

Amtliche Bekanntmachungen.

Reglement für die Königliche Commission zur Beaufsichtigung der mechanisch-technischen Versuchsanstalt, der chemisch-technischen Versuchsanstalt und der Prüfungsstation für Baumaterialien in Berlin, vom 23. Januar 1880.

§. 1. Da die mit der hiesigen Königlichen technischen Hochschule verbundenen Anstalten, die mechanisch-technische Versuchsanstalt und die Prüfungsstation für Baumaterialien, sowie die mit der hiesigen Königlichen Bergakademie verbundene chemisch-technische Versuchsanstalt verwandte und ineinandergreifende Aufgaben verfolgen, so ist eine Commission niedergesetzt, um die Beziehungen zwischen den genannten Anstalten in zweckmäßiger Weise zu vermitteln und die Einheit in der Thätigkeit derselben aufrecht zu erhalten.

§. 2. Die Commission ist zusammengesetzt aus Vertretern des Ministeriums für Handel und Gewerbe, des Ministeriums der öffentlichen Arbeiten und des Unterrichts-Ministeriums.*)

§. 3. Die beteiligten Minister ernennen aus den in §. 2 bezeichneten Vertretern den Vorsitzenden der Commission. Derselbe beruft die Commission nach Bedürfnis resp. auf Antrag eines der Mitglieder.

§. 4. Die Aufgaben der Commission sind, für den Zusammenhang in der Thätigkeit der Anstalten Sorge zu tragen, die Versuchsarbeiten einer jeden und die dabei zu verfolgenden wissenschaftlichen und technischen Zwecke zu überwachen, die auf Grund dieser Ueberwachung erforderlich scheinenden Anordnungen bezüglich der Handhabung der Versuchsarbeiten und der Geschäfte zu treffen und diejenigen Aufträge, welche von Staatsbehörden an die Versuchsstellen gehen, denselben zu vermitteln, resp. die Prüfungsergebnisse den Behörden zuzustellen.

§. 5. Die Reglements und Instructionen für die Vorsteher der Anstalten werden auf Grund der Vorschläge der Commission von den beteiligten Ministern erlassen.

§. 6. Behufs Ausübung der Controle über die Geschäftsthätigkeit der Vorsteher ist von jedem derselben am Schluß jedes Vierteljahrs ein Bericht über die empfangenen und vollzogenen Aufträge sowie am Schluß jedes Jahres ein eingehender Jahresbericht über die Gesamthätigkeit der Anstalt unter Hervorhebung der hauptsächlichsten wissenschaftlichen und practischen Ergebnisse an die Commission zu erstatten. Auf der Grundlage dieser Berichte sowie der persönlichen in den Versuchsanstalten vorzunehmenden Revisionen erteilt die Commission ihre Anweisungen in Betreff der Handhabung der Versuchsarbeiten, resp. beantragt bei den beteiligten Ministern die etwa wünschenswerth scheinenden Aenderungen der bestehenden Reglements und Instructionen.

*) Diese Commission besteht aus: dem Unterstaatssecretair Dr. Jacobi als Vorsitzenden, dem Geheimen Ober-Baurath Schwedler, dem Geheimen Regierungsrath Dr. Wehrenpennig und dem Geheimen Bergrath Dr. Wedding.

§. 7. Um die Thätigkeit der Versuchsanstalten in lebendiger Beziehung mit dem practischen Leben zu erhalten, wird die Commission von Zeit zu Zeit eine Conferenz von Sachverständigen aus den Kreisen der Industriellen und Techniker berufen und in Gemeinschaft mit denselben berathen, in wie weit die Anstalten nach ihren bisherigen Leistungen den gestellten Aufgaben genügen oder welche Wege zur vollständigeren Lösung derselben einzuschlagen sind.

§. 8. Vorschläge, welche die Commission in Betreff der Veränderung resp. Erweiterung der Einrichtungen der Versuchsanstalten sowie der Vervollständigung resp. des Wechsels in ihrem Personale glaubt machen zu müssen, sind demjenigen Minister zu überreichen, zu dessen Verwaltung die Hochschule, mit welcher die Versuchsstation verbunden ist, gehört.

An dieselbe Stelle sind Beschwerden über die Handhabung der Versuchsarbeiten zu richten, wenn die Weisungen der Commission an die Vorsteher der Stationen erfolglos bleiben.

§. 9. Aufträge, welche von staatlichen Behörden den Versuchsanstalten zugehen sollen, sind an die Adresse der Commission zu richten. Die Commission übermittelt an die Vorsteher die Aufträge und läßt nach Erledigung derselben die Resultate der stattgehabten Prüfung den betreffenden Behörden zugehen.

§. 10. Solche von Privaten ausgehende Anträge, welche ausschließlich Versuche im allgemeinen wissenschaftlichen und technischen Interesse bezwecken, sind ebenfalls an die Commission zu richten, welche über deren Behandlung Beschlufs zu fassen hat.

Der Minister für Handel und Gewerbe.

gez. Hofmann.

Der Minister der öffentlichen Arbeiten.

gez. Maybach.

Der Minister d. geistl., Unterrichts- u. Medicinal-Angelegenheiten.

gez. Puttkamer.

Circular-Erlafs d. d. Berlin, den 24. Januar 1880, betreffend die Einreichung von Gesuchen und Eingaben der Baubeamten.

Die Königliche Regierung veranlasse ich, die in Ihrem Verwaltungsbezirk angestellten Königlichen Baubeamten darauf aufmerksam zu machen, daß dieselben Gesuche und Eingaben in dienstlichen wie persönlichen Angelegenheiten nicht direct, sondern durch Vermittelung der Königlichen Regierung hierher einzureichen haben.

Der Minister der öffentlichen Arbeiten.

gez. Maybach.

An sämtliche Königliche Regierungen (mit Ausnahme der zu Sigmaringen), die Königl. Landdrosteien und die Königl. Finanz-Direction zu Hannover, an das Königl. Polizei-Präsidium und die Königl. Ministerial-Bau-Commission hier, sowie an die Herren Ober-Präsidenten zu Magdeburg, Breslau und Coblenz.

Bekanntmachung vom 29. Februar 1880, die Farben betreffend, welche zum äußeren und inneren Anstrich von eisernen Schiffsböden zu verwenden sind.

Der Herr Chef der Kaiserlichen Admiralität hat seit mehreren Jahren ausgedehnte vergleichende Versuche mit den verschiedensten, zum äußeren Anstriche eiserner Schiffsböden fabricirten Farbecompositionen anstellen lassen. Nach dem Ergebnisse dieser Versuche sind von demselben die von dem Fabrikanten Joh. Rathjen in Bremerhaven und die von der Firma Gebrüder Heyl in Charlottenburg hergestellten, sogenannten Patentfarben — von der letzteren jedoch nur die rothe Farbe — als die besten zur ausschließlichen und gleichmäßigen Verwendung in der Kaiserlichen Marine vorgeschrieben worden.

Wenn zwischen den beiden, auch ferner noch mit einander concurrirenden Compositionen ein Unterschied besteht, so scheint er zunächst zu Gunsten der letztgenannten geltend gemacht werden zu müssen, die, bei gleichem Schutze gegen das Bewachsen des Schiffsbodens, in einzelnen Fällen nicht unwesentlich besser, als die Rathjen'sche Farbe das Eisen gegen Rost geschützt hat und zudem den Vorzug größerer Billigkeit besitzt. Die Heyl'sche Farbe verhält sich bei der Verwendung gegenüber der Rathjen'schen, dem Preise nach, wie 1 : 1,38.

Versuche mit einer, von dem Privatdocenten der technischen Hochschule in Hannover Dr. Treumann fabricirten Zinkcomposition für den Anstrich eiserner Schiffsböden haben den Minderwerth derselben bewiesen, sind indessen noch nicht zum völligen Abschlufs gediehen. Daß die Fortsetzung derselben ein wesentlich günstigeres Resultat geben werden, wird nach den bisherigen Erfahrungen als unwahrscheinlich bezeichnet.

Während für den äußeren Anstrich eiserner Schiffsböden das heimische Fabrikat in höchst erfreulicher Weise alle nicht deutschen Concurrenten besiegt hat, kann rücksichtlich der für den inneren Anstrich der Schiffe, namentlich für den Anstrich der geschlossenen Zellen des Doppelbodens etc. hergestellten von den deutschen Farben dasselbe nicht behauptet werden.

Nachdem sich mit Rücksicht auf die Gesundheit der Arbeiter die Verwendung von Bleimennig hierfür als nicht geeignet erwiesen hat, auch die Benutzung von Eisenmennig seiner geringeren Dauer halber für diesen Zweck ausgeschlossen werden mußte, hat sich der Herr Chef der Kaiserlichen Admiralität genöthigt gesehen, ein ausländisches Fabrikat, die Farben der Silicate Paint Comp. in Liverpool, welche durch deren hiesigen Agenten Wilhelm Trapp, Fischerstraße 26, vertrieben werden, ihrer vorzüglichen Dauer halber, zur Verwendung hierfür vorzuschreiben. Mehrjährige Versuche auf den zur Kaiserlichen Werft Wilhelmshaven gehörigen Panzer- und anderen Kriegsschiffen haben die besondere Geeignetheit dieser Composition zum inneren Anstrich der Böden eiserner Schiffe bewiesen. Oberhalb Wassers und überall da, wo jederzeit Conservierungsarbeiten an den Eisenconstructions der Schiffe ausgeführt werden können, findet dagegen Eisenmennig zum inneren Grundanstrich ausschließlichen Verwendung.

Der Königlichen Regierung gebe ich von diesen Ergebnissen mit der Veranlassung Kenntniß, bei der Unter-

haltung der Fahrzeuge etc. davon geeigneten Gebrauch zu machen.

Der Minister der öffentlichen Arbeiten.

Im Auftrage: gez. Schede.

An die betreffenden Königl. Regierungen und Landdrosteien und an die Strombau-directionen zu Magdeburg, Coblenz und Breslau.

Circular-Erlaß d. d. Berlin, den 10. März 1880, betreffend die Kohlenbeschaffung für die Bauverwaltung.

Aus den im Jahre 1874 auf Veranlassung des Reichs-Eisenbahnamtes angestellten Untersuchungen über die Laderaum- und Gewichtsverhältnisse der Steinkohlen von den für den Eisenbahn-Verkehr wichtigsten westfälischen, rheinischen und schlesischen Kohlenzechen, sowie aus den Mittheilungen über die auf der Kaiserlichen Werft zu Wilhelmshaven ausgeführten vergleichenden Versuche über die Heizkraft und andere wichtige Eigenschaften verschiedener Steinkohlen, und endlich aus der Abhandlung des Geheimen Regierungsraths Dr. Karmarsch „über die Unsicherheit im Messen der Steinkohlen“ in Dinglers polyt. Journal 1878, Band 227, geht hervor, wie bedeutend die Messungsergebnisse für die gleichen Gewichtsmengen Kohlen, selbst bei Entnahme der letzteren von ein und demselben Ursprungsorte und von derselben Sorte, von einander abweichen, und ein wie mangelhaftes und unsicheres Mittel daher das Messen für die Bestimmung der Menge und des Werthes der Kohlen darbietet. Es liegt mithin die Gefahr nahe, daß bei der Anlieferung der Kohlen nach Raummaafs entweder der Producent oder der Consument geschädigt wird und der Vortheil dem Zwischenhändler allein zufällt, während bei der Kohlenbeschaffung nach Gewicht derartige Unzuträglichkeiten weniger zu befürchten sind.

Die weitaus überwiegende Anzahl der Provinzialbehörden hat sich daher bereits seit einer Reihe von Jahren in wohlverstandenenem fiscalischen Interesse veranlaßt gesehen, den Kohlenbedarf namentlich für die Strom- und Hafen-Bauverwaltungen unter Zugrundelegung einer verschiedenartig festgesetzten Gewichtseinheit im Submissionsverfahren nach Gewicht zu verdingen bezw. abzunehmen. Die Ergebnisse der dabei gemachten Erfahrungen haben die Zweckmäßigkeit dieses Verfahrens bestätigt.

Ich bestimme daher, daß die Kohlenbeschaffungen für Rechnung der fiscalischen Bauverwaltung in solchen Fällen, wo die Anlieferung im Submissionsverfahren vergeben wird, grundsätzlich nach Gewicht — unter Zugrundelegung der Tonne von 1000 kg als Gewichtseinheit — zu bewirken ist.

Wenn es von einigen Behörden bisher vorgezogen ist, den Bedarf der Bauverwaltung an dem genannten Brennmaterial nach einer bestimmten Raumeinheit zu beschaffen, so ist dieses Verfahren in Zukunft nur ausnahmsweise da zuzulassen, wo nach den besonderen örtlichen Verhältnissen die Abnahme nach Gewicht nicht ausführbar oder nachweislich mit einer Schädigung der fiscalischen Interessen verbunden sein würde, namentlich wo an den Abnahmestellen geeignete Einrichtungen zum Verwiegen der Kohlen nicht zu beschaffen sind oder die Abnahme nach Gewicht eine längere Liegezeit der Schiffe, mithin eine Vertheuerung des Kohlenpreise bedingt, oder mit Sicherheit, namentlich auf

Grund gemachter Erfahrungen anzunehmen ist, daß ein Theil des Marktes auf die Anlieferung nach Gewicht sich nicht einläßt und daher außer Concurrenz gesetzt werden würde.

Der Minister der öffentlichen Arbeiten.

gez. Maybach.

An sämtliche Königl. Regierungen und Landdrosteien, sowie an die Königl. Ministerial-Baucommission hieselbst und an die Herren Oberpräsidenten zu Breslau, Magdeburg und Coblenz.

Bekanntmachung vom 13. März 1880, die Verwendung der Schmahl'schen Petroleum-Regulirfackeln zur Beleuchtung von Bauplätzen betreffend.

Das Gesuch des Fabrikanten J. G. Lieb in Bieberach, die von ihm gefertigten Schmahl'schen Petroleum-Regulirfackeln bei sich bietender Gelegenheit zu verwenden, hat mich veranlaßt, von einigen Eisenbahn-Directionen und Regierungen Bericht über etwa mit diesen Fackeln bereits gemachte Erfahrungen zu erfordern, und theile ich der Königlichen Regierung nachstehend die hierbei gewonnenen Resultate mit:

1) Die Königliche Eisenbahn-Direction zu Elberfeld hat mit Petroleumfackeln Versuche im kleinen Maasstabe im Baukreise Düsseldorf anstellen lassen, wobei sich ergeben hat, daß eine derselben in ihrer Leuchtkraft ca. $1\frac{1}{2}$ Pechfackeln ersetzt und bei Wind nicht den für die Arbeiter so lästigen Qualm verursachte.

Die Kosten beliefen sich bei einer Brenndauer von $1\frac{1}{2}$ Stunden bei der Petroleumfackel für Petroleum und Docht auf 0,10 \mathcal{M} , bei der Pechfackel incl. der Kosten des Fackelträgers auf 0,70 \mathcal{M} .

2) Die Königliche Eisenbahn-Direction hieselbst verwendet derartige Fackeln, namentlich bei Rettungswagen, sowie zur nächtlichen Beleuchtung der Bau- und Arbeitsstellen. Dieselben haben sich dort so gut bewährt, daß sie auch für die Neubaustrecke Dittersbach-Glatz neuerdings beschafft worden sind.

3) Die Königliche Eisenbahn-Direction zu Bromberg hat gleichfalls gute Resultate mit den betreffenden Fackeln erzielt und erwähnt besonders, daß dieselben ein helles Licht verbreiten und dem Auslösen bei starkem Winde widerstehen.

4) Die Königliche Regierung zu Königsberg hat Versuche mit der Petroleumfackel in Memel anstellen lassen. Es wurde ein Ramplatz, auf welchem eine Locomobile und eine Ramme in 30 m Entfernung von einander aufgestellt waren, durch eine Platzfackel vollständig gut beleuchtet. Dieselbe verbrauchte in 8 Stunden $2\frac{1}{4}$ l à 1 32 \mathcal{S} , oder pro Stunde für 9 \mathcal{S} Petroleum. Die von dem Fabrikanten gelieferten Handfackeln verlöschten bei stärkerem Winde.

5) Die Königliche Regierung zu Düsseldorf hat die Petroleumfackeln hinsichtlich deren Verwendung für die nächtliche Hafenbeleuchtung bei Ruhrort geprüft, aber im Allgemeinen kein günstiges Resultat damit erzielt, da sie nur bei stillem Wetter gut brannten, vom geringsten Winde aber ausgelöscht wurden, stark qualmten und nur einen Kreis von ca. 25 m Durchmesser erleuchteten. Geeignete Verwendung würden dieselben nach ihrer Ansicht bei nächtlichen Bauausführungen finden und hier zu empfehlen sein.

Aus diesen Mittheilungen geht hervor, daß die Schmahl'schen Petroleumfackeln im Allgemeinen vor den bisher zur Beleuchtung von Bauplätzen benutzten Pechfackeln nicht unerhebliche Vorzüge aufweisen, und veranlasse ich die Königliche Regierung daher, vorkommenden Falls die Anwendung derselben in Erwägung zu nehmen.

Der Minister der öffentlichen Arbeiten.

gez. Maybach.

An sämtliche Königl. Regierungen, Landdrosteien, Eisenbahn-Directionen, die Königl. Ministerial-Baucommission hieselbst und an die Herren Chefs der Elb-, Oder- und Rheinstrombau-Verwaltung.

Circular-Erlafs d. d. Berlin, den 13. März 1880, betreffend die Beschäftigung von Regierungs-Baumeistern und Bauführern.

Aus den in letzter Zeit von Regierungs-Baumeistern und Bauführern mir zugegangenen Gesuchen um Nachweisung einer Beschäftigung geht hervor, daß die Zahl der unbeschäftigten Techniker der genannten Kategorien in starker Zunahme begriffen ist. Diesem Umstande entgegen zu wirken, erscheint nicht nur im persönlichen Interesse der betreffenden Beamten, sondern auch im Interesse der Bauverwaltung erwünscht, welcher es bei der weiteren Ueberhandnahme einer solchen Beschäftigungslosigkeit der Regierungs-Baumeister für die Besetzung von Baubeamtenstellen an einem practisch gehörig geschulten Personal fehlen könnte, während eine fortdauernde Beschäftigungslosigkeit die Bauführer an der Ablegung der Baumeister-Prüfung verhindern müßte, für welche sie den Nachweis einer mindestens zweijährigen practischen Beschäftigung zu erbringen haben.

Es erscheint daher nothwendig, den bei den Königlichen Provinzialbehörden oder bei einzelnen Baubeamten um Beschäftigung nachsuchenden Regierungs-Baumeistern und Bauführern zur Erlangung einer solchen thunlichst behilflich zu sein und zu diesem Behufe, falls nach gewonnener Ueberzeugung von dem Grade der erlangten Qualification eine Gelegenheit zu ihrer sofortigen Beschäftigung bei der Leitung von Bauausführungen gegen die für solche üblichen Diätensätze sich nicht darbietet, ihnen solche Baustellen namhaft zu machen, wo sie, sei es zur Bauaufsicht gegen einen geringeren Diätensatz, oder als Volontär Beschäftigung finden können, oder aber über die Aufnahme des sich Meldenden in die Aspirantenliste diesem mit der Auflage Nachricht zu geben, im Falle der Annahme eines Engagements sofortige Anzeige an die ihn bescheidende Behörde zu erstatten, um seinen Namen in der Aspirantenliste löschen lassen zu können.

Die Königliche Regierung veranlasse ich, bezüglich der Behandlung der Meldungen von Regierungs-Baumeistern und Bauführern bis auf Weiteres nach diesen Andeutungen zu verfahren und die Ihr nachgeordneten Beamten mit entsprechender Anweisung versehen zu wollen.

Sollten im Geschäftsbereich der Königlichen Regierung bei der Leitung und Beaufsichtigung von Staatsbauten zur Zeit noch ungeprüfte Architekten und Ingenieure beschäftigt sein, so erwarte ich sofortige Anzeige unter Angabe der betreffenden Personalien dieser Techniker und der Bedingungen ihres Engagements, um über die Zulässigkeit der

ferneren Beibehaltung derselben Entscheidung treffen zu können.

Der Minister der öffentlichen Arbeiten.

gez. Maybach.

An sämtliche Königl. Regierungen und Landdrosteien, das Königl. Polizei-Präsidium und die Königl. Ministerial-Baucommission hier, sowie an die Herren Ober-Präsidenten als Chiefs der Strombau-Verwaltungen zu Coblenz, Magdeburg und Breslau.

Personal-Veränderungen bei den Baubeamten.

(Mitte März 1880.)

Des Kaisers und Königs Majestät haben:

den Regierungs- und Baurath Afsmann zu Cassel zum Geheimen Baurath und vortragenden Rath im Kriegsministerium zu Berlin,

den Bauinspector Neumann in Bonn und

den Bauinspector Bruns in Coblenz,

ferner die Mitglieder der Königl. Eisenbahn-Direction zu Magdeburg:

Baurath Krancke,

Baurath Stute und

Betriebs-Director Schubert,

ingleich das Mitglied der Königl. Eisenbahn-Direction zu Cöln, Baurath Mellin,

zu Regierungs- und Bauräthen zu ernennen, sowie

dem Bauinspector Karl Arend in Eschwege,

dem Bauinspector Wolff in Delitzsch und

dem Bauinspector Leopold bei der Kloster-Verwaltung in Hannover

den Charakter als Baurath zu verleihen geruht.

Beförderungen und Ernennungen.

Der Kreis-Baumeister Haupt zu Greifenberg i/Pommern ist zum Bauinspector in Minden,

der Land-Baumeister Friedrich Schulze in Berlin zum Bauinspector bei der Ministerial-Baucommission und

der Garnison-Baumeister Verworn in Berlin zum Garnison-Bauinspector befördert.

Ernannt sind:

der Regierungs-Baumeister Lauth zum Kreis-Baumeister in Johannisburg O/Pr.,

der Regierungs-Baumeister Höffgen zum Land-Baumeister in Oppeln,

der Regierungs-Baumeister Dittmar zum Kreis-Baumeister in Gardelegen,

der Regierungs-Baumeister Paul Koch zum Kreis-Baumeister in Neumarkt, Reg.-Bez. Breslau,

der Regierungs-Baumeister Rudolf Roeder in Cüstrin zum Wasser-Baumeister bei der Rheinstrom-Bauverwaltung in Coblenz,

die Geheimen Regierungsräthe Funk und Lohse zu technischen Mitgliedern der Königl. Direction der Cöln-Mindener Eisenbahn in Cöln,

der Geheime Regierungsrath Lent zum commissarischen Vorsitzenden der Königl. Eisenbahn-Direction zu Magdeburg,

der Baurath Hasse zum Mitgliede der Königl. Direction der Berlin-Stettiner Eisenbahn in Stettin,

der Regierungs-Baumeister und Hilfsarbeiter bei der Königl. Eisenbahn-Direction zu Magdeburg, Quedenfeldt zum Eisenbahn-Bauinspector daselbst,

der Regierungs-Baumeister Huntmüller, technischer Hilfsarbeiter bei der Königl. Eisenbahn-Direction zu Magdeburg, zum Eisenbahn-Baumeister,

sowie die Regierungs-Baumeister:

Pieper zu Berlin,

Jungeblodt zu Freiburg i/Baden,

Werner in Cosel,

Kalkhof in Glogau,

Linz in Braunschweig und

Doebber in Spandau

zu Garnison-Baumeistern.

Versetzungen.

Der Baurath Pietsch ist von Minden nach Torgau,

der Bauinspector Wernicke von Torgau nach Hirschberg i/Schles.,

der Kreis-Baumeister Schleppe von Ragnit nach Greifenberg i/Pomm.,

der Wasser-Baumeister Lindemann zu Coblenz als Kreis-Baumeister nach Hitzacker,

der Eisenbahn-Baumeister Blanck zu Hannover an die Direction der Berliner Stadtbahn zu Berlin und

der bei der Ministerial-Baucommission in Berlin angestellte Bauinspector Tetens nach Coblenz versetzt.

In den Ruhestand sind getreten, resp. werden treten:

der Geheime Regierungsrath Drewitz zu Erfurt und

der frühere Schloß-Bauinspector Baurath Mendthal zu Königsberg i/Pr.

Gestorben sind:

der Bauinspector Kaupisch zu Hirschberg i/Schles.,

der Bauinspector Glünder zu Hitzacker und

der Garnison-Baumeister Kochendörfer zu Tilsit.

Bauwissenschaftliche Mittheilungen.

Original - Beiträge.

Die neue Kunstgewerbeschule in Pforzheim.

(Mit Zeichnungen auf Blatt 34 bis 37 im Atlas.)

Das allgemein erwachte Streben nach größerer Pflege der Kunst in gewerblichen Erzeugnissen veranlaßte den Stadtrath von Pforzheim, bei der dortigen Gewerbeschule eine besondere kunstgewerbliche Abtheilung zu errichten.

In dieser Abtheilung sollen gehörig ausgebildete Schüler in dem hier vorwaltenden Industriezweige — Fabrikation von Goldschmucksachen — entsprechende künstlerische Unterweisung erhalten.

Um diesen Anforderungen für die Folge vollständig genügen zu können, beschloß die Gemeindeverwaltung mit staatlicher Genehmigung den Bau eines Kunstgewerbeschul-Gebäudes.

Behufs Erlangung von Entwürfen zu einem solchen wurde eine öffentliche Concurrenz ausgeschrieben, in Folge deren 12 Pläne eingingen. Dem, gemeinschaftlich mit dem Architect Benzinger von dem Unterzeichneten gefertigten Concurrenz-Entwurf wurde der erste Preis zuerkannt, auch wurde dieser Entwurf zur Ausführung empfohlen und mit letzterer der Unterzeichnete betraut.

Der Bau begann mit den Fundirungsarbeiten im Herbst 1873, und wurden die Dachungen im Herbst 1874 aufgebracht. Im Herbst 1875 war das Gebäude in seinen inneren Theilen vollendet und konnte der Benutzung übergeben werden.

Bei der Disposition der Räume, welche aus den Grundrissen (Blatt 34) ersichtlich ist, wurde auf möglichst günstige Beleuchtung der Schulräumlichkeiten ganz besonderer Werth gelegt; namentlich wurde darauf gesehen, daß die Zeichen- und Modellirsäle möglichst nach Norden zu liegen kommen.

Der Haupteingang, von der Jahnstraße her, liegt in der Mitte der dieser Straße zugekehrten Hauptfaçade des Gebäudes (Bl. 37) und wird durch einen vorspringenden Mittelbau mit Vorhalle entsprechend ausgezeichnet.

Durch den Haupteingang gelangt man direct in das Vestibül und zur einarmigen Haupttreppe, welche in der Mitte des Gebäudes liegt und nebst den Umgängen durch Seiten- und Oberlicht (Bl. 35 und 36) reichlich beleuchtet wird. Die Umgänge werden durch 8 Säulen von röhlichem Haustein getragen.

Während die Haupttreppe nur bis in den ersten Stock geht, führen die beiden Nebentreppen, für welche zwei gesonderte Eingänge von der Vorhalle aus angeordnet sind, bis in das zweite Stockwerk hinauf, in welchem sich getrennte Wohnungen für den Director und zwei Hauptlehrer der Anstalt befinden.

Was das Technische der Bauausführung anbelangt, so ergab sich nach Abhub von ungefähr 3 m oberem Boden eine festgelagerte, grobe Kiesschicht, auf welche für sämtliche Grundmauern zuerst eine Sohle von 15 bis 20 cm starken, großen Bodenplatten in Schwarzkalkmörtel eingebettet wurde. Auf diesen Sohlen erheben sich die aus rothen Bruchsteinen und Schwarzkalkmörtel gemauerten Fundamente.

Die Sockel sind aus harten, rothen Sandsteinen, das Erdgeschofs aus rothen Bruchsteinen mit abwechselnd rother und weißer Quaderblendung und die oberen Stockwerke aus Bruchsteinen mit Putz ausgeführt.

Die Steinhauerarbeiten des unteren Stockwerks sind aus rothen Eutinger und Durlacher Sandsteinen gearbeitet, während die sämtlichen Gurten, Gesimse, Fenster- und Thürgestelle, Pilaster, Säulen, Bogen, Architrave, Friese etc. der oberen Stockwerke aus grünen Maulbronner Sandsteinen gefertigt sind.

Die Decken der Corridore und der Wohnräume, sowie die Gewölbe des großen Treppenraumes und der Aula sind aus Holz construiert, unterhalb geschalt und geputzt, die Dachflächen mit Schiefer auf voller Schalung, über den an den Seiten des Treppenhauses liegenden Flügelbauten aber mit Zink und über dem Treppenraum mit Glas gedeckt. Die sämtlichen Dachconstructions sind mit Ausnahme des Treppenhausdaches, welches aus Eisen besteht, aus Holz hergestellt.

Die Fußböden der Corridore sind mit Mettlacher Fliesen belegt, diejenigen der Schulräumlichkeiten dagegen mit tannenen Riemen.

Die Erwärmung und Ventilation des ganzen Gebäudes, mit Ausnahme der Aula und der Wohnungen, erfolgt durch Warmwasserheizung, welche von J. Haag in Augsburg gefertigt und aufgestellt worden ist.

Die Bauaufsicht war dem Herrn Architekten Metzger aus Stuttgart übertragen.

Die Gesamtkosten haben sich auf rot. 466560 \mathcal{M} belaufen und vertheilen sich wie folgt:

1. Grunderwerb, Vorarbeiten und Bauaufsicht	36811,96 \mathcal{M}
2. Erdarbeiten	3311,25 -
3. Maurerarbeiten	122263,42 -
4. Rothe Steinhauerarbeiten	70252,72 -
5. Grüne Steinhauerarbeiten	40192,87 -
6. Zimmerarbeiten	34588,93 -
7. Schieferdeckerarbeiten	5142,86 -
8. Gypserarbeiten	21218,84 -
9. Schreinerarbeiten	19035,14 -
10. Glaserarbeiten	12412,17 -
11. Schlosserarbeiten	18119,02 -
12. Blechnerarbeiten	4773,27 -
13. Tapezierarbeiten	1232,20 -
14. Tüncherarbeiten	9021,47 -
15. Verschiedenes, als: Cementarbeiten, Fliesenbelag, Oefen, Centralheizung, Aborteinrichtung mit Tonnen etc.	46135,84 -
16. Gas- und Wasserleitung	7046,20 -
17. Möblirung	8728,61 -
18. Entwässerung und Pflasterung	6273,23 -
Zusammen	466560 \mathcal{M}

C. Müller.

Die Bürgerwerder-Schleuse in Breslau.

(Mit Zeichnungen auf Blatt 38 und 39 im Atlas.)

Die Bürgerwerder-Schleuse in Breslau, auch Breslauer Unterschleuse genannt, weil sie in der unteren der beiden Breslauer Wehrspannungen liegt, war in den Jahren 1793 und 1794 von Holz erbaut worden und hatte in der ursprünglichen Construction die Eigenthümlichkeit, daß ihre Wände nicht durch Erdanker gehalten, sondern durch eine über der Schleuse angebrachte Balkenlage gegeneinander abgesteift wurden. Diese Anordnung war hier zulässig, weil Schiffe durch die Brücken der Stadt und daher auch durch die Schleuse nur mit niedergelegten Masten fahren. Bei der späteren Erneuerung der Schleusenwände wurde jedoch diese Construction verlassen, und eine doppelte Verankerung der Wände angeordnet.

Zur Zeit ihrer Erbauung vermittelte die Bürgerwerder-Schleuse ein Gefälle von etwa 2 m. Dieses Gefälle hat sich aber im Laufe der Zeit durch ein Zusammenwirken verschiedener auf die Vertiefung der Flußsohle im Unterwasser hinwirkenden Umstände, unter welchen die fortwährenden Baggerungen zur Gewinnung von Kies und Sand für städtische und Eisenbahn-Bauten wohl den meisten Einfluß ausgeübt haben, in dem Maasse vergrößert, daß es gegenwärtig 3,50 m beträgt. Schon im Jahre 1845 hatte in Folge jener Vertiefung der Flußsohle das Unterwasser sich so sehr gesenkt, daß bei niedrigen Wasserständen beladene Schiffe nicht mehr über den Unterdrempel schwimmen konnten.

Von einem damals projectirten Neubau wurde indessen wegen der Schwierigkeiten der Bauausführung, und weil hierbei eine lange dauernde Unterbrechung der Schifffahrt unvermeidlich schien, Abstand genommen. Man suchte die alte Schleuse durch fortwährende sorgfältige Reparaturen möglichst lange zu halten, und als im Jahre 1858 die Senkung des Unterwassers soweit vorgeschritten war, daß bei niedrigem Wasserstande der Unterdrempel der Schleuse aus dem Wasser heraustrat, baute man im Unter canal noch eine Stauvorrichtung, um den Wasserspiegel über dem Unterdrempel heben zu können. — Die alte einfache Schleuse wurde hierdurch in eine gekuppelte Schleuse verwandelt.

Aber die Senkung des Unterwassers hatte noch nicht ihre Grenze gefunden. Nach kaum 15 Jahren war dieselbe vielmehr soweit vorgeschritten, daß auch der Fachbaum des zweiten Unterhauptes zu hoch lag. Zugleich befand sich nun die alte Schleuse in einem so baufälligen Zustande, daß die Sicherheit ihres Betriebes ernstlich gefährdet war und der Neubau im Jahre 1872 beschlossen werden mußte.

Die Vorfrage betreffs der für die neue Schleuse zu wählenden Baustelle wurde in Ermangelung anderer passender Baustellen und mit Rücksicht auf die Nothwendigkeit, den Betrieb der alten Schleuse während des Neubaus möglichst wenig zu stören, dahin entschieden, daß die neue Schleuse in der auf dem Situationsplane (Blatt 38) durch dunklere Schraffirung hervorgehobenen Lage, an der rechten Seite des Obercanales der alten Schleuse, erbaut werden sollte.

Der Bau wurde sodann im Herbst des Jahres 1874 begonnen und die neue Schleuse im Februar 1878 dem Betriebe übergeben. Eine Unterbrechung des Schleusen-

betriebes hat nur während der letzten Monate des Jahres 1877 stattgefunden, in welchen die alte Schleuse abgebrochen, und der neue Unter canal hergestellt werden mußte. Die Baukosten haben annähernd 840000 *M.* betragen.

Die Schleuse ist auf Beton gegründet, im Uebrigen aus Klinkern in Cementmörtel erbaut; die Drempel sind von Granit, die Wendenischen von Gußeisen, die Thore von Holz hergestellt. Sie hat die Grundrißform der Doppelschleusen des Finow-Canals und ist in der Kammer 41 m lang, 9,40 m breit, in den Häuptern 5,34 m weit. Das Unterhaupt hat behufs Ueberführung einer festen Brücke eine Länge von 12 m erhalten. Der Unterdrempel der Schleuse wurde mit Rücksicht auf eine mögliche (inzwischen bereits eingetretene) fernere Senkung des Unterwassers 1,60 m unter dem bekannten niedrigsten Wasserstande, d. i. 1,75 m unter dem Pegelnullpunkt, der Oberdrempel 1,25 m über Null, d. i. 1,21 m unter dem bekannten niedrigsten Oberwasserstande angeordnet. Die Oberkante der Kammer- und Häuptermauern liegt bei + 7,25 am Pegel, d. i. 0,53 m über dem bekannten höchsten Oberwasserstande, und in gleichem Niveau mit der angrenzenden Werderstraße.

Aus diesen Höhenverhältnissen ergab sich für die Mauern der Kammer und des Unterhauptes, ebenso wie für die Futtermauern des Untercanales die sehr bedeutende Höhe von 9 m über dem Unterdrempel.

Das auf Blatt 38 im Grundriß und auf Blatt 39 in Durchschnitten dargestellte Oberhaupt der Schleuse hat 2 Umläufe erhalten, deren Einströmungsöffnungen in der Ebene des Thorkammerbodens, in besonderen hinter der Thornische befindlichen Nischen liegen. Die Umlaufcanäle gehen in sanftem Bogen aus der senkrechten in die horizontale und mit der Schleusenaxe parallele Richtung unter dem Oberdrempel hindurch und münden in der senkrechten Wand des Abfallbodens nahe über der Kammersohle. Von ihrer Einströmungsöffnung, welche 1,0 m Durchmesser erhalten hat, bis zur Ausströmungsöffnung erweitern sich die Canäle allmähig bis auf den 2 1/2 fachen Querschnitt, um die Ausströmungsgeschwindigkeit des Wassers zu ermäßigen und dadurch die Schiffe in der Kammer weniger zu beunruhigen. Diese allmähige Erweiterung hat außerdem den Vortheil, daß sie die Durchflußmenge erheblich vergrößert und dadurch die Füllungszeit der Schleuse abkürzt.*) Eine möglichst sanfte Krümmung der Umlaufcanäle wurde aus dem Grunde angeordnet, weil in scharfen Krümmungen die Wände des Canales mehr angegriffen werden, auch die Durchflußmenge durch scharfe Krümmungen verringert wird.

In die obere Mündung des Umlaufes ist ein, nach der Form des contrahirten Wasserstrahles konoidisch erweitertes gußeisernes Mundstück eingemauert, dessen Oeffnung mittelst eines Ventils verschlossen werden kann. Dieses Ventil, auf Blatt 39 in größerem Maasstabe dargestellt, ist eine cylindrische, an beiden Enden offene Röhre von 6 mm starkem Eisenblech, deren unterer, aus einem gußeisernen

*) Nach Eytelwein's Versuchen liefert bei gleicher Weite der Einströmungsöffnungen eine konisch divergirende Ansatzröhre eine bis 1,90 mal so große Ausflußmenge als eine cylindrische Ansatzröhre.

Ringe bestehender, in das gußeiserne Mundstück passender Rand nach der Form einer Kugelzone abgedreht ist, wodurch der dichte Verschluss des Ventils von der genauen Führung und Senkrechtstellung desselben unabhängig wird.

Die Senkrechtführung der Röhren wird durch eingemauerte schmiedeeiserne Arme bewirkt (s. Grundrifs der Ventilnische auf Blatt 38 und Durchschnitt auf Blatt 39), deren gabelförmige Enden die an die Außenfläche der Röhren angenieteten T-Eisen umfassen.

Der obere Rand der Röhre liegt in der Höhe des höchsten schiffbaren Wasserstandes. Bei noch höheren Wasserständen wird die Röhre oben zugedeckt, um ein Durchströmen des Wassers durch die Schleuse zu verhindern.

Da die Röhre einem verticalen Wasserdrucke nur in einer sehr geringen Fläche (ihrem horizontalen Blechquerschnitt) ausgesetzt ist, so hat man, um den Umlauf zu öffnen, fast nur das Eigengewicht des Ventiles zu heben. Dieses Eigengewicht ist zwar nicht unbedeutend (ca. 15 Centner), wird aber durch ein hufeisenförmiges Gegengewicht aufgewogen, so daß das Ventil in jeder Lage im Gleichgewichte sich befindet, und zu seiner Bewegung nur die Reibung in den Rollen und Ketten des Gegengewichtes und in den Führungsarmen zu überwinden ist.

Zur bequemen und raschen Bewegung des Ventils ist eine einfache Winde mit Zahnstange angebracht, mittelst welcher der Aufzug eines Ventils durch einen Arbeiter mit Leichtigkeit in 5 Secunden stattfindet.

Die Füllung der Kammer dauert, wenn beide Ventile gleichzeitig gehoben werden, bei gewöhnlichem Wasserstande $3\frac{1}{2}$ Minuten.

Bei der ersten Inbetriebsetzung der Ventile trat eine Erscheinung ein, welche, obgleich sie hätte vorausgesehen werden können, doch alle Anwesenden nicht wenig überraschte und die Eröffnung des Schleusenbetriebes um einige Tage verzögerte. Die Ventile stiegen, nachdem dieselben um ein Geringes mittelst der Winde gehoben waren, von selbst ziemlich rasch bis zu ihrer größten Hubhöhe auf, wurden aber gleich darauf mit so großer Gewalt wieder herab und in die Ventilsitze geschleudert, daß die Gegengewichtsketten zerrissen und die in ihren Sitzen festgeklemmten Ventile nur mit großer Mühe wieder gelöst werden konnten.

Die Ursache dieser Erscheinung wurde aber sofort darin erkannt, daß die in dem Deckel der Ventilröhre angebrachte 15 cm weite Luftöffnung zu klein war. Die bei dem Heben des Ventiles in der Röhre aufsteigende Wassersäule comprimirt die Luft in der Röhre etwas, da dieselbe durch jene Oeffnung nicht schnell genug entweichen konnte. So wurde das Ventil zunächst durch den unter dem Deckel wirkenden verstärkten Luftdruck gehoben, bald darauf aber die im Ventile aufgestiegene Wassersäule durch die saugende Wirkung der inzwischen in den Umlaufcanälen entstandenen heftigen Strömung sehr energisch hinabgezogen, daher die Luft in der Röhre verdünnt und das Ventil durch den atmosphärischen Ueberdruck hinabgeschleudert.

Nachdem die Oeffnungen in den Deckeln der Röhren etwa bis auf die Hälfte des Röhrenquerschnittes erweitert waren, wurde der Gang der Ventile ein vollkommen ruhiger und befriedigender.

Der Hub des Ventiles wird dadurch begrenzt, daß sich das Gegengewicht auf die in der Zeichnung angedeutete Auskragung des Mauerwerkes der Ventilnische auflegt. Die Gegengewichtsrollen sind mittelst durchgehender Bolzen unter der die Ventilnische bedeckenden Granitplatte befestigt, welche aufser der Ventilwinde auch noch den Ständer der Thorwinde trägt. Letztere, auf Blatt 39 dargestellt, besteht aus einer durch ein Paar konischer Räder in Bewegung zu setzenden stehenden Welle, deren unteres Ende ein Getriebe trägt, welches in eine an dem Thore befestigte Zahnstange eingreift. Die Stärke der Zahnstange ist nicht überall gleichmäßig, sondern so bemessen, daß bei den verschiedenen, während der Bewegung des Thores eintretenden Stellungen der Zahnstange stets der für den richtigen Eingriff des Getriebes angemessene Spielraum zwischen dem Getriebe und der festen Leitrolle vorhanden ist.

Dieses einfache Mittel, den jederzeit richtigen Eingriff des Getriebes in die Zahnstange zu erzielen, ist der Anordnung beweglicher Leitrollen, wie solche bei den Thorwinden ähnlicher Construction in der Regel gefunden wird, entschieden vorzuziehen.

Der Angriffspunkt der Zahnstange liegt in der Mitte des Thorflügels, um die Zahnstange nicht zu lang und schwerfällig zu gestalten; auch liegt derselbe etwas (20 cm) vor der oberen Thorfläche, wodurch der Hebelsarm der Kraft beim Beginn des Thoraufzuges etwas vergrößert, und zugleich die Winkelbewegung der Zahnstange verringert wird, so daß die letztere in einem verhältnißmäßig kurzen und engen Canale Platz findet. Die Zahnstange ist von Schmiedeeisen mit aufgenieteten gußeisernen Zähnen.

Die Schleusenthore wurden, um bei dem bedeutenden Gefälle der Schleuse von 3,5 m die Thorriegel möglichst wenig zu schwächen, ohne durchgehende Streben construirt. Dagegen wurden auf beiden Seiten des Thores Zugbänder angeordnet, welche durch ein Keilschloß (Blatt 38) in die gehörige Spannung versetzt werden.

Die unteren Thorzapfen sowie die in den Wendesäulen befestigten Pfannen sind von Gußeisen und greifen halbkugelförmig in einander. Der obere Thorzapfen sowie das Halsband und dessen Verankerung entsprechen der bei der Leesenbrück'schen Schleuse im Finow-Canal angewendeten Construction (s. Zeitschrift für Bauwesen 1854).

In den Unterthoren befinden sich Schützöffnungen von 0,70 m Höhe, 1,30 m Breite. — Die Schütze ist verdoppelt, aus horizontalen und verticalen Bohlen mittelst Schraubenbolzen verbunden. Die Gleitflächen sind mit schmiedeeisernen durch Holzschrauben befestigten Flachschieben belegt, und die Unterkanten der Schütze und der Schützöffnung abgerundet, um den Durchfluß des Wassers und dadurch die rasche Entleerung der Schleusenkammer zu befördern.

Um bei der verhältnißmäßig großen Breite der Schütze das sogenannte Ecken derselben zu verhindern, hat die mittlere der verticalen Bohlen der Schütze eine solche Länge erhalten, daß sie als Zugstange über die ganze Höhe des Thores bis zur Zahnstange der Aufzugswinde reicht und so durch ihre Steifigkeit und feste Verbindung mit der Schütze die gute Parallelführung der letzteren sichert.

Die Aufzugswinde gewährt eine 75fache Kraftverstärkung. Ein kräftiger Arbeiter bewirkt den Aufzug einer Schütze in 25 Secunden.

Die Oberthore haben keine Schützöffnungen und auch keine Fufsbrücke erhalten, da die letztere über dem Oberhaupte in fester Lage angebracht werden konnte, ohne den

Schiffen, welche hier nur mit niedergelegten Masten durchgehen, hinderlich zu sein.

Breslau im Februar 1879.

E. Cramer.

Dampfbagger, bei der Fundirung der Bürgerwerder-Schleuse in Breslau angewendet.

(Mit Zeichnungen auf Blatt 40 im Atlas.)

Die Fundirung der neuen Bürgerwerder-Schleuse in Breslau war wegen der sehr großen Tiefe der Baugrube von 8 m unter dem gewöhnlichen und 11 m unter dem höchsten Wasserstande, so wie wegen der gebotenen Rücksichtnahme auf die ungestörte Erhaltung des Betriebes der alten Schleuse mit mannigfachen Schwierigkeiten verbunden, deren Ueberwindung die Anwendung aufsergewöhnlicher Hilfsmittel forderte.

Zu diesen Schwierigkeiten gehörte zunächst, nach Beseitigung der zahllosen Grundhindernisse, welche die Baugrube in der Gestalt alter Spundwände, Bohlwerke, Brückenjoche, Pfahlroste und Mauerreste durchsetzten, die Ausbaggerung der Baugrube bis zu der erforderlichen Tiefe von 4,25 m unter Null des Pegels.

Zu dieser Ausbaggerung wurde die auf Blatt 40 dargestellte Baggermaschine mit Locomobil-Betrieb angewendet.

Das Gerüst, auf welchem diese Baggermaschine über der Baugrube nach deren Längenrichtung beweglich ist, sowie der auf diesem Gerüst stehende Wagen, welcher die Bewegung des Baggers in der Querrichtung der Baugrube vermittelt, wurden nach Beendigung der Baggerarbeiten noch zu verschiedenen anderen Zwecken, namentlich bei der mittelst Trichter ausgeführten Betonschüttung benutzt.

Das fahrbare Gerüst hat eine Spannweite von 19,40 m und ruht mittelst 6 Räder von 0,50 m Durchmesser auf Eisenbahnschienen, welche auf den an beiden Langseiten der Baugrube hergestellten festen Arbeitsgerüsten befestigt sind. Zu der in der Zeichnung dargestellten Construction des fahrbaren Gerüsts ist nur zu bemerken, daß die Trägerbalken desselben wegen ihrer großen Länge aus zwei über der gußeisernen Mittelsäule gestoßenen Theilen zusammengesetzt werden mußten, welche durch die untergelegten Sattelhölzer und durch einen zwischengelegten Balken mit einander verbunden sind.

Das Gerüst wurde vor dem Gebrauche einer in seiner Mitte angebrachten Probelastung von 500 Centnern unterworfen, nachdem die größte während des Gebrauches eintretende Belastung zu 400 Centner berechnet worden war.

Die Baggerleiter, welche in Fig. 1 und 2 in der während der Baggerarbeit eintretenden steilsten Lage gezeichnet ist, hat zwischen der oberen und unteren Trommelwelle eine Länge von 16,2 m.

