}{4} \left(\frac{\sin \alpha - \alpha \cos \alpha}{\sin \alpha} \right) \dots \dots 20)$$

$$\mathfrak{S} = Ra \int_0^\alpha \sin^2 \varphi d\varphi = \frac{Ra}{2} (\alpha - \sin \alpha \cos \alpha) \dots 21)$$



Das Moment für irgend einen Punkt D' auf der nicht vom Winde getroffenen Bogenhälfte, für welchen der zugehörige Winkel ψ sei, ist:

$$M_{w \text{ rechts}} = BR (\sin \alpha - \sin \psi) - H_w R (\cos \psi - \cos \alpha)$$

und mit Rücksicht auf Gleichung 20):

$$M_{w \text{ rechts}} = \frac{R^2 a}{4} \left(\frac{\sin \alpha - \alpha \cos \alpha}{\sin \alpha} \right) (\sin \alpha - \sin \psi) - H_w R (\cos \psi - \cos \alpha) \dots \dots 22)$$

Für einen Punkt D auf der vom Winde getroffenen Bogenhälfte ist, wenn der zugehörige Winkel φ genannt wird:

$$M_{w \text{ links}} = \frac{R^2 a}{4} \left(\sin \alpha - \alpha \cos \alpha - \sin \varphi + 2 \varphi \cos \varphi - \frac{\alpha \cos \alpha \sin \varphi}{\sin \alpha} \right) - H_w R (\cos \varphi - \cos \alpha) \dots \dots 23)$$

Wir wenden wiederum die Gleichung 1) an, um die Verschiebung Δl des Punktes B zu finden. In der Gleichung soll nur die wagerechte Seitenkraft der Axialkraft berücksichtigt und als S eingeführt werden. Dann ist für einen Punkt D auf der linken — belasteten — Bogenhälfte:

$$S = H_w - \mathfrak{S} + Ra \left[\frac{\varphi}{2} - \frac{\cos \varphi \sin \varphi}{2} \right]_\varphi^\alpha$$

und mit dem Werthe aus Gleichung 21):

$$S_{\text{links}} = H_w - \frac{Ra}{2} (\varphi - \cos \varphi \sin \varphi) \dots 24)$$

Auf der rechten — unbelasteten — Bogenhälfte ist für jeden Punkt $S_{\text{rechts}} = H_w$.

Demnach ist:

$$\int_0^{2l} \frac{S dx}{EF} = \frac{2 H_w l}{EF} - \frac{R^2 a}{2 EF} \left[\alpha \sin \alpha + \cos \alpha + \frac{\cos^3 \alpha}{3} - \frac{4}{3} \right] 25)$$

Ferner ist:

$$\int \frac{My ds}{EJ} = \frac{R^4 a}{2 EJ} \left[\frac{9}{4} \sin^2 \alpha - 2 + 2 \cos \alpha + \frac{\alpha^2}{4} + \alpha^2 \cos^2 \alpha - \frac{5}{2} \alpha \cos \alpha \sin \alpha \right] - \frac{H_w R^3}{EJ} (\alpha - 3 \cos \alpha \sin \alpha + 2 \alpha \cos^2 \alpha) \dots 26)$$

Abkürzungsweise bezeichne:

$$B = \frac{9}{4} \sin^2 \alpha - 2 + 2 \cos \alpha + \frac{\alpha^2}{4} + \alpha^2 \cos^2 \alpha - \frac{5}{2} \alpha \cos \alpha \sin \alpha,$$

$$D = \alpha \sin \alpha + \cos \alpha + \frac{\cos^3 \alpha}{3} - \frac{4}{3},$$

so heißt die Bedingungsgleichung für H_w (unter Bezugnahme auf Gleichung 3)):

$$H_w \frac{2l}{F_1} = \frac{R^4 a}{2J} B - C \frac{H_w R^3}{J} - \frac{2 H_w l}{F} + \frac{R^2 a}{2F} D$$

$$H_w \left(\frac{2l}{F_1} + \frac{2l}{F} + \frac{CR^3}{J} \right) = \frac{BR^4 a}{2J} + \frac{R^2 a}{2F} D$$

$$H_w = \frac{\frac{R^2 a}{2} \left(\frac{BR^2}{J} + \frac{D}{F} \right)}{\frac{2l}{F} + \frac{2l}{F_1} + \frac{CR^3}{J}} \quad 27)$$

Wird sowohl der Einfluss der Axialkraft auf die Formänderung, wie auch die Verlängerung der Spannstange vernachlässigt, so ergibt sich für H_w der angenäherte Werth:

$$H_w = \frac{BaR}{2C} \quad 28)$$

und wenn

$$\varrho = \frac{B}{2C} \quad 29)$$

gesetzt wird,

$$H_w = \varrho \cdot a \cdot R \quad 30)$$

Man erhält für:

α	B	C	$\varrho = \frac{B}{2C}$
25°	0,00065	0,00407	0,0795
30°	0,00189	0,00996	0,0950
35°	0,00468	0,02112	0,1108
40°	0,01019	0,04028	0,1260
45°	0,02010	0,07080	0,1420
50°	0,03671	0,11658	0,1574
60°	0,10219	0,27176	0,1880
90°	0,86685	1,57080	0,2760

Aus vorstehender Tabelle können in Verbindung mit Formel 30) die Werthe der in der Spannstange auftretenden Spannungen H_w für beliebige Mittelpunktswinkel α — unter Umständen durch Interpolation — gefunden werden. Es sind nun die durch die Windbelastung auftretenden größten Momente aufzusuchen.