Die beiden 0,20 m breiten, in der Mitte 0,40 m hohen Leiterbalken von Fichtenholz bilden mit der hohlen gußeisernen Drehachse (Fig. 6 und 7), an welcher sie in ihren oberen Endpunkten befestigt sind, ein unverschiebliches Dreieck, dessen Steifigkeit, trotz der großen Länge der Leiter und der Leichtigkeit ihrer Construction, sich während des Betriebes als vollkommen ausreichend erwiesen hat. Die beiden Enden der Drehachse ruhen in hölzernen, auf dem

Baggerwagen befestigten Lagern und enthalten zugleich die Lager für die durch die Drehachse concentrisch hindurchgehende schmiedeeiserne Betriebswelle des Baggers, auf deren aus der Drehachse heraustretenden Enden einerseits die zur Bewegung dienende Riemscheibe, andererseits das Getriebe aufgekeilt ist, welches die Bewegung auf das Zahnrad der oberen Trommelwelle überträgt.

Die Form und Größe der Baggereimer und der Kettenlieder wurde so bemessen, daß diese Theile später als Reservestücke für einen im Besitze der Bauverwaltung befindlichen schwimmenden Dampfbagger benutzt werden konnten.

Die Baggerkette läuft bei ihrem Aufgange nicht auf Rollen oder Rädern, sondern auf einer Bahn von 1 cm starken schmiedeeisernen Flachschieben, welche mittelst Holzschrauben auf untergelegten Bohlen befestigt sind (Fig. 3).

Beim Beginn des Betriebes wurden versuchsweise auch diese Eisenschienen fortgelassen, aber die Unentbehrlichkeit derselben stellte sich schon in den ersten Tagen heraus, da die Baggerkette sehr bald tiefe Rinnen in die Holzbahn eingeschliffen hatte. — Dagegen haben die Flachschieben ihren Zweck vollständig erfüllt und waren nach Beendigung der etwa 100 Tage umfassenden Dauer des Betriebes so wenig abgenutzt, daß sie wohl noch eine gleiche Betriebszeit ausgehalten haben würden.

Das Abrutschen der Baggerkette, von der Baggerleiter wurde durch die zur Seite angebrachten Holzleisten (Fig. 3) in einfacher und zweckmäßiger Weise verhindert.

Die Mehrarbeit, welche zur Ueberwindung der Reibung der Baggerkette auf den Eisenschienen, im Vergleiche mit einer auf Rollen laufenden Baggerkette, geleistet werden mußte, berechnet sich auf etwa $\frac{1}{3}$ Pferdekraft und kommt wenig in Betracht gegen den Vortheil der Einfachheit und Kostenersparniß, welchen die gewählte Anordnung gewährt hat. Bei ihrem Niedergange geht die Baggerkette über die unter der Baggerleiter angebrachte, aus zwei Holzscheiben von 1,40 m Durchmesser bestehende Führungstrommel (Fig. 3^a im Durchschnitt). Dadurch wird die Baggerkette, nachdem sie die obere Kettentrommel verlassen hat, sofort straff unter die Baggerleiter gezogen, so daß der Inhalt des ausgießenden Baggereimers nicht auf den vorhergehenden Eimer fallen kann.

Die Holzscheiben dieser Führungstrommel mußten nach 10 Betriebswochen durch neue ersetzt werden, weil sie durch das häufige Anstoßen der Schneiden der Baggereimer abgenutzt und unrund geworden waren.

Die gußeiserne Gabel (Fig. 4 und 5), welche die Lager der unteren Kettentrommel trägt, ist an der hölzernen Baggerleiter verstellbar befestigt, so daß die Entfernung der unteren von der oberen Kettentrommel etwas vergrößert werden kann, wie es bei der durch die Abnutzung der Ket-

tenbolzen und Bolzenlöcher allmählig eintretenden Verlängerung der Baggerkette wünschenswerth ist.

Die Leistung der Maschine betrug pro Stunde 15 cbm Sand und Kiesboden.

Zum Betriebe diente eine 8pferdige Locomobile, welche dem Zwecke vollständig genügte.

Breslau im Februar 1879.

E. Cramer.

Ueber die Wasserstraßen Frankreichs, insbesondere über die Flüsse Seine, Loire, Saône und Rhône.

Aus dem Reisebericht von J. Schlichting, Professor an der Königl. technischen Hochschule Berlin.

In Verbindung mit dem Besuch der Weltausstellung von 1878 hat der Vorbezeichnete mit staatlicher Unterstützung einige Flüsse, Canäle und Seehäfen Frankreichs bereist, und gestattet sich, die hierbei, bezüglich der Wasserstraßen im Allgemeinen und der Flüsse Seine, Loire, Saône und Rhône im Speciellen, gewonnenen Resultate nachstehend mitzutheilen:

I. Die Wasserstraßen Frankreichs im Allgemeinen.

Frankreich besitzt ein ausgedehntes, weit verzweigtes Netz natürlicher und künstlicher Wasserstraßen, deren Gesamtlänge, mit Ausschluß des Fluthgebiets der Flüsse, der Binnenseen und der nordöstlichen Wasserstraßen — Rhein, Ill, Saar und Mosel — zur Zeit 11400 km beträgt. Darunter befinden sich rot. 3400 km canalisirte, 3000 km uncanalisirte schiffbare Flüsse und 5000 km Schifffahrtscanäle. Rechnet man die vorstehend ausgeschlossenen Strecken hinzu, so stellt sich die Gesamtlänge, welche die Enquête-Commission für Verkehr schon im Jahre 1874 in ihrem, der National-Versammlung erstatteten Rapport zu 12939 km nachweist, auf mehr als 13000 km.

Von Alters her hat man den Wasserstraßen große Bedeutung beigelegt, den Bau des ersten Schifffahrtscanals schon im Jahre 1605 begonnen, und seitdem, ganz besonders aber im laufenden Jahrhundert, für Vermehrung und Verbesserung der Wasserwege große Summen verwendet, welche sich allein in der Zeit von 1814 bis 1870 auf 9386 Millionen Mark beziffern. Diese Thatsache entspricht der in Frankreich wohl allgemein gültigen Ansicht, daß der Wohlstand des Landes wesentlich vom Verkehr abhängt und letzterer in seinen Massentransporten der Wasserstraßen dringend bedürfe. Auch jetzt noch ist diese Ansicht die maßgebende, obwohl die Verkehrsmittel inzwischen durch zahlreich angelegte Eisenbahnen sehr erheblich vermehrt worden sind und von Rentabilität der Wasserstraßen, wenn man darunter die landesübliche Verzinsung und eventuelle Amortisirung des Bau Capitals, sowie die Aufbringung der Betriebs- und Unterhaltungskosten versteht, gar nicht die Rede sein kann. Daß man weder die Eisenbahnen als einen Ersatz oder als nachtheilige Concurrenten der Wasserstraßen ansieht, noch die unmittelbare Rentabilität der letzteren verlangt, vielmehr annimmt, daß die stetige Hebung des Nationalwohlstandes die wahre Rentabilität sei, welche aus dem Verkehr, aus Landesmeliorationen, aus der Anlage von Fabriken und industriellen Etablissements, aus der Erweiterung des Absatzgebiets der Forst- und landwirthschaftlichen Producte, sowie aus der besseren Nutzbarmachung der Schätze des Erdinneren an Kohlen, Erzen und Gestein resultirt, beweisen zur Genüge die Bestrebungen der Neuzeit, wonach Frankreich eine ganz erhebliche Vermehrung der

Eisenbahnen sowohl, als der Wasserstraßen beabsichtigt. Nicht weniger als circa 3000 km neue Wasserstraßen sind in Aussicht genommen, zu deren Herstellung einige Hundert Millionen Mark durch den Staat, die Departements, die Gemeinden und sonstigen Interessenten aufgebracht und verwendet werden sollen.

Diese Projecte erstrecken sich nach einheitlich aufgestelltem Plan über ganz Frankreich, speciell über die Becken der Seine, Loire, Rhône, Garonne, Charente, des Golfs von Gascogne und des Canals la Manche. Obwohl es nicht Aufgabe des gegenwärtigen Berichtes ist, das projectirte Wasserstraßennetz zu beleuchten, so werden immerhin einige Bemerkungen über die Projecte in den drei erst genannten und vom Verfasser bereisten Becken Aufnahme finden können.

Was zunächst die Seine betrifft, so soll dieselbe auf der Strecke von Paris bis Rouen eine Minimalwassertiefe von 3 m erhalten und ihr oberer Lauf sowohl mit dem Nordosten, namentlich dem Rhein-Marne-Canal, als auch mit dem Westen — der Yonne und der Loire — durch eine neue bei Vitry an der Marne beginnende und bei St. Florentin in den Bourgogne-Canal einmündende Wasserstraße mit Abzweigungen nach Arcis an der Aube und Bar an der Seine, bezw. durch eine Fortsetzung von Joigny nach dem Canal von Briare bei Montargis in der Richtung auf Orléans verbunden werden.

Die Loire gestattet wegen ihrer mangelhaften Schiffbarkeit in ihrem gesammten oberen und mittleren Lauf bis zur Höhe von Angers eine Verbindung der auf beiden Ufern vorhandenen und noch anzulegenden Wasserstraßen nicht, die Schifffahrt bedarf daher für jedes Ufer besonderer Verkehrswege. Demgemäß gehen die neu aufgestellten Projecte dahin, auf dem rechten Ufer den bestehenden Canal Montargis-Orléans über Vendôme bis zum Loir (nicht zu verwechseln mit Loire) bei Château du Loir mit Abzweigungen nach Beaugency und Tours fortzusetzen und weiter hin eine Verbindung dieses Flusses mit der Mayenne, und des Oudon mit der bald darauf in den Canal Brest-Nantes einmündenden Vilaine herzustellen, somit also dem Norden und dem Centrum Frankreichs den Schifffahrtsweg nach dem atlantischen Meere zu eröffnen. Auf dem linken Ufer soll das Kohlenbecken von Montluçon für den Hafen von Nantes erschlossen und dementsprechend ein neuer Canal von St. Amand über la Châtre und Châtelleraut nach Chalonnes zu der dort schon gut schiffbaren Loire, sowie eine Weiterführung des Loire-Seitencanals flussaufwärts über Roanne bis la Noirie hergestellt werden.

Die Rhône endlich ist für die Strecke von Lyon bis Beaucaire mit einem Seitencanal auf ihrem rechten Ufer und

einzelnen Abzweigungen bedacht, da man die Schiffbarmachung dieses Flusses durch Regulirungswerke bezweifelt und günstigenfalls nur eine Minimalwassertiefe von 1,60 m beim étiage*) erwartet, eine solche von 2 m aber mit Rücksicht auf die Canäle des Nordens und Ostens für nothwendig hält. Ausserdem ist noch für den Seehafen von Marseille eine schiffbare Verbindung mit dem bestehenden Canal von Arles in Aussicht genommen.

Mit Ausschluß der Seehäfen und des Fluthgebiets der Flüsse concentrirt sich der Haupt-Güterverkehr auf den Nordosten Frankreichs. Im Ganzen beträgt nach Debauce (Manuel de l'Ingénieur — Paris 1878 Seite 446) der Gesamt-Güterverkehr der Binnenschiffahrt 2124 Millionen Kilometertonnen und es entfällt auf jede derselben allein an Zinsen des aufgewendeten Baucapitals der verhältnismässig hohe Betrag von 0,02 *M.*, so daß die Schiffahrtsstraßen in Frankreich mit Ausnahme des Nord- und Seine-Bassins den Staatschatz ganz erheblich belasten. Man hofft nun durch Vermehrung und Verbesserung der Wasserstraßen einen erheblich größeren Verkehr, somit aber auch eine bessere Rentabilität herbeizuführen, und wohl mit Recht, denn die projectirte Vermehrung der Schiffahrtswege erschließt dem Verkehr nicht nur eine größere Masse von Transportobjecten, sondern schafft ihm auch kürzere und zweckmässigere Verbindungen, erweitert zugleich auch das Absatzgebiet, während aus der geplanten Verbesserung der schon vorhandenen Wasserstraßen eine größere Fahrtiefe und demgemäss auch eine größere Ladungsfähigkeit der Fahrzeuge resultirt. Da sich hiernach die Werthe der beim Schiffahrtsverkehr in Frage kommenden wesentlichsten Factoren — Gütermasse, Ladungsfähigkeit der Fahrzeuge, Transportweite und Absatzgebiet — vergrößern, die Transportkosten aber verringern, so muß auch die aus diesen Factoren sich ergebende Rentabilität entsprechend günstiger werden. Trotz der bisherigen in Bezug auf directe Rentabilität der Wasserstraßen ungünstigen Resultate und trotz der in dieser Beziehung auch in anderen Ländern seit Bestehen der Eisenbahnen gemachten, vielfach als ungünstig bezeichneten Erfahrungen ist man in Frankreich an maassgebender Stelle auch jetzt noch der Ansicht, daß ein Schiffahrts canal, falls er der Concurrnz der Eisenbahnen nicht unterliegt, schon bei einem jährlichen Verkehr von 3 Millionen Centner das aufgewendete Baucapital verzinse, hierzu aber einen Verkehr von 12 Millionen Centner erfordere, wenn er neben den Eisenbahnen für eine noch zweckmässige Anlage erachtet werden soll. Es wird dabei aber von dem Grundsatz ausgegangen, daß die Schiffahrtsstraßen den Eisenbahnen gar keine Concurrnz machen, vielmehr zur Unterstützung derselben, ja sogar zur Hebung ihres Verkehrs dienen sollen. Den Wasserstraßen will man nämlich nur den Massentransport der Rohstoffe, den Eisenbahnen aber neben dem Personenverkehr auch den Transport der aus den Rohstoffen gefertigten Producte überweisen, indem man die Eisenbahnen zum Transport der Rohgüter für zu theuer und zu wenig leistungsfähig hält, dagegen erwartet, daß ihnen aus der Hebung der Industrie und Landwirthschaft nicht nur ein größerer Personenverkehr, sondern auch der Transport derjenigen, aus den Rohstoffen gefertigten und aus der Landwirthschaft ge-

*) Unter étiage versteht man den bei Aufnahme des Flussnivellements bekannten niedrigsten Wasserstand.

wonnenen Producte, welche wegen ihres höheren Werths die Eisenbahn-Tarifsätze ertragen können, zufallen werde.

Sowohl die Landwirthschaft, als auch die Industrie erblicken in Frankreich die Sicherung ihrer Existenz vorzugsweise in Vermehrung der Wasserstraßen und Eisenbahnen, und es scheint dort trotz der ungünstigen Erfahrungen in anderen Ländern, die sich übrigens nicht auf jedes andere Land ohne Weiteres übertragen lassen, der Nachweis für die Richtigkeit des vorstehenden Satzes, sowie desjenigen, daß die Wasserstraßen eine Schädigung der Eisenbahnen nicht herbeiführen, thatsächlich erbracht worden zu sein, da sich anderenfalls die jetzt beabsichtigte Aufwendung von Milliarden für die gleichzeitige Vermehrung der Eisenbahnen und Wasserstraßen weder erklären noch rechtfertigen lassen würde.

II. Die Flüsse.

Die Seine, Loire, Saône und Rhône können zwar im natürlichen Zustande auf lange Strecken als schiffbare Flüsse gelten, wenn man unter dieser Bezeichnung einen zeitweise eintretenden und sehr variablen Grad von Schiffbarkeit versteht, keineswegs aber, wenn man eine stetige, dem heutigen Bedürfnis entsprechende Schiffbarkeit fordert. In letzterem Falle sind von Natur nur die unteren, im Fluthgebiet der Meere belegenen Strecken schiffbar. Einen Fluß von der natürlichen Schiffbarkeit des Rheins hat Frankreich nicht, obwohl der Rhône-Fluß ihn im unteren Lauf an Breite und Wassermasse erreichen oder gar noch überragen mag. Vergleicht man die französischen und deutschen Flüsse im Allgemeinen und sieht hierbei von einzelnen Ausnahmen ab, so macht sich zunächst der wesentliche Unterschied geltend, daß der Mehrzahl nach jene im Gebirgs- und Hügelland, diese aber im Flachlande liegen. In Folge dessen haben jene denn auch im Allgemeinen ein stärkeres Gefälle, eine größere Masse und gröbere Sinkstoffe*) als diese. Jedes Hochwasser erzeugt aber in Flüssen mit starkem Gefälle eine erhebliche Sinkstoffbewegung, und hieraus resultirt jedesmal eine solche Verwilderung des Flußbetts, daß sich eine einigermaassen stetige Fahrinne gar nicht auszubilden vermag. Von der Art und dem Umfang der Verwilderung der Flußbetten, sowie von der Ausdehnung der abgelagerten Sinkstoffbänke und der Größe der einzelnen Sinkstoffkörper konnte man sich bei der Loire auf ihrem oberen Lauf bis Orléans, sowie bei der Rhône im September und October v. J., in welcher Zeit ein sehr niedriger Wasserstand eingetreten war, überzeugen. Die mit zahlreichen Sinkstoffbänken bedeckten Flußbetten boten ein Bild des völlig verwilderten und regellosen Flußlaufs. Das Niedrigwasserbett hatte oft im Vergleich zu dem mit Sinkstoffbänken angefüllten Mittelwasserbett nur eine Breite im Verhältniss von 1 : 10 bis 1 : 15. Aus der Gestaltung der Flußbetten und Flußthäler, nicht minder aber aus den an Brückenpfeilern und Uferbauwerken markirten Hoch- und Niedrigwasserständen liefs sich ferner erkennen, daß die Differenz zwischen der Niedrig- und Hochwassermasse erheblicher ist, als bei den meisten deutschen Flüssen. Es erklärt sich dies dadurch, daß dort die atmosphärischen Niederschläge, bei der vielfach

*) Unter Sinkstoffe werden sämmtliche, im Flußbett vorhandenen, zeitweise abgelagerten, zeitweise in Bewegung begriffenen Gerölle-, Geschiebe-, Kies-, Sand-, Schlick- und Schlamm Massen verstanden.

gebirgigen Beschaffenheit der Flußgebiete, nur wenig in das Erdinnere einzudringen vermögen und fast in ihrer ganzen Masse sofort nach ihrem Entstehen den Flußbetten zugeführt werden, so daß letzteren in trockenen Zeiten das Speisewasser nahezu ganz fehlt, während in unsere Flüsse zunächst nur ein Theil der atmosphärischen Niederschläge gelangt, ein erheblicher Theil aber in das Erdreich eindringt. Letzteres bildet sonach ein großes ausgedehntes Reservoir, welches sich nur nach und nach entleert, also noch lange Zeit nach den Hochfluthen eine allmähliche Zuführung der Wassermasse in die Flußbetten veranlaßt. Im Allgemeinen sind in den französischen Flüssen niedrige Wasserstände mit so unzureichenden Fahrtiefen vorherrschend, daß die Schifffahrt oft nicht ausgeübt werden kann. Bis zu einem gewissen Grade ist dies zwar auch bei den deutschen Flüssen, wenn man von dem Ausnahmefluß, dem im oberen Lauf von den Gletschern und im mittleren Lauf von einigen Gebirgsflüssen gespeisten Rhein absieht, der Fall, es entstehen aber die Hochfluthen weder so plötzlich, noch so oft, sie treten vielmehr meist periodisch ein und halten längere Zeit an. Auch bei niedrigen Wasserständen erfolgt noch eine stetige Speisung, so daß der Wassermangel und die Zeit, in der dieser eintritt, bei Weitem nicht so störend auf die Schifffahrt einwirken, als bei der Loire und Rhône oberhalb ihres Fluthgebiets. Ist der Schifffahrt auf diesen Flüssen nun schon der häufige und schroffe Wechsel der Wasserstände, sowie die kurze Dauer der Schifffahrtszeit nachtheilig, so veranlaßt die lange anhaltende Wasserarmuth ihr völliges Daniederliegen. Es tritt aber außerdem noch der Uebelstand hinzu, daß die Bergfahrt durch das starke Gefälle behindert wird. Aus diesen Gründen ist die Schifffahrt auf der oberen Loire bis Orléans und selbst bis zur Höhe von Angers von nur geringer, und auch auf der Rhône selbst von Lyon abwärts von keiner großen Bedeutung. Lebhaft wird sie nur in denjenigen Zeiten, in denen die atmosphärischen Niederschläge lange anhalten, und im Sommer bei jeder, durch Regen erzeugten Fluthwelle. Diese wird aber, obwohl sie meist nur wenige Tage anhält, möglichst vollständig, hauptsächlich aber nur für die Thalfahrt ausgenutzt. Die günstigeren Gefälleverhältnisse, die geringere Masse und Fortbewegung der Sinkstoffe, der seltenere Wechsel der Wasserstände und die längere Dauer der Schifffahrtsperiode sind hiernach Vorzüge der deutschen Flüsse im Vergleich zu den Flüssen Frankreichs, welche, wie die obere Loire und Rhône, vorzugsweise gebirgige Territorien durchströmen. Bei der oberen Seine und der Saône liegen die Verhältnisse in vieler Beziehung analog, sie haben sich indessen, da diese Flüsse canalisirt sind und dieserhalb ihr Niedrigwasserbett bei der Bereisung nicht beobachtet werden konnte, nicht so speciell constatiren lassen.

Aus dem Gesagten ergibt sich, daß bei der Verschiedenheit wesentlicher Eigenschaften der französischen und deutschen Flüsse dort und hier auch verschiedenartige Mittel zur Schiffbarmachung bzw. zur Erhöhung der natürlichen Schiffbarkeit angewendet werden mußten, und es erklärt sich nun, warum dort die hier in Deutschland vorzugsweise gebräuchliche Regulierungsweise nur wenig Anwendung gefunden hat. Daß die französischen Hydrotekten bei ihren Flüssen, bei denen annähernd ähnliche Bedingungen gegeben sind, nach denselben Principien bei Schiffbarmachung der Flüsse verfahren, beweisen die Garonne und Midouze, welche sich mit

deutschen Flüssen noch am ersten vergleichen lassen. Selbst bei der unteren Rhône ist dies der Fall. Auch dort hat man Einschränkungswerke und zwar sowohl Buhnen, als Parallelwerke verwendet und führt solche noch gegenwärtig aus. Dagegen hat man bei Flüssen mit lebhaftem Gefälle und unzureichender Niedrigwassermasse, wie bei der Seine und Saône, von Regulierungswerken Abstand genommen, weil sie in diesen Fällen thatsächlich eine dem Schifffahrtsbedürfnis entsprechende Fahrtiefe nicht zu erzeugen vermögen, und diese Flüsse nur zur Canalisirung geeignet sind. Da Frankreich mehr derartige Flüsse besitzt, als Deutschland, erklärt es sich, warum dort das Mittel der Canalisirung, hier dagegen, in dem Lande größer, wasserreicher Flüsse mit mäsigem Gefälle, das Mittel der Regulirung das Vorherrschende geworden ist.

Bis zur Erfindung der beweglichen Wehre im Jahre 1838 war indess auch in Frankreich das Mittel der Canalisirung nur wenig geeignet, weil dauernd feste Stauanlagen die normale Abführung des Hochwassers, Eises und der Sinkstoffe behindern und hierdurch die Flußthäler gefährden. Man wendete daher früher zur Schiffbarmachung der Flüsse je nach den Localverhältnissen drei verschiedenartige Mittel an, nämlich Regulirung, Baggerung und Erzeugung periodischer Fluthwellen durch Stauwerke (système des éclusées). Letzteres bestand darin, einen Theil der Hochwassermasse im Flußbett durch Stauwerke zurückzuhalten und zur Zeit der niedrigen Wasserstände periodisch abzuführen, um auf diese Weise die beladenen Fahrzeuge mit der Fluthwelle stromabwärts zu senden.

Das Poirée'sche Nadelwehr verdrängte aber nicht nur dieses System und das der Baggerung nahezu ganz, sondern auch das der Regulirung größtentheils, und dieses wohl vorzugsweise aus dem Grunde, weil Frankreich in der That arm ist an solchen Flüssen, welche über eine stetige, für die Schifffahrt ausreichende Niedrigwassermasse verfügen.

Sonach handelt es sich in Frankreich zur Zeit nur noch an wenigen Flüssen um Regulirung, bei der Mehrzahl dagegen um Canalisirung, und dort, wo diese wegen der Gefälleverhältnisse, Sinkstoffbewegung und erheblichen Hochwassermasse nicht anwendbar ist, um Seitencanäle. Letztere werden, wie bei den steigenden Anforderungen der Schifffahrt zu erwarten steht, das System der Regulirung in Frankreich immer noch mehr verdrängen, es ergibt sich dies daraus, daß manche französische Hydrotekten auch die regulirten bzw. noch in der Regulirung begriffenen Rhönestrecken durch einen Seitencanal ersetzen wollen. Man darf jedoch hieraus keineswegs den Schluß ziehen, als sei nun auch die Regulirung unserer Flüsse ein überwundener Standpunkt. Bei ihnen walten ja wesentlich andere und günstigere Verhältnisse ob, auch würde sich das System der Canalisirung bei unseren großen Flüssen in den meisten Fällen gar nicht bewähren, während das der Regulirung, bei rationeller Anwendung, eine wesentliche Erhöhung der zeitigen Schiffbarkeit sicher erwarten läßt.

Wie sich aus der nachfolgenden Beschreibung der Flüsse ergibt, hat die Bereisung Gelegenheit zur Besichtigung von Flußstrecken geboten, welche sich theils noch im natürlichen und unregulirten Zustande befinden, theils canalisirt, theils regulirt sind, theils aber auch im Fluthgebiet des Meeres liegen.

1. Die Seine.

Zu den bedeutendsten Flüssen Frankreichs, in Bezug auf Schifffahrt, gehört zur Zeit die Seine, und dies ist wesentlich eine Folge der zur Erhöhung ihrer natürlichen Schiffbarkeit angewendeten Mittel. Von Natur schon, selbst in ihrem oberen Lauf von der Yonne-Mündung ab bis zu einem gewissen Grade schiffbar, mußte der Umstand, daß sie die Weltstadt Paris, den socialen, politischen, commerciellen und industriellen Centralpunkt des reichen Landes berührt und diesen einerseits mit dem Meer, andererseits aber mit den Wasserstraßen des Nordens und Ostens verbindet, zu dem Bestreben führen, ihre Schiffbarkeit nach Möglichkeit zu erhöhen, ein Bestreben, welches auch heute noch mit solcher Beharrlichkeit verfolgt wird, daß sich die Seine, namentlich in ihrem Lauf von Paris bis Rouen, als denjenigen Fluß Frankreichs bezeichnen läßt, bei welchem die Lösung der Frage — in wie weit durch hydrotechnische Mittel die Schiffbarmachung einer derartigen natürlichen Wasserstraße überhaupt erreichbar sei — wohl zu erwarten steht.

Bei der Seine werden drei Strecken unterschieden, und zwar:

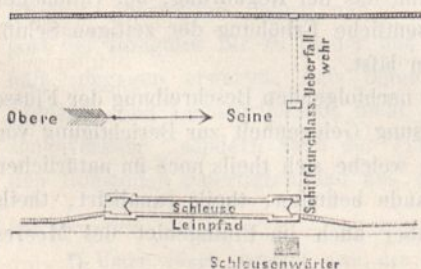
- a) die obere Seine (haute Seine),
- b) die untere Seine (basse Seine), und
- c) die Seine im Fluthgebiet (Seine maritime oder auch Seine inférieure).

a) Die obere Seine.

Sie umfaßt die 189 km lange Strecke von Marcilly bis Paris, welche indessen nur auf 101 km Länge von der Yonne-Mündung ab bei Montereau schiffbar ist. Zwar befinden sich auch auf der oberen, 88 km langen Strecke noch 8 Schleusen, doch beträgt dort die Wassertiefe zeit- und streckenweise nur 0,50 m, so daß die Schiffbarkeit oft nur eine geringe ist und thatsächlich erst von Montereau ab Bedeutung gewinnt. Die hier einmündende Yonne ist schon 118 km oberhalb, und zwar in erheblicherem Grade als die Seine oberhalb des Zusammenflusses, schiffbar. Von Laroche ab ist die Yonne auf 91 km Länge durch 17 Stauanlagen canalisirt. Auch ihre Wassermasse überragt die der Seine, indem sie bei niedrigem Wasserstande 17 cbm und bei Hochfluthen ca. 1000 cbm beträgt, während die Seine bei Montereau nach Aufnahme der Yonne nur 27 bzw. 1300 cbm Wasser pro Secunde abführt.

Von Montereau ab mündet in die Seine auf dem linken Ufer der Canal von Loing, die Fortsetzung des Loire-Seiten-canal, und auf dem rechten Ufer der von Saint-Dizier bis Charenton auf 300 km Länge schiffbare Marne-Fluß. Auf ihrer canalisirten Strecke von Montereau ab bis Paris besitzt sie 100 bis 150 m Breite, ein Gefälle von 0,15 bis 0,21 m pro km, 12 bewegliche Wehre mit Schleusen von je 12 m Breite und 185 bis 195 m nutzbarer Länge, sowie eine Minimalwassertiefe

von 1,60 m. Nebenstehende Skizze zeigt die allgemeine Anordnung der genannten Stauanlagen. Jede derselben besitzt eine Schifffahrtsschleuse (écluse), einen Schiff-



fahrtsdurchlaß (passe navigable) und ein Ueberfallwehr (déversoir). Die beiden letzteren haben massive Wehrrücken, welche in der Höhe um 1,10 m differiren, indem derjenige des Durchlasses in der mittleren Höhe der natürlichen Flußsohle 0,60 m unter dem étiage, derjenige des Wehrs dagegen 0,50 m über diesem Wasserstande liegt. Ueber den festen Wehrrücken erheben sich die beweglichen Stauvorrichtungen, und diese bestehen aus stellbaren, um horizontale Achsen drehbaren Klappen (hausses mobiles) von 3 m Höhe und 1,20 m Breite für den Schifffahrtsdurchlaß, bzw. 1,95 m und 1,80 m für das Ueberfallwehr. Im aufgerichteten Zustande reichen sie gemeinschaftlich bis zu demselben Wasserstande hinauf. Die Schleuse wird nur bei niedrigen und mittleren Wasserständen, bei höheren dagegen der geöffnete Schifffahrtsdurchlaß benutzt, dessen Klappen dann horizontal auf dem massiven Wehrrücken aufliegen, so daß sie die Schifffahrt nicht behindern. Das Ueberfallwehr hat den Zweck, das Oberwasser in möglichst constanter Höhe zu erhalten, den Wasserstand also durch verschiedene Stellung der Klappen, behufs Abführung von mehr oder weniger Wasser, zu reguliren. Zur Zeit hoher Wasserstände und während des Aufrichtens der Klappen des Schifffahrtsdurchlasses sind diejenigen des Ueberfallwehrs behufs Beförderung des Wasserabflusses außer Thätigkeit.

Nach Debaube beziffern sich die Kosten jeder der 12 Stauanlagen auf durchschnittlich 604000 \mathcal{M} , wovon auf den laufenden Meter Schifffahrtsdurchlaß 2456 \mathcal{M} und desgl. beim Ueberfallwehr 1137 \mathcal{M} entfallen.

b) Die untere Seine.

Sie beginnt an der Brücke Tournelle in Paris und endigt an der Brücke Brouilly bei Rouen. Von dieser 242 km langen Flußstrecke ist die obere, bis zur Oisemündung reichende, auf 62 km Länge, ihrer zeitigen Schiffbarkeit nach die bedeutendere. Auf dem ganzen Lauf von Paris bis Rouen zeigt der Fluß zahlreiche und scharfe Serpentinaen, theilt sich oft in mehrere Arme und hat bei Paris 120 bis 180 m, bei Rouen aber schon 180 bis 300 m Breite. Das absolute Gefälle beträgt rot. 25 m oder 0,103 m pro km, wechselt jedoch häufig innerhalb der Grenzen 0,084 und 0,170 m. Der Ueberfluthung wird das Flußthal bei seinem meist tief eingeschnittenen Flußbett nur dann ausgesetzt, wenn sich der Wasserstand um etwa 5 m über den étiage erhebt. Wo die Ufer niedriger liegen, sind entsprechend hohe Deiche errichtet. Zahlreiche Brücken überschreiten den Fluß und manche derselben bilden zur Zeit des Hochwassers für die Schifffahrt Hindernisse, indem die jetzt als normal geltende Durchfahrthöhe von 5,25 m zwischen dem höchsten Wasserspiegel und der Unterkante der Brückenconstruction vielfach nicht vorhanden ist.

Die Hochwassermasse soll im Jahre 1876 bei Mantes 2300 cbm und zur Zeit des étiage ebendasselbst 71 cbm pro Sec. betragen haben.

Bis zum Ende des letzten Jahrhunderts befand sich die untere Seine noch in ihrem Naturzustande, nur bestanden zwei, durch Einschränkungswerke hergestellte Stromschnellen, zu Morne bei Bezons und zu Poses, welche den Zweck hatten, durch Stauerzeugung die Wassertiefe über den der Schifffahrt besonders hinderlichen Untiefen (oberhalb) um etwas zu vermehren; die Passage dieser Stromschnellen erforderte indels

bei dieser Anordnung für die Bergfahrt eine bedeutende Vermehrung der Zugkräfte. Schon im Jahre 1804 begann man, den mangelhaften Zustand der Seine durch Anlage einer Schleusenhaltung bei Pont de l'Arche, sowie durch umfassende Baggerungen, welche selbst noch bis 1835 das wirksamste Mittel zur Vermehrung der Fahrtiefe bildeten, zu verbessern; doch brachte erhebliche Besserung erst die Erfindung der Nadelwehre, als durch eine Poirée'sche Wehranlage bei Bezons, welche die Beseitigung der hinderlichen Stromschnelle bei Morne gestattete, der günstige Erfolg dieses Systems constatirt worden war. Man beschloß nunmehr die Canalisation der gesammten unteren Seine, ließ durch Poirée 1845 ein Project aufstellen, welches die Errichtung von 14 Nadelwehren bezweckte und die Schaffung einer Minimalwassertiefe von 2 m in Aussicht stellte. Sparsamkeitsrücksichten waren indessen die Veranlassung, daß zunächst nur noch 4 solcher Stauanlagen wie bei Bezons, und zwar bei Andresy, Meulan, Garenne und Poses, genehmigt und in der Zeit von 1846 bis 1850 ausgeführt wurden. Allerdings wollte man sich auch mit einer Minimalwassertiefe von 1,60 m begnügen, überzeugte sich jedoch nach erfolgter Ausführung sehr bald davon, daß auch dieses Ziel lange nicht erreicht worden war. Trotzdem verlangte man nunmehr 2 m Wassertiefe und erbaute, um solche zu schaffen, nachträglich nicht nur in der Zeit von 1862 bis 1866 noch 2 weitere Nadelwehre zu Suresnes und Martot, sondern erhöhte auch gleichzeitig die Wehre zu Bezons und Andresy entsprechend, erreichte jedoch die erwünschte Tiefe auch nicht. In diesem Zustande befindet sich die untere Seine gegenwärtig immer noch. Nur auf der Strecke von Paris bis zur Oisemündung, sowie auf der untersten Strecke von Poses bis Rouen ist die Minimalwassertiefe von 2 m vorhanden, in dem mittleren Lauf jedoch lange nicht. Hier betrug sie nach verbürgten Mittheilungen in den Jahren 1868 und 1869 streckenweise nur 1,10 bis 1,37 m und im Jahre 1874 sogar auf einzelnen Stellen nur 0,90 m. Diese wenig günstigen Verhältnisse wurden schon im Jahre 1866 erkannt und gaben zur Aufstellung eines neuen Projects Veranlassung, welches auch bereits zur Ausführung genehmigt war und die Errichtung einer achten, bei Port-Villez projectirten Stauanlage, die weitere Erhöhung einzelner vorhandenen Wehre, die bessere Geradlegung des Flußbetts und die Vertiefung desselben durch Baggerung bezweckte. Aber noch ehe diese Arbeiten realisirt waren, stellte man schon die Forderung, daß eine im Schiffahrtsinteresse nothwendige Minimalwassertiefe von 3,20 m unter allen Umständen geschaffen werden müsse, in Folge dessen denn abermals ein anderweitiges Project, zuerst vom Ingenieur Krantz und sodann von dessen Amtsnachfolger Lagrené, dem Verfasser des Cours de navigation intérieure, im Jahre 1875 bearbeitet worden ist. Dieses zur Zeit maafsgebende Project beabsichtigt die Erbauung zwei neuer Stauanlagen, zu Rollebois und Andé, die Modification der massiven Wehrrücken der meisten schon vorhandenen Wehre, die Herstellung beweglicher Stauconstructions von 4 m Höhe und die Ausbaggerung der im Fluthgebiet des Meeres belegenen Strecke vom Unterwasser der untersten Stauanlage bei Martot abwärts bis Rouen. Außerdem soll noch jede Stauanlage eine zweite große Schleuse erhalten, da die jetzt vorhandenen bei 12 m Breite und 120 m nutzbarer Länge für den Verkehr nicht ausreichen. Etwa zwei Drittel des Anhangs der Toueurs muß

sich zur Zeit behufs Passage der Schleusen theilen, woraus sowohl Zeitverlust, als auch nachtheilige Anhäufung der Fahrzeuge erwächst. Die neuen Schleusen sollen daher auch so construirt werden, daß sie dem zwischen Paris und Rouen bestehenden Tauereibetrieb völlig genügen und dementsprechend gleichzeitig entweder in 2 Reihen 6 Küstenfahrer (cabotages) von à 50 m Länge und 8 m Breite, oder in 3 Reihen 12 Mastenboote (péniches) von ca. 36,50 m Länge und 5,10 m Breite, wie sie auf den Canälen des Nordens üblich sind, aufzunehmen vermögen. Ein Küstenfahrer der angegebenen Größe verdrängt bei 3 m Eintauchung 1200 cbm Wasser und trägt eine Nutzlast von 700 Tonnen, so daß bei einer Schließung eine Last von 4200 Tonnen gefördert werden kann. Demgemäß sollen die in Seitencanälen anzulegenden Schleusen 150 m Länge und 17 m Breite, in den Häuptern aber nur, wie bei den vorhandenen Schleusen, 12 m Breite erhalten. Den Schleusenanlagen in den mit 25 m Sohlenbreite projectirten Seitencanälen hat man den Vorzug vor der Anordnung der Schleusen im Flußbett gegeben, weil Seitencanäle die Ausführung der Schleusen erleichtern, sie bei Eisgang sichern, den Fahrzeugen bequeme Bergungsplätze bieten und endlich auch eine bessere Nutzbarmachung der durch die Stauanlage erzeugten Wasserkraft zu industriellen Zwecken gestatten. Für den Dremmel des Unterhauptes ist eine Höhenlage von 3,20 m unter dem gestauten Unterwasser, für den des Oberhauptes eine solche von 4,20 m unter dem gestauten Oberwasserspiegel festgesetzt worden, damit die Fahrzeuge in der Schleuse und im Schiffahrtsdurchlaß zur Zeit der Niederlegung der beweglichen Stauconstructionstheile dieselbe Tiefe vorfinden. Der massive Wehrrücken des Schiffahrtsdurchlasses ist zwar nur in der Tiefe von 4 m unter dem gestauten Oberwasserspiegel projectirt, liegt also 0,20 m höher als der Schleusenoberdremmel, es ist dies jedoch mit Rücksicht auf etwaige Versandungen für erforderlich erachtet worden. Um bei Schließung einzelner und kleiner Fahrzeuge Zeit und Wasser ersparen zu können, ist je nach Bedürfnis neben jeder derartigen Schleuse noch der Bau je einer kleineren von 50 m Länge und 8,20 m Breite mit derselben Höhenlage der Dremmel in Aussicht genommen.

Die Kosten der Ausführung dieses Projects betragen nach dem Anschlag 26 Millionen \mathcal{M} und diese Summe ist bereits durch Gesetz vom Jahre 1878 zu gedachtem Zweck zur Disposition gestellt. Sie werden, ev. mit Ausschluß einer vom Seinedepartement bedingungsweise offerirten Subvention von rot. 5 Millionen \mathcal{M} , vom Staat getragen, dagegen theilt sich derselbe bei denjenigen Kosten, welche durch die noch nicht veranschlagten Hafenanlagen und Landeplätze entstehen, bisherigem Usus entsprechend, nur mit einem Drittel, während Departement und Commune die anderen zwei Drittel zu gleichen Theilen übernehmen müssen, wenn die betreffende Anlage realisirt werden soll.

Eine besondere Schwierigkeit bildet noch die Beschaffung einer Minimalwassertiefe von 3,20 m auf der Seinstrecke innerhalb Paris. Das Seinedepartement hat nämlich die Zahlung der vorerwähnten Subvention an die Bedingung geknüpft, die normale Wassertiefe nicht nur bis zu der im Mittelpunkt der Stadt belegenen Monnaieschleuse, sondern auch bis oberhalb Paris herzustellen, eine Bedingung, die Seitens des Staats jedoch nur unter der Voraussetzung acceptirt

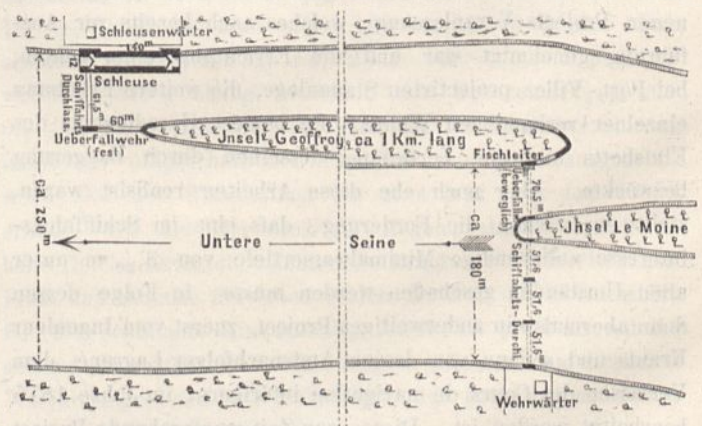
worden ist, daß man sich entschließt, von einer zweiten Stauanlage in Paris abzusehen. Da nun auch unterhalb Paris mit Rücksicht auf das Bois de Boulogne keine neue Stauanlage statthaft ist, so hofft man durch Erhöhung des nächstgelegenen Wehrs unterhalb, bei Suresnes um 1 m, sowie durch Baggerungen im Flußbett das gewünschte Ziel zu erreichen, verhehlt sich aber nicht, daß die Hebung des jetzigen Normalwasserspiegels manche andere Schwierigkeit bezüglich der bestehenden Hafenanlagen, Landeplätze, Brücken und Entwässerungscanäle veranlassen wird. Die Gesamtkosten zur Erfüllung der Bedingung des Departements sind auf rot. $8\frac{1}{2}$ Millionen \mathcal{L} veranschlagt und die Verhandlungen mit den verschiedenen, hierbei concurrirenden Behörden und Privaten zur Zeit im Gange.

Aus der Geschichte der Canalisirung der unteren Seine bis zu ihrer jetzigen Entwicklung ergibt sich einerseits, daß die Forderungen des bei der Schifffahrt interessirten Publikums in Bezug auf den Tiefgang der Fahrzeuge stetig zugenommen haben, andererseits aber auch, daß diese Forderungen bisher noch niemals voll und ganz befriedigt worden sind, indem sich die vor Ausführung der verschiedenen Projecte gehegten Hoffnungen bis jetzt immer nur theilweise realisiert haben, ein Mißerfolg, der weniger den Ingenieuren, als vielmehr der Tendenz der Verwaltung, aus Sparsamkeitsrücksichten statt eines einheitlichen Projects immer nur Stückprojecte zur Ausführung zu bringen, zur Last zu legen ist. Ein Theil des unzureichenden Erfolges wird allerdings auch dem Bausystem zuzuschreiben sein, an welches vielfach übertriebene Hoffnungen geknüpft zu werden pflegen. Statt der schon 1845 vorgeschlagenen Anlage von 14 Wehren, welche eine Minimalwassertiefe von 2 m schaffen sollten, gelangen zunächst bis 1850 nur deren 5 zur Ausführung, man begnügt sich mit dem Streben nach 1,60 m Wassertiefe, und nachdem auch diese nicht einmal erreicht ist, werden noch 2 weitere Stauanlagen bis zum Jahre 1866 concedirt und ausgeführt, denen dann noch eine achte hinzutritt. Auch in dem letzten, jetzt maßgebenden Project handelt es sich noch um den Neubau von 2 weiteren Wehren, so daß nach deren Ausführung statt der 34 Jahre vorher schon für erforderlich gehaltenen 14 Stauanlagen immer nur deren 10 bestehen würden.

Ob sich nun nach Durchführung des letzten Projects wiederum die alte Erfahrung des Unzureichenden ergibt, wird die Zukunft lehren. Der Unterzeichnete hält das System der Canalisirung keineswegs für in dem Grade vollkommen und fruchtbar, wie es vielfach beurtheilt wird, und ist in dieser, auch in seiner Broschüre „Zur Regulirung und Canalisirung der Flüsse, Berlin, Ernst & Korn, 1876,“ deponirten Ansicht durch die canalisirte Seine und ebenfalls durch die canalisirte Saône, zwei Flüsse, die sich ganz besonders zur Canalisirung eignen und bei denen dieses System auch zweifellos die beste und ergiebigste Anwendung findet, wenn man von übertriebenen Anforderungen absieht, bestärkt worden. Die Aufhebung bzw. Milderung der natürlichen Strömung zur Zeit der Functionirung der beweglichen Wehre und die Verbauung der natürlichen Fahrrinne durch die massiven, in der mittleren Höhe der Flußbettsohle liegenden Wehrrücken hat unausbleiblich nicht nur eine im Vergleich zu den Verhältnissen des natürlichen Flußlaufs eintretende Verlangsamung der Sinkstoffbewegung, sondern auch eine Ver-

mehrung der nachtheiligen Sinkstoffablagerungen, somit eine allmähige Hebung der Flußbettsohle zur Folge, aus der schon nach einem gewissen, noch nicht genau anzugebenden, übrigens auch für jeden Fluß verschiedenen Zeitraum Untiefen im Flußbett und stetige Verringerung der Minimalwassertiefe, nach einem längeren Zeitraum aber selbst Gefahren für die Flußthäler entstehen müssen. Die bisherigen Erfahrungen haben bereits die Nothwendigkeit von Baggerungen in fast allen canalisirten Flüssen ergeben, trotzdem die ältesten beweglichen Wehre erst seit etwa 35 Jahren bestehen, zur Zeit also die in jedem Flußbett streckenweise vorhandenen großen Tiefen noch Reservoirs zur Ansammlung der durch die Wehre in ihrer Fortbewegung behinderten Sinkstoffe bilden. Bestätigt sich in der Zukunft die vorausgesprochene Befürchtung, so wird man die nothwendige Schifffahrtstiefe nur durch stete Erhöhung der Wehre schaffen können. Trotz alledem bietet das System der Canalisirung zur Zeit bei manchen Flüssen das einzige Mittel, sie schiffbar zu machen, bzw. ihre natürliche Schiffbarkeit zu erhöhen, und dies ist schon ein Vortheil, der im Vergleich zu den Nachtheilen, welche sich für die Zukunft befürchten lassen, vielfach aber auch noch bestritten werden, die Verwendung des Systems in manchen Fällen rechtfertigt. Man wird es aber nicht bei Flüssen, die durch das Mittel der Regulirung gut schiffbar zu machen bzw. zu erhalten sind, anwenden, und auch nicht von ihm die Herstellung vollkommener Zustände erwarten dürfen.