Auf der durch den Wind getroffenen Dachseite ist für einen Punkt, welcher zum Winkel φ gehört, nach Gleichung 23) unter Rücksichtnahme auf Gleichung 30):

$$M_{w \text{ links}} = \frac{R^2 a}{4} \left[\sin \alpha - \alpha \cos \alpha - \sin \varphi + 2 \varphi \cos \varphi - \frac{\alpha \cos \alpha \sin \varphi}{\sin \alpha} - 4 \varrho \cos \varphi + 4 \varrho \cos \alpha \right].$$

$M_{w \text{ links}}$ erreicht seinen Größtwerth für den Winkel φ_{max} welcher sich aus der Gleichung ergibt:

$$0 = \cos \varphi_{max} \left(1 - \frac{\alpha \cos \alpha}{\sin \alpha} \right) - 2 \sin \varphi_{max} (\varphi_{max} - 2 \varrho) \quad 31)$$

Auf der nicht vom Winde getroffenen Dachhälfte ist nach Gleichung 22) und 30)

$$M_{w \text{ rechts}} = \frac{R^2 a}{4} \left[\sin \alpha - \sin \psi - \alpha \cos \alpha + \frac{\alpha \cos \alpha}{\sin \alpha} \sin \psi - 4 \varrho \cos \psi + 4 \varrho \cos \alpha \right].$$

$M_{w \text{ rechts}}$ erreicht seinen Größtwerth für den Winkel φ_{max} welcher sich aus der Gleichung ergibt:

$$0 = -\cos \psi + \frac{\alpha \cos \alpha}{\sin \alpha} \cos \psi + 4 \varrho \sin \psi$$

$$\text{tg } \psi_{max} = \frac{1 - \frac{\alpha \cos \alpha}{\sin \alpha}}{4 \varrho}$$

Man erhält für:

α	φ_{max}	$M_{w \text{ rechts}}^{max}$	P_{rechts}	ψ_{max}	$M_{w \text{ links}}^{max}$	P_{links}
25°	16°	0,0032	0,0753	11°26'	-0,0023	0,0811
30°	18°40'	0,0055	0,0878	13°46'	-0,0039	0,0978
35°	21°50'	0,0090	0,0997	16°6'	-0,0058	0,1150
40°	24°50'	0,0135	0,1096	18°26'	-0,0093	0,1330
45°	27°50'	0,0192	0,1190	20°42'	-0,0135	0,1520
50°	31°	0,0264	0,1257	23°2'	-0,0186	0,1710
60°	36°45'	0,0459	0,1320	27°44'	-0,0328	0,2120
90°	53°7'	0,1620	0,0900	42°10'	-0,1224	0,3700
		$R^2 a$	$R a$		$R^2 a$	$R a$

Bei der Berechnung sind auch noch die Werthe der Axialkräfte zu berücksichtigen, welche den größten Momenten $M_{w \text{ rechts}}$ und $M_{w \text{ links}}$ entsprechen.

Auf der vom Winde getroffenen Dachseite ist die wagerechte Seitenkraft der Axialkraft nach Gleichung 24) und 28):

$$S_{\text{links}} = H_w - \frac{Ra'}{2} (\varphi - \cos \varphi \sin \varphi) = Ra \left(\varrho - \frac{\varphi - \cos \varphi \sin \varphi}{2} \right)$$

und die Axialkraft an der zu $M_{w \text{ links}}$ gehörigen Stelle:

$$P_{\text{links}} = \frac{Ra}{\cos \varphi_{max}} \left(\varrho - \frac{\varphi_{max} - \cos \varphi_{max} \sin \varphi_{max}}{2} \right) \quad 31a)$$

Auf der nicht vom Winde getroffenen Seite des Daches ist die zu $M_{w \text{ rechts}}$ gehörige Axialkraft:

$$P_{\text{rechts}} = \frac{H_w}{\cos \psi_{max}} = \frac{Ra \cdot \varrho}{\cos \psi_{max}} \quad 31b)$$

Die betreffenden Werthe von P_{links} und P_{rechts} sind in die Tabelle eingesetzt. Bei Aufstellung der Gleichungen 31a und 31b ist dieselbe Annahme wie oben unter 2. gemacht.

b) Die Belastung durch Winddruck findet von der Seite des beweglichen Auflagers aus statt (Abb. 6).

Die auf das Dach übertragenen Auflagerdrücke ergeben sich wie oben. Es ist:

$$\left. \begin{aligned} A &= \frac{Ra}{4} \left(\frac{\sin \alpha - \alpha \cos \alpha}{\sin \alpha} \right) \\ B &= \frac{Ra}{4} \left(\frac{2 \sin^3 \alpha - \sin \alpha + \alpha \cos \alpha}{\sin \alpha} \right) \\ \xi &= \frac{Ra}{2} (\alpha - \sin \alpha \cos \alpha) \end{aligned} \right\} \quad 32)$$

Das Moment für irgend einen Punkt D' auf der nicht vom Winde getroffenen Bogenhälfte, für welchen der zugehörige Winkel ψ sei, ist:

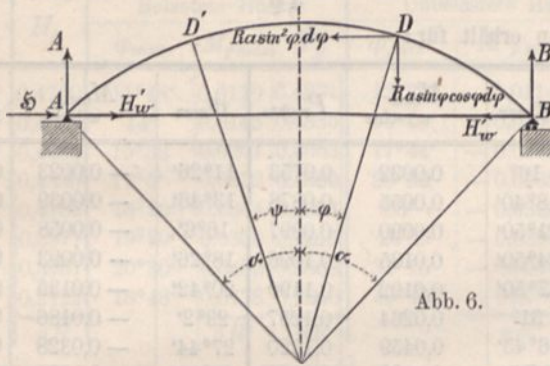
$$M'_{w \text{ links}} = AR (\sin \alpha - \sin \psi) - H'_{w y} - \xi R (\cos \psi - \cos \alpha)$$

und mit Rücksicht auf die Werthe der Gleichung 32):

$$M'_{w \text{ rechts}} = \frac{R^2 a}{4} \left[\sin \alpha + \alpha \cos \alpha - \sin \psi + \frac{\alpha \cos \alpha}{\sin \alpha} \sin \psi + \sin 2 \alpha (\cos \psi - \cos \alpha) - 2 \alpha \cos \psi \right] - H'_{w y} \quad 33)$$

Für irgend einen Punkt D mit dem Winkel φ auf der vom Winde getroffenen Bogenhälfte ist:

$$M'_{w \text{ rechts}} = \frac{R^2 a}{4} \left[2 \sin^3 \alpha - \sin \alpha + \alpha \cos \alpha - \sin \varphi - \frac{\alpha \cos \alpha}{\sin \alpha} \sin \varphi - 2(\alpha - \varphi) \cos \varphi + \sin 2\alpha \cos \varphi \right] - H'_w y \quad 34)$$