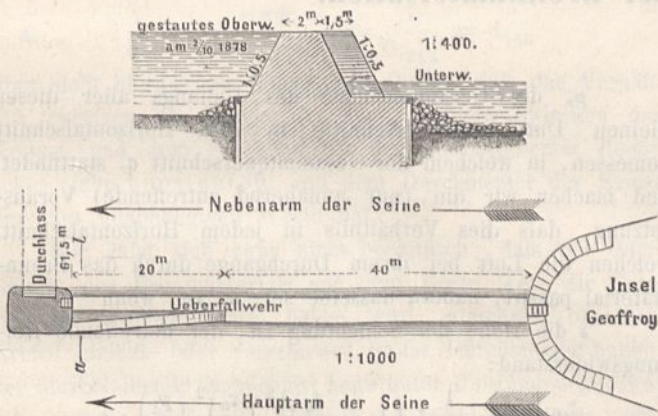
Bei der Bereisung einzelner Strecken der unteren Seine wurde von den zur Zeit vorhandenen Stauanlagen diejenige bei Martot speciell besichtigt. Sie bildet die unterste des canalisirten Flußlaufs und liegt 23 km oberhalb Rouen. Da sich die Meeresfluth zeitweise noch etwa 2 km weiter oberhalb geltend macht, ist der Niveauunterschied zwischen Ober- und Unterwasserspiegel bei Functionirung der beweglichen Stauvorrichtungen ein variabler. Die generelle Disposition der gesammten Stauanlagen ist in der beistehenden



Skizze dargestellt. Die Seine hat hier eine Breite von etwa 250 m, welche sie aber durch 2 Inseln auf 3 Arme vertheilt. Derartige Spaltungen sind für die Herstellung der Stauwerke wegen der Möglichkeit, immer nur in einem Arm zu bauen, den oder die anderen aber für die Schifffahrt und den Wasserabfluß zu benutzen, sehr günstig, weshalb sie bei Canalisirungen, wie auch im vorliegenden Falle, mit Vorliebe verwendet zu werden pflegen. Der Situation entsprechend ist der linke Arm an der Insel Le Moine mit einem, aus

3 Oeffnungen von à 51,6 m lichter Weite bestehenden Schiffahrtsdurchlaß, der rechte Arm in dem Theil zwischen der genannten und der Insel Geoffroy mit einem Ueberfallwehr von 70,5 m Weite, sowie mit einer Fischleiter versehen, die Schleuse aber etwa 1 km weiter unterhalb am rechten Ufer und ihr zur Seite noch ein Schiffahrtsdurchlaß von 61,5 m lichter Weite angeordnet worden, welcher durch ein, mit seiner Längsaxe in der Stromrichtung liegendes Ueberfallwehr von 60 m Länge mit der unteren Spitze der Insel Geoffroy verbunden ist.

Die gesammte Stauanlage erzeugt eine Stauhöhe von 3 m über dem étiage und es bilden beim oberen und unteren Schiffahrtsdurchlaß Poirée'sche Nadeln mit Stützklappen oder Wehrböcken, beim oberen Ueberfallwehr aber Chanoine'sche, sich selbst regulirende Wehrklappen das Staumittel, während das untere Ueberfallwehr ganz massiv ist und nahezu bis zur Höhe des gestauten Oberwasserspiegels hinaufreicht. Letzteres hat den Zweck, bei geringem Ansteigen des Wassers den Abfluß zu gestatten, hierdurch also die Arbeit der beim gewöhnlichen Nadelwehr gebräuchlichen Regulirung des Abflusses durch Weiterstellen der Nadeln zu ersparen. Seine Construction erhellt aus den beistehenden Skizzen.

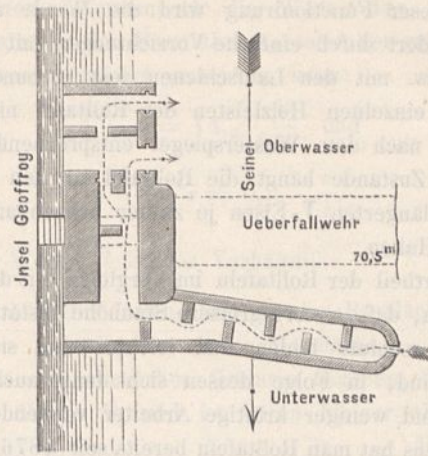


Beim oberen Ueberfallwehr liegt der zwischen Spundwänden auf Betonfundament erbaute massive Wehrrücken 0,90 m unter dem gestauten Oberwasser, beim oberen und unteren Schiffahrtsdurchlaß in der Höhe des étiage.

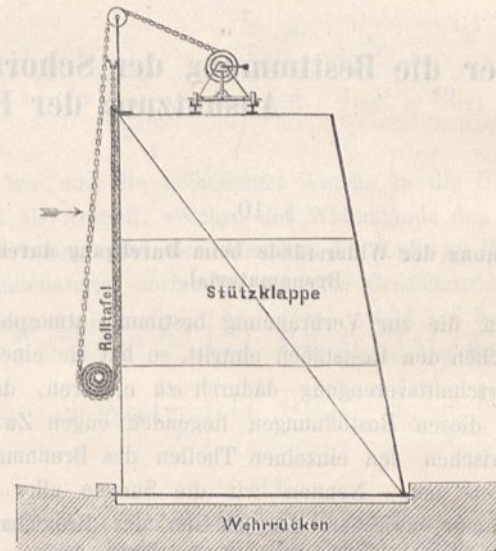
Die Schleuse hat bei 12 m Breite in den, durch eiserne Thore verschließbaren Häuptern eine Totallänge von 140 m, von der 105 m auf die Schleusenkammer entfallen. Jedes Schluessenthor ist mit 3 durch Schraubenvorrichtungen vom Laufsteg aus regulirbare Schützen versehen. In den Dammfalzen der Schluessenhäupter befinden sich, behufs Schonung der Fahrzeuge zur Zeit der Schiffahrtsperiode, Holzstiele, welche indessen, im Fall die Einsetzung der Dammbalken nothwendig wird, schnell entfernt werden können.

Neben dem oberen Ueberfallwehr am linken Ufer der Geoffroyinsel ist eine Fischleiter angelegt, deren Disposition sich aus der nachstehenden Skizze ergibt. Sie hat den Zweck, den Fischen die Ueberschreitung der Wehrstelle zur Zeit der Functionirung der Wehrconstructionstheile zu gestatten, und überträgt das vorhandene concentrirte Gefälle auf eine geneigte Ebene, so daß sich im serpentinirenden Wasserlauf etwa eine Neigung von 1 : 8 bildet. Derartige Fischleitern befinden sich auf der unteren Seine nur in den Stauanlagen zu Martot und zu Bezons.

Wie schon früher erwähnt, liegt es in der Absicht, die Stauhöhe der Wehre erheblich zu vermehren, und da solches



bei den bis jetzt angewendeten Constructionen auf Schwierigkeiten stößt, so ist man bemüht, neue Constructionen einzuführen, von denen einige auf der Weltausstellung bereits in Modellen vertreten waren.



Die vorstehende Skizze giebt das Bild eines solchen Modells. Danach soll der Uebelstand der beim Nadelwehr gebräuchlichen verticalen Nadeln, welcher darin besteht, daß sie bei größerer Länge eine zu bedeutende Stärke erfordern und dieserhalb die Handhabung erschweren, außerdem aber auch einem verschiedenen Wasserdruck ausgesetzt sind, durch Anwendung horizontaler Hölzer beseitigt werden. Bei 4 m Stauhöhe erfordern die verticalen Nadeln schon eine Stärke von 0,20 m, während für horizontale eine solche von 0,07 m genügt, wenn man die Entfernung der Stützklappen auf 1 m ermäßigt. Die Oeffnungen zwischen je 2 Stützklappen sollen hiernach durch Rolltafeln (rideaux articulés) nach Art der Rolljalousien, welche sich gegen die vorderen aufrecht stehenden T-Eisen der Stützklappen lehnen und hier gleichzeitig eine Führung finden, geschlossen werden. Die Rolltafel setzt sich aus horizontalen, schmalen, durch Charniere verbundenen Holzleisten zusammen, deren unterste mit einem vorspringenden Ansatz, deren oberste aber mit zwei Ketten versehen ist, vermittelst welcher die Rolltafel an zwei, die Verlängerung der Stützklappen-T-Eisen bildenden Ständer aufgehängt werden kann. Jede einzelne Rolltafel ist von einer Kette umfaßt, welche sich vom Laufsteg aus mittelst einer auf Schienen fahrbaren Winde auf- und abrollen läßt und dann ein Heben oder Senken der Rolltafel veranlaßt.

Während dieser Functionirung wird die Winde am jedesmaligen Standort durch einfache Vorrichtungen mit den Stützklappen bzw. mit den Laufschienen fest verbunden. Die Stärke der einzelnen Holzleisten der Rolltafel nimmt vom Wehrrücken nach dem Wasserspiegel entsprechend ab. Im aufgerollten Zustande hängt die Rolltafel an den über dem Laufsteg verlängerten T-Eisen je zweier benachbarten Stützklappen in Haken.

Der Vortheil der Rolltafeln im Vergleich mit den Nadeln besteht darin, daß erstere gröfsere Stauhöhe gestatten, einen dichteren Verschluss bilden und leichter und sicherer zu handhaben sind, in Folge dessen sich denn auch weniger geschickte und weniger kräftige Arbeiter verwenden lassen.

Uebrigens hat man Rolltafeln bereits seit 1876 zum Verschluss einzelner 1,10 m breiter Oeffnungen im Nadelwehr de Notre-dame-de-la Garenne bei 2,60 m Stauhöhe, sowie seit 1877 auch beim Seinenadelwehr de Notre-Dame-de-l'Isle

verwendet, bei letzterem auch noch einem weiteren Vorschlag, einzelne Rolltafeln mit Oeffnungen für den Durchgang der Fische anzuordnen, Folge gegeben. Diese Oeffnungen sind je 1 m im Quadrat groß, liegen etwa 1 m über dem massiven Wehrrücken und können durch je eine kleinere, vom Laufsteg aus, mittelst Kette verstellbare Tafel nach Belieben geschlossen oder geöffnet werden. Daß die Fische diese Oeffnungen zum Durchgang beim Auf- und Niedersteigen wirklich benutzen, ist durch zeitweise vorgestellte Fischreusen constatirt worden.

Außer den Modellen mit Rolltafeln, welche letzteren den Ingenieuren Lagrené und Caméré zu danken sind, wurden noch einige andere Wehrmodelle auf der Ausstellung angetroffen, welche inzwischen in der Zeitschrift für Bauwesen, Jahrgang 1879 S. 514, erörtert und detaillirt dargestellt worden sind.

(Fortsetzung folgt.)

Ueber die Bestimmung der Schornsteinhöhe mit Rücksicht auf die beabsichtigte Ausnutzung der Heizkraft der Brennmaterialien.

(Schluss.)

§. 10.

Bestimmung der Widerstände beim Durchgang durch das Brennmaterial.

Wenn die zur Verbrennung bestimmte atmosphärische Luft zwischen den Roststäben eintritt, so hat sie eine plötzliche Querschnittsverengung dadurch zu erfahren, daß sie die über diesen Rostöffnungen liegenden engen Zwischenräume zwischen den einzelnen Theilen des Brennmaterials zu passiren hat. Nennen wir die Summe aller dieser Zwischenräume zwischen den Theilen des Brennmaterials, soweit dasselbe über den Rostöffnungen liegt q_0 , und die Summe aller Zwischenräume zwischen dem die totale Rostfläche bedeckenden Material (Querschnitt nach dem Durchgange) q_r , so ist offenbar das Querschnittsverhältniß (Gl. d §. 7):

$$\frac{q}{q_1} = \frac{q_r}{q_0} = \frac{r}{r_0},$$

und nach Gl. 18 ist der Antheil an der Summe aller Verengungswiderstände, da die Eintrittstemperatur nach §. 8 Nr. 1 gleich t_0 ist:

$$A = (a + t_0)^2 \left(\frac{r_0}{q_r} \right)^2 \left(\frac{r}{r_0 \alpha} - 1 \right)^2 = (a + t_0)^2 \left(\frac{r_0}{q_r} \right)^2 \left(\frac{r}{r_0 \alpha} - 1 \right)^2.$$

Beim Austritt der Luft aus dem Brennmaterial entsteht ein Widerstand durch Querschnittserweiterung. Die Temperatur ist hier t_b , der Querschnitt zwischen den Theilen des Brennmaterials auf dem Roste sei wie vorhin q_r und folglich ist der Antheil an der Summe sämtlicher Widerstände durch Erweiterung (Gl. 18):

$$B = (a + t_b)^2 \left(\frac{r_0}{q_r} \right)^2 \left(1 - \frac{q_r}{r} \right)^2 = (a + t_b)^2 \left(\frac{r_0}{r} \right)^2 \left(1 - \frac{q_r}{r} \right)^2.$$

Endlich entsteht ein Reibungswiderstand zwischen dem auf dem Rost aufgeschichteten Brennmaterial. Der Querschnitt der hier stattfindenden Durchgangsöffnung ist mit q_r bezeichnet, die hier stattfindende Temperatur wurde in §. 8 No. 1

gleich $\frac{1}{2} t_b \left(1 + \frac{t_0}{t_b} \right)$ bestimmt. Ist noch

p_r die Gesamtsumme des Umfangs aller dieser kleinen Durchgangsquerchnitte in dem Horizontalschnitt gemessen, in welchem der Gesamtquerschnitt q_r stattfindet, und machen wir die (nur annähernd zutreffende) Voraussetzung, daß dies Verhältniß in jedem Horizontalschnitt, welchen die Luft bei ihrem Durchgange durch das Brennmaterial passirt, nahezu dasselbe sei, so ist, wenn

s die Höhe der Schichtung ist, der betreffende Reibungswiderstand:

$$\varphi \left[a + \frac{1}{2} t_b \left(1 + \frac{t_0}{t_b} \right) \right]^2 \left(\frac{r_0}{q_r} \right)^2 \left(\frac{p_r}{q_r} \right) \cdot s.$$

Wenn man $\frac{t_0}{t_b}$ als einen sehr kleinen Werth vernachlässigt,

so ist, indem man $\varphi = \frac{1}{80}$ setzt (§. 5. Gl. a) und noch mit r^2 multiplicirt und dividirt, dieser Widerstand gleich

$$C = \frac{1}{80} \left(a + \frac{1}{2} t_b \right)^2 \left(\frac{r_0}{r} \right)^2 \left(\frac{r}{q_r} \right)^2 \frac{p_r}{q_r} \cdot s.$$

Folglich ist, wenn wir den Gesamtantheil aller Widerstände, welche bei dem Durchgange der Luft durch das Brennmaterial entstehen, mit W_r bezeichnen (Gl. 18),

$$W_r = A + B + C = \left(\frac{r_0}{r} \right)^2 \left(\frac{r}{q_r} \right)^2 \left\{ (a + t_0)^2 \left(\frac{r}{r_0 \alpha} - 1 \right)^2 + (a + t_b)^2 \left(1 - \frac{q_r}{r} \right)^2 + \frac{1}{80} \left(a + \frac{1}{2} t_b \right)^2 \frac{p_r}{q_r} \cdot s \right\}.$$

$$20) W_r = t_b^2 \cdot \left(\frac{r_0}{r} \right)^2 \left(\frac{r}{q_r} \right)^2 \left\{ \left(\frac{a}{t_b} + \frac{t_0}{t_b} \right)^2 \left(\frac{r}{r_0 \alpha} - 1 \right)^2 + \left(\frac{a}{t_b} + 1 \right)^2 \left(1 - \frac{q_r}{r} \right)^2 + \frac{1}{80} \left(\frac{a}{t_b} + \frac{1}{2} \right)^2 \frac{p_r}{q_r} \cdot s \right\}.$$

Bestimmung der in Gl. 20 vorkommenden Verhältnisse:

1) In diesem Ausdruck bezeichnet $\frac{r}{q_r}$ das Verhältniß:

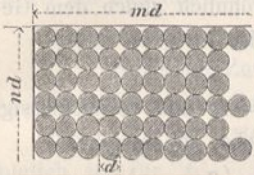
Größe der totalen Rostfläche
Summe aller Zwischenräume zwischen den Theilen
des Brennmaterials.

Dieser Werth ist natürlich nach der Art des Brennmaterials und der Art der Schichtung verschieden, indessen können doch gewisse allgemeine Betrachtungen zu einer, wenigstens annähernd richtigen Vorstellung von diesem Werthe führen.

Denken wir einen horizontalen Schnitt durch das auf dem Roste liegende Brennmaterial, und nehmen wir vorläufig an, die Querschnitte der einzelnen Theile des Brennmaterials stellen lauter gleich große sich berührende Kreise dar, deren Durchmesser gleich d sei, und es nehmen m solcher Kreise die Länge und n dergleichen die Breite des Rostes ein, so ist md die Länge und nd die Breite, folglich ist:

$$r = \text{die totale Rostfläche } md \cdot nd = mnd^2.$$

Zugleich sind mn solcher Kreise vorhanden, deren jeder den Flächeninhalt $\frac{1}{4} \pi d^2$ hat. Der vom Brennmaterial bedeckte Flächeninhalt ist also $mn \frac{1}{4} \pi d^2$, folglich die Summe aller freien Zwischenräume.



$$q_r = mnd^2 - \frac{\pi}{4} mnd^2 = mnd^2 \left(1 - \frac{\pi}{4}\right) = 0,215 mnd^2$$

und daraus folgt:

$$a. \quad \frac{r}{q_r} = \frac{mnd^2}{0,215 mnd^2} = \frac{1}{0,215} = 4,65.$$

Man sieht hieraus das interessante Gesetz, daß das Verhältniß zwischen der Summe der Zwischenräume zwischen den Kreisen und dem Flächeninhalt des umschriebenen Rechteckes einen constanten, von dem Durchmesser der Kreise durchaus unabhängigen Werth hat.

Nun läßt sich zwar nicht behaupten, daß der Querschnitt des Brennmaterials auf dem Roste stets die Form sich berührender Kreise haben wird, gleichviel ob diese Kreise gleiche oder verschieden große Durchmesser haben; der übrigbleibende Querschnitt kann unter Umständen größer sein, wenn nämlich die Stücke sich nicht berühren, oder er kann kleiner sein, wenn die Stücke sich in geraden Linien aneinander schließen, aber man wird obiges Verhältniß doch immer als passendes Durchschnitts-Verhältniß können gelten lassen.

Unter dieser Voraussetzung ist:

$$b. \quad \left(\frac{r}{q_r}\right)^2 = 21,6, \\ \left(1 - \frac{q_r}{r}\right)^2 = (1 - 0,215)^2 = 0,62.$$

2) Der Werth $\frac{p_r}{q_r} \cdot s$ ist das Verhältniß:

$\frac{\text{Umfang aller Durchgangsöffnungen}}{\text{Querschnitt aller Durchgangsöffnungen}}$ mal Schichtungshöhe.

Lassen wir dieselbe Voraussetzung, wie unter No. 1, gelten, so entsteht bei mn Kreisen der Gesamtumfang, wenn man von der Umfassung des Rechtecks absieht:

$$p_r = \pi dmn,$$

$$\text{folglich: } \frac{p_r}{q_r} = \frac{\pi dmn}{0,215 mnd^2} = \frac{4,65 \pi}{d} = \frac{14,6}{d}$$

und daher ist:

$$c. \quad \frac{p_r}{q_r} \cdot s = 14,6 \cdot \frac{s}{d}.$$

Der kleinste Werth, welchen d haben kann, ist gleich der Weite des Zwischenraumes zwischen den Roststäben anzunehmen, weil Stücke von kleinerem Durchmesser durch-

fallen würden. Nennen wir die Weite des Zwischenraumes zwischen den Roststäben z , so ist der größte Werth, welchen dieser Ausdruck annehmen kann:

$$d. \quad \frac{p_r}{q_r} \cdot s = 14,6 \cdot \frac{s}{z} \text{ und}$$

$$e. \quad \frac{1}{80} \cdot \frac{p_r}{q_r} \cdot s = 0,18 \cdot \frac{s}{z}.$$

3) Der Werth $\frac{r_0}{r}$ ist das Verhältniß:

$$\frac{\text{Größe der freien Oeffnung der Rostfläche}}{\text{Größe der totalen Rostfläche}};$$

er ist meist aus practischen Gründen gegeben, überschreitet selten den Werth $\frac{1}{2}$ und ist selten kleiner als $\frac{1}{4}$. Von Interesse ist der Widerstandswert $\left(\frac{r}{r_0 \alpha} - 1\right)^2$. Innerhalb der Grenze, welche man, wie angegeben, für $\frac{r_0}{r}$ zu nehmen pflegt, ist α der Contractionscoefficient passend $= \frac{2}{3}$ zu nehmen, und dann ist für

$$\frac{r_0}{r} = \frac{1}{2} \quad \frac{1}{3} \quad \frac{1}{4} \\ \left(\frac{r}{r_0 \alpha} - 1\right)^2 = \left(\frac{3}{2} \frac{r_0}{r} - 1\right)^2 = 4,00 \quad 12,25 \quad 25,00$$

Setzen wir nun die gefundenen Werthe in die Gl. 19, so entsteht als Antheil, welchen die Widerstände des Eintritts, des Durchgangs und des Austritts der Luft in Bezug auf das Brennmaterial darbieten, von dem Gesamtwiderstande:

$$21) \quad W_r = 21,6 t_b^2 \left(\frac{r_0}{r}\right)^2 \left\{ \left(\frac{a}{t_b} + \frac{t_0}{t_b}\right)^2 \cdot \left(\frac{3r}{2r_0} - 1\right)^2 + 0,62 \left(\frac{a}{t_b} + 1\right)^2 + 0,18 \frac{s}{z} \left(\frac{a}{t_b} + \frac{1}{2}\right)^2 \right\}.$$

§. 11.

Bestimmung der Widerstände in den Feueranälen, beim Eintritt in dieselben und im Fuchs.

1) Der Verengungswiderstand entsteht beim Eintritt der heißen Luft aus dem Feuerraum in die Feueranäle. Ist, wie früher bestimmt, die Temperatur an dieser Stelle t_b und bezeichnet

q_z den Querschnitt der Feueranäle,

q_b den Querschnitt über der Feuerbrücke, so ist nach

Gl. 18 der Antheil an dem Widerstand durch Verengung:

$$t_b^2 \left(\frac{a}{t_b} + 1\right)^2 \left(\frac{r_0}{q_z}\right)^2 \left(\frac{q_z}{\alpha q_b} - 1\right)^2 = (a + t_b)^2 \left(\frac{r_0}{q_z}\right)^2 \left(\frac{q_z}{\alpha q_b} - 1\right)^2.$$

2) Der Reibungswiderstand in den Feueranälen wird, wenn die mittlere Temperatur der heißen Luft in den Feueranälen nach §. 9 No. 3

$$t_z = \frac{1}{2} t_b \left(1 + \frac{t_s}{t_b}\right) \text{ ist,}$$

$$q \left(a + t_z\right)^2 \left(\frac{r_0}{q_z}\right)^2 \cdot \frac{p_z}{q_z} \cdot l_z = \frac{1}{80} t_b^2 \left(\frac{a}{q_z} + \frac{t_z}{t_b}\right)^2 \left(\frac{r_0}{q_z}\right)^2 \cdot \frac{p_z l_z}{q_z}.$$

Nun ist $p_z l_z$ offenbar die ganze Oberfläche der Feueranäle, und wenn

η_0 die Ausnutzung der Heizfläche,

f_0 aber die Heizfläche des Kessels ist,

so ist:

$$\eta_0 p_z l_z = f_0$$

$$p_z l_z = \frac{f_0}{\eta_0} = r \cdot \frac{f_0}{\eta_0 r} \cdot \frac{r_0}{r_0}$$

folglich:

$$\frac{p_z l_z}{q_z} = \frac{r}{r_0} \cdot \frac{r_0}{q_z} \cdot \frac{f_0}{r_0 r}$$

In dem mehrfach erwähnten Aufsätze des Verfassers über die Ausnutzung der Heizkraft etc. ist in Gl. 58 der Zusammenhang zwischen Rostfläche und Heizfläche entwickelt. Es wurde gefunden:

$$\frac{f_0}{r} = \frac{162,6}{(n+1)} \cdot v_e \cdot \frac{r_0}{r} \cdot m_0 \eta_0 \cdot \frac{c_5 c_3}{c_4}$$

also:

$$\frac{f_0}{r_0 r} \cdot r = \frac{162,6}{(n+1)} v_e m_0 \frac{c_5 c_3}{c_4}$$

und daher ist:

$$\frac{p_z l_z}{q_z} = \frac{r_0}{q_z} \cdot \frac{162,6}{(n+1)} v_e m_0 \frac{c_5 c_3}{c_4}$$

also ist der Reibungswiderstand in den Feuerkanälen:

$$\frac{1}{80} t_b^2 \left(\frac{a}{t_b} + \frac{t_z}{t_b} \right)^2 \left(\frac{r_0}{q_z} \right)^3 \cdot \frac{162,6}{(n+1)} v_e m_0 \frac{c_5 c_3}{c_4}$$

worin $\frac{c_5 c_3}{c_4}$ Correcturwerthe sind, und n die im Ueberschuß zugeführte Luftmenge bezeichnet.

Vernachlässigt man die Correcturwerthe und setzt für $n = 1$, den Werth $\frac{162,6}{80(n+1)} = 1$, so entsteht der Reibungswiderstand in den Feuerkanälen:

$$= t_b^2 \cdot v_e \cdot m_0 \left(\frac{a}{t_b} + \frac{t_z}{t_b} \right)^2 \left(\frac{r_0}{q_z} \right)^3$$

3) Endlich ist der Widerstand durch Ablenkung in den Feuerkanälen nach Gl. 18:

$$n \cdot (a + t_z)^2 \left(\frac{r_0}{q_z} \right)^2 = n t_b^2 \left(\frac{a}{t_b} + \frac{t_z}{t_b} \right)^2 \left(\frac{r_0}{q_z} \right)^2$$

wenn n die Anzahl der Ablenkungen bedeutet, welche die gesammte Luftmenge zu erleiden hat (Vergl. die Bemerkungen zu Gl. h in §. 6).

Hiernach ist der Gesamtwiderstand in den Feuerkanälen, wenn wir denselben mit W_z^1 bezeichnen:

$$W_z^1 = t_b^2 \cdot \left(\frac{r_0}{q_z} \right)^2 \left\{ \left(\frac{a}{t_b} - 1 \right)^2 \cdot \left(\frac{q_z}{q_b} - 1 \right)^2 + \left(\frac{a}{t_b} + \frac{t_z}{t_b} \right)^2 \left(n + v_e m_0 \frac{r_0}{q_z} \right) \right\}$$

4) Die Temperatur im Fuchs ist t_s ; die Widerstände, welche hier auftreten, sind zunächst Reibungswiderstände, welche sich nach Gl. 18 in den Form ausdrücken:

$$\varphi (a + t_s)^2 \left(\frac{r_0}{q_s} \right)^2 \cdot \frac{p_s}{q_s} \cdot l_s = \frac{1}{80} t_b \left(\frac{a}{t_b} + \frac{t_s}{t_b} \right)^2 \left(\frac{r_0}{q_s} \right)^2 \cdot \frac{p_s}{q_s} \cdot l_s$$

wenn q_s den Querschnitt, p_s den mittleren Umfang und l_s die Länge des Fuchses ist.

5) Der Ablenkungswiderstand beim Eintritt des Fuchses in dem Schornstein ist nach Gl. 18:

$$(a + t_s)^2 \left(\frac{r_0}{q_s} \right)^2 = t_b^2 \left(\frac{a}{t_b} + \frac{t_s}{t_b} \right)^2 \left(\frac{r_0}{q_s} \right)^2$$

6) Der Verengungswiderstand durch den Schieber (Schornsteinregister) im Fuchs ist, wenn q_x der Querschnitt der Durchgangsöffnung ist, nach Gl. 18:

$$(a + t_s)^2 \left(\frac{r_0}{q_s} \right)^2 \cdot \left(\frac{q_s}{q_x} - 1 \right)^2 = t_b^2 \left(\frac{a}{t_b} + \frac{t_s}{t_b} \right)^2 \cdot \left(\frac{r_0}{q_s} \right)^2 \left(\frac{q_s}{q_x \cdot \alpha} - 1 \right)^2$$

folglich ist der Gesamtwiderstand im Fuchs:

$$b. W_z'' = t_b \left(\frac{r_0}{q_s} \right)^2 \left(\frac{a}{t_b} + \frac{t_s}{t_b} \right)^2 \left\{ \frac{1}{80} \frac{p_s}{q_s} l_s + 1 + \left(\frac{q_s}{q_x \alpha} - 1 \right)^2 \right\}$$

und daher der Gesamtwiderstand in den Feuerkanälen und im Fuchs:

$$c. W_z = W_z^1 + W_z'' = t_b^2 \left[\left(\frac{r_0}{q_b} \right)^2 \left\{ \left(\frac{a}{t_b} + 1 \right)^2 \left(\frac{q_s}{\alpha q_b} - 1 \right)^2 + \left(\frac{a}{t_b} + \frac{t_z}{t_b} \right)^2 \left(n + v_e m_0 \frac{r_0}{q_z} \right) \right\} + \left(\frac{r_0}{q_z} \right)^2 \left(\frac{a}{t_b} + \frac{t_s}{t_b} \right)^2 \cdot \left[\frac{1}{80} \cdot \frac{p_s}{q_s} l_s + 1 + \left(\frac{q_s}{q_x \alpha} - 1 \right)^2 \right] \right]$$

Der Querschnitt des Fuchses ist gewöhnlich gleich dem Gesamtquerschnitt der Feuerkanäle, also

$$q_s = q_x$$

Setzt man nun noch annähernd $t_s = t_z$ und vernachlässigt dafür den Reibungswiderstand im Fuchs, so entsteht:

$$22) W_z = t_b^2 \left(\frac{r_0}{q_z} \right)^2 \left[\left(\frac{a}{t_b} + 1 \right)^2 \cdot \left(\frac{q_z}{q_b} - 1 \right)^2 + \left(\frac{a}{t_b} + \frac{t_z}{t_b} \right)^2 \left(n + 1 + v_e m_0 \frac{r_0}{q_z} + \left(\frac{q_s}{q_x \cdot \alpha} - 1 \right)^2 \right) \right]$$

§. 12.

Bestimmung der Widerstände im Schornsteinrohr.

Die im Schornsteinrohr vorkommenden Widerstände sind theils Reibungswiderstände, theils der Austrittswiderstand. Letzterer wurde in Gl. 18 bestimmt:

$$(a + t_a)^2 \cdot \left(\frac{r_0}{q_a} \right)^2 = t_b^2 \left(\frac{a}{t_b} + \frac{t_a}{t_b} \right)^2 \cdot \left(\frac{r_0}{q_a} \right)^2$$

Wenn nun der mittlere Umfang des inneren Schornsteinrohres p_1 , der mittlere Querschnitt q_1 und die Höhe des Schornsteins h sind, so sind die Reibungswiderstände:

$$\frac{1}{80} (a + t_1)^2 \left(\frac{r_0}{q_1} \right)^2 \cdot \frac{p_1}{q_1} \cdot h$$

Ist d_1 der mittlere Durchmesser eines kreisförmigen Schornsteins oder die Seite eines quadratischen Schornsteins, so ist:

$$\frac{p_1}{q_1} = \frac{\pi d}{\frac{1}{4} \pi d^2}, \text{ bzw. } \frac{4 d}{d^2} = \frac{4}{d}$$

folglich entsteht, unter d_1 den Durchmesser des in den mittleren Querschnitt eingeschriebenen Kreises verstanden, der Reibungswiderstand im Schornstein:

$$\frac{1}{80} (a + t_1)^2 \left(\frac{r_0}{q_1} \right)^2 \cdot \frac{4 h}{d_1} = \frac{1}{20} t_b^2 \left(\frac{a}{t_b} + \frac{t_1}{t_b} \right)^2 \left(\frac{r_0}{q_1} \right)^2 \frac{h}{d_1}$$

und daher der Gesamtwiderstand im Schornsteinrohr:

$$W_s = t_b^2 \left\{ \left(\frac{a}{t_b} + \frac{t_a}{t_b} \right)^2 \cdot \left(\frac{r_0}{q_a} \right)^2 + \frac{1}{20} \left(\frac{a}{t_b} + \frac{t_1}{t_b} \right)^2 \cdot \left(\frac{r_0}{q_1} \right)^2 \cdot \frac{h}{d_1} \right\}$$

$$23) W_s = t_b^2 \left(\frac{r_0}{q_a} \right)^2 \left\{ \left(\frac{a}{t_b} + \frac{t_a}{t_b} \right)^2 + \frac{1}{20} \left(\frac{a}{t_b} + \frac{t_1}{t_b} \right)^2 \left(\frac{q_a}{q_1} \right)^2 \frac{h}{d_1} \right\}$$

§. 13.

Allgemeiner Ausdruck für die Gesamtwiderstände und für die Schornsteinhöhe.

Setzt man die Werthe W_r (Gl. 21), W_z (Gl. 22) und W_s (Gl. 23) in die Gl. 20, so entsteht:

$$(h_a + h_r + h_c + h_q) = \frac{v_e^2}{2g(a+t_0)^2} (W_r + W_z + W_s) = \frac{v_e^2 \cdot t_b^2}{2g(a+t_0)^2} \left\{ 21,6 \cdot \left(\frac{r_0}{r} \right)^2 \left[\left(\frac{a}{t_b} + \frac{t_0}{t_b} \right)^2 \left(\frac{3r}{2r_0} - 1 \right)^2 + \dots \right] \right\}$$

$$+ 0,32 \left(\frac{a}{t_b} + 1\right)^2 + 0,18 \left(\frac{a}{t_b} + 0,5\right)^2 \frac{s}{z} +$$

$$+ \left(\frac{r_0}{q_z}\right)^2 \left[\left(\frac{a}{t_b} + 1\right)^2 \left(\frac{q_s}{\alpha q_b} - 1\right)^2 + \left(\frac{a}{t_b} + \frac{t_z}{t_b}\right)^2 \left[n + 1 + \right. \right.$$

$$\left. \left. + v_e m_0 \frac{r_0}{q_s} + \left(\frac{q_s}{q_x \alpha} - 1\right)^2 \right] \right] + \left(\frac{r_0}{q_a}\right)^2 \left[\left(\frac{a}{t_b} + \frac{t_a}{t_b}\right)^2 + \right.$$

$$\left. + \frac{1}{20} \left(\frac{a}{t_b} + \frac{t_1}{t_b}\right)^2 \left(\frac{q_a}{q_1}\right)^2 \frac{h}{d_1} \right].$$

In diesem Ausdruck bezeichnet a den constanten Werth 273 (§. 3). Nun ist, wenn das Doppelte der chemisch erforderlichen Luftmenge zugeführt wird, nach dem mehrfach erwähnten Aufsätze über die Ausnutzung der Heizkraft (Zeitschrift für Bauwesen Jahrg. 1878) die Brenntemperatur t_b (§. 18 am angeführten Orte)

für Steinkohlen und sonstige Kohlen im
trockenen Zustande $t_b = 1330$
für lufttrockene Braunkohlen, Torf etc. $t_b = 1220$
für „ Hölzer $t_b = 1170$

folglich ist für $t_b = 1330 \quad 1220 \quad 1170$

$$\frac{a}{t_b} = \frac{273}{t_b} = 0,20 \quad 0,22 \quad 0,23$$

$$\left(\frac{a}{t_b} + 1\right)^2 = 1,44 \quad 1,49 \quad 1,51$$

$$\left(\frac{a}{t_b} + 0,5\right)^2 = 0,49 \quad 0,52 \quad 0,53$$

Wir wollen im Folgenden als Durchschnittswerth setzen:

a. $\frac{a}{t_b} = 0,22$
b. $\left(\frac{a}{t_b} + 1\right)^2 = 1,50$

Für $\frac{r_0}{r} = \frac{1}{2} \quad \frac{1}{3} \quad \frac{1}{4}$

wird $A_r = \frac{1}{2} \left(0,54 \cdot 4 + 10 + \frac{s}{z} \right); \quad \frac{2}{9} \left(0,54 \cdot 12,25 + 10 + \frac{s}{z} \right); \quad \frac{1}{8} \left(0,54 \cdot 25,00 + 10 + \frac{s}{z} \right);$
 $= \frac{1}{2} \left(12,2 + \frac{s}{z} \right); \quad \frac{2}{9} \left(16,6 + \frac{s}{z} \right); \quad \frac{1}{8} \left(23,5 + \frac{s}{z} \right).$

Gewöhnlich ist die Schichtung des Brennmaterials auf dem Rost nicht größer, als das 10fache des Zwischenraums zwischen den Roststäben, und dann ist:

$$\frac{s}{z} = 10$$

e. $A_r = 11,1 \quad 5,9$

Ferner ist unter Anwendung der Gl. b

$$26) A_s = \left(\frac{r_0}{q_z}\right)^2 \left[1,50 \left(\frac{q_s}{\alpha q_b} - 1\right)^2 + \right.$$

$$\left. + \left(0,22 + \frac{t_z}{t_b}\right)^2 \left[n + 1 - v_e m_0 \frac{r_0}{q_s} + \left(\frac{q_s}{q_x \alpha} - 1\right)^2 \right] \right].$$

Der Gesamtquerschnitt der Feueranäle q_z ist gewöhnlich gleich dem Querschnitt der freien Oeffnung der Rostfläche zu nehmen, also

$$\frac{r_0}{r} = 1.$$

Der Querschnitt der Durchgangsöffnung über der Feuerbrücke ist gewöhnlich nicht kleiner als 0,6 des Querschnitts der Feueranäle, also

	$m_0 = 0,50$	$0,75$	$1,00$	$1,25$	$1,50$	$1,75$	$2,00$	$2,50$	$3,00$
	$\frac{t_z}{t_b} = 0,80$	$0,74$	$0,70$	$0,67$	$0,64$	$0,62$	$0,61$	$0,58$	$0,57$
also	$\left(0,22 + \frac{t_z}{t_b}\right)^2 = 1,02$	$0,96$	$0,92$	$0,89$	$0,86$	$0,84$	$0,83$	$0,80$	$0,79$
	$\left(0,22 + \frac{t_z}{t_b}\right)^2 = 1,04$	$0,92$	$0,85$	$0,79$	$0,74$	$0,71$	$0,69$	$0,64$	$0,62$

c. $\left(\frac{a}{t_b} + 0,5\right)^2 = 0,50$

Da die äußere Lufttemperatur meist so klein ist, daß $\frac{t_a}{t_b}$ gegen $\frac{t_a}{t_b}$ vernachlässigt werden kann, so mag

d. $\left(\frac{a}{t_b} + \frac{t_0}{t_b}\right)^2 = 0,05$

gesetzt werden.

Unter Einführung dieser Werthe wird zunächst:

$$\frac{v_e^2 \cdot t_b^2}{(a+t_0)^2 \cdot 2g} = \frac{v_e^2}{\left(\frac{a}{t_b} + \frac{t_0}{t_b}\right)^2 \cdot 2g} = \frac{v_e^2}{\frac{1}{20} \cdot 2g} = \frac{v_e^2}{0,981} = v_e^2.$$

Es entsteht also

$$h_a + h_r + h_c + h_q = v_e^2 \{ A_r + A_s + A_s \}.$$

Indem man setzt:

A_r = dem Antheil der Widerstände beim Durchgang durch das Brennmaterial,

A_z = dem Antheil der Widerstände in den Feueranälen und im Fuchs,

A_s = dem Antheil der Widerstände im Schornsteinrohr.

Es entsteht nun zunächst durch Einsetzung in die Gl. 12:

$$24) h = \left(1 + \frac{a}{t_1}\right) (1 + e_6) (1 + e_7) \cdot v_e^2 \{ A_r + A_z + A_s \}.$$

und zwar ist unter Anwendung der Gl. a, b, c und d,

$$25) A_r = 21,36 \left(\frac{r_0}{r}\right)^2 \left[\frac{1}{20} \left(\frac{3r}{2r_0} - 1\right)^2 + 0,32 \cdot 1,50 + \right.$$

$$\left. + 0,18 \frac{1}{2} \cdot \frac{s}{z} \right] = 2 \left(\frac{r_0}{r}\right)^2 \left[0,54 \left(\frac{3r}{2r_0} - 1\right)^2 + \right.$$

$$\left. + 10 + \frac{s}{z} \right].$$

$$\frac{q_b}{q_z} = 0,6,$$

und wenn α (der Contractionscoefficient an dieser Stelle) gleich $\frac{2}{3}$ gesetzt wird, ist

$$\left(\frac{q_s}{q_b \alpha} - 1\right)^2 = \left(\frac{3}{2 \cdot 0,6} - 1\right)^2 = 2,25.$$

Es entsteht also, wenn man noch den Widerstand im Schornstein

f. $\left(\frac{q_s}{q_x \alpha} - 1\right) = \zeta$

setzt,

$$g. A_s = 3,4 + \left(0,22 + \frac{t_z}{t_b}\right)^2 \left[n + 1 + v_e m_0 + \zeta \right].$$

Nun ist nach den Berechnungen in §. 9 für

Endlich ist der Antheil an dem Gesamtwiderstande in dem Schornsteinrohr:

$$27) A_s = \left(\frac{r_0}{q_a}\right)^2 \left[\left(\frac{a}{t_b} + \frac{t_a}{t_b}\right)^2 + \frac{1}{20} \left(\frac{a}{t_b} + \frac{t_1}{t_b}\right)^2 \cdot \left(\frac{q_a}{q_1}\right)^2 \cdot \frac{h}{d_1} \right]$$

Das Verhältniß:

$$\frac{r_0}{q_a} = \frac{\text{freie Oeffnung der Rostfläche}}{\text{Querschnitt der Schornsteinmündung}}$$

variirt gewöhnlich zwischen

$$\frac{r_0}{q_a} = 1 \text{ bis } \frac{r_0}{q_a} = \frac{5}{3}$$

also

$$q_a = r_0 \text{ bis } q_a = \frac{3}{5} \cdot r_0$$

Das Verhältniß

$$\frac{q_a}{q_1} = \frac{\text{Querschnitt der Schornsteinmündung}}{\text{Mittlerer Querschnitt des Schornsteins}}$$

variirt zwischen

$$\frac{q_a}{q_1} = 1 \text{ bis } \frac{q_a}{q_1} = \frac{3}{4}$$

§. 14.

Einführung von Durchschnittswerthen für die Temperaturen in die Gleichung für die Schornsteinhöhe.

Die Werthe $\frac{t_a}{t_b}$ und $\frac{t_1}{t_b}$ wurden in §. 9 bestimmt:

		für $m_0 = 0,50$	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,50	3,00
a.	ist für eiserne Schornsteine	$\frac{t_a}{t_b} = 0,41$	0,28	0,19	0,15	0,09	0,07	0,05	0,03	0,02
		$\left(\frac{a}{t_b} + \frac{t_a}{t_b}\right) = (0,22 + \frac{t_a}{t_b}) = 0,63$	0,50	0,41	0,37	0,31	0,29	0,27	0,25	0,24
		$\left(\frac{a}{t_b} + \frac{t_a}{t_b}\right)^2 = 0,40$	0,25	0,17	0,14	0,09	0,08	0,07	0,06	0,06
b.	für gemauerte Schornsteine	$\frac{t_a}{t_b} = 0,58$	0,46	0,38	0,30	0,26	0,21	0,19	0,14	0,11
		$\left(\frac{a}{t_b} + \frac{t_a}{t_b}\right) = (0,22 + \frac{t_a}{t_b}) = 0,80$	0,68	0,60	0,52	0,48	0,43	0,41	0,36	0,33
		$\left(\frac{a}{t_b} + \frac{t_a}{t_b}\right)^2 = 0,64$	0,46	0,36	0,27	0,23	0,18	0,17	0,13	0,11
c.	für eiserne Schornsteine	$\frac{t_1}{t_b} = 0,50$	0,38	0,30	0,24	0,19	0,16	0,13	0,10	0,08
		$\left(\frac{a}{t_b} + \frac{t_1}{t_b}\right) = (0,22 + \frac{t_1}{t_b}) = 0,72$	0,60	0,52	0,46	0,41	0,38	0,35	0,32	0,30
		$\left(\frac{a}{t_b} + \frac{t_1}{t_b}\right)^2 = 0,52$	0,36	0,27	0,21	0,17	0,14	0,12	0,10	0,09
d.	für gemauerte Schornsteine	$\frac{t_1}{t_b} = 0,58$	0,47	0,39	0,32	0,27	0,23	0,20	0,15	0,13
		$\left(\frac{a}{t_b} + \frac{t_1}{t_b}\right) = (0,22 + \frac{t_1}{t_b}) = 0,80$	0,69	0,61	0,59	0,49	0,45	0,42	0,37	0,35
		$\left(\frac{a}{t_b} + \frac{t_1}{t_b}\right)^2 = 0,64$	0,48	0,37	0,29	0,24	0,20	0,18	0,14	0,12

Endlich ist: $1 + \frac{a}{t_1} = 1 + \frac{a t_b}{t_1 t_b} = 1 + \frac{0,22}{\frac{t_1}{t_b}}$; also

e.	für eiserne Schornsteine	$\left(1 + \frac{a}{t_1}\right) = \left(1 + \frac{0,22}{\frac{t_1}{t_b}}\right) = 1,44$	1,58	1,73	1,92	2,16	2,38	2,69	3,20	3,75
	für gemauerte Schornsteine	$\left(1 + \frac{a}{t_1}\right) = \left(1 + \frac{0,22}{\frac{t_1}{t_b}}\right) = 1,38$	1,47	1,56	1,69	1,81	1,96	2,11	2,47	2,69

Indem wir im Folgenden setzen:

$$\begin{aligned} \left(1 + \frac{a}{t_1}\right) &= \sigma \\ \left(\frac{a}{t_b} + \frac{t_a}{t_b}\right)^2 &= \sigma_1 \\ \left(\frac{a}{t_b} + \frac{t_1}{t_b}\right)^2 &= \sigma_{11} \\ \left(\frac{a}{t_b} + \frac{t_1}{t_b}\right)^2 &= \sigma_{111} \end{aligned}$$

sind die entsprechenden Werthe aus folgender Tabelle zu entnehmen:

für eiserne Schornsteine										
$m_0 = 0,50$	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,50	3,00		
$\sigma = 1,44$	1,58	1,73	1,92	2,16	2,38	2,69	3,20	3,75		
$\sigma_1 = 1,40$	0,392	0,385	0,379	0,374	0,371	0,369	0,364	0,362		
$\sigma_{11} = 0,40$	0,25	0,247	0,24	0,239	0,238	0,237	0,236	0,236		
$\sigma_{111} = 0,53$	0,36	0,27	0,21	0,17	0,14	0,12	0,10	0,09		

für gemauerte Schornsteine

m_0	$= 0,50$	$0,75$	$1,00$	$1,25$	$1,50$	$1,75$	$2,00$	$2,50$	$3,00$
σ	$= 1,38$	$1,47$	$1,56$	$1,69$	$1,81$	$1,96$	$2,11$	$2,47$	$2,69$
σ_1	$= 1,04$	$0,92$	$0,85$	$0,79$	$0,74$	$0,71$	$0,69$	$0,64$	$0,62$
σ_{11}	$= 0,64$	$0,46$	$0,36$	$0,27$	$0,23$	$0,18$	$0,17$	$0,13$	$0,11$
σ_{111}	$= 0,64$	$0,48$	$0,37$	$0,29$	$0,24$	$0,20$	$0,18$	$0,14$	$0,12$

§. 15.

Vereinfachung des Ausdrucks für die Schornsteinhöhe; Einfluss der maassgebenden Werthe auf dieselbe.

Man läßt sich ferner setzen:

$$(Gl. 25) \quad A_r = \left(\frac{r_0}{r}\right)^2 \cdot 2 \left[0,54 \cdot \left(\frac{3}{2} \cdot \frac{r}{r_0} - 1\right)^2 + 10 + \frac{s}{z} \right]$$

$$= \left(\frac{r_0}{r}\right)^2 \cdot a$$

I. $a = 2 \left[0,54 \cdot \left(\frac{3}{2} \cdot \frac{r}{r_0} - 1\right)^2 + 10 + \frac{s}{z} \right].$

$$(Gl. 26) \quad A_s = \left(\frac{r_0}{q_s}\right)^2 \left[1,50 \cdot \left(\frac{q_s}{\alpha \cdot q_b} - 1\right)^2 + \sigma_1 [n + 1 + v_e m_0 \frac{r_0}{q_s} + \zeta] \right]$$

$$= \left(\frac{r_0}{q_s}\right)^2 \cdot b$$

II. $b = 1,50 \cdot \left(\frac{q_s}{\alpha \cdot q_b} - 1\right)^2 + \sigma_1 [n + 1 + v_e m_0 \frac{q_0}{q_s} + \zeta].$

$$(Gl. 27) \quad A_d = \left(\frac{r_0}{q_a}\right)^2 \left[\sigma_{11} + \sigma_{111} \left(\frac{q_a}{q_1}\right)^2 \cdot \frac{h}{d_1} \right]$$

$$= \left(\frac{r_0}{q_a}\right)^2 \cdot c$$

III. $c = \sigma_{11} + \frac{\sigma_{111}}{20} \cdot \left(\frac{q_a}{q_1}\right)^2 \cdot \frac{h}{d_1}.$

Folglich ist:

$$28) \quad (Gl. 24) \quad h = \sigma (1 + c_6) (1 + c_7) v_e^2 \left[\left(\frac{r_0}{r}\right)^2 \cdot a + \left(\frac{r_0}{q_s}\right)^2 \cdot b + \left(\frac{r_0}{q_a}\right)^2 \cdot c \right],$$

worin a , b und c durch die Gl. I, II und III zu berechnen und σ aus der obigen Zusammenstellung zu entnehmen ist. c_6 und c_7 sind Correcturwerthe, welche aus §. 4 zu entnehmen sind, und zwar ist, wenn die zugeführte Luftmenge gleich dem Doppelten der chemisch erforderlichen Luftmenge ist:

$$c_6 = \frac{0,045}{\beta_1},$$

worin β_1 die spezifische Luftmenge des Brennmaterials bezeichnet, welche zwischen $0,40$ und $1,00$ je nach der Art des Brennmaterials schwanken kann,

$$c_7 = \frac{1 + \frac{t_1}{a}}{\frac{t_1}{t_0} - 1} = \frac{\frac{a}{t_0} + \frac{t_1}{t_0}}{\left(\frac{t_1}{t_0} - \frac{t_0}{t_0}\right)} \cdot \frac{t_0}{a}.$$

Für verschiedene Werthe von

$$\frac{a}{t_0} + \frac{t_1}{t_0} \quad \text{und} \quad \frac{t_1}{t_0}$$

ist dieser Ausdruck mit Hilfe der obigen Zusammenstellung leicht zu berechnen; derselbe fällt gewöhnlich so klein aus, daß man ihn vollständig vernachlässigen kann.

Abgesehen von diesen Werthen ist die erforderliche Schornsteinhöhe um so kleiner:

1) je kleiner σ ist; und dieser Werth ist nach der obigen Tabelle bei gemauerten Schornsteinen kleiner als bei eisernen Schornsteinen, und in beiden Fällen um so kleiner, je kleiner der Schonungsmodul ist. Die Schornsteinhöhe wächst also mit dem Schonungsmodul des Kessels;

2) je kleiner

$$\frac{r_0}{r} = \frac{\text{Querschnitt der freien Oeffnung der Kesselfläche}}{\text{Totale Rostfläche}},$$

$$\frac{q_0}{r_s} = \frac{\text{Querschnitt der freien Oeffnung der Rostfläche}}{\text{Querschnitt der Feueranäle}},$$

$$\frac{r_0}{q_a} = \frac{\text{Querschnitt der freien Oeffnung der Rostfläche}}{\text{Querschnitt der Schornsteinmündung}}$$

ist;

3) je kleiner die Werthe a , b und c ausfallen.

a. Für das gewöhnliche Verhältniß $\frac{r_0}{r} = \frac{1}{3}$ ist:

$$\left(\frac{r_0}{r}\right)^2 \cdot a = 3,7 + 0,22 \frac{s}{z}, \text{ worin}$$

$$\frac{s}{z} = \frac{\text{Schichthöhe des Brennmaterials auf dem Rost}}{\text{Zwischenraum zwischen den Roststäben}}.$$

b. Der Werth b ist um so kleiner, je größer das Verhältniß:

$$\frac{q_b}{q_s} = \frac{\text{Querschnitt über der Feuerbrücke}}{\text{Querschnitt der Feueranäle}}$$

ist. Für

$$\frac{q_b}{q_s} = 0,6 \text{ ist:}$$

$$\left(\frac{q_s}{\alpha \cdot q_b} - 1\right)^2 = 2,25.$$

Der Werth b ist ferner um so kleiner, je kleiner σ_1 ist, d. h. je größer der Schonungsmodul ist, und ferner je weniger Ablenkungen n die heiße Luft in den Feueranälen zu machen hat, und je kleiner der Widerstand im Schieber ist.

Nach Versuchen von Weisbach ist für rechteckige Durchgangsöffnungen, wenn

Querschnitt der Schieberöffnung

Querschnitt des Fuchses

$$= 1,0 \quad 0,9 \quad 0,8 \quad 0,7 \quad 0,6 \quad 0,5 \quad 0,4 \quad 0,3 \quad 0,2 \quad 0,1 \text{ ist,}$$

$\zeta = 0,00 \quad 0,09 \quad 0,39 \quad 0,95 \quad 2,08 \quad 4,02 \quad 8,12 \quad 17,38 \quad 44,5 \quad 193.$
Im Allgemeinen kann man die Oeffnung des Schiebers bei Berechnung neu anzulegender Schornsteine etwa $0,7$ und $\zeta = 1$ annehmen.

Unter den gemachten Voraussetzungen, nämlich für

$$\frac{q_b}{q_s} = 0,6 \quad \text{und} \quad \frac{q_a}{q_s} = 0,7,$$

wird:

$$b = 3,38 + \sigma_1 \left(n + 2 + v_e m_0 \frac{r_0}{q_s} \right).$$

c. Der Werth c wird um so kleiner, je kleiner σ_{11} und σ_{111} werden, d. h. je kleiner der Schonungsmodul ist, je kleiner das Verhältniß

$$\frac{q_a}{q_1} = \frac{\text{Querschnitt der Schornsteinmündung}}{\text{Mittlerer Querschnitt des Schornsteins}},$$

und

$$\frac{h}{d} = \frac{\text{Schornsteinhöhe}}{\text{Mittlerer Durchmesser des Schornsteins}}$$

ist.

§. 16.

Einführung von Durchschnittswerthen für die Querschnittsverhältnisse in die Gleichung für die Schornsteinhöhe. — Vereinfachung des Ausdrucks für die Schornsteinhöhe.

Unter der Voraussetzung:

$$\frac{r_0}{r} = \frac{1}{3},$$

$$\frac{q_0}{q_z} = 0,36,$$

$$\frac{q_x}{q_a} = 0,7,$$

ergibt sich die Schornsteinhöhe:

$$29) \quad h = (1 + c_6)(1 + c_7)v_e^2 \cdot \sigma \left\{ 3,7 + 0,22 \frac{s}{z} + \left(\frac{r_0}{q_z} \right)^2 \left[3,38 + \sigma_1 (n + 2 + v_e m_0 \frac{r_0}{q_z}) \right] + \left(\frac{r_0}{q_a} \right)^2 \left[\sigma_{11} + \frac{1}{20} \sigma_{111} \left(\frac{q_a}{q_1} \right)^2 \left(\frac{h}{d_1} \right) \right] \right\}$$

$\frac{s}{z} = \frac{\text{Schichtungshöhe des Brennmaterials}}{\text{Zwischenraum zwischen den Rostspalten}}$ gewöhnlich = 10,

	$m_0 = 0,50$	$0,75$							
für eiserne Schornsteine	$\sigma_4 = 0,75$	$1,09$							
für gemauerte Schornsteine	$\sigma_4 = 0,72$	$1,02$							

daher:

$$h = (1 + c_6)(1 + c_7)[v_e^2 \sigma \{ 9,38 + 6\sigma_1 + 2,38\sigma_{11} + 7,38\sigma_{111} \} + \sigma_4 v_e^3]$$

Bezeichnen wir den Werth:

$$32) \quad \sigma \{ 9,38 + 6,0\sigma_1 + 2,38\sigma_{11} + 7,38\sigma_{111} \} = \sigma_0$$

	für $m_0 = 0,50$	$0,75$	$1,00$	$1,25$	$1,50$	$1,75$	$2,00$	$2,50$	$3,00$
für eiserne Schornsteine	$\sigma_0 = 29,91$	$28,96$	$29,21$	$30,85$	$33,09$	$35,38$	$39,22$	$45,09$	$52,08$
für gemauerte Schornsteine	$\sigma_0 = 30,38$	$29,18$	$28,55$	$28,81$	$29,41$	$30,62$	$32,32$	$36,04$	$38,18$

Für die üblichen Werthe von v_e entstehen unter den gemachten Voraussetzungen folgende Schornsteinhöhen in Metern:

	für $m_0 =$	$0,50$	$0,75$	$1,00$	$1,25$	$1,50$	$1,75$	$2,00$	$2,50$	$3,00$
für eiserne Schornsteine	$v_e = 1,00$; $h = 30,369$	$30,05$	$30,368$	$32,75$	$35,49$	$38,34$	$42,93$	$50,21$	$58,06$	
	$v_e = 0,9$; $h = 24,390$	$24,25$	$24,373$	$26,38$	$28,55$	$30,72$	$34,48$	$40,25$	$46,27$	
	$v_e = 0,8$; $h = 19,54$	$19,38$	$19,44$	$21,93$	$22,42$	$24,15$	$26,99$	$31,47$	$36,89$	
	$v_e = 0,7$; $h = 14,93$	$14,56$	$14,81$	$15,81$	$17,04$	$18,35$	$20,48$	$23,88$	$27,89$	
für gemauerte Schornsteine	$v_e = 1,00$; $h = 31,52$	$30,20$	$29,88$	$30,48$	$31,42$	$33,05$	$35,23$	$39,99$	$43,18$	
	$v_e = 0,9$; $h = 25,48$	$24,35$	$24,10$	$24,58$	$25,29$	$26,58$	$28,30$	$32,07$	$34,57$	
	$v_e = 0,8$; $h = 20,07$	$19,18$	$18,93$	$19,28$	$19,83$	$20,81$	$22,13$	$25,04$	$26,93$	
	$v_e = 0,7$; $h = 15,33$	$14,65$	$14,42$	$14,83$	$15,10$	$15,83$	$16,63$	$19,00$	$20,41$	

Wenn es zunächst auffallend erscheint, daß die hier ermittelten Schornsteinhöhen nicht mit dem Schonungsmodul stetig wachsen, sondern von dem Schonungsmodul $0,5$ anfänglich mit steigendem Schonungsmodul abnehmen und dann erst wachsen, so ist dies zu erklären durch die in §. 14 zusammengestellten Temperaturfunctionen. Der Werth σ nimmt mit dem Schonungsmodul stetig zu, die Werthe σ_1 σ_{11} σ_{111} aber nehmen mit dem Schonungsmodul stetig ab; es muß also für das Product aus σ in die mit σ_1 σ_{11} und σ_{111} multiplicirten Summanden der Gl. 30 ein Minimum entstehen, welches bei eisernen Schornsteinen etwa bei

	$m_0 = 0,50$	$0,75$	$1,00$	$1,25$	$1,50$	$1,75$	$2,00$	$2,50$	$3,00$
für eiserne Schornsteine	$h = 30,39$	$31,38$	$33,30$	$34,38$	$36,39$	$39,33$	$42,30$	$48,39$	$57,36$
	anstatt $30,37$	$30,31$	$30,37$	$32,38$	$35,35$	$38,33$	$42,39$	$50,32$	$58,31$
für gemauerte Schornsteine	$h = 30,33$	$30,39$	$31,35$	$31,38$	$33,36$	$34,38$	$36,30$	$39,36$	$43,35$
	anstatt $31,35$	$30,32$	$29,38$	$30,35$	$31,34$	$33,31$	$35,32$	$40,30$	$43,32$

Da die in Gl. 34 gegebenen Werthe zur Bestimmung der Schornsteinhöhe sehr einfach und bequem sind, so dürf-

$\frac{r_0}{q_z}$	=	Freie Oeffnung des Rostes	gewöhnlich = 1,
$\frac{r_0}{q_a}$	=	Querschnitt der Feueranäle	
$\frac{r_0}{q_a}$	=	Freie Oeffnung des Rostes	gewöhnlich $\frac{5}{3}$,
$\frac{q_a}{q_1}$	=	Ausmündungsquerschnitt des Schornsteins	gewöhnlich $\frac{3}{4}$,
$\frac{q_a}{q_1}$	=	Ausmündungsquerschnitt des Schornsteins	gewöhnlich $\frac{3}{4}$,
$\frac{h}{d_1}$	=	Mittlerer Querschnitt des Schornsteins	gewöhnlich nicht
$\frac{h}{d_1}$	=	Höhe des Schornsteins	größer als 50.
$\frac{h}{d_1}$	=	Mittlerer Durchmesser des Schornsteins	

Führt man diese gewöhnlichen Werthe ein, so entsteht:

$$30) \quad h = (1 + c_6)(1 + c_7)v_e^2 \sigma \{ 9,38 + \sigma_1 (n + 2 + v_e m_0) + 2,38\sigma_{11} + 7,38\sigma_{111} \}$$

Da nun auch die Zahl der Ablenkungen, welche die Gesamtmenge der heißen Luft in den Feueranälen erfährt, selten mehr als 4 beträgt, so kann man unter Einführung dieses Werthes schreiben:

$$h = (1 + c_6)(1 + c_7)[v_e^2 \sigma \{ 9,38 + 6\sigma_1 + 2,38\sigma_{11} + 7,38\sigma_{111} \} + \sigma \cdot \sigma_1 \cdot m_0 \cdot v_e^3]$$

Bezeichnen wir den Werth:

$$31) \quad \sigma \cdot \sigma_1 \cdot m_0 = \sigma_4, \text{ so ist für}$$

	$1,00$	$1,25$	$1,50$	$1,75$	$2,00$	$2,50$	$3,00$
σ_4	$1,47$	$1,90$	$2,40$	$2,96$	$3,71$	$5,12$	$6,98$
	$1,33$	$1,67$	$2,01$	$2,43$	$2,91$	$3,95$	$5,00$

und vernachlässigen wir die Correcturwerthe c_6 und c_7 , so läßt sich für die gewöhnlichen Fälle setzen:

$$33) \quad h = \sigma_0 \cdot v_e^2 + \sigma_4 \cdot v_e^3 = \sigma_0 v_e^2 \left\{ 1 + \frac{\sigma_4}{\sigma_0} \cdot v_e \right\},$$

und zwar ist:

	$1,00$	$1,25$	$1,50$	$1,75$	$2,00$	$2,50$	$3,00$
σ_0	$29,21$	$30,85$	$33,09$	$35,38$	$39,22$	$45,09$	$52,08$
	$28,55$	$28,81$	$29,41$	$30,62$	$32,32$	$36,04$	$38,18$

Für die üblichen Werthe von v_e entstehen unter den gemachten Voraussetzungen folgende Schornsteinhöhen in Metern:

	für $m_0 =$	$0,50$	$0,75$	$1,00$	$1,25$	$1,50$	$1,75$	$2,00$	$2,50$	$3,00$
für eiserne Schornsteine	$v_e = 1,00$; $h = 30,369$	$30,05$	$30,368$	$32,75$	$35,49$	$38,34$	$42,93$	$50,21$	$58,06$	
	$v_e = 0,9$; $h = 24,390$	$24,25$	$24,373$	$26,38$	$28,55$	$30,72$	$34,48$	$40,25$	$46,27$	
	$v_e = 0,8$; $h = 19,54$	$19,38$	$19,44$	$21,93$	$22,42$	$24,15$	$26,99$	$31,47$	$36,89$	
	$v_e = 0,7$; $h = 14,93$	$14,56$	$14,81$	$15,81$	$17,04$	$18,35$	$20,48$	$23,88$	$27,89$	
für gemauerte Schornsteine	$v_e = 1,00$; $h = 31,52$	$30,20$	$29,88$	$30,48$	$31,42$	$33,05$	$35,23$	$39,99$	$43,18$	
	$v_e = 0,9$; $h = 25,48$	$24,35$	$24,10$	$24,58$	$25,29$	$26,58$	$28,30$	$32,07$	$34,57$	
	$v_e = 0,8$; $h = 20,07$	$19,18$	$18,93$	$19,28$	$19,83$	$20,81$	$22,13$	$25,04$	$26,93$	
	$v_e = 0,7$; $h = 15,33$	$14,65$	$14,42$	$14,83$	$15,10$	$15,83$	$16,63$	$19,00$	$20,41$	

einem Schonungsmodul von $0,75$, bei einem gemauerten Schornstein etwa bei einem Schonungsmodul von $1,00$ liegt.

Wenn wir von einer Genauigkeit von etwa 1 bis $1,5$ Meter in der Bestimmung der Schornsteinhöhe abstrahiren, so läßt sich dieselbe durch folgende auf Grund der obigen Berechnungen gefundene Näherungsformel für die in §. 16 angeführten Durchschnittsverhältnisse einfach bestimmen, nämlich:

$$34) \quad \begin{cases} \text{für eiserne Schornsteine } h = 30(1 + 0,1 m_0^2) v_e^2, \\ \text{für gemauerte Schornsteine } h = 30(1 + 0,05 m_0^2) v_e^2. \end{cases}$$

Diese Näherungsformeln ergeben für $v_e^2 = 1$ und

	$1,00$	$1,25$	$1,50$	$1,75$	$2,00$	$2,50$	$3,00$
für eiserne Schornsteine	$h = 30,39$	$31,38$	$33,30$	$34,38$	$36,39$	$39,33$	$42,30$
	anstatt $30,37$	$30,31$	$30,37$	$32,38$	$35,35$	$38,33$	$42,39$
für gemauerte Schornsteine	$h = 30,33$	$30,39$	$31,35$	$31,38$	$33,36$	$34,38$	$36,30$
	anstatt $31,35$	$30,32$	$29,38$	$30,35$	$31,34$	$33,31$	$35,32$

ten sie für gewöhnliche Fälle sich als sehr gut brauchbar empfehlen. Will man genauer verfahren, so benutze man

die Gl. 33:

$$h = \sigma_0 v_e^2 + \sigma_4 v_e^3,$$

indem man die Werthe von σ_0 und σ_4 durch Gl. 31 und 33 berechnet.

Für noch genauere Rechnung benutze man die Gl. 30: $h = (1+c_6)(1+c_7)v_e^2\sigma\{9_{,3} + \sigma_1(n+2+v_e m_0) + 2_{,8}\sigma_{11} + 7_{,8}\sigma_{111}\}$, und wenn die Querschnittsverhältnisse von den in §. 16 angegebenen wesentlich abweichen, die Gl. 28:

$$h = (1+c_6)(1+c_7)v_e^2\sigma\left\{\left(\frac{r_0}{r}\right)^2 a + \left(\frac{r_0}{q_z}\right)^2 b + \left(\frac{r_0}{q_a}\right)^2 c\right\},$$

indem man die Werthe a , b und c nach den Gl. I, II, III in §. 14 und 15 bestimmt.

Den allgemeinsten Ausdruck für die Schornsteinhöhe giebt endlich Gl. 24

$$h = (1+c_6)(1+c_7)\left(1 + \frac{a}{t_1}\right) \cdot v_e^2 \{A_r + A_z + A_s\},$$

worin man A_r nach Gl. 25, A_z nach Gl. 26, A_s nach Gl. 27 und $\frac{a}{t_1}$ nach §. 9 zu bestimmen hat.

H. Wiebe.

Geometrische Erddruck-Theorie.*)

(Mit Zeichnungen auf Blatt F im Text.)

Einleitung.

1) Von den in den letzten Jahren in Deutschland erschienenen Werken über Erddruck sind hauptsächlich die von Winkler in der Zeitschrift des österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1871 und von Mohr in der Zeitschrift des Arch.- u. Ing.-Vereins zu Hannover 1871 veröffentlichten Abhandlungen zu nennen, welche das Problem umfassender und exacter, als vorher geschehen, behandelt haben. Beide Theorien führen bezüglich der im seitlich unbegrenzten Erdreiche herrschenden Erddrucke, erstere auf analytischem, letztere auf graphischem Wege, zu den gleichen Ergebnissen, weichen jedoch in der Ausdehnung dieser Resultate auf den durch Stützwände (Gewölbe und Stützmauern) begrenzten Erdkörper sowie in der Behandlung derjenigen Fälle, auf welche die allgemeine Theorie des Erddrucks im unbegrenzten Erdkörper nicht mehr anwendbar ist, sehr wesentlich von einander ab. Nach Winkler kann diese allgemeine Theorie für steilere Lagen der Stützwand, wie sie hauptsächlich bei Stützmauern vorkommen, nicht mehr angewendet werden, und adoptirt er für diese Fälle die angenäherte Annahme der älteren Theorie eines ebenen Bruchprismas, wobei der Erddruck unter dem Reibungswinkel gegen die Normale der Stützwand wirkend gedacht wird. Mohr dagegen dehnt die Anwendbarkeit der allgemeinen Theorie auf die meisten bei Stützmauern vorkommenden Fälle aus und macht in den wenigen noch übrig bleibenden Fällen die Annahme, der Erddruck wirke normal zur Stützwand.

Die folgende Theorie schlägt einen von den erwähnten Abhandlungen vollständig abweichenden Weg ein und führt zu neuen und einfachen Constructionsmethoden für den Erddruck. Die Resultate stimmen im Allgemeinen mit denen Winkler's überein, namentlich bezüglich der Anwendbarkeit der allgemeinen Theorie auf den durch Stützwände begrenzten Erdkörper.

Die Bestimmung des Erddrucks soll vorerst unter der Annahme erfolgen, daß die Cohäsion der Erde verschwin-

dend klein sei und nur Reibungskräfte in derselben wirken. Die so erhaltenen Resultate entsprechen dem unter ungünstigen Verhältnissen möglichen Maximum des Erddrucks und müssen überall da in Rechnung gestellt werden, wo die Dimensionen der stützenden Bauwerke nur von dem Maximum des Erddrucks abhängig sind (Stützmauern); in Fällen jedoch, wo aufser dem Maximum auch das Minimum des Erddrucks auf die Dimensionen des Bauwerks bestimmend einwirken kann (wie z. B. bei Gewölben), muß neben der Reibung auch die Cohäsion bei Ermittlung des Erddrucks in Betracht gezogen werden, und sollen daher die hierauf bezüglichen Untersuchungen im weiteren Verfolge ebenfalls angestellt werden.

2) Zur Bestimmung des Erddrucks bedienen wir uns folgenden allgemeinen Verfahrens:

Durch einen beliebigen Punkt O der Erdmasse (Fig. 1 Bl. F) denken wir uns unendlich viele Fugen OA , OB etc. senkrecht zur Bildebene gezogen, denken uns die hierdurch gebildeten unendlich dünnen Keile starr und untersuchen sodann den Gleichgewichtszustand dieses Keilsystems. Die Breite der Keile senkrecht zur Bildfläche sei hierbei gleich der Einheit angenommen. Offenbar sind im Allgemeinen unendlich viele Gleichgewichtszustände dieses Keilsystems möglich, und sind die einzigen Bedingungen hiefür die, daß die auf eine beliebige Fuge OX wirkende Kraft R keinen größeren Winkel als den Reibungswinkel mit der Fugennormalen bilde, und daß der Angriffspunkt der Kraft R nicht außerhalb der Fuge OX zu liegen komme.

Letztere Bedingung wird bei der eigenthümlichen Gestalt des in Betracht kommenden Keilgewölbes stets erfüllt sein, wenn die ersterwähnte eingehalten ist, und wird daher für einen Gleichgewichtszustand des Systems nur erforderlich, daß die auf eine beliebige Fuge wirkende Kraft R nirgends einen größeren Winkel als den Reibungswinkel mit der Fugennormalen einschliesse.

Es möge gleich hier auf den Unterschied hingewiesen werden, welcher zwischen der wirklichen Erdmasse und dem ihr substituirten Keilsysteme stattfindet. Bei dem starren Keilsysteme sind die in den einzelnen Punkten einer Fuge wirkenden Elementardrucke, welche die Componenten der totalen auf die Fuge wirkenden Kraft R bilden, sämmtlich unter einander und somit auch mit letzterer parallel, so daß bei allen gleichzeitig der Grenzstand des Gleichgewichts

*) Die Redaction hält sich verpflichtet, zu constatiren, daß dieser Aufsatz ihr bereits im Juni 1878 übergeben worden ist, daher mit dem, erst vom Februar 1879 datirenden, im letzten Hefte vorigen Jahrgangs S. 521 enthaltenen Aufsätze des Herrn Wasser-Bauinspector E. Cramer in Brieg, welcher in einigen Punkten ähnliche Anschauungen aufweist, auch ähnliche Versuche mittheilt, in keinem Zusammenhange steht. Letzterer hat lediglich aus dem Grunde die Priorität in der Veröffentlichung erlangt, weil er seines geringeren Umfangs wegen eher eingereicht werden konnte.

eintritt, für welchen Krafrichtung und Fugennormale den Reibungswinkel φ einschließen.

Bei der wirklichen Erdmasse können jedoch die in einer Fuge wirkenden Elementardrucke verschiedene Richtung besitzen, und wird daher im Allgemeinen für den Grenzzustand des Gleichgewichts, welcher eintritt, wenn nur ein einziger der Elementardrucke mit der Fugennormalen einen Winkel gleich dem Reibungswinkel einschließt, dieser Winkel bei den übrigen Elementardrucken sowie bei ihrer Resultanten R einen kleineren Werth annehmen.

Mit anderen Worten heißt das:

Bei dem Keilsysteme bildet im Grenzzustande des Gleichgewichts die totale auf eine Fuge wirkende Kraft R mit der Fugennormalen einen Winkel gleich dem Reibungswinkel, während bei der wirklichen Erdmasse dieser Winkel einen kleineren Werth besitzen kann.

Die folgenden Untersuchungen werden übrigens zeigen, daß bei dem seitlich unbegrenzten homogenen Erdreiche die Voraussetzung gleichgerichteter Elementardrucke erfüllt ist, und somit die bei dem Keilsysteme abgeleiteten Resultate auch für den wirklichen Erdkörper volle Giltigkeit haben. Für die übrigen Fälle, wo die Parallelität der Elementardrucke nicht vollständig stattfindet, besitzen die beim Keilsysteme abgeleiteten Resultate zwar nur näherungsweise Giltigkeit für den Erdkörper; doch ist nach angestellten Versuchen die Abweichung derselben von der Wirklichkeit so gering, daß sie gegenüber der Unsicherheit der Erfahrungsconstanten (Reibungswinkel, spezifisches Gewicht) für die Praxis nicht weiter in Betracht kommt.

Nichtsdestoweniger wird des theoretischen Interesses wegen für diese Fälle noch eine genauere wenn auch nicht ganz exacte Untersuchung angestellt werden, deren Endresultate nur verschwindend wenig von der Wirklichkeit abweichen dürften.

Diese genaueren Werthe sind übrigens von den nach der ersten Annäherungsmethode erhaltenen so wenig verschieden, daß hierdurch auch der theoretische Beweis von der Zulässigkeit dieser Annäherungsmethode geliefert wird.

Anmerkung. Es ist zu bemerken, daß die Annahme gleichgerichteter Elementardrucke in den einzelnen Punkten einer Fuge des Keilsystems in ihrem Wesen mit der Annahme der gewöhnlichen Erddrucktheorie „ebener Bruchfugen“ zusammenfällt.

Erddruck im homogenen, seitlich unbegrenzten, cohäsionslosen Erdreiche.

3) Wir setzen eine homogene Erdmasse voraus, welche nach oben durch eine Ebene, sonst aber nicht begrenzt sei. Der Schnitt dieser Erdmasse senkrecht zur Begrenzungsebene sei durch Fig. 2 auf Bl. F dargestellt. EE sei die Schnittlinie mit der Begrenzungsebene, welche unter dem Winkel α gegen die Horizontale geneigt sein möge, wobei α gleich oder kleiner als der natürliche Böschungswinkel (Reibungswinkel) φ der Erde. Der Punkt O , welcher in der Entfernung $r = OR$ von der Linie EE liegt, sei der Mittelpunkt des früher erwähnten Keilsystems; OH stelle die Horizontale, OV die verticale, OR die normale Fuge dar, OB_1 und OB_2 diejenigen Fugen, welche mit der Horizontalen den Reibungswinkel φ bilden.

Zur Bestimmung des in dem Keilsysteme herrschenden Horizontalschubes sowie der auf die einzelnen Fugen wirken-

den Kräfte construiren wir das Kräftepolygon und tragen zu diesem Zwecke zunächst die Gewichte der einzelnen Keile auf einer Verticalen auf. Diese Gewichte stellen wir am einfachsten durch die Grundlinien der einzelnen Keile dar, da wir dann nur die Linie EE der Fig. 2 mit ihren sämtlichen Punkten in die Verticale umzuklappen haben, wie in Fig. 3 geschehen. Es stellen dann beispielsweise die Strecken HR , RV , VX der Fig. 3 die Keilgewichte zwischen den Fugen OH und OR , OR und OV , OV und VX der Fig. 2 dar.

Selbstverständlich müssen dann schließendlich die erhaltenen Resultate noch mit dem spezifischen Gewichte γ des Erdmaterials und mit der Hälfte der gemeinsamen Keilhöhe $\frac{r}{2}$ multiplicirt werden, um die wahren Gröößen der Kräfte zu erhalten. Gleichzeitig mit der Linie EE klappen wir auch noch den Punkt O mit sämtlichen Fugen in die entsprechende Lage um, und entspricht sodann in Fig. 3 (Bl. F) OH der horizontalen, OV der verticalen und OR der normalen Fuge. Vorausgesetzt, der Punkt S der Fig. 3 wäre der Pol des Kräftepolygons, so wird die auf eine beliebige Fuge OX wirkende Kraft nach Grööße und Richtung dargestellt durch die Linie SX .

Die einzige Bedingung, welcher die Lage des Poles S für einen Gleichgewichtszustand des Keilsystems genügen muß, besteht nun darin, daß die Krafrichtung SX für keine einzige Fuge einen größeren Winkel als den Reibungswinkel φ mit der Fugennormalen einschliesse. Ziehen wir daher in Fig. 2 für die beliebige Fuge OX die Linien PI und PII , welche nach rechts und nach links den Winkel φ mit der Fugennormalen bilden, und durch den entsprechenden Punkt X der Kraftverticalen EE in Fig. 3 zwei Parallele XI und XII , so muß für den Gleichgewichtszustand der Pol S innerhalb des Winkelraumes $IXII$ liegen.

Denken wir uns nun für jede einzelne Fuge die Linien XI und XII gezogen, so werden dieselben zwei Curven, 1 und 2 (Fig. 3) umhüllen; der Pol S muß sodann für einen Gleichgewichtszustand des Keilsystems innerhalb der von den beiden Curven eingeschlossenen Figur liegen, weil er sich nur bei einer solchen Lage für jede beliebige Fuge innerhalb des Winkelraumes $IXII$ befindet.

Liegt der Kräftepol auf den die geschlossene Figur begrenzenden Strecken der Curven 1 und 2, z. B. im Punkte T , so haben wir es mit einem Grenzzustande des Gleichgewichts zu thun, und liefert die Tangente an die Curve im Punkte T durch ihren Schnittpunkt X mit der Kraftverticalen EE diejenige Fuge OX , in welcher dieser Grenzzustand erreicht ist.

4) Construction und Discussion der Curven 1 und 2.

In Fig. 4 (Bl. F) ist die Construction der Curve 1 ausgeführt. Diese Curve ist nach dem oben Gesagten die Umhüllungscurve der Linien XI , welche durch die einzelnen Punkte X der Kraftverticalen gehen und deren Richtungen mit den Normalen auf die entsprechenden Fugen OX (Fig. 2) den Winkel φ nach rechts hin, beziehungsweise mit den Fugen selbst den Winkel $90 - \varphi$ nach links hin bilden.

Ziehen wir nun durch Punkt R der Kraftverticalen, welcher der auf der Oberfläche normalen Fuge entspricht, eine Linie $E_1 E_1$ parallel OB_1 (umgeklappte Böschungsfuge),

normal auf dieselbe im Punkte R die Linie RO_1 , machen $RO_1 = RO$, $RX_1 = RX$, so ist für eine beliebige Fuge OX die Richtung XI parallel der Linie X_1O_1 , wonach sich beliebig viele Tangenten der Curve 1 zeichnen lassen. Der Beweis hiefür ist leicht zu führen: Wie aus Fig. 4 ersichtlich, bildet die Linie E_1E_1 den Winkel $\varphi - \alpha$ mit der Verticalen, während die Linie EE der Fig. 2 mit letzterer den Winkel $90 - \alpha$ einschließt; die Richtung der Linie E_1E_1 (Fig. 4) kann daher durch Drehung der Linie EE (Fig. 2) um den Winkel $90 - \varphi$ nach links hin erhalten werden. Da ferner Dreieck O_1RX_1 der Figur 4 congruent dem Dreieck ORX der Figur 2, so ist auch die Linie O_1X_1 um den Winkel $90 - \varphi$ nach links hin gegen die Fugenrichtung OX der Figur 2 gedreht.

Aus der Art der Construction geht hervor, daß die Curve 1 eine Parabel darstellt, welche die Kraftverticale EE in dem der natürlichen Böschungsfuge entsprechenden Punkte B_1 berührt, und deren Durchmesser parallel der Linie E_1E_1 , beziehungsweise der Linie OB_1 sind.

Der Brennpunkt der Parabel ist der Punkt F , welcher auf der Verlängerung der Linie OR im Abstände $FR = OR = r$ von der Kraftverticalen liegt. Die Parabelaxe FA_1 geht durch den Brennpunkt F parallel zur Durchmesserrihtung OB_1 , und die Directrix OD_1 , welche senkrecht auf der Parabelaxe steht, trifft den Punkt O . Der Beweis hiefür ist kurz folgender:

Die Parabeltangente im Punkte B_1 ist, wie schon erwähnt, die Kraftverticale EE ; die Tangente im Parabelscheitel muß die Linie RO_1 sein, weil dieselbe die auf der Durchmesserrihtung senkrechte Tangente ist. Beide Tangenten schneiden sich im Punkte R . Nach einem bekannten Satze sind nun die drei Parabeldurchmesser, welche durch die Berührungspunkte und den Schnittpunkt zweier Tangenten gehen, gleich weit von einander entfernt. Durch den Berührungspunkt B_1 geht der Durchmesser OB_1 , durch den Schnittpunkt R der Durchmesser E_1E_1 , somit muß der durch den Berührungspunkt der Scheiteltangente RO_1 gehende Durchmesser, d. h. die Parabelaxe, durch den Punkt F gehen, da $FR = OR$. Der Schnittpunkt M_1 der Parabelaxe FA_1 und der Scheiteltangente RO_1 liefert sodann den Parabelscheitel.

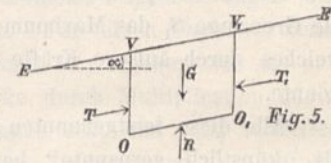
Zur Bestimmung von Directrix und Brennpunkt haben wir nun die zwei Curvenpunkte M_1 und B_1 , von denen jeder gleich weit von Directrix und Brennpunkt entfernt sein muß. Dieser Bedingung genügen die Linie OD_1 als Directrix und Punkt F als Brennpunkt, denn es ist sowohl $M_1F = M_1J$, als auch $B_1F = B_1O$, wie direct aus Figur 4 ersehen werden kann.

Analog ist die Construction der Curve 2. Dieselbe stellt ebenfalls eine Parabel dar, deren Brennpunkt mit dem der Parabel 1 im Punkte F zusammenfällt, deren Axe FA_2 parallel der Linie OB_2 , deren Directrix durch den Punkt O geht, und welche die Kraftverticale im Punkte B_2 berührt.

Die Schnittpunkte beider Parabeln S und S_1 liegen auf der Verlängerung der Linie OV (umgeklappte verticale Fuge), welche den Winkel zwischen beiden Directrices halbt, und deren einzelne Punkte somit von denselben gleich weit entfernt sind, welcher Bedingung die beiden Schnittpunkte S und S_1 genügen müssen.

Mit Hilfe dieses Satzes lassen sich diese zwei Schnittpunkte bestimmen, ohne die Parabeln 1 und 2 construiren zu müssen. Man hat zu diesem Zwecke auf der Verlängerung der Linie OV diejenigen zwei Punkte S und S_1 aufzusuchen, welche gleich weit von F und OD_1 abstehen. Am einfachsten geschieht dies, indem man von Punkt F aus (Fig. 4) einen Berührungskreis an OD_1 legt, die Schnittpunkte Q und Q_1 desselben mit Linie FO bestimmt und durch Punkt F zwei Parallele zu QV und Q_1V zieht. Dieselben schneiden sodann die Linie OV in den gesuchten Punkten S und S_1 .

5) Wir hatten in Nummer 3 gefunden, daß das untersuchte Keilsystem in allen den Fällen sich im Gleichgewichte befinde, wo der Pol des Kräftepolygons innerhalb der von den Parabeln 1 und 2 eingeschlossenen Figur gelegen sei. Von allen diesen theoretisch möglichen Gleichgewichtszuständen des Keilsystems können jedoch beim unbegrenzten Erdkörper nur diejenigen eintreten, bei welchen sich der Kräftepol auf der Strecke SS_1 (Fig. 4) befindet. Betrachten wir nämlich ein Stück des



Erdkörpers (Fig. 5), welches seitlich durch zwei Vertical-ebenen OV und O_1V_1 und nach unten durch eine der Oberfläche EE parallele Ebene OO_1 begrenzt ist, so müssen bei der Homogenität der Erdmasse das Gewicht des Erdstücks G und die Reaktionskraft (R) der Fläche OO_1 in dieselbe verticale Linie fallen; soll nun Gleichgewicht der Momente bestehen, so müssen auch die auf die verticalen Fugen OV und O_1V_1 wirkenden Drucke T und T_1 in einer und derselben Linie wirken, was jedoch, da sie in gleicher Tiefe unter der Oberfläche angreifen, nur dann möglich ist, wenn sie parallel der Oberfläche gerichtet sind. Es folgt hieraus, daß im seitlich unbegrenzten Erdkörper der auf eine verticale Fuge wirkende Erddruck parallel der Oberfläche gerichtet ist, d. h. den Winkel α mit der Horizontalen bildet.

Dieser Bedingung leistet jedoch das Kräftepolygon nur dann Genüge, wenn der Kräftepol auf der Linie SS_1 (Fig. 4) liegt, da nur für eine solche Lage der Kräftestrahl, welcher nach dem der verticalen Fuge entsprechenden Punkt V der Kraftverticalen geht, den Winkel α mit der Horizontalen einschließt.

Als Endresultat unserer bisherigen Untersuchung können wir daher den Satz aussprechen:

„Für einen Gleichgewichtszustand des Keilsystems muß der Kräftepol innerhalb der Strecke SS_1 (Fig. 4) liegen.“ Der Punkt S liefert hierbei das Minimum, der Punkt S_1 das Maximum des im Erdreich möglichen Horizontalschubes.

Beide Punkte entsprechen Grenzzuständen des Gleichgewichts, da sie auf den Parabeln I und II liegen. Diejenigen Fugen, in welchen gerade der Grenzzustand erreicht ist, d. h. für welche der einwirkende Erddruck den Reibungswinkel φ mit der Fugennormalen einschließt, werden durch die Schnittpunkte der in den Punkten S und S_1 an die Parabeln gezogenen Tangenten mit der Kraftverticalen festgelegt. Für den Kräftepol S sind dies die Fugen OG_1 und OG_2 (Fig. 4). Dieselben entsprechen den sogenannten Bruchfugen der Gewölbetheorie und mögen für die Folge den Namen „Gleitfugen“ führen.

Die Punkte G_1 und G_2 können auch ohne vorherige Construction der Parabeln I und II bestimmt werden, indem man durch Punkt N (Fig. 4), welcher die Strecke OS halbiert, Parallele zu den Linien OB_1 und OB_2 zieht, welche die Kraftverticalen in den gesuchten Punkten G_1 und G_2 schneiden. Der Beweis hiefür ergibt sich direct aus dem schon erwähnten Satze, daß die drei Parabeldurchmesser, welche durch die Berührungspunkte und den Schnittpunkt zweier Tangenten gehen, gleiche Abstände von einander besitzen.

Welche Lage des Kräftepols innerhalb der Strecke SS_1 im speciellen Falle vorhanden ist, hängt davon ab, welche Kräfte seiner Zeit bei Herstellung des Gleichgewichtszustandes thätig waren. Wirkte hierbei nur das Eigengewicht des Erdkörpers, so konnte sich nur das Minimum des Horizontalschubes bilden, und entspricht diesem Falle die Grenzlage S des Kräftepols. Waren jedoch noch andere, äußere Kräfte bei Herstellung des Gleichgewichtszustandes wirksam, so entsprechen demselben je nach Umständen die übrigen auf der Strecke SS_1 möglichen Lagen des Kräftepols, wobei die Grenzlage S_1 das Maximum des Horizontalschubes angiebt, welches durch äußere Kräfte im Erdkörper erzeugt werden konnte.

Alle diese letztgenannten Gleichgewichtszustände können als „künstlich gespannte“ bezeichnet werden, in welchen sich der Erdkörper zwar erhalten, in die er sich aber nicht durch eigene Kraft versetzen kann. Stört man daher für einen Moment ein solches Gleichgewicht (z. B. durch Abgraben) und stellt dann wieder Gleichgewicht her (durch Verbözung), so kann sich die Erde nicht mehr in den alten Spannungszustand versetzen, sondern bildet einen neuen Gleichgewichtszustand, welcher dem Minimum des Horizontalschubs entspricht. Für die Praxis des Ingenieurs kommt somit von allen möglichen Lagen des Kräftepols nur die Grenzlage S in Betracht.

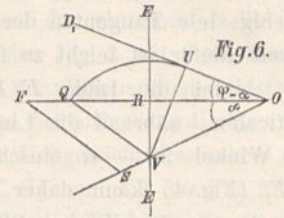
(Anmerkung. Für $\alpha = \varphi$, d. h. wenn die Erdmasse unter dem Reibungswinkel geböscht ist, schrumpft die Parabel I in eine Gerade zusammen, welche sich vom Punkt F aus vertical abwärts ins Unendliche erstreckt. Die beiden Schnittpunkte S und S_1 fallen dann in einen einzigen Punkt, den Schnittpunkt der Geraden OV mit der Verticalen durch Punkt F , zusammen. Es ist somit in diesem Falle nur ein einziger Gleichgewichtszustand der Erdmasse möglich.)

Durch Festlegung des Kräftepols in Punkt S ist nun die Aufgabe vollständig gelöst, für eine beliebige Fuge OX des unbegrenzten Erdkörpers den Erddruck nach Größe und Richtung zu bestimmen. Derselbe ist dargestellt durch die Linie SX , welche den Pol S mit dem der Fuge OX entsprechenden Punkt X der Kraftverticalen verbindet, und seine wirkliche Größe ergibt sich durch Multiplication mit dem specifischen Gewichte der Erde γ und mit $\frac{r}{2}$, wo r gleich der normalen Entfernung des Punktes O von der Oberfläche ist.

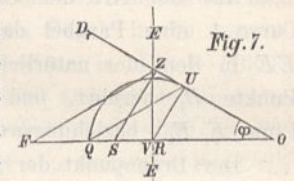
Berücksichtigt man, daß die Linie SX proportional mit der Größe r wächst, so ergibt sich das Resultat, daß der totale auf eine Fuge wirkende Erddruck mit dem Quadrat von r zunimmt. Hat man daher die Erddrucke für $r = 1$ construirt, so ergeben sich die entsprechenden Erddrucke für ein beliebiges r durch Multiplication mit r^2 . Es möge

hier in Kürze die Construction des Poles S (Fig. 6) recapitulirt werden:

In dem Punkt R der Kraftverticalen EE errichte man eine Normale ORF und mache $OR = RF = 1$. Durch Punkt O ziehe man die Linien OD_1 und OV , welche mit OR die Winkel $\varphi - \alpha$ und α bilden. Von Punkt V falle man das Perpendikel VU auf Linie OD_1 und schneide sodann mit der Länge VU den Punkt Q in die Linie OF ein. Eine Parallele zu QV durch Punkt F ergibt schließlich durch ihren Schnitt mit der Linie OV den gesuchten Pol S .



Für horizontale Oberfläche des Erdreichs wird Winkel $\alpha = 0$ und die Punkte V und R fallen zusammen. Die Construction des Poles S ist sodann in der in Fig. 7 angegebenen Weise vorzunehmen.

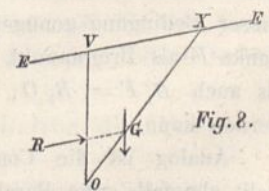


Die Punkte Q und U sind in der früheren Weise zu bestimmen; durch Punkt F ziehe man sodann FZ parallel zu QU , und durch Punkt Z die Linie ZS parallel zu VU , welche die Linie VF im gesuchten Pole S schneidet.

Ist der Pol S bestimmt, so ergeben die Strahlen von S nach den einzelnen Punkten der Kraftverticalen nach Multiplication mit $\frac{\gamma}{2}$ ($\gamma = \text{spec. Gewicht}$) die auf die entsprechenden Fugen wirkenden Erddrucke für die normale Tiefe $r = 1$; für beliebige Werthe von r erhält man hieraus die betreffenden Erddrucke durch Multiplication mit r^2 .

6) Wir haben uns bisher nur mit der Größe des Erddrucks beschäftigt, worüber das Kräftepolygon vollständigen Aufschluß ergab; zur Bestimmung des Angriffspunktes des Erddrucks wird es nöthig, die Stützlinie der Kräfte in Betracht zu ziehen. Diese Stützlinie, d. h. die Aufeinanderfolge der Angriffspunkte des Erddrucks in den einzelnen Fugen, muß nun im homogenen, seitlich unbegrenzten Erdreiche bei der Analogie der in den einzelnen Fugen herrschenden Verhältnisse eine gerade, der Oberfläche parallele Linie sein. Aus dieser Bedingung folgt ferner, daß die Stützlinie jede einzelne Fuge im unteren Drittel ihrer Länge schneidet. Denken wir uns nämlich

den auf die verticale Fuge OV (Fig. 8) wirkenden Erddruck R , welcher parallel der Oberfläche gerichtet ist, im unteren Drittel der Fuge OV wirksam, so schneidet derselbe die beliebige Fuge OX ebenfalls im unteren Drittel; das Gleiche findet bei dem Gewichte G des Keils VOX statt. Ihre Resultante, welche gleich dem auf die Fuge OX wirkenden Erddruck ist, muß daher ebenfalls durch das untere Drittel der Fuge OX gehen. Für jede andere Lage des Angriffspunktes von R wird die beliebige Fuge OX in einer anderen Tiefe unter der Oberfläche von dem Erddrucke geschnitten werden als die Fuge OV , und kann somit die Bedingung, daß die Stützlinie eine der Linie EE parallele Gerade sei, nicht erfüllt sein.



Aus dem Resultate, daß der Erddruck in jeder beliebigen Fuge OX im unteren Drittel angreift, und zwar für jede beliebige Tiefenlage des Punktes O , folgt unmittelbar, daß die Elementardrucke in jeder einzelnen Fuge proportional der Tiefe zunehmen, und daß sie für jede Fuge unter einander parallel sein müssen. Es ist somit der Nachweis geliefert, daß im seitlich unbegrenzten, homogenen Erdreiche der Ersatz des Erdmaterials durch ein starres Keilsystem zur Bestimmung des Erddrucks zulässig ist.

7) Spezifischer Erddruck.

In Fig. 9 (Bl. F) sei das Kräftepolygon mit EE als Kraftverticalen und S als Kräftepol für $r = 1$ dargestellt; der auf die beliebige Fuge OX wirkende Erddruck ist sodann $= SX \cdot \frac{\gamma}{2}$ und vertheilt sich proportional der Tiefe über die Fugenlänge.