Bei Berechnung der elastischen Verschiebung von B soll, wie oben, nur die wagerechte Seitenkraft der Axialkraft berücksichtigt werden. Dann ist für einen Punkt D' auf der linken, nicht vom Winde getroffenen Bogenhälfte

$$S'_{\text{links}} = H'_w + \frac{Ra}{2} (\alpha - \sin \alpha \cos \alpha) \quad 35)$$

und auf der rechten, vom Winde getroffenen Bogenhälfte

$$S'_{\text{rechts}} = H'_w + \frac{Ra}{2} [(\alpha - \varphi) - \sin \alpha \cos \alpha + \sin \varphi \cos \varphi] \quad 36)$$

Es wird wieder die Gleichung 1) angewendet, um die Verschiebung des Punktes B zu finden. Es ist:

$$\int \frac{My ds}{EJ} = \frac{R^4 a}{2EJ} \left[\frac{9}{4} \sin^2 \alpha - 2 + 2 \cos \alpha - \alpha^2 (\cos^2 \alpha + 0,75) + \frac{5}{2} \alpha \sin \alpha \cos \alpha - 3 \sin^2 \alpha \cos^2 \alpha + \frac{\alpha}{2} \sin 2\alpha \cos 2\alpha \right] - \frac{H'_w R^3}{EJ} (\alpha - 3 \cos \alpha \sin \alpha + 2\alpha \cos^2 \alpha) \quad 37)$$

Abkürzungsweise bezeichne:

$$B_1 = \frac{9}{4} \sin^2 \alpha - 2 + 2 \cos \alpha - \alpha^2 (\cos^2 \alpha + 0,75) + \frac{5}{2} \alpha \cos \alpha \sin \alpha - 3 \sin^2 \alpha \cos^2 \alpha + \frac{\alpha}{2} \sin 2\alpha \cos 2\alpha,$$

$C = \alpha - 3 \sin \alpha \cos \alpha + 2\alpha \cos^2 \alpha$ (siehe oben), so wird

$$\int \frac{My ds}{EJ} = \frac{R^4 a}{2EJ} B_1 - \frac{H'_w R^3}{EJ} C.$$

Ferner ist

$$\int \frac{S dx}{EF} = \frac{2H'_w l}{EF} + \frac{R^2 a}{2EF} \left(\alpha \sin \alpha - 3 \cos \alpha + \frac{5}{3} \cos^3 \alpha + \frac{4}{3} \right) \quad 38)$$

und mit

$$D_1 = \alpha \sin \alpha - 3 \cos \alpha + \frac{5}{3} \cos^3 \alpha + \frac{4}{3};$$

$$\int \frac{S dx}{EF} = \frac{2H'_w l}{EF} + \frac{R^2 a}{2EF} \cdot D_1.$$

Die Anwendung der Bedingungsgleichung 3) ergibt:

$$H'_w \left(\frac{2l}{F_1} \right) = \frac{R^4 a}{2J} \cdot B_1 - \frac{CH'_w R^3}{J} - \frac{2H'_w l}{F} - \frac{R^2 a}{2F} \cdot D_1$$

$$H'_w = \frac{R^2 a \left(\frac{B_1 R^2}{J} - \frac{D_1}{F} \right)}{\frac{2l}{F_1} + \frac{2l}{F} + \frac{CR^3}{J}} \quad 39)$$

Wird der Einfluss der Axialkraft auf die Formänderung und außerdem die Verlängerung der Spannstange vernachlässigt, so erhält man für H'_w den angenäherten Werth:

$$H'_w = \frac{B_1 a}{2C} \cdot R, \quad 40)$$

und wenn

$$\varrho_1 = \frac{B_1}{2C} \text{ gesetzt wird,} \quad 41)$$

$$H'_w = \varrho_1 \cdot a \cdot R \quad 42)$$

Man erhält für:

α	B_1	C	ϱ_1
25°	+ 0,00044	0,00407	0,0534
30°	+ 0,00099	0,00996	0,0499
35°	+ 0,00171	0,02112	0,0406
40°	+ 0,00190	0,04028	0,0236
45°	- 0,00010	0,07080	- 0,0007
50°	- 0,00762	0,11658	- 0,0327
60°	- 0,06472	0,27176	- 0,1190
90°	- 1,60055	1,57080	- 0,5095

Man sieht, dass bei stark gewölbten Dächern durch den Winddruck ein Druck in der Zugstange entstehen kann. ms

Die größten Momente bei dieser Belastung ergeben sich ähnlich wie oben.

Auf der durch den Wind nicht getroffenen (hier linken) Seite ist für einen Punkt D' , für welchen der zugehörige Winkel ψ sei, nach Gleichung 33) und mit Rücksichtnahme auf Gleichung 42):

$$M'_{w \text{ links}} = \frac{R^2 a}{4} \left[\sin \alpha + \alpha \cos \alpha - \sin \psi \left(1 - \frac{\alpha \cos \alpha}{\sin \alpha} \right) + (\cos \psi - \cos \alpha) (\sin 2\alpha - 4\varrho_1) - 2\alpha \cos \psi \right] \quad 43)$$

$M'_{w \text{ links}}$ erreicht seinen Größtwert für den Winkel φ_{max} , welcher sich aus der Gleichung ergibt:

$$0 = \frac{dM}{d\psi} = - \left(1 - \frac{\alpha \cos \alpha}{\sin \alpha} \right) \cos \psi_{max} - (\sin 2\alpha - 4\varrho_1) \sin \psi_{max} + 2\alpha \sin \psi_{max} - \frac{1 - \frac{\alpha \cos \alpha}{\sin \alpha}}{2\alpha + 4\varrho_1 - \sin 2\alpha} \quad 44)$$

Auf der vom Winde getroffenen (hier rechten) Seite ist für einen Punkt D mit dem Winkel φ nach Gleichung 34) und 42):

$$M'_{w \text{ rechts}} = \frac{R^2 a}{4} \left[2 \sin^3 \alpha - \sin \alpha + \alpha \cos \alpha - \sin \varphi \left(1 + \alpha \frac{\cos \alpha}{\sin \alpha} \right) - 2(\alpha - \varphi) \cos \varphi + \sin 2\alpha \cos \varphi - 4\varrho_1 (\cos \varphi - \cos \alpha) \right] \quad 45)$$

$M'_{w \text{ rechts}}$ erreicht seinen Größtwert für den Winkel φ_{max} , welcher sich aus der Gleichung ergibt:

$$0 = \frac{dM}{d\varphi} = - \cos \varphi_{max} \left(1 + \frac{\alpha \cos \alpha}{\sin \alpha} \right) + 2(\alpha - \varphi_{max}) \sin \varphi_{max} + 2 \cos \varphi_{max} - \sin 2\alpha \sin \varphi_{max} + 4\varrho_1 \sin \varphi_{max} - \frac{1 - \frac{\alpha \cos \alpha}{\sin \alpha}}{\sin 2\alpha - 2(\alpha - \varphi_{max}) - 4\varrho_1} = \frac{1 - \frac{\alpha \cos \alpha}{\sin \alpha}}{\sin 2\alpha - 2(\alpha + 2\varrho_1) + 2\varphi_{max}} \quad 46)$$

Man erhält für:

α	φ_{max}	M'_{max} w rechts	P_{rechts}	ψ'_{max}	M'_{max} w links	P_{links}
25°	15°45'	0,0032	0,0758	11°21'	-0,0023	0,0817
30°	18°50'	0,0056	0,0881	13°44'	-0,0039	0,0980
35°	21°55'	0,0090	0,1000	16°5'	-0,0063	0,1155
40°	24°55'	0,0134	0,1101	18°23'	-0,0094	0,1332
45°	28°	0,0192	0,1188	20°42'	-0,0135	0,1517
50°	30°45'	0,0267	0,1257	23°10'	-0,0186	0,1712
60°	36°45'	0,0459	0,1320	27°44'	-0,0328	0,2125
90°	53°10'	0,1626	0,0900	42°10'	-0,1224	0,3730
		$R^2 a$	$R a$		$R^2 a$	$R a$

In vorstehender Tabelle sind auch diejenigen Axialkräfte angegeben, welche den Größtwerthen der Momente entsprechen; dabei ist, wie oben, angenommen, dafs an den Stellen des Bogens, an welchen diese Größtwerthe stattfinden, die Berührenden an die Gleichgewichtslinie und an die Bogenachse gleichlaufend seien. Der dabei gemachte Fehler ist gering.

4. Bestimmung des Querschnittes für den Bogen.

Mafsgebend für den Querschnitt des Bogens sind in erster Linie die Momente; einen wesentlich geringeren Einfluss haben die Axialkräfte. Die Momente infolge des Eigengewichts und der vollen Schneebelastung sind nun so klein im Vergleich mit den anderen, dafs sie jedenfalls für die vorläufige Berechnung unbeachtet bleiben können. Da der Bogen meistens auf seine ganze Länge aus Constructions-Rücksichten gleichen Querschnitt erhält, so sind der Berechnung die überhaupt größten positiven und negativen Momente zu Grunde zu legen. Nun finden aber diese Größtwerthe, wie aus der obigen Tabelle ersichtlich ist, für einseitigen Schneeedruck an anderen Bogenpunkten statt als für Winddruck. An welchen Stellen bei gleichzeitiger Wirkung von Wind- und Schneeedruck die größten Momente vorhanden sind, kann leicht ermittelt werden, indem man für die verschiedenen Belastungsarten die Gleichgewichtslinien verzeichnet.

Mit Hülfe der bekannten Werthe von H und der gleichfalls bekannten Werthe der Auflagerdrücke ist diese Verzeichnung möglich. Abb. 7 zeigt in der strichpunktirten Linie die Gleichgewichtslinie für einseitige Schneebelastung, in der punktirten Linie diejenige für Winddruck. Dabei sind die Belastungen gröfserer Dachtheile in einzelnen Punkten zusammengefafst. Aus diesen gebrochenen Linien kann man nunmehr leicht die Momente berechnen, welche in den einzelnen Bogenpunkten durch die betreffende Belastung hervorgerufen werden; dieselben sind in derselben Abb. 7 unter den einzelnen Bogenpunkten nach gleichem Mafsstab aufgetragen; diejenigen durch einseitige Schneelast in der strichpunktirten, diejenigen durch Winddruck in der punktirten Linie. Endlich sind die denselben Bogenpunkten angehörigen Momente addirt; diese Summen zeigt die ausgezogene Linie.

Für die erste überschlägliche Berechnung dürfte es sich empfehlen, zunächst einfach die Größtwerthe der Momente zusammen zu zählen und für diese den Querschnitt zu bestimmen. Nachdem so der Querschnitt vorläufig ermittelt ist, kann man die genauere Bestimmung vornehmen und dabei nach den neueren Anschauungen die beiden Grenzen der Beanspruchung für die Querschnittsermittlung mafsgebend sein lassen. Für die vorläufige Querschnittsbestimmung kann die zulässige Inanspruchnahme zu

$K = 1000 \text{ kg/qcm}$ bis zu $K = 1200 \text{ kg/qcm}$ angenommen werden.