Der spezifische Erddruck im Punkte O auf die Fugenrichtung OX , d. h. der auf die Längeneinheit bezogene Elementardruck im Punkte O , ist demnach doppelt so groß, als wenn sich der Erddruck gleichmäßig über die Fuge vertheilt, und kann daher gesetzt werden:

$$d_x = 2 \cdot \frac{SX}{OX} \cdot \frac{\gamma}{2} = \frac{SX}{OX} \cdot \gamma.$$

Zur Construction von d_x beschreiben wir in Fig. 9 um O einen Kreis mit dem Radius $r = 1$, ziehen durch den Schnittpunkt Y desselben mit der umgeklappten Fuge OX eine Parallele Yy zu OS , welche den Kräftestrahl SX im Punkte y schneidet. Die Strecke Sy giebt sodann nach Multiplication mit dem specif. Gewichte γ die gesuchte Größe des spezifischen Erddrucks d_x . Die Richtigkeit der Construction folgt direct aus der Aehnlichkeit der Dreiecke XyY und XSO .

Denkt man sich für sämtliche durch O gehende Fugenrichtungen die entsprechenden Punkte y construirt, so bilden dieselben eine Ellipse (Fig. 9), da sie durch schiefe Projection der Kreispunkte Y erhalten worden sind. Je zweien auf einander senkrechten Fugenrichtungen (Strahlen OY) entsprechen zwei conjugirte Ellipsendurchmesser (Strahlen Sy). Die Haupttaxen der Ellipse sind diejenigen zwei conjugirten Durchmesser, welche senkrecht auf einander stehen, und werden daher durch die Schnittpunkte a_1 und a_2 eines durch S und O gehenden Kreises, dessen Mittelpunkt M auf der Kraftverticalen liegt, mit letzterer Linie bestimmt.

Es ist zu bemerken, daß die den Gleitfugen OG_1 und OG_2 entsprechenden Ellipsendurchmesser gleich groß sind (d. h. die specif. Erddrucke auf die Gleitfugenrichtungen besitzen gleiche Größe) und daß man durch Halbierung ihres Winkels ebenfalls die Richtungen der Ellipsenaxen erhält. Zum Beweise seien in Fig. 10 die auf die Gleitfugen OG_1 und OG_2 wirkenden Erddrucke durch SG_1 und SG_2 dargestellt. Dieselben bilden mit den Fugennormalen den größtmöglichen oder mit den Fugen selbst den kleinstmöglichen Winkel, nämlich den Winkel $90 - \varphi$. Für eine unendlich nahe liegende Fuge Og_1 ist der betreffende Winkel, da es sich hier um ein geometrisches Minimum handelt, ebenfalls gleich $90 - \varphi$, und muß daher $\sphericalangle G_1 Sg_1 = \sphericalangle G_1 Og_1$ sein. Die Inhalte der beiden

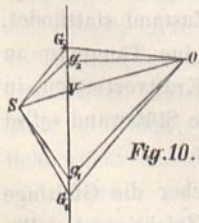


Fig. 10.

unendlich kleinen Dreiecke $Sg_1 G_1$ und $Og_1 G_1$ verhalten sich somit wie $SG_1 \cdot Sg_1$ zu $OG_1 \cdot Og_1$ oder wie $SG_1^2 : OG_1^2$.

Beide Inhalte verhalten sich aber auch wie $SV : OV$. Man hat daher die Gleichung

$$SG_1^2 : OG_1^2 = SV : OV.$$

Aehnlich erhält man

$$SG_2^2 : OG_2^2 = SV : OV,$$

woraus sich ergibt

$$SG_1^2 : OG_1^2 = SG_2^2 : OG_2^2 \text{ oder}$$

$$SG_1 : OG_1 = SG_2 : OG_2.$$

Da nun der spezifische Druck

$$d_1 = \frac{SG_1}{OG_1} \cdot \frac{\gamma}{2}$$

$$d_2 = \frac{SG_2}{OG_2} \cdot \frac{\gamma}{2},$$

so ergibt sich hieraus $d_1 = d_2$.

Die Durchmesser der in Fig. 9 dargestellten Ellipse liefern nun nach Multiplication mit dem spec. Gewichte γ die im Punkte O , welcher von der Oberfläche um die Einheit entfernt ist, auf sämtliche Fugenrichtungen wirkenden spezifischen Erddrucke. Für einen Punkt, welcher um r von der Oberfläche entfernt ist, ergeben sich die entsprechenden spezifischen Drucke durch Multiplication mit r .

Anmerkung. Die Gleitfugen OG_1 und OG_2 schließen mit einander den Winkel $90 - \varphi$ ein, und der auf die eine Gleitfuge wirkende Erd-

druck ist parallel der anderen Gleitfuge. Zum Beweise sei in Fig. 11 das Kräftepolygon mit S als Kräftepol dargestellt. SG_1 und SG_2 seien die auf die Gleitfugen OG_1 und OG_2 wirkenden Kräftestrahlen, welche Linien nach Früherem Tangenten an die Parabeln 1 und 2 im Punkte S sind. Sd_1 und Sd_2 seien die dem Punkte S entsprechenden Durchmesser der Parabeln 1 und 2, welche parallel den Linien OB_1 und OB_2 laufen.

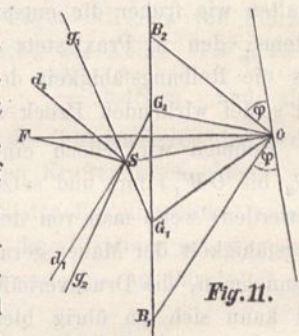


Fig. 11.

Nach einer bekannten Eigenschaft der Parabel bildet die Tangente mit Brennstrahl und Durchmesser gleiche Winkel, und hat man daher folgende Beziehungen:

$$\sphericalangle G_1 Sd_1 = \sphericalangle g_1 SF$$

$$\sphericalangle G_2 Sd_2 = \sphericalangle g_2 SF$$

und durch Summirung:

$$\begin{aligned} \sphericalangle G_1 Sd_1 + \sphericalangle G_2 Sd_2 &= \sphericalangle g_1 SF + \sphericalangle g_2 SF \\ &= \sphericalangle g_1 Sg_2 = \sphericalangle G_1 SG_2. \end{aligned}$$

Nun ist

$$\sphericalangle G_1 SG_2 + \sphericalangle G_1 Sd_1 + \sphericalangle G_2 Sd_2 + \sphericalangle d_2 Sd_1 = 360^\circ$$

$$\text{oder } 2 \sphericalangle G_1 SG_2 + \sphericalangle d_2 Sd_1 = 360^\circ;$$

$$\sphericalangle d_2 Sd_1 \text{ ist aber } = \sphericalangle B_2 OB_1 = 180 - 2\varphi, \text{ also schließ-$$

$$\text{lich } \sphericalangle G_1 SG_2 = 90 + \varphi, \text{ d. h. die auf die Gleitfugen wirkenden Erddrucke schließen den Winkel } 90 + \varphi \text{ mit einander ein.}$$

Hieraus folgt aber unmittelbar, wie ein Blick auf Fig. 12 lehrt, die oben aufgestellte Behauptung, daß die Gleitfugen den Winkel $90 - \varphi$ einschließen und daß der auf die

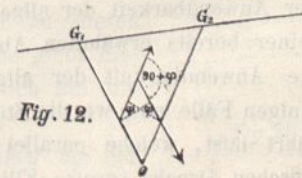
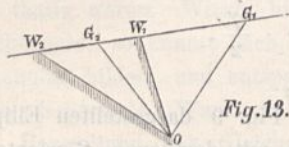


Fig. 12.

eine Gleitfuge wirkende Erddruck parallel der anderen Gleitfuge ist.

Es möge der Vollständigkeit wegen hinzugefügt werden, daß die vorstehenden Sätze über die spezifischen Erddrucke und die Lage der Gleitfugen nicht nur für Punkte des seitlich unbegrenzten Erdreichs, sondern allgemein für Punkte eines beliebigen cohäsionslosen Erdkörpers Giltigkeit besitzen, wofür der Beweis leicht geführt werden kann, jedoch der geringeren Wichtigkeit der Sache wegen hier unterbleiben soll.

8) Anwendung der bisher entwickelten, allgemeinen Theorie auf den durch eine Stützwand begrenzten Erdkörper.



Sind in Fig. 13 OG_1 und OG_2 die Gleitfugen für den unbegrenzten Erdkörper, so ist ersichtlich, daß zur Erzeugung des in dem Keilsysteme vorhandenen Horizontalschubes

nur der Keilcomplex zwischen OG_1 und OG_2 , den wir kurz den „Druckkeil“ nennen wollen, erforderlich ist. Wenn wir daher außerhalb desselben, von einer beliebigen Fuge OW_2 an, uns die Keile entfernt und durch eine Stützwand ersetzt denken, so werden die Druckverhältnisse des Druckkeils nicht geändert, das Keilsystem behält denselben Horizontalschub und die Stützwand OW_2 hat denselben Druck auszuhalten wie früher die entsprechende Fuge OW_2 des Keilsystems, den in Praxi stets zutreffenden Fall vorausgesetzt, daß die Reibungsfähigkeit der Mauer groß genug sei, um den schief wirkenden Druck aufzunehmen.

Nehmen wir jedoch einen Theil des Druckkeils (von OG_2 bis OW_1) fort und setzen nach OW_1 eine Stützwand, so werden, wenn man von dem Falle absieht, daß die Reibungsfähigkeit der Mauer gerade nur hinreicht, den Erddruck aufzunehmen, die Druckverhältnisse des Druckkeils geändert, und kann sich im übrig bleibenden Keilsysteme ein neuer Gleichgewichtszustand und zwar mit kleinerem Horizontalschub herstellen.

Mit demselben Rechte aber, mit welchem wir früher beim unbegrenzten Erdreiche von allen möglichen Gleichgewichtszuständen des Keilsystems denjenigen gewählt haben, welcher dem kleinsten Horizontalschub entspricht, dürfen wir auch hier den beim kleinsten Horizontalschub möglichen Gleichgewichtszustand als den wirklich auftretenden ansehen.

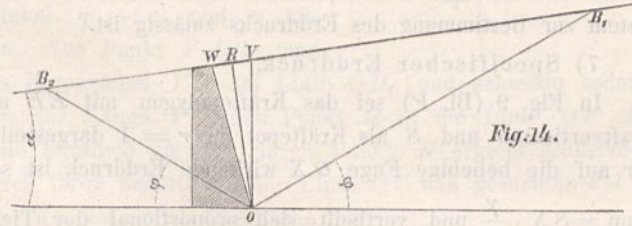
Die weitere Behandlung dieses Falles wird in den folgenden Nummern stattfinden; hier möge nur noch als Ergebnifs der letzten Untersuchung der Satz ausgesprochen werden:

„Für alle Lagen einer Stützwand, welche den Druckkeil des unbegrenzten Erdkörpers unberührt lassen, ist der Erddruck auf die Wand der gleiche wie auf die entsprechende Erdfuge des unbegrenzten Erdreichs und kann nach den bisher entwickelten Methoden bestimmt werden.“

Anmerkung. Wir gelangen hier, wenn auch auf anderem Wege, zu demselben Resultate bezüglich der Grenzen der Anwendbarkeit der allgemeinen Theorie, wie Winkler in seiner bereits erwähnten Abhandlung. Mohr dagegen dehnt die Anwendbarkeit der allgemeinen Theorie auf alle diejenigen Fälle aus, wo die Stützwand diejenige Erdfuge unberührt läßt, welche parallel der Richtung des größten spezifischen Drucks (große Ellipsenaxe in Fig. 9) gerichtet ist.

Erddruck im seitlich begrenzten, cohäsionslosen Erdreiche.

9) Wir setzen vorerst voraus, die Erdmasse sei oben durch eine Ebene begrenzt und die Stützwand OW (Fig. 14) sei gleichfalls eben. Ferner nehmen wir als Normalfall an, daß der Reibungswinkel zwischen Erde und Mauer gleich dem Reibungswinkel φ von Erde auf Erde in Rechnung zu führen sei.



Wir denken uns nun wie in Nummer 3 die einzelnen Keilgewichte auf einer Verticalen aufgetragen und construiren die Parabeln 1 und 2 wie beim unbegrenzten Erdreich (Fig. 15, Bl. F). Bezeichnet W den der Stützwand OW entsprechenden Punkt der Kraftverticalen, so geben die Tangenten WT_1 und WT_2 an die Parabeln 1 und 2 die Grenzlagen der Wandreaction an.

Der Kräftepol kann nun für einen Gleichgewichtszustand eine beliebige Lage innerhalb der geschlossenen Figur $PT_2S_1P_1T_1P$ annehmen, welche von P bis T_2 durch die Tangente an Parabel 2, von T_2 bis P_1 durch Parabel 2, von P_1 bis T_1 durch die Tangente an Parabel 1 und von T_1 bis P von Parabel 1 begrenzt ist, weil bei allen diesen Lagen die Bedingung eingehalten wird, daß für keine der im gestützten Erdkörper vorhandenen Fugen der Winkel zwischen Kraft und Fugennormalen den Reibungswinkel φ überschreitet. Es ist ersichtlich, daß im vorliegenden Falle die Lage des Kräftepols in weniger enge Grenzen eingeschlossen ist als beim unbegrenzten Erdreiche, weil hier nur der Gleichgewichtszustand derjenigen Fugen in Betracht fällt, welche von der Stützwand nach einer Seite hin (in Fig. 14 rechts hin) gelegen sind.

Von allen diesen möglichen Lagen des Kräftepols liefert Punkt P , d. h. der erste Schnittpunkt der Tangente WT_2 an Parabel 2 mit Parabel 1, den kleinsten, und der Punkt P_1 , d. h. der zweite Schnittpunkt der Tangente WT_1 an Parabel 1 mit Parabel 2 den größten Horizontalschub.

Wir nehmen auch hier wie beim unbegrenzten Erdreiche an, daß sich in dem seinem eigenen Gewichte überlassenen Erdkörper der kleinstmögliche Horizontalschub bilde, und somit Punkt P die Lage des Kräftepols für „activen Erddruck“ sei.

Der Punkt P entspricht einem Grenzzustande des Gleichgewichts, da er auf Parabel 1 liegt; die entsprechende Fuge OG (Gleitfuge), in welcher dieser Zustand stattfindet, wird bestimmt, indem man in Punkt P eine Tangente an Parabel 1 zieht und dieselbe mit der Kraftverticalen in Punkt G schneidet. Außerdem ist auch die Stützwand selbst eine Gleitfuge.

Der Pol P sowie der Punkt G , welcher die Gleitfuge OG bestimmt, können auch direct, ohne Zeichnen der Parabeln 1 und 2 erhalten werden.

In Fig. 16 (Bl. F) sei OW die Stützwand, OR die normale Fuge; Wq sei parallel dem auf die Stützwand wir-

kenden Erddrucke (im Normalfalle unter dem Winkel φ gegen die Wandnormale geneigt).

Durch O ziehe man die Linie OD_1 (Parabeldirectrix), um den Winkel $\varphi - \alpha$ gegen OR gedreht; auf der Verlängerung der Linie OR bestimme man den Punkt F (Brennpunkt) im Abstände $FR = OR$. Der gesuchte Pol P muß nun auf der Linie Wq derart liegen, daß er von F und OD_1 gleiche Entfernung besitzt. Man erhält denselben, indem man die Linie Wq bis zu ihrem Schnittpunkt t mit OD_1 verlängert, die Linie Ft zieht und dieselbe im Punkte u mit dem Berührungskreis an OD_1 , dessen Mittelpunkt W ist, schneidet. Eine Parallele zu Linie uW durch Punkt F ergibt sodann auf Linie qW den gesuchten Pol P .

Zur Bestimmung der Gleitfuge OG halbire man die Strecke PO in N und ziehe durch N eine Senkrechte zu OD_1 , welche die Kraftverticale in dem Punkte G schneidet.

Ist der Pol P bestimmt, so stellt die Linie PW den Erddruck auf die Stützwand OW dar und muß nur noch mit $\frac{\gamma r}{2}$ multiplicirt werden, um dessen wirkliche Größe anzugeben.

Hat man den Erddruck für $r = 1$ construirt, so ergibt sich derselbe für ein beliebiges r durch Multiplication mit r^2 .

Der totale auf die Stützwand wirkende Erddruck wächst hiernach proportional dem Quadrat der Tiefe und greift somit im unteren Drittel der Stützwand an.

Anmerkung. Auf der Strecke PT_1 der Parabel 1 (Fig. 15) liegen die Kräftepole für diejenigen Fälle, wo der Reibungswinkel zwischen Wand und Erde kleiner ist als φ , ferner für diejenigen Gleichgewichtszustände, welche bei einer Abwärtsbewegung der Stützwand gegenüber dem Erdkörper (z. B. beim Versenken von Caissons) stattfinden.

Die entsprechenden Lagen des Kräftepols werden gefunden, indem man durch Punkt W der Kraftverticalen Linien parallel zur Reactionskraft der Stützwand zieht und dieselben mit Parabel 1 schneidet.

9) Passiver Erddruck.

Was die Lagen des Kräftepols auf der Parabel 2 zwischen den Punkten T_2 und P_1 betrifft, so entsprechen dieselben ebenfalls Grenzzuständen des Gleichgewichts und zwar den Grenzzuständen des „passiven Erddrucks“.

Für die Lage Q des Kräftepols z. B. giebt Strahl QW diejenige Größe des Drucks, welche von einer äußeren Kraft in der Richtung QW gerade noch gegen den Erdkörper ausgeübt werden kann, ohne daß derselbe verschoben wird. Die in diesem Falle auftretende Gleitfuge wird durch den Schnitt der Tangente im Punkte Q an Parabel 2 mit der Kraftverticalen bestimmt.

In zahlreichen Fällen wird der Punkt P_1 (zweiter Schnittpunkt der Tangente WT_1 mit Parabel 2 in Fig. 15) imaginär, nämlich immer dann, wenn WT_1 steiler geneigt ist als die Axe der Parabel 2. In diesen Fällen giebt es Richtungen der äußeren, auf den Erdkörper wirkenden Druckkraft, welche die Parabel 2 nicht mehr zum zweiten Male schneiden, für welche somit der Kräftepol ins Unendliche rückt und der passive Erddruck unendlich groß wird.

Zusatz zu Nummer 8 und 9. Im Vorhergehenden wurde der Druck einer von der Stützwand nach rechts hin unter dem Winkel α ansteigenden Erdmasse bestimmt; der Druck einer von der Stützwand nach links hin unter dem Winkel α abfallenden Erdmasse läßt sich ebenfalls direct

aus Fig. 15 erhalten, indem man einfach die Parabeln 1 und 2 vertauscht.

10) Erddruck bei gebrochener Oberfläche.

Den Fußpunkt der Mauer OW (Fig. 17) denken wir uns wieder als Mittelpunkt des Keilsystems. Liegt nun der Brechpunkt K des Terrains so hoch über der Mauerkrone, daß sich unterhalb desselben der der Terrainrichtung

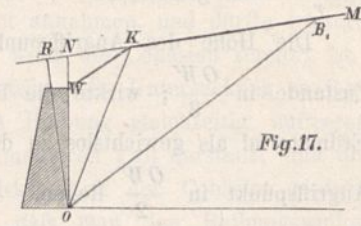


Fig. 17.

WK entsprechende Druckkeil bilden kann (d. h. fällt die der Terrainrichtung WK entsprechende Gleitfuge zwischen die Fugen OW und OK), so ist der Erddruck auf die Wand eben so groß, als wenn sich die Böschung WK über K hinaus ins Unendliche erstreckte, und ist nach den in Nummer 8 entwickelten Methoden zu bestimmen.

Fällt jedoch Punkt K innerhalb des erwähnten Druckkeils, so verlängern wir die Linien KM und OW bis zu ihrem Schnittpunkte in N und construiren für die Oberflächenlinie NM die Parabeln 1 und 2 wie früher (Fig 18, Bl. F). Diese Parabeln haben für alle Punkte von K bis M , zwischen welche der Voraussetzung nach die Gleitfuge fallen muß, volle Giltigkeit.

Auf der Kraftverticalen tragen wir nun von Punkt K aus nach aufwärts das Gewicht des Keils $OWK = Kn$ auf, indem wir $Kn = KN \cdot \frac{OW}{ON}$ machen, und ziehen durch n die Linie np parallel der Stützmauerreaction, welche die Parabel 1 in dem gesuchten Kräftepol schneidet.

Für den Normalfall, daß der Reibungswinkel zwischen Mauer und Erde gleich φ , ist die Richtung von np parallel der durch Punkt N der Kraftverticalen an Parabel 2 gezogenen Tangente NT_2 .

Der Erddruck auf die Mauer ist schließlic gleich $np \cdot \gamma \cdot \frac{r}{2}$, wo r die senkrechte Entfernung des Mauerfußpunktes O von der Oberfläche KM bezeichnet.

Höhe des Angriffspunktes. Durch Punkt K ziehen wir die Linie Kt parallel zur Richtung der Gleitfuge, welche der Begrenzungsebene WK entspricht. Der Erddruck auf das Mauerstück Wt , welcher im unteren Drittel von Wt angreift, sei mit D bezeichnet. Die Strecke tO theile man dann in verschiedene Einzelstrecken $tt_1, t_1 t_2$ etc. und bestimme nach der in vorstehender Nummer entwickelten Methode die auf die Strecken Wt_1, Wt_2 etc. wirkenden Erddrucke D_1, D_2 etc. Auf die Einzelstrecken $tt_1, t_1 t_2$ etc. wirken sodann die Drucke $D_1 - D, D_2 - D_1$ etc. und können annähernd als in der Mitte dieser Strecken angreifend gedacht werden.

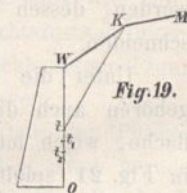


Fig. 19.

12) Erddruck bei belasteter Oberfläche. (Fig. 20.)

Construirt man schließlic zu diesen Partialdrucken die Resultante, so giebt dieselbe nach Lage und Größe den auf die Stützwand wirkenden Erddruck.

Ist das Erdreich gleichmäßig auf der Oberfläche belastet, entsprechend dem Ge-

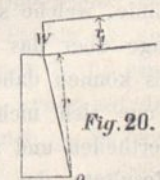
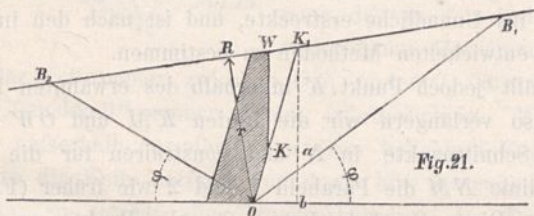


Fig. 20.

wichte einer Erdschicht von der Dicke r_1 , so wird der Erddruck die gleiche GröÙe annehmen wie bei einem unbelasteten Erdkörper, dessen specifisches Gewicht um $\frac{r + 2r_1}{r}$ mal gröÙer ist.

Die Höhe des Angriffspunktes wäre im unbelasteten Zustande in $\frac{OW}{3}$; wirkte die Belastung allein, wobei das Erdmaterial als gewichtslos zu denken wäre, so müÙte der Angriffspunkt in $\frac{OW}{2}$ liegen. Der wirkliche Angriffspunkt liegt daher zwischen $\frac{OW}{3}$ und $\frac{OW}{2}$, welche Strecke er im Verhältnisse $2r_1 : r$ theilt.

13) Erddruck auf Stützmauern mit polygonaler Hinterfläche.



Der Druck auf den oberen Theil KW der Stütz wand (Fig. 21) läÙt sich direct nach den bisherigen Regeln bestimmen. Der Druck auf Strecke OK wird gewöhnlich gleich der Differenz der Drucke auf OK_1 und KK_1 angenommen; richtiger ist jedoch folgende Bestimmungsweise:

Man trage vom Punkte K_1 der Kraftverticalen (Fig. 22 Bl. F) nach oben die Strecke $K_1K_2 = WK_1 \cdot \frac{KK_1}{OK_1}$, trage an K_2 den auf das Mauerstück KW wirkenden Druck der GröÙe und Richtung nach als K_2Q auf und ziehe sodann Qp parallel der Tangente von K_1 an Parabel 2; der Schnittpunkt von Qp mit Parabel 1 ergibt sodann den gesuchten Erddruck auf OK gleich $Qp \cdot \gamma \cdot \frac{r}{2}$.

Der Angriffspunkt desselben kann in der Höhe des Schwerpunktes eines Trapezes $OKab$ (Fig. 21) angenommen werden, dessen Seiten OK und ab sich im Punkte K_1 schneiden.

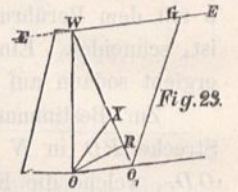
Unter die Stützmauern mit polygonaler Hinterfläche gehören auch die Stützmauern mit überschütteter Kronenfläche, welche letztere hier die Rolle des Mauerstücks KW in Fig. 21 spielt. Die Construction des Erddrucks erfolgt in derselben Weise wie vorstehend beschrieben, und ist dabei nur zu beachten, daß der Erddruck auf die Kronenfläche nach den in Nummer 5 gegebenen Regeln für das unbegrenzte Erdreich zu bestimmen ist.

14) Zulässigkeit der Keilmethode beim seitlich begrenzten Erdreiche.

Denken wir uns mit Hilfe des auf die Stütz wand wirkenden Erddrucks die Stützlinie im Keilgewölbe construiert, so ergibt sich dieselbe im Allgemeinen als gekrümmte Linie, welche sich in allen Fugen mit Ausnahme der Wandfuge über das untere Drittel hinaus der Oberfläche nähert. Es können daher in diesem Falle die Elementardrucke einer Fuge sich nicht mehr proportional der Tiefe über dieselbe vertheilen und auch nicht mehr einander parallel sein. Die Resultate der letzten Abschnitte, welche die Parallelität

dieser Elementardrucke zur Voraussetzung haben, besitzen daher nur näherungsweise Gültigkeit. Eine mathematisch genaue Behandlung des Problems ist z. Zt. noch nicht bekannt und wird, wenn sie überhaupt gelingen sollte, jedenfalls so umständliche Operationen erfordern, daß sie für die Praxis, die mit noch größeren Ungenauigkeiten als die erwähnte rechnen muß, von keinem wesentlichen Werthe sein wird. Des theoretischen Interesses wegen möge jedoch noch ein zweites genaueres Näherungsverfahren in Kürze entwickelt werden.]

In Fig. 23 sei OW die Stütz wand; O_1W und O_1G seien die dem seitlich unbegrenzten, oben durch die Ebene EE begrenzten Erdreiche entsprechenden Gleitfugenrichtungen, wobei Punkt O_1 so gewählt wurde, daß die Fuge O_1W durch den oberen Punkt W der Stütz wand geht. Da die Stütz wand OW vollständig außerhalb des Druckkeils WO_1G liegt, so kann sie den Gleichgewichtszustand desselben nicht beeinflussen, und wirkt demgemäß auf die Fuge O_1W der dem unbegrenzten Erdreiche entsprechende Erddruck.

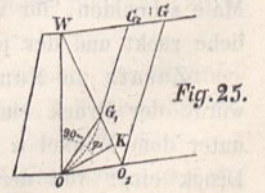


Wir wenden nun auf das Erdprisma OWO_1 die Keilmethode an und wählen den Punkt O zum Mittelpunkt des Keilsystems, dessen einzelne Keile nach oben durch die Linie O_1W begrenzt sind und durch die der Fuge O_1W entsprechenden Elementardrucke belastet werden.

Auf der Kraftverticalen tragen wir wie früher die Gewichte der einzelnen Keile auf, indem wir die Linie O_1W der Fig. 23 mit allen ihren Punkten in die Verticale (Fig. 24, Bl. F) umklappen, denken uns sodann durch jeden Fugenknotenpunkt X eine Parallele XY zu dem auf die Fuge O_1W (Fig. 23) wirkenden Erddruck gezogen (d. h. parallel der zweiten Gleitfuge O_1G in Fig. 23) und auf jeder dieser Parallelen den die Strecke WX belastenden Erddruck im Maaßstab der Figur, d. h. auf die Basis $\frac{OR}{2}$ bezogen, aufgetragen. Die so erhaltenen Punkte Y liegen auf einer Parabel 3, da die Elementardrucke auf Fuge O_1W proportional der Tiefe zunehmen. Durch jeden Punkt dieser Parabel ziehen wir nun eine Linie YI , welche mit der Normalen auf die entsprechende Fuge OX den Winkel φ nach rechts hin bildet, und erhalten hierdurch als Umhüllende aller dieser Linien YI eine Curve 4. Ziehen wir schließlich durch Punkt W der Kraftverticalen die Linie WS parallel der Reaktionskraft der Stütz wand, welche die Curve 4 im Punkte S schneidet, so liefert die Strecke SW nach Multiplication mit $\gamma \cdot \frac{OR}{2}$ den gesuchten Erddruck.

Zur Bestimmung der Gleitfuge schneiden wir die Tangente an Curve 4 im Punkte S mit Parabel 3 im Punkte Y und ziehen YX parallel dem auf O_1W wirkenden Erddruck, welche Linie durch ihren Schnittpunkt X mit der Kraftverticalen die Gleitfuge bestimmt.

Trägt man diese Gleitfuge in Fig. 25 als Linie OG_1 auf und zieht durch G_1 die Linie G_1G_2 parallel O_1G (zweite Gleitfuge des unbegrenzten Erdkörpers), so stellt die gebrochene Linie OG_1G_2 die totale Gleitfuge des gestützten Erdkörpers dar, d. h.



diejenige Fuge, in deren sämtlichen Punkten die Grenzlage des Gleichgewichts erreicht ist.

Der auf die eben beschriebene Weise erhaltene Erddruck D_2 ist selbstverständlich nur eine weitere Annäherung an die Wirklichkeit, da zu seiner Bestimmung angenommen wurde, die Elementardrucke auf das Gleitfugenstück OG_1 seien parallel gerichtet und bildeten mit der Fugennormalen den Reibungswinkel φ , während in Wahrheit dieser Winkel für die betreffende Strecke einen etwas geringeren Werth besitzt; doch ist dieser Werth D_2 immerhin genauer als der nach der früheren Methode ermittelte Werth D_1 , zu dessen Bestimmung die angenäherte Annahme paralleler Elementardrucke für die totale Gleitfuge gemacht wurde.

Einen noch genaueren Annäherungswerth D_3 für den Erddruck können wir schliesslich auf folgende Weise erhalten:

Gesetzt, Punkt G_1 (Fig. 25) sei ein Punkt der wirklichen Gleitfuge, so wird dieselbe nach oben nach der geraden Linie G_1G_2 verlaufen, nach unten jedoch nach einer Curve G_1O (in Fig. 25 punktirt), welche in Punkt G_1 die Linie G_1G_2 und in Punkt O die Linie OK , welche mit der Wandfläche den Winkel $90 - \varphi$ einschließt, berührt.*) Während nun längs der wirklichen gekrümmten Gleitfuge OG_1 die Elementardrucke den Winkel φ mit den entsprechenden Normalen einschließen, sind diese Winkel für die gerade Fuge OG_1 im Allgemeinen kleiner und nur für einen einzigen zwischen O und G_1 gelegenen Punkt gleich φ . Für die Punkte G_1 und O lassen sich die betreffenden Winkel nach Nr. 7 und 5 construiren und mögen mit φ_1 und φ_2 bezeichnet werden. Die Resultante sämtlicher auf die gerade Fuge OG_1 wirkenden Elementardrucke schließt nun einen Winkel ψ mit den Fugennormalen ein, der zwischen φ und φ_1 bzw. φ_2 liegt und mit verschwindend kleinem Fehler $\psi = \frac{2\varphi + \varphi_1 + \varphi_2}{4}$ gesetzt werden kann.

Wendet man nun auf das Erdprisma OWO_1 der Fig. 25 wie früher die Keilmethode an, nur mit dem Unterschiede, daß statt des Winkels φ der eben gefundene Winkel ψ in Anwendung gebracht wird, so muß man schliesslich zu demselben Werthe D_3 des Erddrucks gelangen, den man durch Betrachtung der wirklichen gekrümmten Gleitfuge erhalten hätte.

In Wirklichkeit wird zwar Punkt G_1 nicht in der wahren Gleitfuge liegen, und somit der in Rechnung gestellte Werth von ψ nicht vollständig richtig sein; doch kann dieser Umstand auf das Endresultat keinen merklichen Einfluß ausüben, da die Werthe von φ und ψ ohnehin sehr wenig von einander verschieden sind.

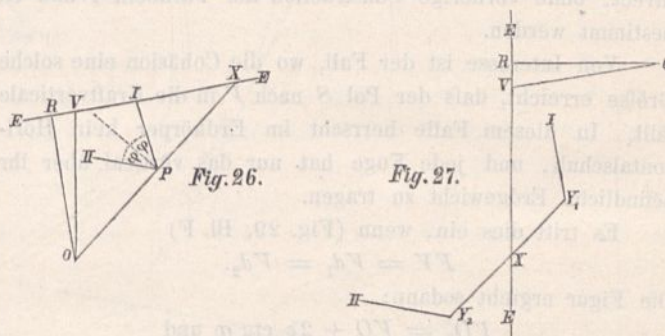
Eine genaue Construction für den ungünstigen Fall einer horizontalen durch eine verticale Wand gestützten Erdmasse ergab für D_3 keine bemerkbare Abweichung von D_2 , während der Werth von D_2 den ersten Annäherungswerth D_1 um ca. 5 % übertraf. Es folgt hieraus, daß die Werthe D_3 und D_2 von den theoretisch richtigen nur unwesentlich verschieden sein können, und daß der erste Annäherungswerth D_1 für die Praxis hinlängliche Genauigkeit besitzt.

*) Für Punkt O ist die Wandrichtung OW die eine Gleitfuge, und es bildet somit nach der Anmerkung zu Nr. 7 die zweite Gleitfuge OK den Winkel $90 - \varphi$ mit derselben.

Erddruck im seitlich unbegrenzten Erdreiche mit Berücksichtigung der Cohäsion.

15) Die Cohäsionskräfte wirken in den der Verschiebung ausgesetzten Ebenen und sind proportional der GröÙe derselben. Eine gleichzeitige Wirkung von Cohäsion und Reibung läßt sich wohl nicht annehmen, und dürfte letztere erst dann in Action treten, wenn die Cohäsion zerstört ist.

Wir wollen jedoch trotzdem die Untersuchung so führen, als ob Cohäsion und Reibung gleichzeitig auftreten würden, weil dies den allgemeineren Fall darstellt, und die Resultate für alleinige Wirksamkeit der Cohäsion einfach dadurch erhalten werden, daß man den Reibungswinkel gleich Null setzt.



Der Kürze wegen sollen hier nur die einzelnen Sätze und Constructionen ohne weiteren Beweis angeführt werden.

Die Methode ist dieselbe, wie sie beim cohäsionslosen Material angewandt wurde. Durch Umklappen der Linie EE (Fig. 26) mit allen ihren Punkten in die Verticale (Fig. 27) erhalten wir die Kraftverticale. Von dem der beliebigen Fuge OX entsprechenden Punkte X der Kraftverticalen tragen wir nun die betreffende Cohäsionskraft nach Richtung (d. h. parallel der Fuge OX) und GröÙe im Maafstab der Figur auf (d. h. dividirt durch $\frac{\gamma r}{2}$) und zwar einerseits nach oben als XY_1 , andererseits nach unten als XY_2 . Durch Y_1 und Y_2 ziehen wir wie früher parallel mit den Linien PI und PII der Fig. 26 die Linien Y_1I und Y_2II . Denken wir uns diese Construction für alle Fugen ausgeführt, so werden die Linien Y_1I und Y_2II zwei Curven umhüllen, und der Pol des Kräftepolygons muß wie beim cohäsionslosen Material für einen Gleichgewichtszustand innerhalb der von diesen zwei Curven eingeschlossenen Figur und auf der Verlängerung der Linie OV liegen.

Was nun zuerst die geometrischen Orte der Punkte Y_1 und Y_2 anbelangt, so stellen dieselben zwei gerade Linien (L_1L_1 und L_2L_2 der Fig. 28, Bl. F) dar, die durch die Punkte R_1 und R_2 gehen, welche der in der Normalfuge OR herrschenden Cohäsion c entsprechen. Ferner stehen diese Linien L_1L_1 und L_2L_2 normal auf den Linien FR_1 und FR_2 ; ihr Schnittpunkt liegt auf der Linie OV .

Die von den einzelnen Punkten Y der Linien L_1L_1 und L_2L_2 gezogenen Linien Y_1I und Y_2II umhüllen zwei Parabeln I und II mit dem gemeinsamen Brennpunkte F und denselben Axen FA_1 und FA_2 wie die Parabeln 1 und 2 des cohäsionslosen Erdreichs. Die Directrices derselben O_1D_1 und O_2D_2 gehen durch die Punkte O_1 und O_2 , welche bezüglich der Geraden L_1L_1 und L_2L_2 symmetrisch zu Brennpunkt F liegen und sich ferner auf der umgeklappten Horizontalfuge OH im Abstände $\pm 2e$ vom Punkt O befinden.

Die Directrices schneiden sich auf der Linie OV in einem Punkte O_3 , welcher von Punkt O um die Strecke $2c \operatorname{ctg} \varphi$ entfernt ist

Die Parabeln I und II berühren die Geraden $L_1 L_1$ und $L_2 L_2$ in den Punkten C_1 und C_2 , die man erhält, wenn man die Linien $O_1 C_1$ und $O_2 C_2$ parallel den Parabelaxen zieht und mit $L_1 L_1$ und $L_2 L_2$ schneidet.

Die Schnittpunkte der Parabeln I und II, S und S_1 , liegen auf der Linie OV ; den ersteren betrachten wir, entsprechend den früheren Erklärungen, als den gesuchten Pol des Kräftepolygons für das seinem eigenen Gewichte überlassene Erdreich. Derselbe kann, wie früher, auch leicht direct, ohne vorherige Construction der Parabeln I und II, bestimmt werden.

Von Interesse ist der Fall, wo die Cohäsion eine solche GröÙe erreicht, daß der Pol S nach V in die Kraftverticale fällt. In diesem Falle herrscht im Erdkörper kein Horizontalschub, und jede Fuge hat nur das vertical über ihr befindliche Erdgewicht zu tragen.

Es tritt dies ein, wenn (Fig. 29, Bl. F)

$$FV = Vd_1 = Vd_2.$$

Die Figur ergibt sodann:

$$VO_3 = VO + 2c \operatorname{ctg} \varphi \text{ und}$$

$$VO_3 = \frac{Vd_1}{\sin \varphi} = \frac{VO}{\sin \varphi},$$

woraus sich im Maasstab der Figur die GröÙe der in der Normalfuge OR erforderlichen Cohäsion ergibt zu

$$e = \frac{OV}{2} \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = \frac{OV}{2} \operatorname{tg} \frac{90 - \varphi}{2}$$

$$= \frac{OR}{2 \cos \alpha} \operatorname{tg} \frac{90 - \varphi}{2} = \frac{r}{2 \cos \alpha} \operatorname{tg} \frac{90 - \varphi}{2}.$$

Die wirkliche GröÙe der Cohäsion wird schließlic durch Multiplication mit $\frac{r'}{2}$ erhalten.

Erddruck im seitlich begrenzten Erdreiche mit Berücksichtigung der Cohäsion.

16) Wir beschränken uns auf den Fall, daß der Erdkörper seitlich durch eine ebene Wand und nach oben durch die Ebene EE begrenzt ist.

Wir construiren wie beim unbegrenzten Erdreiche die Kraftverticale und Parabel I (Fig. 28). Für die Stützmauer OW ergibt sich sodann der Erddruck, indem man durch Punkt W der Kraftverticalen eine Parallele mit der Wandreaction zieht und dieselbe mit Parabel I im Punkte P schneidet. WP stellt sodann den gesuchten Erddruck im gewählten Maasstab dar.

Läge die Wand in der Fuge OT , wo T der Schnittpunkt der Parabel I mit der Kraftverticalen, so hätte dieselbe keinen Erddruck auszuhalten; die Fuge OT giebt somit diejenige Böschung an, in welcher sich der betr. Erdkörper in Folge seiner Cohäsion ohne Stützwand frei halten kann.

Zum Schlusse fügen wir hinzu, daß die in den letzten zwei Nummern erhaltenen Resultate für cohäsionsreiches Material nur ausnahmsweise gültig sind, für die Zwecke der Praxis jedoch hinreichende Genauigkeit besitzen.

Carlsruhe im Mai 1878.

Fr. Engelfser.

Nachtrag.

In den vorstehenden Untersuchungen war angenommen worden, daß von allen theoretisch möglichen Gleichgewichts-

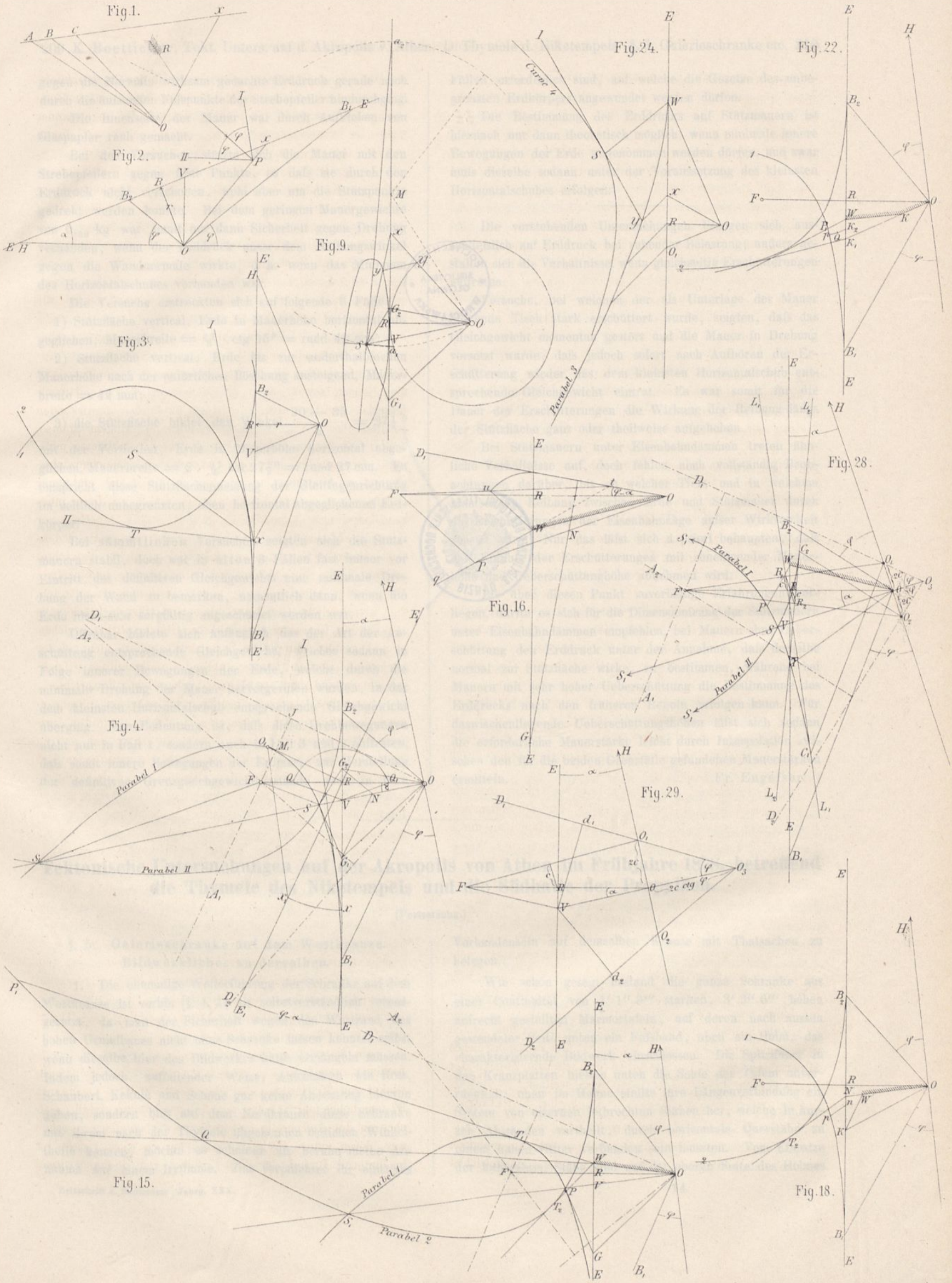
zuständen einer gestützten Erdmasse sich in der Praxis schließlic derjenige herstellen werde, welcher dem kleinsten Horizontalschub entspricht. Bei der Wichtigkeit des Gegenstandes dürfte es angezeigt erscheinen, etwas näher auf diesen Punkt einzugehen:

In der frisch angeschütteten Erdmasse wird sich anfänglich, je nach der Art und Weise wie die Anschüttung vor sich ging, und je nach den äußeren Kräften, die hierbei mitthätig waren, der diesen Verhältnissen entsprechende Gleichgewichtszustand herstellen. Hätten wir es mit vollständig starren Körpern zu thun, welche diesen ursprünglichen Gleichgewichtszustand festzuhalten im Stande wären, so könnte hiernach die Bestimmung des thatsächlich auf die Stützwand wirkenden Erddrucks nur bei genauer Kenntniß der bei der Hinterfüllung aufgetretenen Verhältnisse erfolgen, ein Umstand, welcher der Theorie des Erddrucks jeglichen practischen Werth rauben würde. In Wirklichkeit sind jedoch sowohl Erde als Mauerwerk und Fundamentmaterial preßbare Körper, welche unter den einwirkenden Kräften ihre Form, wenn auch nur in geringem Maasse, ändern; es treten hierdurch im Innern der Erdmasse minimale Bewegungen auf, der ursprüngliche Gleichgewichtszustand wird gestört, und schließlic bildet sich ein neuer Gleichgewichtszustand des Erdkörpers. Während dieser inneren Bewegungen kommen die Reibungskräfte der Erde zur Geltung, so daß der endgiltige Gleichgewichtszustand jedenfalls als ein Grenzzustand des Gleichgewichts betrachtet werden darf, bei welchem die Reibungskräfte in einzelnen Fugen (den Gleitfugen) in voller Wirksamkeit auftreten. Der ursprüngliche Gleichgewichtszustand trägt hiernach vollständig den Charakter des labilen Gleichgewichts, welches, einmal gestört, durch die Systemkräfte allein nicht wieder hergestellt werden kann, während der endgiltige Gleichgewichtszustand dem stabilen Gleichgewichte entspricht.

Sämmtliche Autoren über Erddruck scheinen stillschweigend derartige innere Bewegungen der hinterfüllten Erdmasse vorauszusetzen, da sie ohne Ausnahme den activen Erddruck unter der Annahme eines Grenzzustandes des Gleichgewichts bestimmen; nur darüber gehen die Meinungen auseinander, welcher der unendlich vielen Grenzzustände hierbei zu wählen sei. Setzt man jedoch einmal innere Bewegungen voraus, so ist kein Grund vorhanden, warum dieselben bei dem oder jenem bestimmten Grenzzustande Halt machen und nicht vielmehr den einzigen stabilen Gleichgewichtszustand, den des kleinsten Horizontalschubes, herbeiführen sollten. Wir glauben daher für sämmtliche Fälle der Praxis, wo es sich stets um preßbare Materialien handelt, zu der oben gemachten Annahme berechtigt zu sein, daß sich in der gestützten Erdmasse schließlic der dem kleinsten Horizontalschub entsprechende Gleichgewichtszustand herstellen werde.

Um diese Annahme auch experimentell zu prüfen, stellte der Unterzeichnete mehrere Versuche im Kleinen an:

Als Material diente dabei Streusand von einem specifischen Gewichte = 2,49 und einem natürlichen Böschungswinkel von 35 Graden. Die Mauer wurde durch ein dünnes 87 mm hohes und 510 mm langes Brettchen dargestellt, welches an der Außenseite mit einigen Strebepfeilern versehen war, deren untere Breite derart bemessen wurde, daß der im unteren Drittel der Mauer unter dem Reibungswinkel



gegen die Normale wirksam gedachte Erddruck gerade noch durch die äußersten Fußpunkte der Strebepeiler hindurchging.