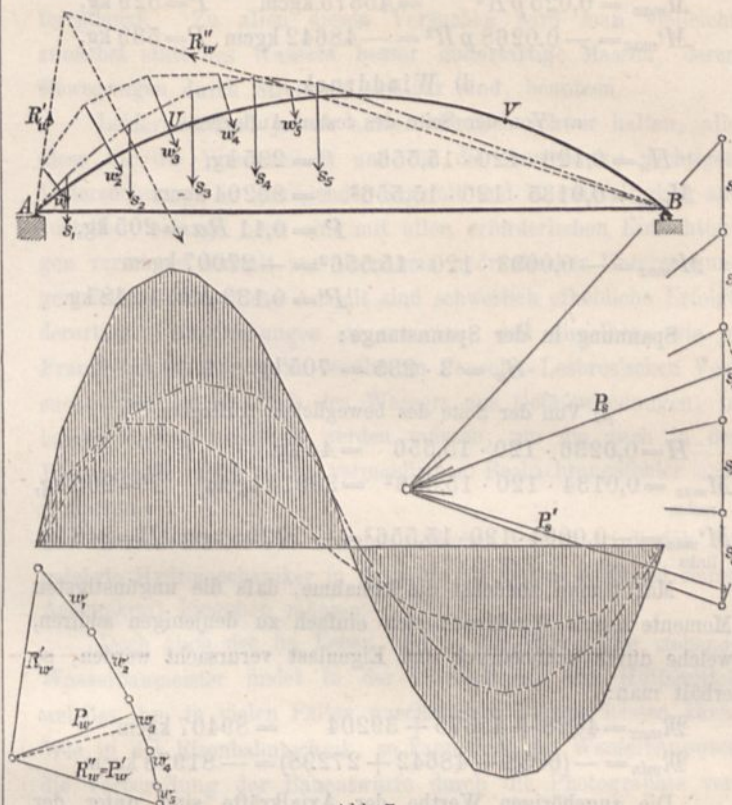


Abb. 7.

Mafsstab für die Momente 4 mm = 10 000 kg/cm, für die Kräfte 4 mm = 50 kg.

5. Beispiel.

Die Stützweite des Daches sei $2l = 20 \text{ m}$, die Pfeilhöhe des Bogens $h = 3,64 \text{ m}$. Dann wird:

$$R = 15,556 \text{ m}, \alpha = 40^\circ.$$

Die Entfernung der Zugbänder betrage 3 m.

Für das Flächenmeter des Grundrisses sei das Eigengewicht $g = 50 \text{ kg}$, die Schneebelastung $= 75 \text{ kg}$. Der Winddruck für einen Flächenmeter senkrecht getroffener Fläche sei $a = 120 \text{ kg}$. Es wird überall ein Dachstück berechnet, dessen Länge senkrecht zur Bildfläche 1 m beträgt.

a) Eigengewicht.

Es ist

$$H_g = 0,866 g R = 0,866 \cdot 50 \cdot 15,566 = 674 \text{ kg},$$

$$M'_{g \max} = 0,00399 g R^2 = 4828 \text{ kgcm} \quad P' = H_g = 674 \text{ kg},$$

$$M''_{g \max} = -0,00499 g R^2 = -6038 \text{ kgcm} \quad P'' = g R = 778 \text{ kg}.$$

Die Spannung durch Eigengewicht in der Spannstanze ist

$$T_g = 3 H_g = 2022 \text{ kg}.$$

b) Volle Belastung durch Schnee.

Die entsprechenden Werthe werden erhalten, indem man die unter a) ermittelten Werthe mit $\frac{75}{50}$ multiplicirt. Man bekommt:

$$H_s = 1011 \text{ kg},$$

$$M'_{s \max} = 7242 \text{ kgcm}, \quad P'_s = 1011 \text{ kg},$$

$$M''_{s \max} = -9057 \text{ kgcm}, \quad P''_s = 1167 \text{ kg}.$$

Die Spannung durch volle Schneelast in der Spannstanze ist

$$T_s = 3 H_s = 3033 \text{ kg}.$$

c) Einseitige Schneelast.

$$H_p = 0,433 pR = 505 \text{ kg,}$$

$$M_{max} = 0,025 pR^2 = 45375 \text{ kgcm} \quad P = 529 \text{ kg,}$$

$$M'_{max} = -0,0268 pR^2 = -48642 \text{ kgcm} \quad P = 539 \text{ kg.}$$

d) Winddruck.

α) Von der Seite des festen Auflagers.

$$H_w = 0,126 \cdot 120 \cdot 15,556 = 235 \text{ kg,}$$

$$M_{max} = 0,0135 \cdot 120 \cdot 15,556^2 = 39204 \text{ kgcm}$$

$$P = 0,11 Ra = 205 \text{ kg,}$$

$$M'_{max} = -0,0093 \cdot 120 \cdot 15,556^2 = -27007 \text{ kgcm}$$

$$P' = 0,133 Ra = 248 \text{ kg.}$$

Spannung in der Spannstange:

$$S_w = 3 \cdot 235 = 705 \text{ kg.}$$

β) Von der Seite des beweglichen Auflagers.

$$H = 0,0236 \cdot 120 \cdot 15,556 = 44 \text{ kg,}$$

$$M_{max} = 0,0134 \cdot 120 \cdot 15,556^2 = 38914 \text{ kgcm} \quad P = 205 \text{ kg,}$$

rechts

$$M'_{max} = -0,0094 \cdot 120 \cdot 15,556^2 = -27298 \text{ kgcm} \quad P = 248 \text{ kg.}$$

links

Macht man zunächst die Annahme, dafs die ungünstigsten Momente durch Winddruck sich einfach zu denjenigen addiren, welche durch Schneedruck und Eigenlast verursacht werden, so erhält man:

$$\mathfrak{M}_{max} = 4828 + 45375 + 39204 = 89407 \text{ kgcm,}$$

$$\mathfrak{M}_{min} = -(6038 + 48642 + 27298) = -81978 \text{ kgcm.}$$

Die zugehörigen Werthe der Axialkräfte sind unter der entsprechenden Annahme:

$$P_1 = 674 + 529 + 205 = 1408 \text{ kg,}$$

$$P_2 = 778 + 539 + 248 = 1565 \text{ kg.}$$

Nimmt man als zulässige Inanspruchnahme $K = 1000 \text{ kg/qcm}$ an, so mufs stattfinden:

$$K = \frac{P}{F} + \frac{M}{J} = \frac{1408}{F} + \frac{89407}{J}$$

$$1000 = \frac{1408}{F} + \frac{89407}{J}$$

Querschnitt 9a von Hein, Lehmann u. Cie. hat

$$\frac{J}{a} = 96,8 \text{ cm}^3, \quad F = 47,4 \text{ cm}^2;$$

mithin wird die größte Beanspruchung bei Verwendung dieses Querschnittes

$$\frac{1408}{47,4} + \frac{89407}{96,8} = 29,7 + 923,6 = 953,3 \text{ kg.}$$

Dieser Querschnitt dürfte demnach genügen.

Für die genauere Berechnung sind die Momente in Abb. 7 in der Weise aufgetragen, welche oben unter 4. vorgeführt ist. Die größten, durch einseitigen Schnee- und Winddruck hervorgerufenen Momente finden in den Punkten U bzw. V statt und sind $\mathfrak{M}_{max} = 88500 \text{ kgcm,}$
 $\mathfrak{M}_{min} = -74500 \text{ kgcm.}$

Der Unterschied gegen die oben überschläglich ermittelten Werthe ist nicht groß. Es steht nichts im Wege, auch die durch Eigengewicht an den betreffenden Stellen erzeugten Momente zu obigen Werthen hinzu zu zählen. Auch kann man leicht die beiden Grenzmomente für den betreffenden Querschnitt ermitteln — das größte positive und das größte negative Moment — und danach den zu wählenden Querschnitt bestimmen. Diese Ermittlungen brauchen hier nicht vorgeführt zu werden.

Die Axialkräfte, welche in unserem Beispiele an den beiden Bogenstellen U und V gleichzeitig mit den größten Momenten stattfinden, sind für Schnee- und Winddruck in Abb. 7 ermittelt und gefunden:

Für Punkt U :

durch Winddruck	$P_w = 210 \text{ kg}$	}	zusammen
durch Schneedruck	$P_s = 565 \text{ kg}$		
dazu kommt noch durch das Eigengewicht	$P_g = 732 \text{ kg}$		
			$P_u = 1507 \text{ kg.}$

Für Punkt V :

durch Winddruck	$P'_w = 250 \text{ kg}$	}	zusammen
durch Schneedruck	$P'_s = 535 \text{ kg}$		
dazu kommt noch durch das Eigengewicht	$P'_g = 717 \text{ kg}$		
			$P_v = 1502 \text{ kg.}$

Darmstadt.

Th. Landsberg.

Die Anwendung der Photographie und Bildmefskunst in der Wasserbautechnik.

(Alle Rechte vorbehalten.)

Wie die reinen Wissenschaften der Schrift, so bedürfen die angewandten Wissenschaften — die Technik im weitesten Sinne — der zeichnerischen Darstellung. Diese legt die Gedanken des Ingenieurs in einer solchen Form dar, dafs sie von dem Handwerker in greifbarer Gestalt gebildet werden können. Wie das Lesen der Schriftzüge, so erfordert aber auch das Lesen der technischen Zeichnungen, der Grundrisse, Längen- und Querschnitte, eine Übung, welche von den Handwerkern mühsam erworben werden mufs, denn ebenso schwierig wie es ist, die ganze Fülle der Gedanken aus kurzen Schriftzügen zu ergründen, sodafs oft genug zwischen den Zeilen gelesen werden mufs, ebenso schwierig ist es, das mit der Hand zu bildende technische Werk in seinem ganzen Umfange und in allen seinen Theilen aus einer beschränkten Anzahl von zeichnerischen Schnittebenen zu erfassen.

Es ist deshalb schon früher in der Technik die perspectivische Darstellung bisweilen angewendet worden, jedoch immerhin nur in beschränktem Mafse, weil einerseits die Lehren der richtigen, den optischen Gesetzen folgenden Perspective schwierig zu erfassen und noch schwieriger anzuwenden sind, andererseits aber die vereinfachte, nicht verjüngte Cavalierperspective für das Auge und dadurch für den Verstand unliebsame Verzerrungen liefert.

Seitdem jedoch neuerdings in der Photographie durch die Erfindung der Trockenplatten u. a. erhebliche Fortschritte gemacht sind, hat auch die Technik angefangen, sich der Perspective mehr als bisher zu bedienen, und technische Gelehrte, wie der Professor Hauck an der technischen Hochschule in Berlin, haben, dem praktischen Bedürfnifs folgend, die theoretischen Gesetze entwickelt, welche es ermöglichen, aus zwei

beliebigen Projectionen die dritte zeichnerisch abzuleiten. (Journal für angewandte Mathematik 95. bis 98. Bd.) Heute werden die verwickeltsten Maschinen von den Fabrikanten in ihren Preislisten perspectivisch dargestellt und dadurch von den Laien und auch von den Sachverständigen in ihren Einzelheiten und in ihrer Gesamtwirkung besser erkannt, als durch die weitläufigsten Beschreibungen und verschiedensten geometrischen Querschnitte.

Die Zukunft wird uns auch noch in den Stand setzen, mittels der Anschütz'schen Reihenbilder und des Schnellsehers die Maschinen auf dem Papier in voller Thätigkeit zu sehen und die theoretischen Gesetze der Kinematik an den zwangsläufigen Bewegungen der einzelnen Maschinenteile in Mufse mit dem Auge auf ihre Richtigkeit zu prüfen.

Die Architektur hat sich unter der Führung des Geh. Bauraths Meydenbauer bereits seit Jahrzehnten der photographischen Perspective bemächtigt, um mit ihrer Hülfe die für unmittelbare Messungen unzugänglichen Theile von Kirchen und Palästen in ihren Einzelmafsen festzuhalten und daraus die geometrischen Aufrisse und Grundrisse abzuleiten. Die Eisenbahntechnik legt mittels der photographischen Perspective die äufere Gestaltung des Geländes und die Schichtung der Felsgesteine im Gebirge fest und entwickelt aus diesen Abbildungen auf dem Zeichentische die günstigste und billigste Richtung und Höhenlage der Gebirgsbahnen.

Auch die Wasserbautechnik ist berufen, sich des neuen Hilfsmittels zu bedienen und vielleicht in noch größerem Umfange als die übrigen Zweige der Technik. Hat sie doch mit einem Element zu schaffen, welches — vor allen anderen beweglich — für die rein mathematische Behandlung nur schwer zugänglich ist. Wenn daher die Bewegungserscheinungen der thierischen Muskeln, der Wolken, der Schallwellen von den Physikern und Physiologen mit Hülfe der Photographie schon jetzt beobachtet werden, so wird auch die „Physiologie“ des Wassers, als des lebendigsten aller Elemente, vielleicht besser mit Hülfe der Photographie als der Mathematik ergründet werden können.