Die Innenseite der Mauer war durch Aufkleben von Glaspapier rau gemacht.

Bei den Versuchen stützte sich die Mauer mit den Strebepeilern gegen feste Punkte, so daß sie durch den Erddruck nicht verschoben, wohl aber um die Stützpunkte gedreht werden konnte. Bei dem geringen Mauergerichte von 0,09 kg war somit nur dann Sicherheit gegen Drehung vorhanden, wenn der Erddruck unter dem Reibungswinkel gegen die Wandnormale wirkte, d. h. wenn das Minimum des Horizontalschubes vorhanden war.

Die Versuche erstreckten sich auf folgende 3 Fälle:

1) Stützfläche vertical, Erde in Mauerhöhe horizontal abgeglichen, Mauerbreite = $8,7 \cdot \text{ctg } 35^\circ = \text{rund } 42 \text{ mm}$;

2) Stützfläche vertical, Erde bis zur anderthalbfachen Mauerhöhe nach der natürlichen Böschung ansteigend, Mauerbreite = 42 mm;

3) die Stützfläche bildet den Winkel $\frac{90 - 35}{2} = 27\frac{1}{2}^\circ$

mit der Verticalen, Erde in Mauerhöhe horizontal abgeglichen, Mauerbreite = $2 \cdot 8,7 \sin 27\frac{1}{2}^\circ = \text{rund } 27 \text{ mm}$. Es entspricht diese Stützflächenneigung der Gleitfugenrichtung im seitlich unbegrenzten, oben horizontal abgeglichenen Erdkörper.

Bei sämtlichen Versuchen zeigten sich die Stützmauern stabil, doch war in allen 3 Fällen fast immer vor Eintritt des definitiven Gleichgewichts eine minimale Drehung der Wand zu bemerken, namentlich dann, wenn die Erde nicht sehr sorgfältig angeschüttet worden war.

Offenbar bildete sich anfänglich das der Art der Anschüttung entsprechende Gleichgewicht, welches sodann in Folge innerer Bewegungen der Erde, welche durch die minimale Drehung der Mauer hervorgerufen wurden, in das dem kleinsten Horizontalschub entsprechende Gleichgewicht überging. Von Bedeutung ist, daß diese Drehbewegungen nicht nur in Fall 1, sondern auch in Fall 3 und 2 auftraten, daß somit innere Bewegungen der Erdmasse zur Herstellung der definitiven Grenzgleichgewichtszustände auch in den

Fällen erforderlich sind, auf welche die Gesetze des unbegrenzten Erdkörpers angewendet werden dürfen.

Die Bestimmung des Erddrucks auf Stützmauern ist hiernach nur dann theoretisch möglich, wenn minimale innere Bewegungen der Erde angenommen werden dürfen, und zwar muß dieselbe sodann unter der Voraussetzung des kleinsten Horizontalschubes erfolgen.

Die vorstehenden Untersuchungen bezogen sich ausschließlich auf Erddruck bei ruhender Belastung; anders gestalten sich die Verhältnisse, wenn gleichzeitig Erschütterungen auftreten.

Versuche, bei welchen der als Unterlage der Mauer dienende Tisch stark erschüttert wurde, zeigten, daß das Gleichgewicht momentan gestört und die Mauer in Drehung versetzt wurde, daß jedoch sofort nach Aufhören der Erschütterung wieder das dem kleinsten Horizontalschub entsprechende Gleichgewicht eintrat. Es war somit für die Dauer der Erschütterungen die Wirkung der Reibung längs der Stützfläche ganz oder theilweise aufgehoben.

Bei Stützmauern unter Eisenbahndämmen treten ähnliche Verhältnisse auf, doch fehlen noch vollständig Beobachtungen darüber, bis zu welcher Tiefe und in welchem Maße die Reibung zwischen Erde und Stützmauer durch die Erschütterungen der Eisenbahnzüge außer Wirksamkeit gesetzt wird. Nur das läßt sich a priori behaupten, daß der Einfluß der Erschütterungen mit zunehmender Mauerhöhe und Ueberschüttungshöhe abnehmen wird.

Bis über diesen Punkt zuverlässige Erfahrungen vorliegen, dürfte es sich für die Dimensionirung der Stützmauern unter Eisenbahndämmen empfehlen, bei Mauern ohne Ueberschüttung den Erddruck unter der Annahme, daß derselbe normal zur Stützfläche wirke, zu bestimmen, während bei Mauern mit sehr hoher Ueberschüttung die Bestimmung des Erddrucks nach den früheren Regeln erfolgen kann. Für dazwischenliegende Ueberschüttungshöhen läßt sich sodann die erforderliche Mauerstärke leicht durch Interpolation zwischen den für die beiden Grenzfälle gefundenen Mauerstärken ermitteln. Fr. Engelfser.

Tektonische Untersuchungen auf der Akropolis von Athen im Frühjahr 1878, betreffend die Thymele des Niketempels und die Südhalle der Propyläen.

(Fortsetzung.)

§. 5. Galerieschranke auf dem Westkranze.

Bildwerkliches an derselben.

1. Die ehemalige Weiterführung der Schranke auf dem Westkranze ist vorhin [§. 4, 1] als selbstverständlich vorausgesetzt, da man der Sicherheit wegen den Westrand des hohen Grundbaues nicht ohne Schranke lassen konnte, selbst wenn dieselbe hier des Bildwerkes hätte ermangeln müssen. Indem jedoch, auffallender Weise, Autoritäten wie Ross, Schaubert, Kekulé und Schöne gar keine Andeutung hiervon geben, sondern blos auf dem Nordkranze diese Schranke mit ihrem nach der Thymele abgehenden östlichen Winkeltheile kennen, möchte es scheinen als beruhe meine Annahme auf einem Irrthume. Das verpflichtet ihr einstiges

Vorhandensein auf demselben Kranze mit Thatsachen zu belegen.

Wie schon gesagt bestand die ganze Schranke aus einer Continuität von 1' 1" 9''' starken, 3' 3" 6''' hohen aufrecht gestellten Marmortafeln, auf deren nach aussen gewendeter Seite unten ein Fußband, oben ein Holm, das charakterisirende Bildwerk einschlossen. Die Spitzdübel in den Kranzplatten hielten unten die Sohle der Tafeln unverrücklich: oben im Holme stellte ihre Längenverbindung ein System von eisernen lothrechten Stäben her, welche in kurzen Abständen vertheilt, durch horizontale Querstäbe zu einem hohen Gitter verbunden sein mußten. Vom Einsetze der lothrechten Stäbe sind auf der oberen Seite des Holmes

die tiefen und weiten Bohrlöcher vorhanden, in welchen sich Reste von Eisen und dem festeingeschlagenen Bleivergüsse finden. Spuren von „Klammern“ zur Längenverbindung der Tafeln, die von Anderen bemerkt sind, habe ich keine mehr gefunden: doch können sie mir entgangen sein.

2. Wie die vorhandenen Reste der Tafeln zeigen, war ihre 1' 1" 9''' breite Sohle je nach dem Aufsatze beschaffen. Wo sie in voller Breite platt die wagerechte Fläche der Kranzplatten berührte, wie auf dem Nordkranze und dem kleinen von ihm auf Pl. A' südwärts abgehenden östlichen Winkeltheile, ist sie glatt und eben: wo sie auf verschiedenen hohen Flächen aufsetzte, wie auf dem Westkranze, ist sie je nach diesen gefalzt. Die Beschaffenheit der Sohle einer Tafel zeigt daher mit Sicherheit auf welchem von beiden Kränzen sie gestanden hat.

Die Falzung war eine Folge jenes vom Nordkranze auffallend abweichenden Profilschnittes aller Platten des Westkranzes [§. 4, 8] und deren Einbindung ins Krepidoma des Niketempels; es ist aber klar dass diese Abweichung in Schnitt und Construction, das einzige Mittel war um die beabsichtigte Anlage der Schranke vor dem schon bestehenden Krepidoma möglich zu machen. Denn dass letzteres vorhanden war ehe man noch an den jetzigen Grundbau in der nördlichen und westlichen Seite, geschweige denn an den Kranz und seine Schranke dachte, lässt die ganze Structur deutlich erkennen, welche daher auch ein Licht auf den zeitlichen Unterschied wirft der zwischen der Gründung des Tempels und der Umänderung dieses Grundbaues besteht.

3. Das Profil der westlichen Kranzplatten *Y* in Fig. X mit Andeutung der aufgesetzten Schranke, erläutert diesen Fall. Die Vorderkante der untersten Tempelstufe erreichte ziemlich das Loth des neuen Grundbaues, der Lehrabacus überragte schon dasselbe; indem bei diesem Verhältnisse nicht einmal für die dem Lehrabacus vorzulegenden Kranzplatten, noch weniger für die Schranke auf ihnen das Auflager vorhanden war, hätten beide ohne jene sinnreiche structive Abhülle auf dem Westrande und dem anstossenden Ecktheile des Nordrandes gar nicht möglich werden können.

Diese Anlage der Kranzplatten ist in der Weise erwirkt, dass man vor Aufstreckung der obersten Plinthenlagen des neuen Grundbaues, aus dem Krepidoma nach und nach eine jede Plinthe seines Lehrabacus einzeln herauslöste, dann unter die dritte Tempelstufe eine neue mit Lehrabacus versehene Kranzplatte wieder einlegte. Von dieser Procedur zeugt die Bettung des Spitzdübels auf Pl. *Y*, und vor dieser die Marke des Auflagers der Vorderkante jener Stufe. Die Dübelbettung ist von dieser Marke ab soweit nach der Hinterkante gerückt, dass der freie obere Theil des Dübels in die untere Fläche der Tempelstufe gerade an der Stelle treffen konnte, wo schon ein Dübel des alten Lehrabacus eingegriffen hatte. Die Bettung des Spitzdübels für die Schrankensohle liegt nicht auf diesem kurzen Bruchstücke, weil dasselbe nicht der Mitte, sondern einem Endtheile einer Platte angehört in der kein Dübel sass.

Dennoch war bei der geringen, gegen 7" betragenden Ausladung dieser Kranzplatten vor der untersten Tempelstufe, die Aufsetzung der 1' 1" 9''' breiten Schrankensohle nur zu ermöglichen, sobald man zu ihrer Standfläche noch den Lehrabacus und den Auftritt der Tempelstufe hinzuzog.

Hieraus entstand die stufenförmige Falzung der Sohle nach dem Profil dieser beiden Theile, so dass der hintere Falztheil auf den Auftritt der Tempelstufe griff, der noch stellenweise die Spuren davon an sich trägt.

4. Wie die punktirt angegebene Lehre der Schrankensohle in Fig. I es deutlich macht, hat auch die Kranzplatte *H* der stumpfwinkligen Nordwestecke, den eben erwähnten Profilschnitt empfangen, so weit deren ungenügender Vorsprung auf der Nordseite die Benutzung des Lehrabacus und der untersten Tempelstufe zum Aufsatze der Schrankensohle hier, eine Falzung der letzteren bedingte. Von *H* ab hört dieser Schnitt auf, weil die Schranke nun in voller Breite platt aufsetzen konnte, um dann ohne Falzung fortgehend, die ganze hinter ihr bis ans Krepidoma stossende Fläche der Kranzplatten, als Paviment der Galerie einzugrenzen. Von jenem Punkte auf *H* an erscheint, sehr abweichend, am hinteren Ende der beiden ihm zunächst folgenden Platten *G* und *F*, nur der Ansatz des Galeriepavimentes mit 4" Vorsprung noch aus dem Körper des Lehrabacus gearbeitet, der auch deshalb in der Richtung seines Fugenschnittes von dem Fugenschnitte der Kranzplatten abweicht. Dies erklärt sich aus dem Umstande, dass man der Eckplatte *H* wegen die in der Westfronte vorgenommene Auslösung des alten Lehrabacus hier noch fortsetzen musste, um den neu einzulegenden Lehrabacus hinter *F* und *G* dem Schnitte der Eckplatte *H* anzufügen: denn diese Ecke, als die schwache Stelle in der Construction, war besonders zu sichern. Man erkennt leicht die Gleichzeitigkeit dieser Veränderung an der Stelle, mit der im ganzen westlichen Krepidoma.

5. Eine der Schrankentafeln des Westkranzes mit Bildwerk ist in zwei Bruchstücken noch erhalten, die Kekulé (a. a. O. S. 21. 22, Taf. 1. No. I *A*) mittheilt: die vorhin beschriebene Form der Sohlenfalzung bekundet an beiden Bruchstücken die ehemalige Stellung auf diesem Kranze. Deswegen durften Kekulé (S. 27. 34) und Schöne (S. 44) diese Tafel nicht als „Schluss-Stück“ oder freie südliche Endung des kleinen östlichen Schrankentheiles setzen, da hier für deren Sohle keine Falzung sondern bloß der platte volle Aufsatz möglich ist, den auch die wohlerhaltene Sohle der Winkeltafel (No. 3, Taf. I) zeigt, welche auf Pl. *A'* stand. Eben so irrt A. Michaelis (a. a. O. S. 259) wenn er dies Fragment auf die Nordostecke vom Krepidoma des Tempels setzt, wo es „mit seiner Rückseite den Stufen des Stylobats angepasst war“. Ross (S. 18. Pl. IV und XIII *E*) setzte des Falzes wegen das eine dieser Bruchstücke an das Westende des Nordkranzes, wo auf *H* die Nothwendigkeit der Falzung beginnt: allein auch hier ist dasselbe unmöglich gewesen, indem der Falz nicht schräg in der Schmiege, sondern normal einsetzt. Dazu kommt noch einerseits die ganz nach rechts hin im Profil sitzende Gestalt, welche doch sicher eine neue Reihe Darstellungen begann die sie vor sich haben musste: andererseits das glatte Band welches hinter ihrem Rücken und Schilde die Tafel lothrecht von jeder Verbindung mit rückwärts vorhandenen Gestalten absondert, und auf den Beginn einer neuen Reihe Handlungen an der Westschranke hindeutet.

Trat für die Schranke vor dem westlichen Krepidoma die Beschaffenheit des eben erwähnten Reliefbruchstückes in bildwerklicher Hinsicht ein, so enthielt die besondere Profilierung *Y* der Kranzplatten den tektonischen Beweis. Diese

Profilirung hört indess mit der Südwestecke des Krepidoma auf, die Kranzplatten gehen ohne Lehrabacus von hier nach Süden zu weiter. Dieser Umstand in Verbindung mit einem grossen eigenthümlich geformten Marmorblocke an der südlichen Eckseite des Lehrabacus, welcher die Höhe der dritten Tempelstufe erreicht, weist auf eine bedeutende Veränderung in der Form und Beschaffenheit der Schranke hin, die von hier ab keine Fortsetzung ihres Bildwerkes annehmen lässt. So geneigt man auch sein könnte die bildwerkliche Ausstattung bis zur Südwestecke des Grundbaues, dann von dieser auf dem südlichen Felsrande weitergeführt zu denken, stehen doch diese Wahrzeichen dem im Wege. Bevor sich nicht entscheidende Beweise für das Gegentheil finden, wird sich die Schranke ohne Bildwerk, wenn auch in gleicher Höhe, nur als starke Brustwehr (*ἔναλιξις*) auf jenen Strecken fortgeführt denken lassen. Denn wie gut Perikles bei Anlage der Propyläen für das Fortificatorische des Aufganges sorgen liess, beweist die längere hartnäckige Vertheidigung der Burg von Aristion gegen Sylla, bei welcher erst der eingetretene Mangel an Trinkwasser die Besatzung zur Uebergabe an die Römer nöthigte.

6. Von allen Relieftafeln der Schranke überhaupt hat man bis heute nur die wenigen sehr zerstörten Reste aufgefunden, welche im neuen Museum der Akropolis aufbewahrt werden, auch theils von Ross theils von Kekulé (a. a. O. Taf. I—III) publicirt sind. Nach diesen Resten zu urtheilen ergänzte die Gesamtheit des Bildwerkes, allegorisch in grosartiger Weise die historischen Anspielungen im Zophorus des Tempels, nach Seite der gottesdienstlichen Bräuche im Verein mit Verwendung des heiligen Ortes zur Anathesis von Siegesdenkzeichen oder Tropaia. Wie bekannt steht an der Ostseite dieses Zophorus, durch ihren Platz in Mitten aller Gottheiten des Landes besonders hervorgehoben, die zu Vorkampf und Schutz gerüstete Athena: die anderen drei Seiten verherrlichen durch den siegreichen Kampf der Athener mit den Amazonen, mit den Peloponnesiern unter Eurystheus, und mit den Medern¹¹⁾, den Ruhm der Göttin die als Nike ihr Athenisches Lieblingsvolk durch alle diese schweren Katastrophen der ältesten und jüngsten Vergangenheit, glorreich hindurchgeführt hatte. Im Reliefbildwerke der Galerieschranke ist die Bestimmung des von ihm umgrenzten Heiligthumes genauer ausgedrückt. Man sieht geflügelte Nikedämonen mit dem beschäftigt, was an Cultusehren für diese Göttin auf der Stätte ausgerichtet wurde: sie leiten das zum Siegesdankopfer erwählte Thier herzu, sie vollziehen auch die Anathesis und Weihe erbeuteter Feindeswaffen daselbst. Nur ein folgerechter Schluss kann es sein, dass einer solchen allegorischen Bezeichnung des ganzen Heiligthumes als der Weihestätte solcher Trophäen, auch die Ausstattung beider Seiten seines Grundbaues unmittelbar unter diesem Bildwerke, in der Wirklichkeit entsprechen musste: denn die Haken, Bankeisen oder Bügel, welche sich einst in den zahlreichen Löchern an diesen beiden Seiten befanden, möchten sich kaum treffender als mit der Bestimmung erklären lassen, solche Gegenstände aufzunehmen. Denselben Zweck bezüglich der Anfügung kostbarer und auserlesener Trophäen konnte auch das erwähnte eiserne

Stangengerüst oben auf dem Holme der Schrankentafeln haben. Gleiches wäre dann auch für den genannten kleinen östlichen wie für den westlichen Schrankentheil geltend zu machen. Endlich scheint die schlicht gebildete Doppelnische im Fusse der westlichen Seite des Grundbaues, neben und über welcher sich noch eine Anzahl Hakenlöcher finden, ebenfalls für die Aufstellung besonders merkwürdiger Trophäen angelegt zu sein, da sie unverkennbar erst gleichzeitig mit dem Grundbau entstanden sind^{11a)}.

§. 6. Zustand der Hochfläche zwischen dem Niketempel und der Südhalle. Wasserbehälter. Zeitliche Unterschiede in der Gründung.

1. Seit den letzten zwei Jahren sind östlich auf der Hochfläche überraschende Veränderungen bewirkt, die jeder Alterthumsfreund mit Freude begrüssen muss. Der entstehende mittelalterliche Thurm auf der Südhalle ist verschwunden: der Hallenraum den er einschloss, noch vor kurzem ein dunkles Verliess, steht jetzt offen, schmuck und hell vor Augen, wieder zum Durchgange nach der Thymele einladend wie in alter Zeit.

Die Niederlegung des gewaltigen gegen 70 F. hohen Thurmes ist mit rühmenswürdiger Vorsicht und ohne die leiseste Verletzung an den Säulen und Wänden des östlichen Theiles der Halle geschehen. Mit gleicher Vorsicht hat man aus seinen Mauern höchst belangvolle Bauglieder herausgelöst, welche dieser Halle entnommen sind die seinetwegen einst demolirt wurde. Auf gleiche Weise sind dabei noch andere nicht minder werthvolle Marmorkörper zu Tage gefördert, die nach ihren Massen ein Gebäude von gleichen Proportionen, nach dem Gepräge ihrer Kunstformen Dorischer Weise, auch gleiche Zeitlage der Entstehung mit der Halle verrathen. Sie könnten an den kleinen Filialtempel der Artemis-Brauronia oberhalb hinter der Südhalle erinnern, von welchem in der Zeit des Thurmbaues noch ein reichlicher Bestand nutzbarer Materialen vorhanden sein mochte. Alle solche wiedergefundenen Körperteile sind in den Zeichnungen des zweiten Abschnittes mitgetheilt.¹²⁾

2. Die Prüfung des Theiles der Hochfläche vor dem Niketempel welchen der Situationsplan verzeichnet, war auf die Ermittlung der noch hier vorhandenen antiken Bestände gerichtet. Nach Säuberung dieser Strecke von seinen Trümmern und der festen, stellenweise 3' mächtigen Schuttdecke, ist rings um die Ueberreste des Marmorpavimentes der ursprüngliche Grundbau so freigelegt worden, dass sich Lage Schnitt und Fügung seiner Porosplinthen erkennen und von späterem Flickwerke scheiden liessen. Hierbei ist denn auch

11a) Der Meinung von Ross, in diesen zwei Nischen die hochalten Heiligthümer der Demeter-Chloe und der Gää-Kurotrophos zu erkennen, vermag ich aus Gründen der örtlichen Lage nicht beizupflichten. Besser wären dieselben auf die Südseite unter dem Niketempel vor den Fuss des Felsens im jetzigen Hofe der Veteranenwache zu verweisen, wo eine grosse wagerecht abgeglättete Bodenfläche von genau oblonger Form, weit mehr einer so alten heiligen Opferstätte mit den Altären beider Gottheiten entspricht.

12) Die Entfernung des Thurmes sammt dem Wiedergewinne dieser lehrreichen Ueberbleibsel, verdankt man der archäologischen Hetärie zu Athen. Dieser nationale Verein, welcher in seiner unablässigen Thätigkeit und ganz aus eignen Mitteln, schon die grossartige Aufdeckung des Dipylon mit einem Theile der Gräberstrasse des äusseren Kerameikos erwirkte, hat auch jüngst mit Freilegung des ganzen Südabhanges der Akropolis zwischen dem Odeion der Regilla und dem grossen Theater, eine Arbeit von gleicher, archäologisch wie topographisch wichtiger Bedeutung vollendet und bereits am Schlusse dieses Jahres durch Publication zur Kenntnissnahme mitgetheilt.

11) Vgl. No. 184—187 im Verzeichniss der Gypsabgüsse d. Königl. Museums. Berlin 1872.

die bis dahin verdeckt gewesene Seite des Pfeilers *W* zum Vorschein gekommen, und hat denselben in voller Antenform gezeigt. Aus keinem der Marmorkörper welche seitwärts neben dieser Strecke an der Burgmauer bis zum Ende der Südhalle zwischen Schutt gehäuft liegen, liess sich zunächst eine specielle Nutzanwendung ziehen: auch schien ihre Beseitigung zur Freilegung des Bodens unter ihnen, nach der angestellten Sondirung nicht erspriesslich. Ebenso wurde von dem gänzlichen Abbruche mehrerer aus Mörtelwerk und antiken Pfeilerbasen zusammengesetzten Stufen, welche zu einem jetzt ruinirten Fränkischen Sitzplatze an der Burgmauer führten, Abstand genommen. Die noch auf ihrer Stelle befindlichen Marmorschwellen eines antiken Gebäudes neben der Südhalle, aus der Zeit vor dem Propyläenbau, werden im II. Abschnitte berührt.

3. Im Fortgange der Aufdeckung kamen unter der Schuttdecke nahe vor der Südhalle, zwei Behälter im Boden zum Vorschein¹³⁾ welche auf den Zustand und die Benutzung dieser Stätte in Fränkischer Zeit schliessen lassen. Sie bestehen in einem grösseren Fasse (*πίθος*), und einem kleineren irdenen daneben, es fanden sich beide mit langen fragmentirten Marmorplatten überdeckt. Das grössere *q* von 5' 3" Tiefe und 3' 5" Durchmesser im flachen Boden, ist im gewachsenen Felsen ausgehöhlt: seine Mündung hat 1' 9" lichte Weite, so dass man sich bequem in dieselbe hinablassen kann. Das Innere ist sorgfältig mit jenem unverwüthlichen Mörtel ausgeputzt, dessen Bereitung aus dem Alterthume auf die nächstfolgenden Zeiten überging; in dem gleichen Härtegrade des Mörtels erkannte man am Mauerwerke der Bastion [§. 9], die mittelalterliche Abstammung derselben. Bei seiner Aufdeckung fand sich das grosse Fass mit Asche, Schutt und groben Steinabfällen beinahe ganz gefüllt; das kleine Fass *r* aus gebranntem Thon und von 1' 2" 6" weiter Mündung, steht 4' tief im Boden, hat keine Mörtelauskleidung und war leer.

Die Oeffnung eines jeden dieser Behälter umgiebt ein jetzt sehr zerstörter breiter Rand aus Poros, mit einem tiefen Falze in welchen einst ein hoher Ring aus Marmor zum Einsetzen und Befestigen eines verschliessenden Marmordeckels eingriff. Ganze Marmorringe dieser Art und Reste von solchen, finden sich mehrfach in der Burg zerstreut. Die Bedeckung beider Fässer mit dünnen Marmorplatten lässt erkennen, dass die Ringe und Deckel von den Türken als hinderlich entfernt wurden, als sie mit Verschüttung der ganzen Hochfläche einen neuen Pfad über dieselbe nach dem Inneren der Burg, hinter der Südhalle hinweg anlegten [§. 10, 3].

Indem schon die Einmündung beider Fässer höher liegt als die Wage des Pavimentes der Hochfläche, Ring und Deckel aber diese Höhe noch überstiegen, so konnte man die Fässer erst nach Entfernung der Pavimentplatten auf ihrer Stelle einbauen. Das möchte zur Sicherung ihres romanischen Ursprunges beitragen.

4. Die materielle Beschaffenheit gebot eine behutsame Aufdeckung der Stätte. Die Porosplinthen haben zum grossen

13) Eine ganze Anzahl sechspfündiger Vollkugeln die im Schutte gefunden wurden, mögen Ueberbleibsel von Munition der ehemaligen türkischen Batterie [§. 9] sein: eine Menge Sprengstücke von crepirten Bomben, rührten wahrscheinlich aus dem Bombardement der Venetianer her.

Theile, von der unter dem festen Schutte sich stets verhaltenden Nässe zersetzt, an Härte und Cohärenz in einem Grade verloren, dass sie dem abräumenden Eisen kaum widerstehen¹⁴⁾. Die verschüttet gewesene Fläche des Grundbaues erschien daher völlig ungleich und ruinirt, erst nach vorsichtiger Entblössung vom deckenden Schutte liess sich das Verhältniss des Schnittes und die Lage seiner Plinthen wie die Abweichung ihrer Richtungen beurtheilen. Indem dieses Verhältniss bestimmte Hinweise auf die zeitliche Unterschiedenheit der ganzen wirklichen Gründung gewährt, ist dasselbe in den Situationsplan Fig. I eingetragen soweit es kenntlich vorlag.

Es sind zweierlei abweichende Richtungen der Plinthenlage vorhanden: die eine wird von der Axe des Niketempels bestimmt, die andere von der Axe der Südhalle. Da nach der letzteren Axe die Richtung des ganzen Nordrandes bemessen ist, so halten auch die Porosplinthen unter den Kranzplatten dieses Randes jenseit der kleinen Treppe dieselbe fest. Weil jene Abweichung aus dem spitzen Winkel entsprang, den die Längensaxe der Südhalle mit der des Niketempels bildet, so sichert dieses technische Merkmal die zeitliche Verschiedenheit beider Anlagen in Conception des Planes und wirklicher Ausführung: denn eine solche Abweichung hätte nicht stattfinden können, wären beide zugleich gegründet worden. Man darf ohne Bedenken die frühere Gründung dem Tempel und seiner Thymele beilegen, weil die Südhalle erst mit dem grossen Fünfhore entsteht [5.]: es werden alle Plinthengruppen in der Axenrichtung dieser Halle erst mit Gründung derselben, die übrigen mit der Gründung des Tempels gleichzeitig sein.

5. Gleiches lässt sich von den Marmorplatten auf der Hochfläche sagen. Die Pavimentplatten welche mit der Thymele zusammenhängen und in der Schnittlage von der Axe des Niketempels bestimmt sind, werden gleichzeitig mit letzterem sein: nicht so die Platten des Nordkranzes und die hinter ihnen liegenden Pavimentplatten der Galerie. Weil deren Richtung nach der Südhalle gestimmt ist, fallen sie in die Gründungszeit dieser Halle; selbst die Platten des Westkranzes gehören dieser an, ungeachtet sie der Tempelaxe in der Schnittlage entsprechen. Denn wenn man die Beobachtung mit dem Westkranze beginnt, dessen Construction oben erläutert ist, so war der ganz besondere Schnitt wie die Ausladung seiner Platten einzig nur vor dem Aufsatze der Galerieschranke vor dem Krepidoma des Tempels vorbedingt: folglich müssten Kranz und Schranke hier mit einander gedacht und entstanden, jedoch erst dann angelegt sein, als das Krepidoma bereits vorhanden war.

Das Letztere gilt auch für die Kranzplatten des Nordrandes. Indem die Fugenrichtung derselben einen spitzen Winkel mit der Axe des Tempels und dessen Krepidoma bildet, weil sie rechtwinklig vom Nordrande abgeht, stösst sie natürlich schief gegen den Lehrabacus im Krepidoma.

14) Diesen Zustand nimmt man überhaupt an allen den Plinthen in den alten Monumenten Athens wahr, die aus den weichen Schichten der Muschelkalk- oder Porosbrüche des Piräus gekommen und der gleichen beständig nassen Lage ausgesetzt sind, während die mit ihnen gemischten Steine aus harten Schichten, sich gesund und dauernd erhalten haben. Das merkwürdigste Beispiel hiervon bietet die ganze Fläche des Grundbaues (Stereobates) vor der Nordseite des Tempels der Athena-Polias, wo die weichen Plinthen unter der nassen Schuttdecke vollständig in Kreide umgewandelt erscheinen. Vgl. meinen Bericht S. 54.

Wie dieser Conflict der Fügung hier vermittelt wurde soweit er reichte, ist vorhin [§. 5] gezeigt: es bekundet dieses Merkmal für den nördlichen Kranz und reinen Zubehör die einheitliche, indess jüngere Anlage als die des Krepidoma.

Nach einer solchen Abhängigkeit aller Kranzplatten in Maass, Schnitt und Lage, theils vom westlichen Krepidoma des Tempels und dem Grundbau hier, theils von der nördlichen Seite des Grundbaues, kann die bildwerklich ausgestattete Schranke nur mit dem Kranze zugleich geplant worden sein. Indem nun auch beide Seiten des Grundbaues in Construction und werklicher Behandlung durchaus mit einander übereinstimmen, lässt sich für die Zeitlage des Beginnes von diesem ganzen einheitlichen Werke, mindestens Ol. 85, 4 annehmen, nachdem ein Jahr vorher, Ol. 85, 3, schon der nebst seinem Goldelfenbeinbilde vollendete Parthenon zur Kranzfeier der Panathenäen eröffnet worden war. Denn in dieses Jahr setzt man den Beginn des Aufbaues der Propyläen, an deren Südhalle die Richtung des Marmorunterbaues genau die Flucht des anschliessenden nördlichen Grundbaues bestimmte. Bei dem rastlosen Eifer der Bauhätigkeit scheint es sehr wohl möglich, dass mit Vollendung der Propyläen, die man in Ol. 86, 4 annimmt auch die ganze Hochfläche nebst Kranz und Schranke vollendet waren, so dass an der Panathenäenfeier in diesem Jahre schon die Procession mit dem Opfer für Athena-Nike durch die Südhalle nach der Thymele ziehen konnte. Schwer möchte bei alledem indess die Frage zu beantworten sein, in welchem Zustande sich die Stätte und Grundlage der Propyläen noch ein Jahr vor Errichtung ihrer Hallen, bei jener Eröffnung des Parthenon Ol. 85, 3 befunden, und auf welchem Wege die Opferprocession damals die Thymele betreten habe.

6. Wären Krepidoma und Tempel nicht schon vorhanden gewesen als man beide Seiten des Grundbaues in die Höhe führte, wie hätte man die Zuflucht dann zu einer so künstlichen Structur [§. 5, 2] nehmen dürfen, welche offenbar doch bezeugt, dass man an die Stelle von schon Vorhandenem gebunden war? Bei noch völlig freier Baustelle wäre sicher das Krepidoma soweit nach Osten hin vorwärts gerückt worden, dass sich Galerie und Schranke ohne jeden Zwang in gewisser Breite vor demselben hinführen liessen.

Ob der Tempel vielleicht schon einen Vorgänger hatte, welcher in der Medischen Verwüstung mit allen Burgheiligthümern zugleich fiel, hat auf die Zeitlage der Stiftung des jetzigen keinen Einfluss: thatsächlich stand dieser mit seiner Thymele und deren Altar bereits vor dem Entwurfe des Propyläenbaues. Giebt man aber das Gewicht der Schlussfolgerungen zu welche aus allen tektonischen Thatsachen flossen, dann hätte die ganze Hochfläche vor jener Zeit des Propyläenbaues eine sehr andere Gestaltung der Planform gehabt, wie vermuthungsweise schon von Michaelis und Kekulé geäussert ist: sie würde ihre jetzige erst gewonnen haben, als man die nördliche Seite ihres Grundbaues dem Stirnpfeiler *W* anschloss und sie in genauer Flucht mit dem Marmorunterbaue der Südhalle aufführte. Welche Planform und welchen Zugang vorher die Thymele hatte, wird sich freilich kaum jemals ermitteln lassen. Ist doch von der Alterthumsforschung noch nicht einmal die einschneidende Frage nach der Ursache des Vorhandenseins der Thymele auf dieser Stätte berührt; ebenso wenig hat sie

erklärt, weshalb die Sacra der Athena-Polias in ihrer Potenz als Nike, von dem Tempel und Altare der Polias getrennt, sogar von dem alten Burgring ganz ausgeschlossen und auf eine besondere Thymele verlegt worden seien. Ausserhalb jenes Ringes, wie noch jetzt, hat unbedingt die Thymele seit der Zeit bestanden wo von dem jährlichen Opfer der Panathenäischen Hekatombe auf dem Altare der Polias, das kleine Opfer für Nike abgezweigt und gesondert auf deren Altare dargebracht wurde.

§. 7. Marmorpaviment der Hochfläche. Lehre für dasselbe.

1. Von den zumeist verschwundenen Platten aus Pentelischem Marmor, welche als Paviment einst die ganze freie Hochfläche des Grundbaues deckten, sind nach Fig. I noch übrig, vor der Südhalle die zusammenliegenden mit *K—Q* bezeichneten 7 Platten: unmittelbar vor der Ostfronte des Tempels die einzeln liegende Pl. *I*, nebst 2 coupirten Pl. *I'* und *I''* welche unter *R* und *T* hervorragen. Die Plattenstärke beträgt 8" 3''' bis 8" 6'''. An *I'* und *I''* schlossen sich einst die Platten an, welche von hier südwärts bis zum Felsrande, dann neben diesem und dem Tempel hin westwärts bis zum Rande des Grundbaues reichten, an beiden Enden den Kranz unter der Schranke bildend. Von diesem Paviment ist nichts mehr vorhanden.

2. Abgerechnet die hier und da eingetretenen Kanten-senkungen, haben alle Pavimentplatten von *I'* bis *Q* ihre alte Stätte bewahrt, auch das ursprüngliche Libellenverhältniss mit der Norm festgehalten welche an der östlichen Stirnseite des Lehrabacus unter der dritten Tempelstufe, Fig. XII, in *ab* verzeichnet steht. Diese Lehre geht hier wagerecht am Abacus hin, biegt dann in gleicher Höhe auf dessen nördliche und südliche Seite um, überall die Wage des anschliessenden Pavimentes, an der nördlichen Seite die der Galerieplatten bezeichnend.

Vor der Ostfronte haftet allein Pl. *I* noch mit der vorderen Seite in der Lehre, die hintere ist gesunken. Ihre nördliche und östliche Seite haben Stossbänder für den Anschluss der Pavimentplatten, die südliche ist nur abbozzirt, weil sie gegen die erhöhte Poroslage stiess die gleich erwähnt wird. Die Unterkante ihrer vorderen Seite ist zu einem Falze von 7" 6''' Länge ausgeklinkt, mit welchem sie auf der Poroschicht *ii* ruht die unter dem Lehrabacus hervorragt, wie Fig. XI es wiedergiebt. Gleiche Lage und Falzung ist für die einst mit ihr correspondirende Platte vor Pl. *I''* unter *R*, welche jetzt fehlt, wie der südwärts ihr bis *a* angeschlossenen Pavimentplatten vorauszusetzen. Auf ihrer Oberfläche, dicht an der nördlichen Kante, hat *I* die Lehre vom Auflager einer nicht mehr vorhandenen oberen Platte.

Wie gesagt halten an der Nordseite die Kranzplatten *A* bis *H*, oder alle hinter ihnen liegenden Galerieplatten *E'' D''* und so fort, die Wage mit der Pavimentlehre am Lehrabacus, also mit dem Paviment der Hochfläche überhaupt; indem sie jedoch eine Stärke von 1' 1" haben, ist ihre untere Lagerfläche tiefer in den Poros gebettet, so dass *ik* Fig. II, für *D''* Fig. XI, *D'' A* Fig. XII und Fig. IV, dieses tiefere Lager angiebt.¹⁵⁾ In solcher Stärke gingen alle Galerieplatten hinter den Kranzplatten von *D''*

15) Die Bezeichnung *D'* in Fig. XI und XII ist in *D''* umzuändern.

bis zum Ende von A' Fig. VIII am Stirnpfeiler W weiter, so dass die Sohle des auf A' nach Süden abbiegenden kurzen Schrankentheiles auf ihnen stand. Die gut erhaltene Lagertiefe ihrer hinteren Kante auf dem Porostheile $ik ik$ Fig. I, welche die Wage mit der Porosplinthe p hält auf der jetzt Pl. A liegt, geht noch über die Ecke des Lehrabacus bei b nach Osten hinaus, wird hier aber von dem türkischen Canale [§. 8, 3] abgeschnitten. Indem dieses Lagerende der Galerieplatten bei b , schon jenseits der Flucht des Anfanges der kleinen Treppe liegt, wie ik Fig. II deutlich zeigt und die von b abgehende Richtung in Fig. VIII durch einen Pfeil andeutet, so hat sich auch hierin ein Zeugnis gegen die antike Abkunft der Treppe erhalten. Denn wenn aus allen betreffenden Figuren, I II IV, sich erkennen lässt wie schon die heutige obere Stufe nur nach Abräumung der hinter A' und B' bis zum Lehrabacus und vor demselben auf $ik ik$ liegenden Galerieplatten aufgestreckt werden konnte, dann hätte man noch weniger die beiden jetzt fehlenden obersten Stufen [§. 2, 4] ohne solche Abräumung anlegen können.

3. Die Pavimentplatten $K—Q$ stossen östlich vor die $10'' 6'''$ höhere Poroslage unter der romanischen Marmorschwelle der Südhalle [§. 1]. Die Schnittlage von OPQ ist nach der Axe des Tempels gerichtet, die Schnittlage und Form von KLM dagegen nach der Fläche bemessen welche sie zwischen der Poroslage unter jener Schwelle und den verschwundenen Marmortheilen des nördlichen Krepidoma der Halle ausfüllen.

4. Unter ihnen wird Pl. M ihres Verhaltens und Schnittes wegen vornehmlich beachtenswerth. Ihre freie nördliche Seite, deren glattes Stossband für den ehemaligen Anschluss an Marmor zeugt, bildet in sich einen stumpfen Winkel ^{15a)}: genau in diesen stösst auf der neben und unter ihr liegenden Porosplinthe m , die bei Abräumung des Schuttes jetzt zum Vorschein gekommen ist, eine scharf eingezeichnete antike Marke, welche von einer breiten mit schwarzem antiken Vasenfirnisse gedeckten Fläche begrenzt wird. In die Richtung dieser Lehre und den Winkel der Platte, trifft die mit einem Pfeil bezeichnete Flucht der Westwand von der gegenüberliegenden Nordhalle. Auf das Gewicht dieser ursprünglichen Marke ist im folgenden II. Abschnitte Rücksicht genommen.

Im innigsten Zusammenhange mit dieser Erscheinung, steht das constructive Verhältniss der Porosplinthen $m n$ und o zu den auf ihnen liegenden Platten ML und K . Dass gleich m auch o und n bis jetzt niemals aufgedeckt waren, beweist ihr mit Blei umgossenes Klammerband welches beide verbindet; dasselbe ist noch so unberührt, und unversehrt geblieben wie es gelegt wurde, auch das einzige in seiner

15a) Die Platte ist auf dem Situationsplane bei Kekulé (a. a. O. Taf. IV, dazu S. 43. 44) nicht „sorgfältig verzeichnet“, das höchst auffallende und für gewisse Beziehungen entscheidende Merkmal ihres Winkels übersehen worden. Ebenso besteht der „räthselhafte Block“, nemlich die von mir K gezeichnete Platte, keineswegs aus „hymettischem Marmor“ sondern aus pentelischem, wie alle übrigen Blöcke: der einzige Körper hymettischen Marmors den ich hier fand, liegt an der Treppe und ist mit h in Fig. I und III bezeichnet. Auch die Lage der bedeutend mehr nach Norden hin zurückenden Pavimentplatten vor der Südhalle, ist nach $K—Q$ meiner Fig. I, in jenem Situationsplane zu berichtigen. Die Form und Lage der Pavimentplatten auf dem Situationsplane bei A. Michaelis (Arch. Zeit. 1862. No. 162 A, Taf. CLXII) kann kaum in Betracht kommen.

Bettung hier noch erhaltene, während man an den Plinthen ringsum welche frei lagen, die Klammerbänder aus den Bettungen gerissen hat um Blei und Eisen zu gewinnen.*) Als integrierende Structurkörper des neuen mit der Südhalle erst entstandenen Grundbaues der nördlichen Seite [§. 5], sind $m n o$ daher in der Schnittlage von letzterem bestimmt: alle Drei beweisen uns daher wie jene auf ihnen liegenden und im Fugenschnitte von $N—Q$ abweichenden Pavimentplatten KLM , unmöglich Platten des alten Pavimentes sein können, vielmehr erst nach Vollendung des neuen Grundbaues und zur Anlage der Südhalle, als Füllstücke hier eingeflickt sind. Wo sich die Porosplinthen des neuen Grundbaues mit den alten, die nach der Tempelaxe gerichtet sind unter den Pavimentplatten $NOPQ$ vereinigen, lässt sich nicht erkennen ohne alle vier Platten vom Lager abzuheben; dies wurde indess unterlassen, um jeden Vorwurf der Beschädigung intakter Theile von der Untersuchung fernzuhalten. Sind aber diese Platten nicht gleichzeitig mit KLM , gehören sie dem alten Pavimente an, dann müssen sie nothwendig bei Construction des neuen Grundbaues gehoben, und nach Herstellung von dessen Porosplinthen unter ihnen, wieder aufgelegt worden sein.

§. 8. Die Thymele mit der Stätte des Altares.

1. Eine zweite wagerechte Lehre ed Fig. XII, in einem Abstände von $8'' 6'''$ über jener Pavimentlehre ab , findet sich an der Steigung der dritten Tempelstufe: sie hat nur eine Länge von $13' 10''$, die Längsaxe des Tempels scheidet sie in zwei gleiche Theile. An jedem Ende bei e und d fällt sie lothrecht auf ab hinab, so dass ihr Abstand mit $8'' 6'''$ die Stärke, ihre Länge ed mit $13' 10''$ die Breite einer oberen Schicht Platten auf dem Pavimente bezeichnet, welche theils vor jene Tempelstufe theils vor den Lehrabacus stiess, wie Fig. XI es deutlich macht.

2. Von dieser erhöhten als Stufenlage in sich abgeschlossenen Schicht, sind noch Pl. RST Fig. I, und zwar auf ihrer ursprünglichen Stelle vorhanden: sie bildete einst die Thymele im engeren Sinne unmittelbar am Altare. Ihre Breite beginnt mit Pl. R und T , deren freien zur Stufe abgeglätteten Seiten bei e , in den lothrechten Beginn der Lehre treffen: von hier reichte diese Schicht bis zum Ende ihrer Lehre bei d , wo auf Pl. I noch das Auflager für die Unterkante der Seite ihrer letzten Platte erhalten ist. Zu einer sicheren Bestimmung ihrer Länge nach Osten hin, fehlen die Marken: doch mag sie bis gegen Mitte von Pl. T zu setzen sein, wo sichtlich eine Veränderung in der Structur begann.

Das vordere Stossende an R Fig. XI, war in der Unterkante zu einem $4''$ langen Falze ausgeklinkt, mit welchem dasselbe auf den Lehrabacus griff: jetzt ist es unter diesen gesunken. Die Senkung entstand theils nach dem gewaltsamen Hinwegschlagen des Falzes, theils mit Entfernung der Pavimentplatte unter R , welche von T^2 bis an den Lehrabacus reichte, wie das mit der Pl. I der Fall ist: der Ansatz ihres Falzes hat sich im Reste bestimmt erhalten.

*) Alle solche Klammerbänder wie auch die Spitzdübel, brachte man stark erhitzt in die Bettungen um zugleich diese zu erwärmen, damit das einflussende Blei nicht abschreckte sondern alle Zwischenräume dicht füllte. Nach dem Erkalten stemmte man das überschüssige Blei bis auf die Fläche des Steines hinweg, und schlug das eingegossene fest.

Fig. XI und XII zeigen das Verhältniss der Lage und Stärke aller Platten zum Paviment und Lehrabacus, die Buchstaben correspondiren mit den gleichen Buchstaben auf dem Plane Fig. I und den anderen Figuren. Gleiche Falzung bei gleicher Lage hatten selbstverständlich alle Platten der Reihe einschliesslich der letzten auf Pl. I. Das hintere Ende von *R* liegt auf dem verhaunenen schräg verschobenen Pavimentstück *I*² fest in der Libelle mit der Lehre: es ist auf *I*² hierdurch Lehre und Auflager für die Unterkante der freien Seite von *R* sichtbar geworden. Unter dem hinteren Ende befindet sich ein durchgeschlagener Spitzdübel, welcher *I*² mit dem Pavimentreste *I'* unter *T* verband. Offenbar hat man versucht *R* und *T* von ihren Stellen zu entfernen, wobei dieselben getrennt und gespalten worden sind.

3. Von Pl. *S*, welche gleich *R* den ursprünglichen Ort behauptet, ist die vordere Hälfte abgeschlagen. Sie hatte kein Marmorpaviment unter sich, sondern die erhöhte Porosfläche, welche Fig. XII den Abstand zwischen *I* und *I'* nebst *I*² in der Höhe der Pavimentlehre am Lehrabacus ausfüllte: mit Einsenkung des gleich zu erwähnenden Canales ist sie jedoch in dessen Breite coupirt, so dass der Lehrabacus dadurch frei wurde wie ihn die Zeichnung wiedergiebt. Indem man auf diese Weise die ganze obere Marmorschicht nur mit ihren freien Enden zwischen *I* und *I*² auf das Paviment legte und dennoch mit letzterem den Poros an diesen Enden verdecken konnte, wurde die Marmorunterlage gespart¹⁶⁾.

4. Die Pl. *T* hat in der freien Seite gleiche Beschaffenheit als Stufe mit *R*, sie ruht, wie bemerkt, ebenso theilweise auf dem coupirten Pavimentreste *I'*. Von Belang ist die halbe Bettung eines Klammerbandes in ihrer Hinterkante, weil dies den Anschluss einer Platte bekundet welche die ergänzende Hälfte der Bettung enthielt. Das sichert einen Körper, der einst den ganzen hinteren Theil von *T* deckte und noch auf die angeschlossene Platte hinüberreichte; denn in den attischen Bauwerken erscheinen solche Klammerbänder nie frei liegend, sondern stets von einem Steinkörper wieder gedeckt. Man erkennt dies auch an den alten Rück- oder Wippmarken inmitten der Oberfläche, für den Einsatz des Eisens zum Heranzwängen des aufgebrachten Steinkörpers in seine bestimmte Lage. Was für ein Körper dies war und welche Form er hatte, bleibt fraglich: sehr bemerkenswerth jedoch ist sein ehemaliges Vorhandensein gerade auf dieser Stelle aus dem Grunde, weil dem folgerecht die ganze obere Marmorschicht einst durch ihn hier abgeschlossen sein musste. Die übrigen Marken auf *T* und *R*, ausgenommen die Lehren *ef*, sind nicht antik. Sie rühren sehr wahrscheinlich aus türkischer Zeit und von der leichten Thüre einer Einfriedung her, welche den Eingang absperrete der zum Pulvermagazine, und neben diesem an der Burgmauer hin, in die Batterie führte, deren erster Geschützstand sich zwischen dieser Mauer und der Südwestecke vom Krepidoma des Niketempels befand [vgl. §. 9].