Augenblicksaufnahmen der verschiedensten Wasserstrahlquerschnitte unter gleichzeitiger Aufnahme von geachten Mefsgäfsen werden uns nähere Aufklärung geben über die stofsweisen Bewegungen, denen jede, auch die scheinbar gleichförmige Wasserbewegung unterworfen ist. Mehr als bisher werden wir imstande sein, den Einfluss der Zusammenziehung der Gefäfsmündungen auf die ausfliefsende Wassermenge zu beobachten und dadurch für die Anordnung der Wasserkraftmaschinen neue Weisungen erhalten. Von dem Kopfe einer Hafentmole aus werden wir durch Reihenbilder prüfen können, ob die für die mathematische Entwicklung der Wellentheorie des Wassers angenommene Grundlage — der Vergleich mit den wogenden Kornähren, welche in einer gewissen Tiefe des Meeres festgewurzelt, am flachen Strande aber oberhalb der Wurzel abgerissen, nicht regelmäfsig ausschlagen können — richtig ist. Durch Reihenaufnahmen des Seehorizontes vom Deck eines schwankenden Schiffes aus werden wir die rollenden und schlingenden Bewegungen des Schiffsrumpfes ergründen u. a. mehr. Die vom Professor Chun in Königsberg mitgetheilte Thatsache, dafs in einer gewissen Tiefe unter der Wasseroberfläche sich die Einwirkung des von oben kommenden Tageslichts auf photographische Platten ganz gleich bleibt, ob diese Platten nun wagerecht oder lothrecht im Wasser hängen, regt an zu einer

Parallele mit dem hydrostatischen Grundgesetz, wonach sich der aus irgend einer Richtung kommende mechanische Druck durch die flüssige Masse nach allen Richtungen gleichförmig fortpflanzt. Zu allen diesen Versuchen wird man vielleicht zunächst statt des Wassers besser gallertartige Massen, deren Bewegungen durch Streifung sichtbar sind, benutzen.

Leider wird es jedoch auferordentlich schwer halten, alle diese für die Wissenschaft und für die Anwendung wichtigen Untersuchungen in genügender Sorgfalt und Mannigfaltigkeit anzustellen, solange noch eine mit allen erforderlichen Einrichtungen versehene Anstalt zur Vornahme hydraulischer Untersuchungen fehlt. Ohne diese Anstalt sind schwerlich erhebliche Erfolge derartiger Untersuchungen zu erwarten, weil dieselben, wie in Frankreich seinerzeit die berühmten Poncelet-Lesbros'schen Versuche über den Ausflufs des Wassers aus Gefäfswandungen, in langen Reihen angestellt werden müssen, um die auch in der Photographie nicht völlig vermeidlichen Beobachtungsfehler auszumergen.

Diesen zahlreichen wissenschaftlichen Fragen wird sich der gelehrte Hydromechaniker in Zukunft mit vollem Aufwand seiner Arbeitskraft hingeben müssen.

Doch auch der im Leben und in der Verwaltung stehende Wasserbaumeister findet in der Photographie ein Hilfsmittel, welches ihm in vielen Fällen unschätzbare Dienste leisten kann. Wie in der Eisenbahntechnik, so kann auch im Wasserbauwesen die Vorbereitung der Bauentwürfe durch die Photographie vermittelt werden. Die Aufnahmen des Geländes gestatten dann entweder eine unmittelbare Eintragung des Entwurfs oder doch eine sorgfältige Belehrung der beteiligten Interessenten und Behörden, welche durch kurze Besichtigungen allein nur schwer erfolgen und dem Gedächtnifs eingeprägt werden kann.

Für den Baubetrieb ist es von grofser Wichtigkeit, den Zustand der Bauwerke in einzelnen Zeitpunkten für immer festzuhalten. Das Gefüge der Felssohle einer Wassersperrmauer, die Länge, die Anzahl und der dichte Schlufs der Spundbohlen einer Schleuse — Dinge, welche für die Beurtheilung der Standfähigkeit dieser Bauwerke von der gröfsten Bedeutung sind — lassen sich durch geometrische Zeichnungen, Tabellen und Beschreibungen nicht entfernt so leicht und übersichtlich aufbewahren, wie durch photographische Abbildungen. Die Thatsache, dafs nicht nur die Ausführung von Wasserbauten, sondern auch deren Unterhaltung auferordentlich grofse Geldsummen erfordert, weil sie fortgesetzt dem Angriff der Elemente in ungewöhnlichem Umfange ausgesetzt sind, mufs dazu führen, die ausgeführten Grundwerke in unbestreitbaren bildlichen Belägen aufzubewahren. Wenn alsdann in späteren Jahren die Sohle der Staumauer, die Grundwand der Schleuse unerwartet grofse Wassermengen durchsickern lassen, wird die Einsicht der Abbildungen oft leichter als eine unmittelbare Untersuchung die schadhafte Stellen auffinden lassen und die kostspielige Herstellung grofser Mauerausbrüche und langer Fangdämme zur Auffindung der Sickerstellen unnöthig machen oder doch einschränken.

Mit den fertigen Bauwerken gehen oft in der ersten Zeit nach ihrer Fertigstellung Veränderungen vor, deren unausgesetzte Beobachtung für die Beurtheilung der Standsicherheit von der gröfsten Wichtigkeit ist. Ausschwitzungen des Mörtels aus Staumauern, Haarrisse in den Uferpfeilern der Brücken sind unvermeidliche Erscheinungen, die ungefährlich sind, solange sie

eine bestimmte zulässige Grenze nicht überschreiten und schließlich einen Zustand der Ruhe erhoffen lassen. Das Eisen der Brückenträger erleidet durch die Belastung mit rollenden Gewichten Durchbiegungen und wellenförmige Bewegungen, welche innerhalb bestimmter, theoretisch vorher bestimmbarer Grenzen durchaus zulässig sind. Diese Erscheinungen lassen sich zwar durch oft wiederholte Aufzeichnungen und Messungen mit Präzisionsinstrumenten in beschränktem Maße, besser jedoch durch photographische Reihenaufnahmen prüfen. Diejenigen umfassenden Einrichtungen, welche, wie z. B. Rüstungen, Krane, Mörtelmaschinen u. a., nach Beendigung des Baues verschwinden und doch für die Beurtheilung sowohl der Fortschritte des Baues wie auch des fertigen Bauwerks von wesentlicher Bedeutung sind, können nur durch Photographien übersichtlich dargestellt werden.

Der Zustand und der Betrieb der Wassermühlen bilden den Gegenstand unzähliger Prozesse und erfordern alsdann die Vornahme weitläufiger und kostspieliger Untersuchungen, deren Ergebnisse doch schließlich durch die verschiedensten, oft unmerklichen Handgriffe der Müller zweifelhaft werden. Der in dem unschuldigen Gewande des heute nicht seltenen photographischen Landschafters erscheinende Ingenieur ist dagegen mit leichter Mühe imstande, Ueberstauungen des Merkpfeils und andere Unregelmäßigkeiten des Betriebes ebenso wie den gesamten Zustand der Mühle in kürzester Zeit mit seiner Trockenplatte zu erfassen und demnächst zu Hause sicher nachzuweisen.

Um den Zustand der Flüsse und alle im Laufe der Zeit an diesen eintretenden Veränderungen festzulegen, ist von verschiedenen Seiten der Gedanke angeregt worden, nach dem Vorgange der Grundbücher und der Grundsteuergemarkungskarten sogenannte Wasserbücher anzulegen, welche über die Lage, den Umfang, das Gefälle der fließenden Gewässer, sowie alle an ihnen vorhandenen Wasseranlagen eine rechtsgültige Auskunft geben sollen. Würde diesem Vorschlag Folge gegeben, so wird es nicht genügen, in diesen Wasserbüchern die auf Grund von einzelnen Längen- und Höhenmessungen gewonnenen Zahlenangaben festzulegen, sondern es muß alsdann daraus der Gesamtzustand der Flußläufe und vornehmlich der Flußufer ersichtlich sein. Hierzu wird die Photographie ein wesentliches und sehr einfaches Hilfsmittel bieten. Die Aufnahmen, von denen zunächst nur die Negativplatten hergestellt und dauernd aufbewahrt zu werden brauchen, können den einzelnen Grundbesitzern auf Erfordern und gegen Bezahlung in Positivabzügen übergeben werden und liefern genaue und unanfechtbare Maße für den derzeitigen Zustand der Ufer. Wenn sie aber, entsprechend der Veränderlichkeit der Ufer, in mehr oder weniger kurzen Abständen wiederholt werden, so liefern sie auch sichere Beweise für die Erfolge der ausgeführten Verbesserungen.

Wenn aus den vorstehenden Darlegungen ersichtlich ist, welche mannigfache Anwendung die Photographie in der Wasserbautechnik finden kann, so muß doch hervorgehoben werden, daß sie, um im vollsten Maße ausgenutzt zu werden, einer wesentlichen Ergänzung bedarf durch die Photogrammetrie, die Bildmefskunst.

(Wenngleich Arago bereits 1839 die Verwendung der Photographie für landmesserische Arbeiten prophezeite und Porro dieselbe seit 1855 für die Arbeiten des Italienischen Generalstabs einzuführen suchte, so haben doch deutsche Techniker, wie Meydenbauer, Hauck, Vogel, Doergens, Koppe u. a., um die Ausbildung der Mefskunst mittels photographischer Bilder — der Bildmefskunst — für technische Zwecke die größten Verdienste.)

Wenn der Landmesser imstande ist, die Lage eines einzelnen, im Gelände unzugänglichen Punktes durch Absteckung und Längenmessung einer beliebigen Standlinie und durch Messung der Winkel, welche der aufzunehmende Punkt mit der Standlinie und den Endpunkten derselben bildet, festzulegen, so kann der Bildmesser durch Längenmessung der Standlinie und photographische Aufnahme des gesamten Horizontes von den Endpunkten der Standlinie aus auf einmal alle unzähligen, im Gesichtskreise sichtbaren Punkte des Geländes so festlegen, daß sie auf einem Lageplan genau aufgetragen werden können.

Die Einzelheiten der auf mathematischen und optischen Grundsätzen beruhenden Methode sind anderweitig bereits zur Genüge dargestellt worden, doch mag bemerkt werden, daß die dazu erforderlichen Geräte schon jetzt zu einem hohen Grade der Vollkommenheit gebracht sind. Mit Anwendung des Wechsel-sackes und der Blattfilms ist man imstande, in kurzer Zeit eine große Anzahl Aufnahmen zu machen, welche demnächst an beliebigen anderen Orten entwickelt und verarbeitet werden können. Der Uebelstand, daß ein ganz ebenes Gelände nur wenige bestimmte Punkte darbietet, trifft für die Aufnahme von Flußläufen, welche sich im Bilde stets als mehr oder weniger tief eingeschnittene Schluchten darstellen, nicht zu. Uebrigens liegt auch nichts im Wege, die für landmesserische und technische Zwecke wichtigen Geländepunkte durch Piketstangen usw. zu bezeichnen. Für die verschiedenen Zwecke und Grenzen der Genauigkeit sind auch verschieden große und zusammengesetzte Mefsgewehre hergestellt, welche wie dem Landmesser das einfache Nivellirinstrument, die Boussole, der Theolith und das Universalinstrument, so dem Bildmesser für bestimmte Aufgaben besonders angenehm sind.

Alle Vorbedingungen für die Einführung der Bildmefskunst in die Wasserbautechnik sind also erfüllt. Möge bald — was dem Einzelnen unmöglich ist — von zuständiger Stelle der Versuch gemacht werden, sie planmäßig und in großem Umfange durch die deutsche Wasserbautechnik nutzbar zu machen, damit von dieser der Beweis geliefert wird, daß sie wie auf anderen Gebieten, so auch auf diesem bestrebt ist, jede Verbesserung für ihre Zwecke zu verwerthen.

Königsberg, Juni/September 1890.

Danckwerts.

Von neueren hierher gehörenden Erscheinungen seien noch erwähnt:

Steiner, Professor, Die Photographie im Dienste des Ingenieurs. Wien, 1891.

Pollack, Die Photogrammetrie und Phototopographie am 9. Geographentag in Wien. Wochenschrift des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereins Nr. 14. 1891. D. V.