16) Ein solches ökonomisches Verfahren zur Ersparung edleren Materiales ist nicht selten in den Monumenten der Akropolis. Beispielsweise erscheint es im Inneren der östlichen Cellawand des Parthenon, eben so an jener Stelle des Pavimentes innerhalb der Cella welche einst das Bema deckte auf dem sich der Elfenbeintisch für die Siegerkränze nebst den Thronen der Athleten befand.

Der Canal vor der Poroslage unter dem Lehrabacus in der Ostfront des Tempels, dessen Gefälle unter *R* hinweg nach dem südlichen Felsrande geht, scheint von den Türken zur Abführung des Regenwassers angelegt zu sein, welches von der Böschung der Erdschüttung abfloss mit der sie zur Anlage ihrer Batterie den abgetragenen Niketempel hoch überdeckt hatten, um das im Boden seiner Cella eingerichtete Pulvermagazin zu schützen [§. 9].

5. Die eben betrachtete ganze obere Marmorschicht bildete, wie gesagt, die eigentliche Thymele des von mir nach urkundlichem Zeugnisse ergänzten Altares der Athena-Nike¹⁷⁾, für dessen ehemaliges Vorhandensein späterhin auch R. Schoene¹⁸⁾ eingetreten ist. Den Standort desselben hat man jedoch nicht unmittelbar auf dieser, sondern auf einer zweiten in Stufenform erhöhten Schicht zu suchen, welche ihren ganzen vorderen Theil deckte: dieser bildete die breite Sohle (*καρπίς*) jenes kleinen Altares, auf welcher dessen Basis in ihrer Kunstform erst ruhte. Von dieser hohen Sohle ist auf *R* und *S*, 5' 4" vom Lehrabacus abgehend und parallel mit demselben gehend, neben einer Lehre auch das leise erhobene Auflager *ef* zurückgeblieben; beides setzte sich nothwendig bis auf die letzte, jetzt verchwundene Platte fort, welche einst Pl. *I* deckte. Aus mehreren Gründen konnte die Sohle zwar die Länge ihrer Lehre von 13' 10", nicht aber jene volle Breite von 5' 4" haben. Denn weil sich an der dritten Tempelstufe keine Marke findet welche auf sie Bezug hätte, musste sie einen geringen Abstand von dieser Stufe innehalten; dieser betrug nach meiner Beobachtung ungefähr das Maass der um 3" verkürzten Vorderkante von *R*, also des abgeschlagenen Falzes. Beschränkt das ihre Breite bis auf 5' 1", so wird dies für die Breite des Altares maassgebend sein. Ferner ist der Altar auch keineswegs in jener Länge der Sohle von 13' 10" zu denken. Denn nicht allein nennt die Festurkunde^{17a)} zur Unterscheidung von ihm, den Altar vor dem Tempel der Athena-Polias ausdrücklich den „grossen Altar“, es setzt auch seine Bestimmung nur zum kleinen Sonderopfer eines einzigen Thieres aus der Hekatombe zu dienen, eine geringe Grösse voraus. Endlich kommt hierzu, dass auf der Sohle links und rechts, unmittelbar neben ihm die Ministranten beim Opfer Platz finden mussten.

§. 9. Zeit der Treppenanlage und der mit ihr zusammenhängenden Veränderungen. Signalthurm. Bastion.

1. Erwägt man die Zerstörung und theilweise Benutzung der Südhalle für den Bau des Thurmes auf deren östlichem Theile, die Gründung der Bastion westlich neben der Treppe, die Anlage der letzteren in Verbindung mit dem Abbruche eines Theiles der Galerieschranke und ihres Kranzes, endlich noch die barbarische Verunstaltung des ganzen Propyläenraumes nördlich des Fünfthores zur Einrichtung einer herzoglichen Burgpfalz (*παλάτιον*), dann lässt sich nicht verkennen, wie alle diese Veränderungen nach einheitlichem Plane und gleichzeitig, höchstens innerhalb 48 Jahren, zwischen 1387 und 1435 ausgeführt worden sind. Ein Wunder ist es zu nennen, dass der Niketempel damals verschont und bis zum Jahre 1676 bestehend blieb.

17) Bildtafel im Philolog. a. v. O. zu S. 49 flg.

17a) Vgl. in meiner Abhdl. Der Zophorus am Parthenon, die Urkunde S. 16 flg.

18) A. a. O. S. 42 flg.

Der jetzt entfernte vierseitige Thurm war kein türkischer Bau, wie man neuerdings gewollt hat: sein fränkischer Ursprung ist nicht abzuweisen. Der vorzügliche Härtegrad des Mörtels seiner Mauern, den man an der noch liegenden Sohle derselben innerhalb der Südhalle erproben kann, weist auf die gleiche Abkunft mit dem Mauerwerke der Bastion hin (Ross a. v. O. S. 2 flg.). Weder zur Vertheidigung gebaut noch dazu eingerichtet, bildete er bloß eine hohe Warte (*σκοπιά*), stand auch daher ganz isolirt von jeder Communication mit den Vertheidigungswerken und der Pfalz: durch eine einzige Thür auf der Westseite gelangte man von der Hochfläche in sein Inneres, wo eine hölzerne Stiege empor zur Plattform oben führte, die eine Thurmstube für die beständige Wachtmannschaft enthielt. Für letztere war an der Nordseite, auf drei Viertel der Thurmhöhe, eine Bedürfnisanstalt (*ἀποδευτήριον, ἀπόβαθρον*) herausgekragt, welche in der Ansicht des Thurmes bei Ross gegeben¹⁹⁾, auch in älteren Photographieen noch sichtbar ist. Solche Einrichtung hat, ziemlich an jedem sogenannten „Lug ins Land“ der mittelalterlichen Burgen in Deutschland statt gefunden. Auch die Stätte der Abfallkammer von jenem Apobathron ist noch deutlich als solche zu erkennen, sie befindet sich lothrecht unter demselben im Zwischenraume welcher das Fünfhör von der Südhalle trennt. Man hatte zu ihrer Bildung die südwestliche Ecksäule des Fünfhores mit ihrem correspondirenden Antenpfeiler durch ein niedriges Mauerstück verbunden, ein anderes Mauerstück schloss den Abstand zwischen jener Säule und der Thurmmauer. Die Spuren der Sohle dieser beiden Mauern liegen noch auf dem Pavimente, dessen eingeschlossene Fläche in der eigenthümlichen Schwärzung und Corrosion des Marmors, noch heut bekundet wozu dieser Winkel damals gedient habe.

Bezüglich des Thurmes haben schon Leake und Andere²⁰⁾ mit Recht bemerkt, dass alle solche isolirten Thurmwarten in Griechenland, den Inseln und der Levante, nicht türkischen sondern fränkischen Ursprunges sind, weil die Türken sich niemals derselben bedienten. Damit stimmt es wenn jener Thurm von den Türken ausser Benutzung gesetzt wurde: sie brachen die innere Treppe sammt der hölzernen Plattform ab, und nutzten den Raum zu ebener Erde als Verlies, wie dies Cockerell noch fand. Es giebt in der Nähe Athens noch Reste zweier ähnlichen Thürme, deren Standort auf eine gegenseitige Correspondenz aller drei durch Signale schliessen lässt. Der eine findet sich auf der Burg von Eleusis, der andere auf einem hohen Punkte des Höhenzuges am Korydalospasse, so dass von Eleusis über letzteren das Meldesignal nach der Burg Athens getragen werden konnte.

2. Wie gesagt lassen sich jene zerstörenden Umwandlungen der antiken Werke in die Zeit hinaufführen, in welcher Athen zur ständigen Residenz fränkischer Herren wurde. Der Florentiner Nobile Renerio oder Nerio Acciojuoli, nimmt im Jahre 1387 nach andauernder zweijähriger Belagerung die Akropolis und richtet in derselben die Pfalz seines neucreirten Herzogthumes Athen ein. Bei seinem

1394 erfolgten Tode vererbt er testamentarisch der Republik Venedig als seiner Schutzmacht und damaligen Gebieterin in den Meeren Inseln und Küstenlanden von der Adria bis zur Levante, das Herzogthum. Im Jahre 1403 erscheint diese Erbschaft in der Hand seines natürlichen Sohnes, des Antonio Acciojuoli, der auch bis 1435 als Lehnsträger der Republik im ungestörten Besitze von Athen und seiner Burg bleibt. Man kann nur glauben, dass Nerio gleich den ganzen nördlichen Theil der Propyläen sich zur herzoglichen Pfalz einrichtete, auch den Signalthurm nebst dessen vorhin erwähnten Correspondenzwarten anlegte; von Antonio werden bloß Neubauten in der Stadt Athen erwähnt. Mit diesen Einrichtungen zwischen den Jahren 1387 und 1435 würde auch das griechische Kreuz von San Marco stimmen, welches überall an und neben der Oberschwelle von Thüren und Fenstern dieser neuen Pfalz wiederkehrend, statt des lateinischen Kreuzes in den Kirchen und öffentlichen Gebäuden venetianischen Besitzes Geltung gewonnen hatte. Seit der Zeit blieb dieser Propyläenthail das Palation der wechselnden Besitzer aus dieser Familie, bis endlich im Sommer des Jahres 1455 der schwache Francesco Acciojuoli genöthigt war an Omar den Feldherrn des Sultan Muhamed, Land und Burg zu übergeben.

3. Bei der Wichtigkeit welche die Burg mit der Erwählung zum Palation des Nerio gewann, war die möglichste Sicherung derselben durch fortificatorische Anlagen selbstverständlich. Es entstand die grosse Bastion welche vom nördlichen Grundbaue des Niketempels bis gegenüber an die Basis des Agrippa reichte, wo sie den einzigen Thorzugang in die Burg übrig liess: sie war bis zum Jahre 1834 [Ross, Vignette des Titelblattes] sammt der hohen Batterie vorhanden, welche später die Türken auf ihr errichtet hatten. Ihre Anlage beweist, dass man schon zu jener Zeit eines stärkern Bollwerkes zum Schutze bedurfte, als ihn die beiden antiken Thürme unten mit dem spät Römischen Thore gewährten, das von Beulé aufgedeckt und irrthümlich für das ursprüngliche Thor gehalten wurde. Aus dem Berichte (Ross, S. 2) über den Abbruch der Batterie und Bastion im Jahre 1835—36, geht deutlich hervor wie sicher man aus dem enormen Härtegrade des Mörtels im Mauerwerke der Bastion, vergleichsweise zu dem schlechten Mörtel in dem der Batteriemauern, auf den romanischen Ursprung derselben schliessen konnte, ohne dass es der Funde von Gegenständen romanischer Abstammung in ihren Mauern bedurft hätte²¹⁾.

§. 10. Beseitigung der Treppe. Neuer Ausgang zur Hochfläche und nach dem Inneren der Burg. Pelasgische Mauer.

1. Seit Errichtung des Signalthurmes war der einzige Zugang nach der Hochfläche in die kleine Treppe verlegt: von dieser ging man links ab zur Thür des Thurmes, rechts nach dem Niketempel und der Bastion. Da Spon und Wheler im Jahre 1656 den Tempel noch sahen, auch die Maasse seiner Länge und Breite nahmen, konnten sie nur auf die-

19) Niketempel, Vignetten des Titelblattes.

20) Topogr. v. Athen S. 60, in dem geschichtlichen Ueberblicke der Besitzverhältnisse Athens in fränkischer Hand, den Ad. Michaelis in seinem Werke *Der Parthenon* S. 52 flg. weiter ausgeführt hat. Vgl. Stuart II. Bd. S. 109. D. Ausg.

21) Wie neben diesen Gegenständen auch noch die von Ross angeführten antiken Ueberreste im Mauerwerke der Bastion, so bezeugt eine gleichzeitige Abstammung der kleinen Treppe, auch der oben erwähnte Fund antiker Reste in der Höhlung unter der Treppe [§. 2, 2].

ser Treppe und ihrer Rampe emporgestiegen sein. Mit Anlage der türkischen Batterie fiel der Tempel: in den Boden seiner Cella wurde eine gewölbte Pulverkammer eingesenkt und hoch mit Erde überschüttet (Ross, S. 3): hinter derselben zog sich die Batterie noch bis zur Südwestecke des Grundbaues hin. Nach der Vedute von Cockerell, wie nach dem Situationsplane von Rewett aus dem Jahre 1753, gelangte man in die Batterie an der Südseite neben der Pulverkammer hin: Rewetts Plan²²⁾ bezeichnet die Thür zur Batterie mit einem *, auch giebt er die Einfriedung vor derselben neben dem ehemaligen Sitzplatze an der Burgmauer [§. 6, 2]. Von dieser Einfriedungsthür sind eben die schon [§. 8, 4] erwähnten Spuren auf den Platten *R* und *T* zurückgeblieben.

2. Gleichzeitig der Anlage dieser Batterie ist die Absperrung des antiken Einganges durch das grosse Fünfthor zu setzen, von dem man alle Intercolumnien der Westfronte bis auf eine gewisse Höhe vermauerte. Dies geschah bestimmt erst nach dem Abzuge der Venetianer unter Morosini aus der Burg und ganz Attika, im Jahre 1688: denn Spon und Wheler gingen ihrer Zeit im Jahre 1656 nicht allein durch diese Thorhalle, deren prachtvolle Decke auf Jonischen Säulen sie bewunderten, sie fanden auch das Aëtoma dieser Westfront noch auf seiner Stelle erhalten. Hieraus lässt sich schliessen, dass unter den fränkischen Fürsten die völlig freie Communication durch das Fünfthor mit dem Palation und dem ganzen Inneren der Citadelle bestanden habe, während bloß die Absperrung der Hochfläche vor dem Niketempel durch den Signalthurm, die Anlage der kleinen Treppe damals hervorrief. Rewett, Pars und Cockerell fanden noch ihrer Zeit hinter den vermauerten Intercolumnien überwölbte Casematten mit Geschützständen, das Innere der Halle ohne Decke.

3. Mit der Absperrung des Fünfthores ging zugleich die Einrichtung eines anderen Zuganges nach dem Inneren vor, bei welcher die Treppe als nicht mehr nutzbar kasirt wurde. Aus Schutt und Trümmern warfen die Türken einen breiten hohen Weg auf, der unten am Thore neben dem Piedestale des Agrippa begann, sich gegen die östliche Seite der Bastion lehnte und in stetigem Anstieg über die Treppenanlage und die Thymele hinweg, hinter der Südhalle herum und des Restes nach der Höhe der Pelasgischen Mauer ging, von wo er dann weiter in das Innere der Citadelle hinaufführte. Nur zwischen der Südhalle und Burgmauer sperrte eine Quermauer mit Thor diesen Pfad. Der Plan von Rewett bezeichnet seinen Gang, die Titelvignette bei Ross giebt Ansicht desselben wie man im Jahre 1836 ihn noch fand: in der Vedute von Pars sieht man auch Kalymmatia von der zerstörten Decke des Fünfthores zur Bildung desselben verwendet. Dies war der einzige Weg nach dem Inneren den jene Zeichner kannten, der auch für Pferde begangbar gewesen ist.

Für die Aufschüttung dieses stetig ansteigenden Pfades vor dem Unterbaue der Südhalle und der Treppe, musste natürlich die letztere mit ihrem weit vorspringenden Podeste

²²⁾ Stuart. D. Ausg. Lief. 28, Taf. 8 und Text Bd. I, S. 239. Vgl. die Veduten von Cockerell, Lief. 4, Taf. 12 und von Pars, Lief. 8, Taf. 6, Text Bd. II, S. 76.

und der langen Rampe ein Hinderniss sein, das zu beseitigen war. Man riss daher nicht allein Podest und Rampe hinweg, sondern erniedrigte auch den Marmorunterbau der Südhalle über der Rampe, durch Entfernung seiner zwei oberen Plinthenlagen nebst dem hinter diesen zunächst anschliessenden Poros. Hierauf wurde diese Stelle in der ganzen Breite bis zur Bastionsmauer verschüttet, so dass man den Stirnpfeiler *W* nebst der im tiefen Ausschnitte liegenden Treppe begrub. Ich bemerke, dass die oberste jener damals entfernten Plinthenlagen, aus der verlängerten dritten Stufe des Krepidoma der Südhalle bestand, die in der Stirn des Pfeilers *W* endete und in der Libelle mit dem Pavimente der Hochfläche lag, wie Fig. II verzeichnet. Die zweite Lage, aus schwarzem Eleusinischen Marmor, ist bloß zur Hälfte ihrer Länge beseitigt: die andere Hälfte hat bis zur coupirten Stelle, wo sich die halbe Bettung eines Spitzdübels befindet, ihren alten Ort bis heut bewahrt. Bei der Aufschüttung des Pfades über die ganze Hochfläche hinweg, sind auch die beiden hinderlichen Fässer auf derselben [§. 6, 3] bedeckt und dann überschüttet worden.

Diese gänzliche Verschüttung erklärt es, warum die Treppe in den Zeichnungen der angeführten Gewährsmänner nicht vorhanden ist, da sie von dem Dasein derselben keine Ahnung hatten; erst mit dem Abbruche der Bastion neben ihr, und dem Hinwegräumen des Schuttes auf ihr, kam sie im Jahre 1836 wieder zum Vorschein.

Die nothgedrungene Anlage der Treppe, als des einzigen Zuganges nach der Hochfläche seit Gründung des absperrenden Signalthurmes [§. 2, 1], dann die endliche Beseitigung derselben bei Aufschüttung des Türkischen Weges, führen noch zu einer Schlussfolgerung bezüglich der mächtigen Pelasgischen Mauer. Von dem weit über den Propyläenbau hinaufreichenden Alter dieser Mauer zeugen die ausserhalb vor ihr liegenden alten Wandreste eines Gebäudes, welches dem neuen Propyläenbau den Platz einräumen musste, aber dennoch offenbar jüngerer Entstehung ist als die Mauer. Denn die östliche Wand dieses Gebäudes ist genau parallel vor ihr hinlaufend angelegt, setzt mithin ihr Bestehen schon voraus. Die Südostecke der Südhalle ist tief in diese Mauer eingeschoben, welche von hier ab nach der südlichen oder Kimonischen Mauer geht, mit deren Ueberresten sie sich vereinigt (Penrose Pl. 2 und 27) und so das Innere der Burg auf dieser Strecke vollständig abschliesst. Ein solcher Abschluss bedingte eine gewisse Höhe derselben, die mindestens der späteren Kimonischen Befestigungsmauer gleichkam: sie muss dieselbe auch das ganze Mittelalter hindurch bewahrt haben, um jeden Eingang hinter dem Thurme hinweg zu verhindern, bis sie von den Türken bei Anlage des Schuttweges zu ihrer jetzigen Höhe von 8—10 F. abgetragen wurde. Ich glaube, dass sie, bevor Kimon seine Vertheidigungsmauer auf den Rand des steil abfallenden südlichen Felsanges setzte, bis an diesen Rand reichte, mithin zur Vertheidigung an ihrer Stelle diente und den Burgring hier abschloss. Als Stützung der Terrasse des Tempels der Artemis-Brauronia konnte sie keines Falles geschaffen sein, weil dieser sammt seiner ganzen Area auf Felsgrund und noch vorhandenen Porosfundamenten stand, also keiner Stützung durch eine Futtermauer bedurfte, wie das bei einer Terrasse aus Schutt nöthig gewesen wäre.

§. 11. Rückblick.

Die tektonische Prüfung vom Sachbestande des untersuchten Theiles der Hochfläche und ihres Grundbaues hat bis hierher Folgendes gesichert.

Die Treppe stammt aus Romanischer Zeit, ihre Marmorstufen sind antiken Baulichkeiten entnommen und in einen roh coupirten Ausschnitt des ursprünglichen Grundbaues eingelegt: aus antiken Werkstücken der verschiedenartigsten Form und Bestimmung ist auch der Unterbau ihrer ehemaligen Rampe zusammengebracht. Die Länge des nördlichen Grundbaues mit dem Kranze und seiner Schranke reichte ehemals bis zum Stirnpfeiler *W*, so dass die Schranke alle hinter ihr liegenden starken Pavimentplatten als Galerie eingrenzte. An diesem Stirnpfeiler lag auch Pl. *A* = *A'*, auf welcher die Eckwendung der Schranke für einen kurzen, südwärts abgehenden östlichen Theil begann, der die Galerie in einem mässigen Abstände östlich neben der Tempellecke beendete²³⁾. Indem die Schranke auf diese Weise

23) Auf dem Situationsplane bei Kekulé (a. a. O. Taf. IV), ist dieser kurze Schrankentheil unmittelbar von meiner Pl. *A* ab in seiner Richtung neben der Treppe gerade auf die volle Nordostecke der dritten Tempelstufe führend angegeben. Indem der Text (S. 45) dies mit einer zweifellos antiken Herkunft der kleinen Treppe rechtfertigen will, ist die Lehre für die Sohle jener Schrankentheile sogar auf das hervorsehende Ende der Porosplinthe *p* auf welcher jetzt Pl. *A* liegt,

jeden Zugang nach der Hochfläche nördlich von unten auf sperrte, war die Thymele und der Niketempel nur durch die Südhalle zu betreten. Der in neuerer Zeit beseitigte Schuttpfad welcher nach Verschüttung der Treppe und Thymele, hinter der Südhalle über die Pelasgische Mauer hinweg führte, den auch Rewett, Cockerell und Leake noch als den einzigen Pfad nach dem Inneren der Citadelle kannten, war erst von den Türken aufgeworfen und gebaut, wobei jene hochalte Mauer ihre Höhe bis auf den jetzigen Rest verlor. Aus den materiellen und rein tektonischen Indicien folgerte sich das Vorhandensein des Niketempels auf seiner Stätte, bereits vor Aufführung der nördlichen und westlichen Seite des jetzigen Grundbaues der Hochfläche, wie vor Anlage des Fünfhores der Propyläen mit der Südhalle.

so bestimmt in jener Richtung fortgesetzt und verzeichnet, als bestände sie wirklich auf dem Poros. Selbst A. Michaelis (Arch. Zeit. 1862. No. 162 A, S. 259), der doch die Eckwendung der Lehre für die Schrankensohle auf Pl. *A*, in seiner Zeichnung richtig mittheilte, ist in denselben Irrthum verfallen: er hat diese Lehre nicht allein auf der „Porosplatte“ *p* weitergehend verzeichnet, sondern meint „die deutliche Spur der Balustrade“ sogar bis „an die Nordecke des Tempels“ verfolgen zu können. Weil dieselbe nun aber hier nicht vorhanden ist, hätte auch der Zeichner des Planes bei Kekulé eine Angabe vermeiden müssen, welche nur dienen kann die heutige Lage der Pl. *A* als die ursprüngliche, mit ihr folglich auch die Treppe als antike Anlage zu bekräftigen.

Karl Bötticher.

Mittheilungen nach amtlichen Quellen.

Bericht über die Centralheizungs- und Ventilationsanlagen in dem Polytechnikum zu Braunschweig.

(Mit Zeichnungen auf Blatt G im Text.)

Durch Erlaß des Herrn Justizministers vom 2. März 1879 wurden die Unterzeichneten mit einer Reise nach Braunschweig beauftragt, um die in dem dortigen Polytechnikum eingerichteten Heizanlagen in Hinsicht auf ihre Zweckmäßigkeit und Verwendbarkeit für den Bau des Criminalgerichts-Etablissements im kleinen Thiergarten zu Moabit einer eingehenden Prüfung zu unterziehen.

Die Reise, mit welcher eine Besichtigung ähnlicher Anlagen in Hannover verbunden wurde, hat am 13., 14., 15. und 16. März ej. a. stattgefunden, und ist das Nachfolgende über dieselbe zu berichten:

Das neue Polytechnikum in Braunschweig, von welchem hier Grundrisse auf Bl. G, Fig. 1 u. 2, beigegeben sind, befindet sich seit October 1877 in Benutzung, so daß nun die Heizung zwei Winter hindurch in Thätigkeit ist. Die Wirkung derselben konnte während des letzten Winters als eine normale bezeichnet werden, während im Winter 1877/78 die Heizung ungewöhnlich angestrengt werden mußte, um die in den Mauern noch befindliche, vom Neubau herrührende Feuchtigkeit zu beseitigen. Nach den Angaben des Dienstpersonals, welche durch einen der Architekten des Hauses, Professor Uhde, bestätigt wurden, war im ersten Winter das an den Fenstern sich bildende Niederschlags-

wasser sehr bedeutend, während jetzt, bei der Besichtigung hiervon nichts mehr bemerkt wurde.

Während des Aufenthaltes der Unterzeichneten in Braunschweig herrschte gelindes Frostwetter mit mäßigem Winde.

Die Heizung des Polytechnikums ist theils eine Dampf-, theils eine Dampfwasser-Heizung, welche die Corridore und Sammlungsräume bei jeder äußeren Temperatur auf 12 bis 13° C., alle übrigen Räume (Lehr-, Arbeits- und Zeichensäle, Directions-, Conferenz-, Professoren-, Wohn- und Lesezimmer, Bibliothek) auf 20° C. erwärmen. Der Cubikinhalte der zu heizenden Räume beträgt einschliesslich der Corridore ca. 70000 cbm.

Diejenigen Räume, welche auch nach Schluß des Heizens noch benutzt werden (Bibliothek, Lese-, Directions-, Professoren- und Wohnzimmer) haben Dampfwasseröfen, während sämtliche anderen Räume (Lehr-, Zeichen-, und Arbeitssäle, Corridore und Sammlungsräume) durch einfache Dampföfen geheizt werden.

Vollkommen unabhängig von der Heizungsanlage ist die Ventilationseinrichtung. Es ist dabei angenommen, daß die Corridore einmaligen Luftwechsel, die Auditorien, Zeichensäle, Professorenzimmer u. s. f. zweimaligen, und sämtliche

Räume im Laboratoriengebäude dreimaligen Luftwechsel pro Stunde erhalten.

Für die Sammlungsräume war ursprünglich keine Ventilation angenommen; nachträglich erhielten indessen auch diese Räume die nicht ganz zu entbehrenden Luftzuführungs- canäle.

Die Ventilationseinrichtung des Laboratoriengebäudes ist vollkommen unabhängig von der des Hauptgebäudes.

Sämmtliche Heizungs- und Ventilationsanlagen sind von der Firma Joh. Haag in Augsburg ausgeführt worden.

Nach Voranschickung dieser allgemeinen Notizen soll auf die einzelnen Theile der Anlage genauer eingegangen werden.

Die Heizanlagen.

1. Die Dampferzeuger.

Zur Gewinnung des für die Heizung und für den Betrieb der Ventilatoren nöthigen Dampfes sind vier Dampfkessel und zwar drei von je 80 qm und einer von 20 qm feuerberührter Fläche vorhanden.

Diese Kessel stehen in einem besonderen, in dem Grundriß des Erdgeschosses mit *a* bezeichneten Kesselhause, neben welchem sich der 40 m hohe, 1,44 qm im lichten Querschnitt haltende Schornstein erhebt.

Bei gewöhnlicher Wintertemperatur sind zwei große Kessel im Betriebe, bei größerer Kälte wird auch der kleine Kessel mitgeheizt; ein großer Kessel ist in Reserve. Im Sommer kommt nur der kleine Kessel zur Anwendung, und hat dieser alsdann den für die Dampfmaschine, d. h. für den Betrieb der Ventilation erforderlichen Dampf zu liefern.

Sämmtliche vier Kessel sind cylindrische, liegende Kessel mit Siederöhren (conf. die Skizzen Fig. 3 u. 4 auf Bl. G). Der in den Kesseln erzeugte Dampf hat einen Ueberdruck von $3\frac{1}{2}$ kg auf das Quadratcentimeter, wie die Manometer während des Betriebes zeigten.

Nach Aussage des Maschinenwärters hat der Betrieb der Kessel in diesem Winter durchschnittlich 60 Ctr. Steinkohle für einen Tag erfordert, wogegen von dem Fabrikanten der Heizung die Garantie für einen durchschnittlichen Verbrauch von nicht über 75 Ctr. übernommen worden ist. Obwohl bei der Zahl von 60 Ctr. in Betracht gezogen werden muß, daß einige Räume nicht geheizt worden sind, so ist doch nach Ansicht des Professor Uhde anzunehmen, daß das Garantiequantum bei Heizung aller Räume nicht verbraucht werden wird.

Die Speisung der Kessel erfolgt mittelst einer Dampfpumpe aus dem Condensationswasserkasten, event. auch aus der städtischen und Haus-Wasserleitung.

Sämmtliche Kessel geben ihren Dampf an ein gemeinsames Dampfrohr von 192 mm Durchmesser ab.

2. Die Dampfzuleitungen.

Diese sind für die Heizung in den stärkeren Kalibern aus schmiedeeisernen Flanschröhren mit gußeisernen Façonstücken gebildet. Schmiedeeisen hat gegen Gußeisen den Vorzug größerer Zähigkeit, welche weniger leicht Flanschenbrüche eintreten läßt.

Das Dampfsammelrohr setzt sich als Dampfhauptleitung bis an das Hauptgebäude mit unvermindertem Querschnitt fort und geht, erst nachdem es den Dampf für die später zu

besprechenden Luftkammern abgegeben, in einen Querschnitt von 160 mm Durchmesser über, mit welchem es in den Kellercorridor tritt. Hier theilt sich das Hauptrohr in zwei Stränge, die mit einer Weite von 100 mm Durchmesser beginnen und der Dampfabgabe entsprechend dünner werden, bis sie mit einem Durchmesser von ca. 30 mm endigen. Im Erdgeschosgrundrisse ist das Hauptdampfrohr durch eine Linie wie beistehend ----- angedeutet.

Von den beiden Strängen steigen die Röhren auf, welche die Oefen mit Dampf versorgen.

Die größte Entfernung des letzten Dampfens vom Dampfkessel beträgt ca. 225 m. Die Dampfrohrstränge im Kellercorridore sind dicht unter der Gewölbedecke und über den Thürsturzen angebracht. Sie ruhen auf Rollenlagern, die eine Bewegung der Röhren beim Erwärmen resp. Abkühlen gestatten. Fig. 5 auf Bl. G stellt ein an der Wand befestigtes Rollenlager dar, bei welchem der übergelegte Bügel ein Herabfallen des Rohres verhüten soll. Weitere Vorkehrungen, welche eine Bewegung in der Längsrichtung des Rohres gestatten, bestehen in Stopfbüchsen am Ende der Corridore vor den sogleich zu erwähnenden Wassersäcken. Nachträglich sind an einigen Stellen noch kupferne Compensationsbögen angebracht worden.

Damit das in den Dampfröhren sich bildende Condensationswasser bequem abfließen könne, haben die Röhren ein Gefälle von 1 : 100 erhalten. Weil jedoch dieses Gefälle die Röhren bis unter die Thürsturze herabführen müßte, wenn es in einer Linie auf die ganze Länge der Stränge ausgedehnt würde, so sind Wassersäcke eingeschaltet, bei welchen der bis etwa Thürsturzöhe herabgeführte Strang nach Möglichkeit gehoben wird, um von neuem zu fallen; Fig. 6 stellt diese Anlage schematisch dar. Bei vollem Betriebe werden die Wassersäcke alle 2 Stunden geleert. Das Hauptdampfrohr und die beiden Vertheilungsstränge sind zum Schutze gegen Abkühlung mit Leroy'scher Masse umpackt. Jeder der Vertheilungsstränge hat unmittelbar hinter seiner Abtrennung vom Hauptdampfrohr ein Reductionsventil erhalten, welches die Möglichkeit bietet, daß der Dampf mit geringerem Drucke, als ihn die Kessel erzeugen, in die Leitungen treten kann. An diesen Reductionsventilen sitzen Manometer, um die Dampfspannung in den Strängen messen zu können.

Während die Manometer an den Kesseln $3,5$ Atmosphären Ueberdruck zeigten, war hinter den Reductionsventilen eine Spannung von $2,8$ resp. $3,1$ Atmosphären Ueberdruck vorhanden.

An den Enden der beiden Vertheilungsstränge sind ebenfalls Manometer angebracht, welche $2,1$ resp. $2,5$ Atmosphären zeigten.

Die Dampfzuführung von dem Vertheilungsstrange nach den Oefen findet durch Vermittelung von sogenannten Ventilstöcken statt. Diese dienen je für Partien von 2 bis 5 Oefen. Sie liegen in handlicher Höhe über dem Kellerfußboden und bestehen aus je einem gußeisernen horizontal liegenden Cylinder. In diesen wird durch ein vom Vertheilungsrohr herabkommendes Rohr der Dampf für die zu der betreffenden Ventilgruppe gehörigen Oefen geleitet, und steigen aus dem Ventilstock die Dampfvertheilungsröhren nach den Oefen auf. Jede dieser Röhren ist mit einem Ventil versehen, durch welches die Heizung des Ofens vom Kel-

ler aus geregelt werden kann. Der Ventilstock hat ferner ein Condensationsrohr mit Hahn, welches sich unmittelbar an die Hauptcondensationsleitung anschliesst.

Bei dem Ventilstocke für die Dampfzuleitung fallen die Schrauben *c* (Fig. 9) fort und tritt ein Ventil für das Rohr *d* hinzu. Der Dampf tritt dabei durch *a* ein und geht durch die Ventile *e* in die Steigeröhre und Oefen. Durch das Rohr *d* wird vermittelt des erwähnten Ventils das Condensationswasser unmittelbar nach der Hauptcondensationsleitung abgelassen.

Die nach den Oefen führenden schmiedeeisernen Dampfrohre haben einen lichten Durchmesser von 12, 19 und 25 mm, je nach der Gröfse der Heizkörper.

3. Die Oefen.

In den zu erwärmenden Räumen sind die Oefen, wie oben bereits erwähnt wurde, theils reine Dampföfen, theils Dampfwaseroefen.

Die reinen Dampföfen bestehen im Allgemeinen aus zwei flachen allseitig geschlossenen Kästen von Gufseisen, (*g g* der Figur 8), welche durch senkrecht stehende schmiedeeiserne Röhren *r r* verbunden sind; letztere sind an den Enden etwas conisch bearbeitet und durch hohen Druck in die Löcher der gufseisernen Kästen eingepreßt. Das Dampfzuströmungsrohr *e* tritt in den oberen gufseisernen Theil ein, durchströmt diesen, die schmiedeeisernen Röhren und den unteren gufseisernen Theil und geht durch die Condensationsleitung *g* ab. Der Berechnung ist die Annahme zu Grunde gelegt, daß 1 qm Ofenfläche 1000 Wärmeeinheiten in einer Stunde abgibt. Für die meisten Räume genügt ein Ofen, nur mehr als dreifenstrige Räume haben zwei Oefen erhalten.

Die schmiedeeisernen Ofenröhren haben durchweg 76 mm äußeren und 70 mm inneren Durchmesser; nur die sogenannten Doppelöfen haben Dampfrohre von 146 resp. 140 mm Durchmesser, in welchen Luftröhren von 76 mm resp. 70 mm stecken, zur Circulation der Zimmerluft.

Eine besondere Form der Dampföfen ist in der Aula zur Anwendung gekommen, wo in zwei kaminartigen Bauten horizontale Dampfrohre die Wärme abgeben.

Die Dampfwaseroefen (vergl. Fig. 10) entsprechen in der Form genau den Dampföfen.

Durch eine der 70 mm weiten schmiedeeisernen Röhren geht von oben nach unten ein Dampfrohr hindurch, welches das den Ofen bis in den oberen gufseisernen Theil anfüllende Wasser erwärmt.

Am unteren Theile ist der Ofen mit einem Hahn *c* zum Füllen aus einer unter Druck stehenden Wasserleitung und mit einem Hahn *d* zum Entleeren durch Ablassen des Wassers in die Condensationsleitung versehen.

Am oberen Theile hat jeder Ofen einen Wasserstandszeiger *a* und eine verschraubte Oeffnung *b*, durch welche letztere beim Füllen des Ofens mit Wasser die Luft entweicht; durch diese Oeffnung findet auch das Nachfüllen von Wasser alle 5 bis 6 Wochen während der Heizperiode statt.

Der Wasserstandszeiger bewährt sich nicht, weil er von innen so schmutzig wird, daß ein Erkennen des Wasserstandes nicht mehr möglich ist; er kann auch entbehrt werden, weil die Höhe des Wasserstandes sich durch Anfühlen beim Anheizen des Ofens leicht erkennen läßt.

Eine besondere Form des Dampfwaserofens ist in der Bibliothek verwendet, wo inmitten des Zimmers zwei als Büchertische ausgebildete Verkleidungen mit polirter Steinplatte darüber aufgestellt sind, die einen Wasserkasten mit durchgeführtem Dampfrohr enthalten.

4. Die Condensationsleitungen.

Der durch die Oefen gegangene Dampf wird, nachdem er zu Wasser condensirt ist, in das Kesselhaus nach dem dort befindlichen Condensationswasserkasten zurückgeführt. Diese Zurückführung ist keine unmittelbare, sondern geschieht in folgender Weise (vergl. Fig. 7, 8 und 9): Aus dem unteren Theile eines jeden Ofens geht ein schmiedeeisernes Rohr bis nach dem Kellercorridor und mündet hier mit 1 bis 4 anderen gleichartigen Röhren in einen Ventilstock. Vor demselben besitzt das Rohr ein Ventil, welches zugleich zum Ablassen von Luft nach dem Corridor mit einer besonderen verschraubbaren Oeffnung versehen ist.

In den Ventilstöcken vereinigt sich der Dampf resp. das Condensationswasser von 2 bis 5 Oefen, um durch ein Rohr nach einem Zwischencondensator weiter geführt zu werden. Die Zwischencondensatoren liegen im Fußboden des Kellercorridors und reichen mit ihrem unteren Theile bis in den Luftcanal. Sie haben den Zweck, den Dampf schon vor Eintritt in das Hauptcondensationsrohr vollständig zu condensiren. Ungefähr 24 Oefen vereinigen ihr Condensationswasser in einem Zwischencondensator, deren im Ganzen 11 Stück vorhanden sind.

Die Condensatoren geben automatisch das Condensationswasser und nur solches — etwa vorhandener Dampf muß sich erst condensiren — an die beiden Hauptleitungen ab; letztere beginnen bei den obersten Zwischencondensatoren mit einem lichten Durchmesser von ca. 40 mm und nehmen zu bis ca. 70 mm.

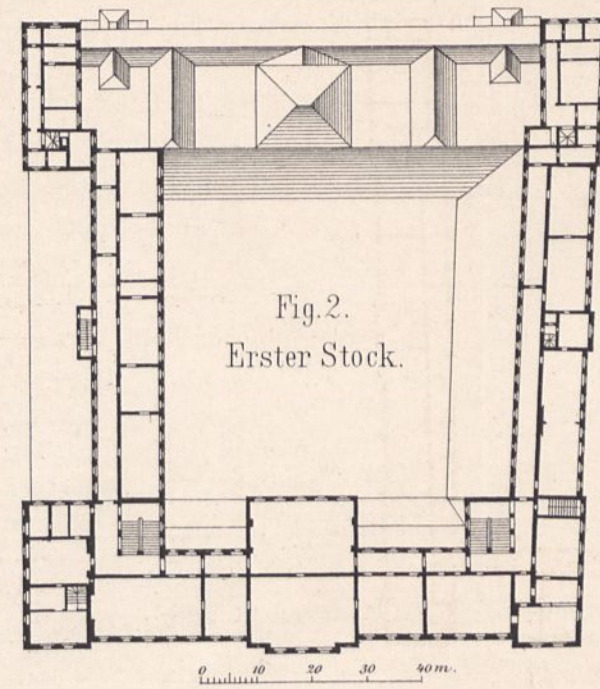
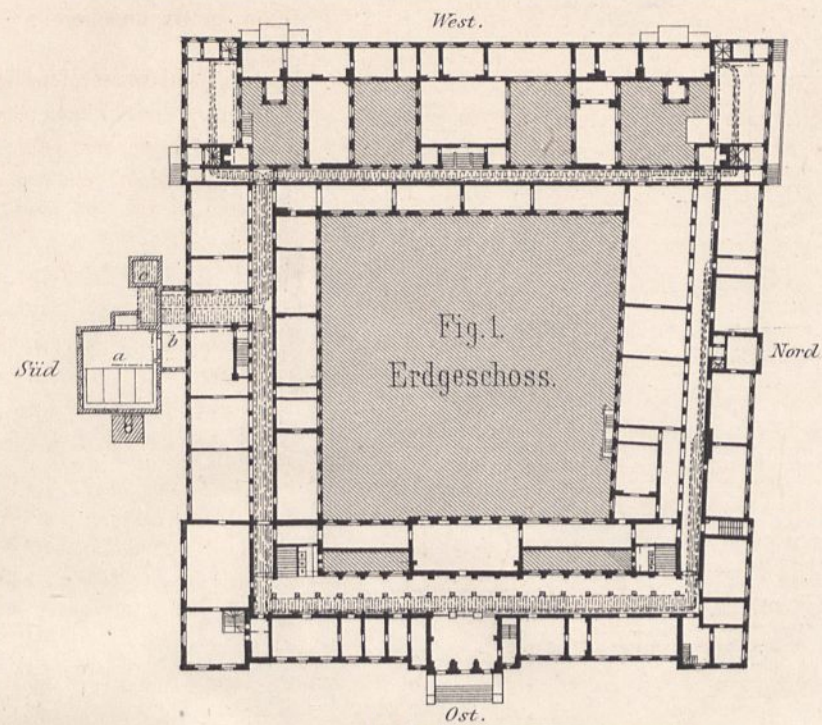
Diese beiden Hauptcondensationsrohre führen das Wasser nach einem im Kesselhause unter dem Fußboden aufgestellten Condensationswasserkasten, aus welchem ein Dunstrohr über Dach geführt ist und aus welchem die Speisevorrichtungen der Dampfessel saugen; überschüssiges Wasser kann durch eine Thonrohrleitung in die Ocker abfließen. Dieses Thonrohr führt gleichzeitig den Abdampf einer Speisepumpe und der Dampfmaschine fort.

Die Condensationsröhren bestehen wie die Dampfzuleitungsrohre aus Schmiedeeisen.

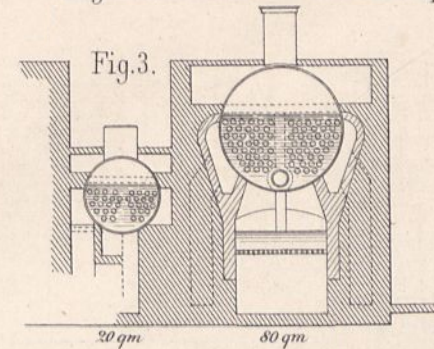
Ein derartiger Condensator ist durch die Figuren 11, 12 und 13 dargestellt. Er besteht aus einem gufseisernen Kasten *E*, in welchen das Dampfableitungsrohr *d* mit der Mündung *l* hineinragt; am Boden befindet sich ein Ablauf *p*, der durch ein Ventil *e* verschlossen wird. Dieses Ventil wird durch zwei verschiedene Vorrichtungen gehoben, resp. gesenkt.

Erstens hängt das Ventil an dem Ende eines Winkelhebels *f*, der bei *g* drehbar ist und dessen kürzerer, rechtwinklig absteigender Hebelsarm durch eine bei *b* mittelst einer Schraube befestigte Messingstange *a* gezogen wird. Die Länge von *a* ist so bemessen, daß bei gewöhnlicher Temperatur das Ventil *e* gehoben ist. Tritt Dampf in den Condensator, so erhitzt derselbe die Stange *a*, diese dehnt sich aus und schließt dadurch das Ventil *e*. Das sich bildende Condensationswasser füllt nun den unteren Theil des Kastens

Grundrisse des Gebäudes.



Querschnitt eines grossen u. des kleinen Dampfkessels.



Längenschnitt eines grossen Kessels.

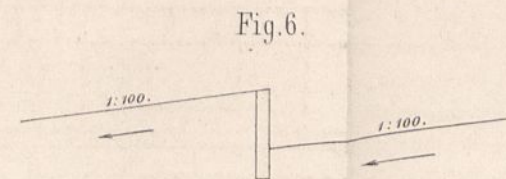
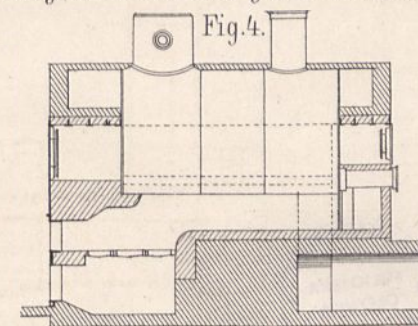


Fig. 6.

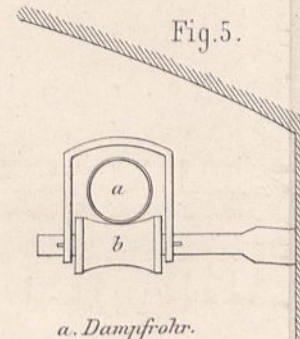


Fig. 5.

a. Dampfrohr.
b. Rolle.

Fig. 7. Zu- u. Ableitungen der Dampföfen.

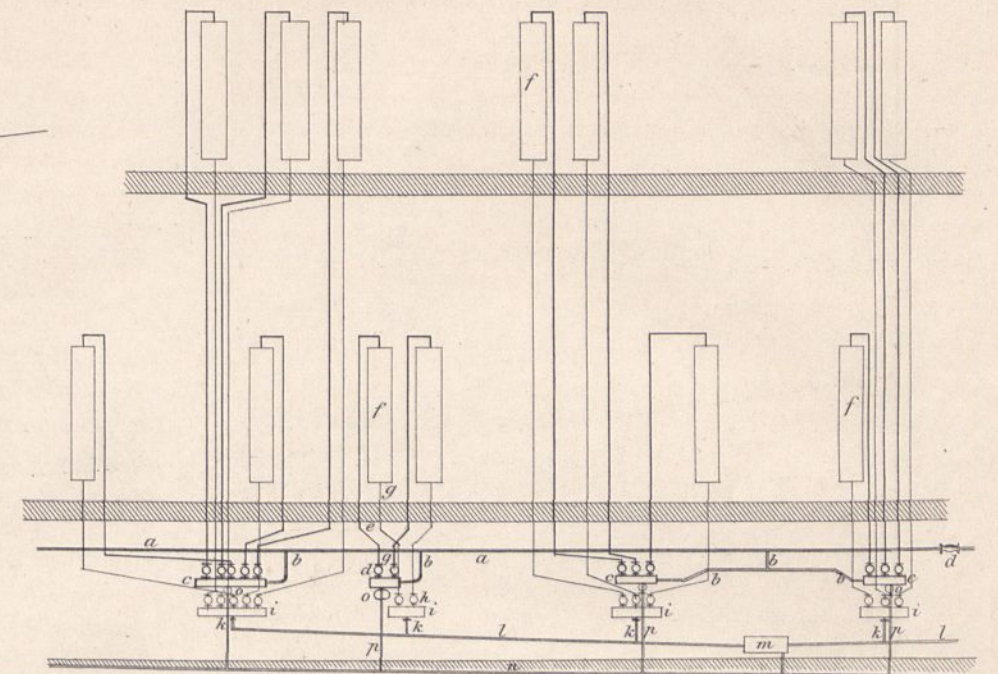


Fig. 11-13. Condensator.

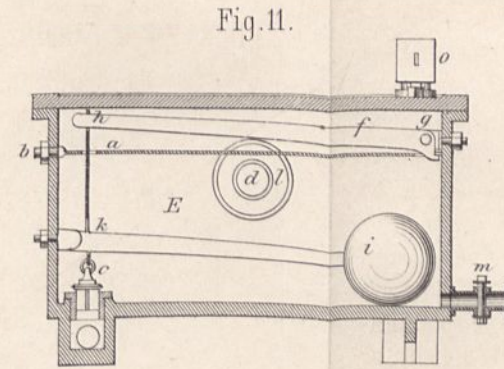


Fig. 11.

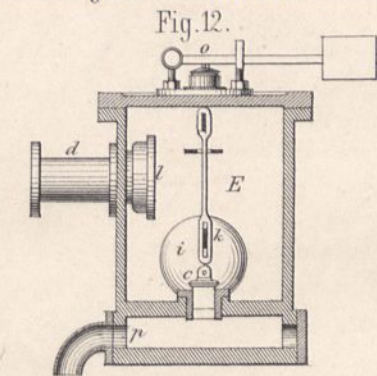


Fig. 12.

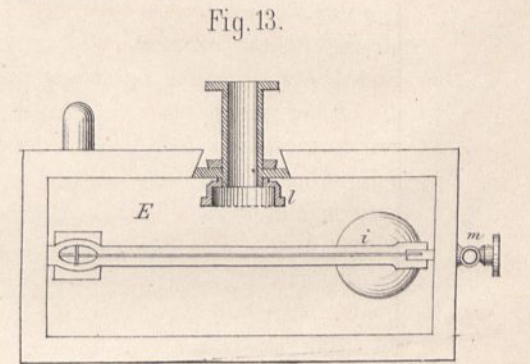
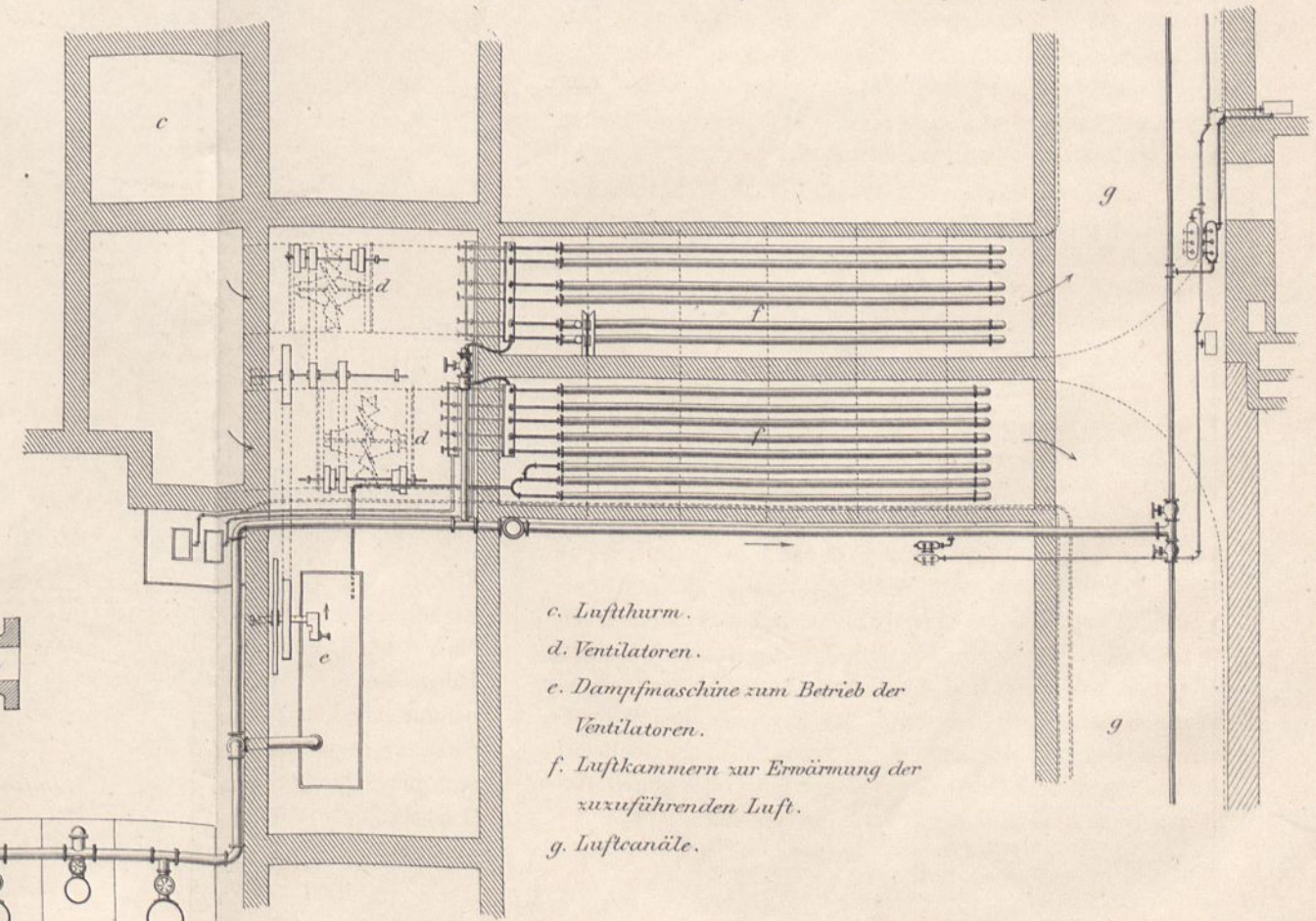


Fig. 13.

Fig. 14. Grundriss der Luft-Zuführungs- u. Erwärmungs-Anlage.



c. Luftthurm.
d. Ventilatoren.
e. Dampfmaschine zum Betrieb der Ventilatoren.
f. Luftkammern zur Erwärmung der zuzuführenden Luft.
g. Luftcanäle.

Fig. 8. Zu- u. Ableitungen der Dampföfen.

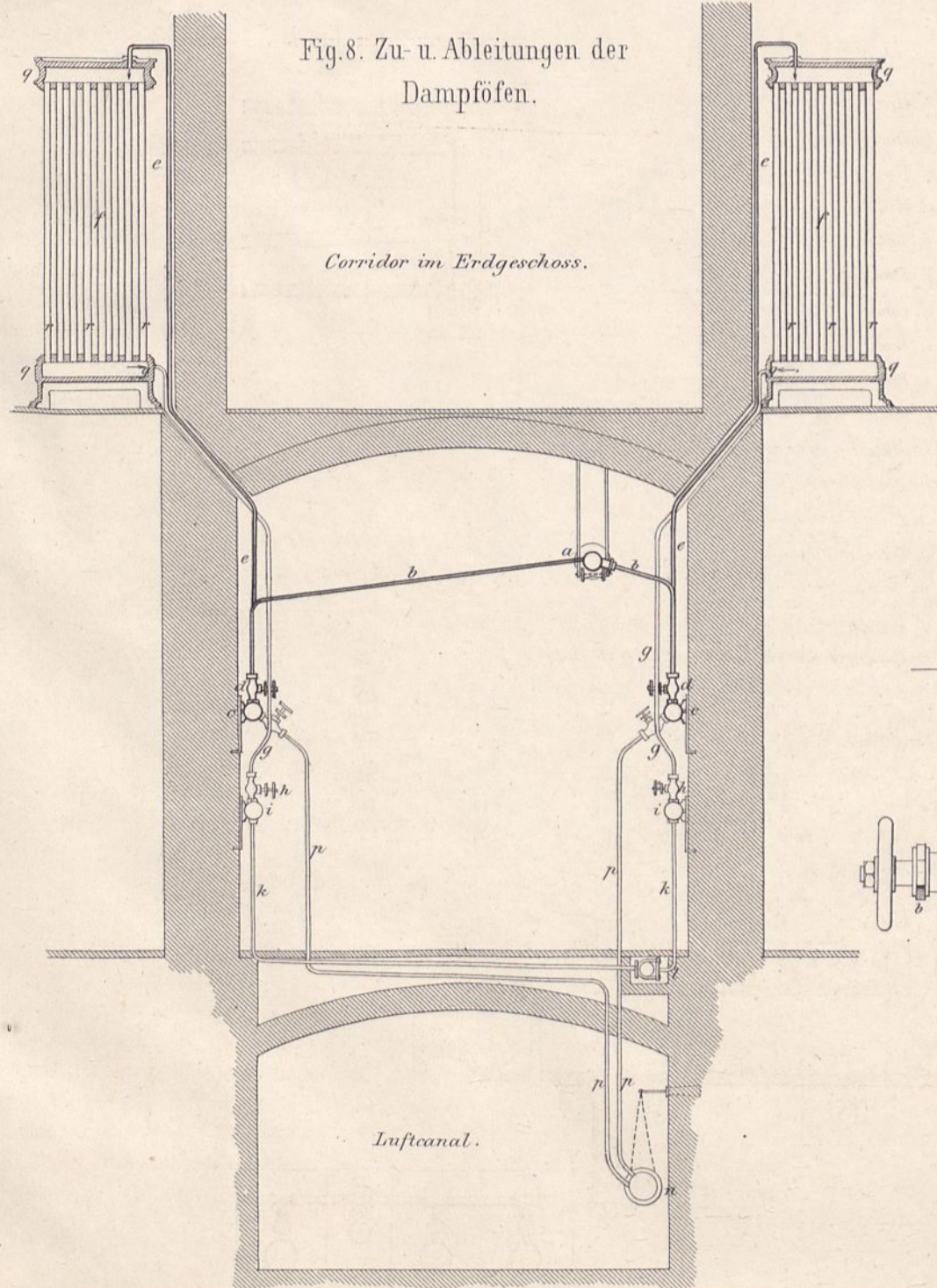
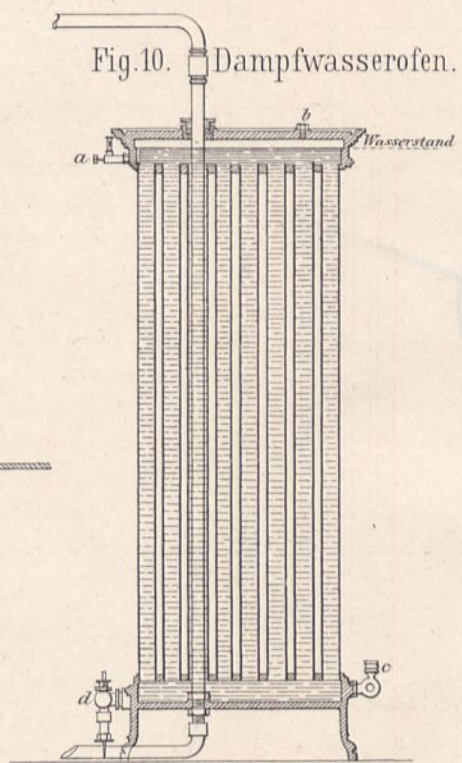


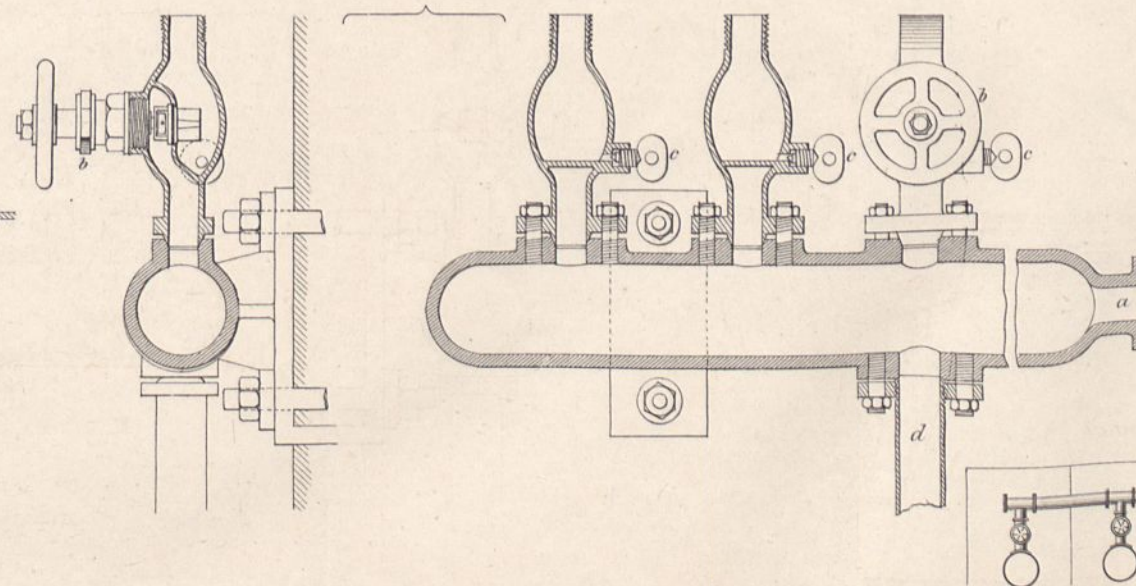
Fig. 10. Dampfwaserofen.



In Fig. 7 u. 8 bedeuten:

- a. Hauptstrang der Dampfleitung.
- b. Dampfrohr nach d. Ventilstock.
- c. Ventilstock für d. Dampfzuführung.
- d. Ventil im Zuleitungsrohr.
- e. Zuleitungsrohr nach d. Ofen.
- f. Dampföfen.
- g. Condensationsrohr vom Ofen.
- h. Ventil im Condensationsrohr.
- i. Ventilstock für d. Condensation.
- k. Ableitungsrohr.
- l. Ableitungsrohr nach d. Condensator.
- m. Condensator.
- n. Haupt-Condensationsrohr.
- o. Ventil im
- p. Ableitungsrohr } aus c nach n.
- q. Kästen von Gusseisen, welche durch r. Rohre von Schmiedeeisen verbunden sind.

Fig. 9. Ventilstock für d. Condensationsleitung.



und hebt bei weiterem Ansteigen die zweite Vorrichtung zur Bewegung des Ventils *e*, nämlich eine Schwimmkugel *i*, welche an einem Hebel sitzt; an letzterem hängt das Ventil *e*, das nun so lange geöffnet wird, bis das Wasser auf ein gewisses Niveau gefallen ist. Auf diese Weise werden Dampfverluste in den Condensatoren vermieden.

Um Unreinigkeiten abzuhalten, welche mit dem Dampf- oder Condensationswasser in den Kasten *E* eintreten könnten, ist bei *l* ein Sieb angebracht. Auf dem Deckel des Condensators befindet sich ein Sicherheitsventil *o*, welches stärkere Dampfspannungen, als man in den Dampfleitungen haben will, reducirt.

Der Hahn *m* dient dazu, das Condensationswasser in dem Falle abzulassen, daß die Kugel *i* schadhaft werden und das Ventil *e* nicht functioniren sollte. Diese Kugel, welche den Dampfdruck auszuhalten hat, wird aus Stahl hergestellt.

5. Betrieb der Heizung.

Mindestens eine Stunde vor Beginn des Heizens werden die Kessel angefeuert, was in der Regel um 5 Uhr Morgens geschieht.

Die Zeit, wann die einzelnen Zimmer benutzt werden, also warm sein müssen, ist bei jedem Ventilstock für die betreffenden Räume deutlich durch einen Stundenplan angegeben.

Ehe der Dampf in die Oefen durch Regulirung des Ventils im Keller seitens des Heizers eingelassen wird, ist die Luftöffnung am Ventile des Condensationsrohres durch Lösung einer Schraube frei zu machen; der nunmehr in den Ofen eingelassene Dampf treibt die dort befindliche Luft heraus. Sobald dann Dampf- und Condensationswasser auszuströmen beginnen, wird die Schraube wieder eingesetzt und das Ventil nach dem Condensationsventilstock geöffnet. Dadurch ist der Ofen in Betrieb gesetzt.

Die Dampföfen sind innerhalb 5 Minuten, die Dampf- wasseröfen innerhalb 20 Minuten vollständig erwärmt. Erstere werden nur während der Zeit geheizt, welche der Stundenplan angiebt.

Die Außerbetriebsetzung der Oefen geschieht durch Schließens der Hähne in den Dampfzuleitungsrohren über den Ventilstöcken. Die Oefen sind so stark construiert, daß sie dem äußeren Luftdrucke, nach Condensation des zurückgebliebenen Dampfes, Widerstand leisten. Eine Vorrichtung zur directen Füllung der Oefen mit Luft ist nicht vorhanden; jedoch werden nach dem Absperrern der Oefen die Luftschrauben an den Ventilstöcken geöffnet.

Die Dampf- wasseröfen halten, nachdem die Dampf- zuleitung abgestellt ist, noch mehrere Stunden die Wärme fest; es genügt eine zweimalige Heizung am Tage, um das betreffende Zimmer jederzeit benutzbar zu machen.

Um dem Heizer über die Wirkung der Heizung Anweisung geben zu können, ohne die Zimmer zu betreten, ist die Anordnung getroffen, daß die Temperatur in den Zimmern auch von den Corridoren aus abzulesen ist, indem in den Corridorwänden kleine, durch Glasscheiben verschlossene Oeffnungen angebracht sind, vor welchen im Zimmer Thermometer mit doppelter, von innen und von außen zu lesender Scala hängen. Die Saaldiener controlliren diese Thermometer und berichten direct oder vermittelt Sprachrohre an den Heizer. Letzterer hat übrigens eine solche Erfahrung

bezüglich der Wirkung der unter seiner Obhut stehenden Heizung erlangt, daß eine Correctur der Zimmertemperaturen nur selten nothwendig wird.

Die Möglichkeit, den Ofen im Zimmer selbst zu reguliren, ist geflissentlich vermieden worden, weil erfahrungsmäßig die Ventile durch die Handhabung von Unberufenen bald beschädigt werden, und weil die Regulirung der Temperatur nicht von dem Gefühl und dem Willen Einzelner abhängig gemacht werden soll.

Die Ventilation.

Wie bereits bemerkt worden, ist die Ventilation unabhängig von der Heizung. Sie beruht auf dem Systeme der Pulsion.

Es sind unter dem mit *b* im Erdgeschofs-Grundriß bezeichneten Maschinenraume zwei Ventilatoren aufgestellt, denen die frische Luft durch einen Luftthurm (*e*) vermittelt gemauerter und überwölbter Canäle zugeführt wird.

Der größere der beiden Ventilatoren (*dd*, Fig. 14) hat einen Durchmesser von 2,25 m und preßt circa 33000 cbm Luft pro Stunde in den unter dem Kellercorridor liegenden Luftcanal für das Hauptgebäude. Der kleinere Ventilator hat 1,75 m Durchmesser und liefert ungefähr 22000 cbm Luft pro Stunde für das Laboratoriengebäude. Die Luftcanäle sind mit einfach punktirten Linien im Erdgeschofs-Grundriß angedeutet. Der Querschnitt der horizontalen Luftcanäle ist für etwa 1,50 m Geschwindigkeit angenommen, der der verticalen Luftzuführungsanäle für 1 m Geschwindigkeit. In den letzteren sind in 1 m Höhe über dem Fußboden des Kellers Drehklappen mit Zeigervorrichtung eingemauert; ebenso sind in den betreffenden Etagen Winkelthermometer eingesetzt, welche die Temperatur der zu strömenden Luft anzeigen.

Die Luft wird im Winter durch Lufterwärmungskammern getrieben und kann daselbst an Dampföfen von -10° bis auf $+30^{\circ}$ C. erwärmt werden. Im Sommer geht die Luft nicht durch diese Lufterwärmungskammern.

In den beiden Hauptluftcanälen stehen lange Thermometer, deren Scaln 1,5 m über dem Kellerfußboden liegen, zur Erkennung der Temperatur der Ventilationsluft.

In den Zimmern strömt die Luft über den Dampf- resp. Dampf- wasseröfen ein und zieht im Winter durch am Fußboden liegende Abzugsöffnungen auf der gegenüberliegenden Seite des Raumes ab; im Sommer erfolgt der Luftabzug durch die unter der Decke angebrachten Oeffnungen.

Der Querschnitt der Luftabzugsanäle ist für 1 m Geschwindigkeit (und zwar für alle Räume) angenommen.

Die Abzugsöffnungen haben schmiedeeiserne Rahmen mit Jalousieklappen und davorgeschraubte gußeiserne Gitter. Die Jalousieklappen können nur in dem betreffenden Zimmer bewegt werden. Die Abzugsanäle gehen direct über Dach und sind so abgedeckt, daß Regen oder Schnee nicht in dieselben gelangen kann.

Zum Betriebe der Ventilatoren ist eine Dampfmaschine von 8 Pferdekräften aufgestellt, welche mit Expansion, aber ohne Condensation arbeitet. Der Abdampf der Dampfmaschine wird zum Lufterwärmen verwendet. Für die Lufterwärmungskammern stehen im Kesselhause zwei Condensatoren, welche das condensirte Wasser nach dem erwähnten Wasserkasten leiten.

Kritik der Anlage.

Die Unterzeichneten besuchten alle Räume des Etablissements und fanden durchweg in den geheizten Localitäten eine angemessene Temperatur, sowie reine und geruchfreie Luft. Die Dampf- und Dampfwasseröfen, in ihrer Gegenwart geheizt, wurden in den bereits oben angegebenen Zeiträumen warm, ohne dafs irgend welche Unzuträglichkeiten zu bemerken waren.

Wenig angenehm wirkt die äufsere Erscheinung der Oefen, welche ohne Verkleidung, und ohne besondere Rücksicht für das Aussehen, ungeschliffen und einfach schwarz gefärbt hergestellt sind.

Als constructiv mangelhaft mufs die Durchführung der Dampf-Zu- und Ableitungsrohre durch die Decken und Mauern bezeichnet werden; die betreffenden Stellen der letzteren machten sich durch Abbröckelung des Putzes in störender Weise bemerklich.

Es werden Stopfbüchsen, ähnlich wie für die Durchführung der Heifswasserröhren in den Zwischenmauern der Gefängnisse, oder andere geeignete Vorkehrungen hier nicht zu vermeiden sein.

Der hohe Dampfdruck in den Dampfrohren und Oefen von 2,5 bis 3 Atmosphären hat zu keinerlei Klagen Veranlassung gegeben. Dem gegenüber haben sich indessen die Oefen insofern als nicht zweckmäfsig bewährt, als an den Stellen, wo die schmiedeeisernen Röhren mit den gufseisernen Kasten verbunden sind, einzelne Lecke vorkommen.

Zur Vermeidung dieses Uebelstandes fertigt neuerdings die Firma Haag in Augsburg solche Oefen durchweg aus Schmiedeeisen.

Ein besonderer Vorzug der Anlage scheint in der Trennung von Heizung und Ventilation zu liegen. Die etwa bis Zimmertemperatur erwärmte frische Luft tritt etwas über Kopfhöhe ein und wird unmittelbar den Athmungsorganen zugeführt; sie hat im Winter wegen der verhältnifsmäfsig geringen Temperatur nicht das Bestreben, hoch zu steigen, sondern bewegt sich ziemlich direct nach den am Fußboden liegenden Abströmungsöffnungen und wird dort abgesaugt resp. hinweggedrückt.

Ein Laboratorium, welches die Unterzeichneten besuchten, während gearbeitet wurde, zeigte reine Luft. Zug war dabei nicht zu bemerken, obwohl ein vor die Abströmungsöffnung gehaltenes Taschentuch fest an dieselbe durch den entweichenden Luftstrom angepreßt wurde.

Auch die Möglichkeit, kalt ventiliren zu können, mufs als werthvoll für ein derartiges Gebäude bezeichnet werden.

Gerühmt werden mufs ferner die Uebersichtlichkeit der Anlage und des Betriebes und die Möglichkeit, denselben vom Keller aus durch einen Sachverständigen regeln zu lassen. In dieser Beziehung unterscheidet sich die Heizung wesentlich von den durch die Gebr. Sulzer in Winterthur ausgeführten Dampf- resp. Dampfwasserheizungen, bei denen die Vertheilung des Dampfes von einem im Dachboden liegenden Rohre aus stattfindet und jeder einzelne Ofen mit mehreren Ventilen versehen ist.

Das im Dachboden liegende fest eingepackte Rohrsystem entzieht sich der leichten Controlle, und können Reparaturen in der Regel erst dann vorgenommen werden, wenn Schäden in den darunter befindlichen Decken Fehler in den Rohrleitungen anzeigen; auch die Ventile am Ofen führen, wie schon weiter oben bemerkt, Unzuträglichkeiten mit sich. Endlich macht das im Dachboden liegende Hauptrohr diesen für manche Zwecke unbenutzbar, so dafs die Lage des Rohres im Keller auch in dieser Beziehung vortheilhaft ist.

Die Regulirbarkeit der Heizung durch den Maschinisten hat in ökonomischer Beziehung einen sehr bedeutenden Werth, weil es dadurch möglich ist, die Wärmeabgabe an die einzelnen Räume ganz nach Bedarf zu bemessen.

Diese Anordnung ist für das Polytechnikum, in welchem einzelne Hörsäle nur kurze Zeit am Tage benutzt werden, von besonderer Wichtigkeit.

Die Anlagekosten betragen ausschließlic der Maurer- und Bauarbeiten (d. h. der Stemmarbeiten, des Mauerwerks der Dampfkessel, der Lufterwärmungskammern, Luftcanäle, Fundamente der Dampfmaschine und Dampfmaschinen und des Luftthurmes) und ausschließlic der Arbeitslöhne der Monteurgelhilfen, aber einschließlic Lieferung sämtlicher Luftklappen und Gitter rot. 140000 \mathcal{M} . Da ca. 70000 cbm Raum geheizt werden, so kosten 100 cbm rot. 200 \mathcal{M} .

Obwohl das Criminal-Gerichtsgebäude in Moabit zum Theil andere Bedingungen und Forderungen als das Polytechnikum zu Braunschweig an Heizungs- und Ventilations-Anlagen stellt, so haben die Unterzeichneten doch den Eindruck gewonnen, dafs ähnliche Einrichtungen vortheilhaft und zweckmäfsig für dieses Gerichtsgebäude in Anwendung zu bringen sein werden.

Anhang.

Zum Studium der zum Theil noch im Bau befindlichen Heizung des im Welfenschlosse eingerichteten Polytechnikums besuchten die Unterzeichneten noch Hannover.

Dort ist ebenfalls eine Dampfheizung hergestellt, welche indessen vorzugsweise als Dampfheizung zur Wirkung kommt, wobei die Heizluft zugleich Ventilationsluft ist. Um die Luft in genügender Menge den Räumen zuzuführen, sind Ventilatoren aufgestellt.

Von besonderem Interesse waren die Vorkehrungen zur Reinigung der eintretenden Luft, welche beim Braunschweiger Polytechnikum nicht vorgesehen sind. Es bestehen dieselben, ähnlich wie bei den Scharrath'schen Luftheizungen, aus schräg gestellten, die Hauptluftcanäle ausfüllenden beweglichen Rahmen, über welche ein weitmaschiges Gewebe gespannt ist. Diese Rahmen wiederholen sich, und sollen die vordersten befeuchtet werden, während die hinteren trocken bleiben. Beim Durchstreichen des nassen und trockenen Gewebes soll die Luft ihre Unreinigkeiten abgeben. Die Wirkung dieser Vorrichtung sowie der Heizung überhaupt konnte nicht beobachtet werden, weil letztere noch nicht vollendet war.

Berlin, den 30. April 1879.

Lorenz. Reimann.

Gutachten, betreffend die Beschaffenheit der Zimmerluft in den mit Luftheizung versehenen Schulklassen des Französischen Gymnasiums und der Vorschule des Friedrich Wilhelms-Gymnasiums zu Berlin in gesundheitlicher Beziehung.

Dem mir gewordenen Auftrage, die Zimmerluft einiger Klassenräume des Französischen Gymnasiums sowie der Vorschule des Friedrich-Wilhelms-Gymnasiums in Berlin zu untersuchen und ein Gutachten über die Beschaffenheit dieser Zimmerluft in gesundheitlicher Beziehung abzugeben, bin ich dadurch nachgekommen, daß ich durch die auszuführenden Untersuchungen zu constatiren bemüht war:

- 1) ob in der Zimmerluft irgend welche abnorme, in reiner atmosphärischer Luft nicht vorhandene, auf die Gesundheit nachtheilig wirkende Bestandtheile enthalten sind, und
- 2) ob darin die in der atmosphärischen Luft außer Stickstoff und Sauerstoff vorhandenen Bestandtheile, Kohlensäure, Wasser und Ammoniak, in abnormen, den Athmungsprocess benachtheiligenden Mengenverhältnissen enthalten sind.

Mit den zu diesem Zweck ausgeführten eudiometrischen, chemischen und mikroskopischen Untersuchungen habe ich noch genaue Temperaturmessungen der einströmenden und ausströmenden Luft, sowie der Zimmerluft selbst in verschiedener Zimmerhöhe verbunden, um auch die hieraus folgenden physikalischen Einflüsse constatiren zu können.

Als in der Zimmerluft nachzuweisende auf die Gesundheit nachtheilig wirkende Stoffe wurden vorgesehen: Vibrionen, Kohlen-, Ruß-, Staub-Partikelchen, Brennstoffe, Schwefelwasserstoff, Kohlenoxyd.

Außerdem wurden die in der Zimmerluft vorhandenen Mengen von Wasserdampf, Ammoniak und Kohlensäure bestimmt.

Als Aspirator wurde ein seinem Inhalte nach genau bekanntes, vollkommen dicht schließendes und mit einem Ausflußhahn versehenes Gefäß benutzt, welches mit Wasser vollgefüllt und durch Kautschukröhren mit den Absorptionsgefäßen verbunden worden war. Das genau gemessene Volumen des außerhalb des Zimmers ausströmenden Wassers mußte das Volumen der durch die Absorptionsgefäße strömenden Zimmerluft ergeben.

Die Verbindung der Absorptionsgefäße mit dem Aspirator geschah durch ganz enge, eben nur dem Durchmesser der dazu verwendeten Kautschukröhren entsprechende, in die Fenster der Zimmer gebohrte Oeffnungen, so zwar, daß ein Eintreten der Außenluft möglichst vermieden wurde.

Nachdem die Verbindung des Aspirators mit den Absorptionsgefäßen und der Absorptionsgefäße unter sich hergestellt worden war, wurde das Wasser aus dem Aspirator ausfließen gelassen und dieser Ausfluß so geregelt, daß die Zimmerluft in permanentem Strome während fünf Stunden (als ungefähre Zeitdauer der Anwesenheit der Schüler in den Schulklassen) durch die Absorptionsgefäße strömen mußte. Als Absorptionsmittel wurde verwendet für Vibrionen, Staub- etc.-Partikelchen reine, mit wasserfreiem Glycerin befeuchtete Cellulose. Diese bewährte sich hierbei besser als die früher verwendeten mit Glycerin bestrichenen Porzellanplatten.

Das Wasser wurde dadurch bestimmt, daß die Luft durch ein gewogenes, mit geschmolzenem Chlorcalcium gefülltes Glasrohr streichen mußte; das Mehrgewicht gab direct

die aufgesogene Wassermenge an. Ammoniak wurde durch verdünnte Salzsäure absorbirt. Das hierbei entstehende Chlorammon wurde mit Platinchlorid als Ammonium-Platinchlorid bestimmt, und daraus das Ammoniak berechnet.

Schwefelwasserstoff wurde durch eine sehr verdünnte Lösung von schwefelsaurem Kupferoxyd absorbirt. Die Kohlensäure wurde durch eine Lösung von Baryumoxyd absorbirt und aus dem entstandenen kohlensauren Baryumoxyd nachgewiesen.

Für den Nachweis des Kohlenoxydes wurde eine saure Lösung von Kupferchlorür als Absorptionsmittel und Palladiumchlorid als Reagens verwendet. Durch umfassende Vorversuche mit reinem Kohlenoxyd (erzeugt durch Glühen von oxalsaurem Calciumoxyd), mit einem Gemisch von Kohlensäure und Kohlenoxyd (erzeugt durch Erhitzen von Schwefelsäure und Oxalsäure), sowie mit Mischungen von Kohlenoxyd mit atmosphärischer Luft in verschiedenen Verhältnissen war für den diesfallsigen Erweis Folgendes festgestellt worden.

Eine saure Kupferchlorür-Lösung absorbirt mit großer Energie Kohlenoxydgas, ohne ihre ursprüngliche Farbe wahrnehmbar zu verändern. Auch die Zunahme des Gewichts der Lösung läßt sich nicht als Nachweis des aufgenommenen Kohlenoxydes verwenden, da dieselbe sehr unerheblich ist und durch Verdunsten von Wasser beim Durchströmen der Luft mehr als compensirt wird. Kommt Palladiumchlorid in Berührung, so wird das Palladiumchlorid schwarz gefärbt. Es ist dies ein sehr charakteristisches und auch noch für ziemlich verdünnte Kohlenoxydmengen erfolgreiches Reagens. Erwärmt man die zur Absorption gebrauchte Kupferchlorür-Lösung, so entweicht das absorbirte Kohlenoxyd. Geschieht dies in einem geschlossenen Glaskölbchen, in welches ein mit Palladiumchlorid befeuchteter Papierstreifen hineinreicht, so wird dieser, wenn auch nur geringe Mengen Kohlenoxyd aufgenommen worden waren, schwarz. In dieser Weise ist bei den ausgeführten Versuchen verfahren worden, doch konnte in keinem Falle in der aus der Zimmerluft der resp. Klassenzimmer zur Absorption verwendeten Kupferchlorür-Lösung Kohlenoxyd nachgewiesen werden.

Die Reihenfolge der Aufstellung der Absorptionsgefäße war so gewählt, daß die Zimmerluft durch ein offenes trichterförmiges Gefäß eintrat, in dessen verengte Röhre die mit Glycerin getränkte Cellulose eingeführt war, so zwar, daß sämtliche Luft durch diese durchstreichen mußte. Demnächst trat die Luft in die Chlorcalciumröhre und gab ihr Wasser an diese ab. Aus der Chlorcalciumröhre wurde die Luft durch die verdünnte Chlorwasserstoffsäure zur Absorption des Ammoniaks, dann durch die Lösung von schwefelsaurem Kupferoxyd behufs Absorption von Schwefelwasserstoff, sodann durch drei mit Baryumoxydlösung gefüllte Absorptionsgefäße zur Absorption von Kohlensäure und endlich durch einen mit saurer Kupferchlorür-Lösung gefüllten Kugelapparat zur Absorption von Kohlenoxyd geführt.

Umfassende Vorversuche waren vorher mit atmosphärischer Luft im Freien und mit der Luft in durch Kachelöfen geheizten Zimmern angestellt worden.

Correspondirend mit jeder Untersuchung war an dem Tage derselben auch der Wassergehalt der Atmosphäre festgestellt worden.

Die Gesamtergebnisse dieser Untersuchungen sind in der folgenden Tabelle zusammengestellt.

Laufende Nr.	Bezeichnung der untersuchten Klassenräume	Tag der Untersuchung	Temperatur der							Zeitdauer des Absorptions-Processes Stunden	Wassergehalt		Kohlensäuregehalt der Zimmerluft pro 10000 ccm
			Außenluft		Zimmerluft			einströmenden Heizluft	ausströmenden Zimmerluft		der Zimmerluft	der Außenluft	
			bei Beginn der Untersuchung	bei Beendigung der Untersuchung	an der Decke	in der Mitte der Höhe	am Boden						
			+ Gr. R.	+ Gr. R.	+ Gr. R.	+ Gr. R.	+ Gr. R.	+ Gr. R.	+ Gr. R.		Volumenprocente	ccm	
a) Versuche, bei welchen vor ihrem Beginn sich Schüler in den Klassen nicht aufgehalten hatten. *)													
1	Prima d. Franz. Gymn.	10. April 78	7,5	8,4	19,6	17,6	15,4	32,6	15,2	5	0,61	0,68	4,30
2	Ober-Secunda -	10. - -	7,6	8,6	19,4	16,6	15,2	35,8	15,0	4 ³ / ₄	0,65	0,69	3,83
3	Unter-Secunda -	10. - -	7,8	9,0	16,4	15,2	13,4	29,5	13,2	5 ¹ / ₄	0,60	0,70	4,21
4	VI ^a der K. Real- schule	17. März -	1,5	2,3	18,2	15,1	12,2	30,0	12,0	5 ¹ / ₄	0,45	0,53	4,11
5	VI ^b -	22. - -	5,1	5,8	18,6	15,2	14,2	29,6	14,2	5	0,48	0,58	4,43
6	V ^a -	22. - -	5,2	6,0	18,2	15,6	14,3	28,6	13,4	5	0,43	0,56	4,13
b) Versuche, bei welchen die Klassenzimmer unmittelbar vorher 4 Stunden lang mit Schülern besetzt gewesen waren. **)													
7	VI ^b der K. Real- schule	29. März 78	6,2	7,1	19,6	15,0	13,2	29,2	12,6	4 ³ / ₄	0,63	0,57	6,43
8	V ^a -	29. - -	6,3	7,4	18,6	15,0	14,0	22,2	13,6	5 ¹ / ₄	0,67	0,56	6,01

*) Im Uebrigen war die Lüftung und die spätere Heizung ganz in derselben Weise ausgeführt worden, wie dies sonst für den Schulbesuch geschieht.

**) Eine Lüftung hatte nicht stattgefunden, und die Heizung war wie gewöhnlich ausgeführt worden.

Werden nun die Untersuchungsergebnisse mit den Anforderungen und Bedingungen verglichen, welche an eine gute zum Athmen geeignete Luft zu machen sind, so ergeben sich daraus nachstehende Folgerungen:

Mikroskopischer Befund. Vibrionen und Pilzsporen waren in der untersuchten Zimmerluft nicht nachzuweisen, während ich dieselben wiederholt in der Luft solcher Zimmer constatirt habe, welche durch Kachelöfen geheizt wurden und als permanente Wohnzimmer dienten, unter andern in den Zimmern der Kaiser Franz-Kaserne.

Die in der Zimmerluft nachgewiesenen Staub- und Ruß-Partikelchen stammen vorwiegend, mit Ausnahme etwa der Rußpartikelchen, die möglicher Weise zum Theil aus den Feuerungen herrühren können, aus der atmosphärischen Luft selbst, mit welcher sie in die Heizcanäle und aus diesen in die Zimmer gelangen. Es geht dies daraus hervor, daß ich in dem Staube, den ich aus den Oeffnungen entnommen, aus welchen die Heizluft in die Zimmer strömt, solche Bestandtheile nachgewiesen habe, wie ich sie wiederholt früher (auch quantitativ auf einem gewissen Flächen- und Zeitraum des Niederschlages) als in der Atmosphäre Berlins in Staubform befindliche und sich niederschlagende Bestandtheile constatirt habe, d. h. insonders Grannen und Spelzen der Cerealien, Pferdehaare und Excremente, Wollenfädchen, Federn, Ruß, Quarzsand etc. Gänzlich zu vermeiden dürfte das Eintreten dieses Staubes in die Zimmer niemals sein, weil sich derselbe eben überall in der Außenluft befindet. Aber sehr wünschenswerth wäre, ganz besonders für die vorliegende Heizmethode, wenn die Anwesenheit desselben thunlichst und jedenfalls mehr verhindert würde, als dies jetzt der Fall ist. Denn bei der vorliegenden Heizmethode ist zunächst die Menge der eintretenden Außenluft eine weit größere als bei jeder anderen. Sodann bleiben diese Staubfragmente, denen jedenfalls sich bei trockenem Wetter und

starkem Wind auch noch viel gröbere Fragmente beimischen dürften, nicht in ihrem ursprünglichen Zustande, wenn sie mit der Luft in die Heizräume gelangen. Sie lagern sich hier ab, werden zum Theil verkohlt und bilden derart die Quelle von brenzlichen Producten, die sich unter Umständen wohl durch einen dem entsprechenden Geruch in der Zimmerluft geltend machen können. Nach meinem Ermessen würde der Einführung dieses Staubes durch Einfügung feinschiger Verschlüsse der Luftcanäle sehr wirksam vorzubeugen sein.

Kohlenoxyd und Schwefelwasserstoff waren in der Zimmerluft nicht, Ammoniak nur in Spuren nachweisbar. Nur in der Zimmerluft der Ober-Secunda waren die Spuren von durch Platinchlorid aus der betreffenden chlorwasserstoffhaltigen Absorptionsflüssigkeit erzeugtem Ammonium-Platinchlorid etwas erheblicher, doch auch noch nicht erheblich genug, um darauf eine quantitative Bestimmung zu begründen.

Gehalt an Kohlensäure. Der Gehalt an Kohlensäure der Atmosphäre wird durchschnittlich auf 4 ccm Kohlensäure in 10000 ccm Luft angenommen. Ich habe denselben zu wiederholten Malen in der Atmosphäre Berlins bestimmt und darin in 10000 ccm Luft 3,84 ccm bis 4,51 ccm, durchschnittlich also zu 4,175 ccm nachgewiesen. Den Kohlensäuregehalt bewohnter mit Kachelöfen geheizter Räume habe ich von 5,13 ccm bis 8,24 ccm Kohlensäure in 10000 ccm Luft nachgewiesen. Im Verhältniß hierzu ist der in der Zimmerluft der Klassenzimmer nachgewiesene Kohlensäuregehalt ein sehr niedriger resp. günstiger, um so mehr, als in den Klassen während des fünfständigen Untersuchungsvorganges zwei, zuweilen drei Personen, (ich, mein Assistent und der Diener etc.) geathmet haben.

Theoretisch wird angenommen, daß ein Gehalt von 7 ccm Kohlensäure in 10000 ccm Luft das normale Verhält-

nifs einer guten, zum Athmen geeigneten Stubenluft sei, und dafs bei einem 10 cem Kohlensäure in 10000 cem Stubenluft erreichenden oder übersteigenden Gehalt das Bedürfnifs der Ventilation resp. der Zuführung an Kohlensäure ärmerer Luft eintrete. In den vorliegenden Fällen hat die Zimmerluft der nicht von Schülern frequentirten Klassen einen den Durchschnitts-Kohlensäuregehalt der Atmosphäre nur wenig überschreitenden Gehalt gezeigt. In einem Falle — in der Zimmerluft der Ober-Secunda des Französischen Gymnasiums — ist der Kohlensäuregehalt sogar geringer gewesen, als der Durchschnitts-Kohlensäuregehalt der Atmosphäre, was wohl seinen Grund in der sehr heifsen, also relativ sehr ausgedehnten Heizluft dieser Klasse haben dürfte. Der Kohlensäuregehalt der von den Schülern frequentirten Klassen erreicht ebenfalls nicht 7 cem Kohlensäure in 10000 cem Luft, so dafs, wie schon erwähnt, der nachgewiesene Kohlensäuregehalt der resp. Klassen als ein sehr niedriger resp. günstiger bezeichnet werden muß.

Gehalt an Wasserdampf. Der Gehalt an Wasserdampf in der Atmosphäre wird für unser Klima gewöhnlich auf 0,86 Volumenprocente angenommen. Ich habe denselben bei den mit jeder Untersuchung der Zimmerluft correspondirenden Feststellungen nur auf 0,53 bis 0,70 Volumenprocente nachweisen können. In bewohnten, mit Kachelöfen geheizten Wohnräumen habe ich ihn wiederholt auf 0,68 bis 0,93 Volumenprocente nachgewiesen. Hiermit verglichen, ist der Gehalt an Wasserdampf in der Luft der resp. Klassen im Allgemeinen ein relativ niedriger. Unter sich verglichen, enthalten die Zimmer des Französischen Gymnasiums mehr Wasserdampf, als die Zimmer der Königlichen Realschule (Vorschule). Jedenfalls dürfte es sich empfehlen, die Verdampfflächen des Wassers in den resp. Heizapparaten zu vergrößern, um hierdurch den Wassergehalt der Zimmerluft zu erhöhen.

Physikalische Beschaffenheit. Hinsichtlich der physikalischen Beschaffenheit der untersuchten Zimmerluft würde ich zunächst zu constatiren haben, dafs, meinem Er-

messen nach, die Temperatur derselben (durchschnittlich über + 15° R.) zu hoch ist und die innezuhaltende Durchschnittstemperatur ausreichend und zweckentsprechend mit + 14° R. zu bemessen wäre.

Sodann müfste thunlichst das Einströmen zu heifser Luft vermieden werden, was durch ein an der Heizöffnung anzubringendes Thermometer zu reguliren sein möchte.

Noch wäre zu empfehlen, die — besonders bei der Klasse VI^a der Realschule (Vorschule) — sehr erhebliche Differenz der Temperaturgrade der Zimmerluft an der Decke und der am Boden des Zimmers resp. zwischen ersterer und der Temperatur der Ausströmungsluft, welche in diesem Zimmer 6,0° R. resp. 6,2° R. beträgt, möglichst zu verringern, da unter dem nothwendigerweise hierdurch entstehenden stärkeren Luftstrom (Zug) Schüler und Lehrer, namentlich die zunächst der Ausströmungsklappe sitzenden, zu leiden haben.

Unter Zugrundelegung dieser Andeutungen und auf Grund der Ergebnisse der ausgeführten Untersuchungen, sowie nach meinem pflichtgemäfsen Ermessen und nach meinen Erfahrungen kann ich mein sachverständiges Gutachten über die Beschaffenheit der Luft in den qu. durch Luftheizung erwärmten Klassenzimmern nur dahin abgeben:

dafs gesundheitsnachtheilige Bestandtheile in dieser Luft nicht enthalten sind, dafs dieselbe auch nicht durch abnorme Mengenverhältnisse der stetigen Luftbestandtheile gesundheitsnachtheilige Beschaffenheit erhalten hat und dafs — namentlich unter Berücksichtigung der meinerseits gemachten Andeutungen — in gesundheitlicher Beziehung irgend welche Bedenken, die in dem Französischen Gymnasium und der Königlichen Realschule in Verwendung begriffene Luftheizungs-Methode zur Heizung von Schulzimmern zu verwenden, nicht begründet sind.

Berlin, den 15. April 1878.

Dr. Ziurek.

Mittheilungen über die größeren Kunstbauten auf der Strecke Nordhausen-Wetzlar im Zuge der Staats-Eisenbahn Berlin-Metz.

(Mit Zeichnungen auf Blatt 41 bis 49 im Atlas.)

Die Bahnstrecke Nordhausen-Wetzlar als Fortsetzung der westlich anschließenden Nassauischen Staatsbahn und der Moselbahn bildet im Zusammenhange mit der sogenannten Bahnstrecke Berlin-Nordhausen das Schlußglied einer directen Staatseisenbahn-Verbindung zwischen der Hauptstadt Berlin und der westlichen Grenzfestung Metz.

Während bei den ersten speciellen Ausarbeitungen des Projects für die Strecke Berlin-Wetzlar nur eine Mitbenutzung der Main-Weserbahn auf der kurzen Strecke Kirchhain-Treysa, im Uebrigen aber eine selbstständige Tracé mit Ueberkreuzung der Halle-Casseler Bahn bei Nordhausen ins Auge gefafst worden war, trat durch den im Jahre 1876 seitens des Staates erfolgten Ankauf der Halle-Casseler Bahn eine bedeutende Einschränkung der Neubaustrecke Berlin-Wetzlar ein. Die sogenannte Bahnstrecke Berlin-

Nordhausen mündet nunmehr bereits bei der 51,55 km östlich von Nordhausen neu hergestellten Station Blankenheim in die Halle-Casseler Bahn ein, während die sogenannte Bahnstrecke Nordhausen-Wetzlar die Halle-Casseler Bahn erst bei Leinefelde verläfst, und zwar zunächst unter Mitbenutzung der Gotha-Leinefelder Bahn bis rot. 1000 m nördlich vor der Bahnstation Silberhausen-Dingelstedt, woselbst die Abzweigung der qu. Neubaustrecke stattfindet. Eine weitere Einschränkung der Neubaustrecke, wenigstens zunächst, ist dann noch durch Mitbenutzung der Main-Weser-Bahn auf der weiteren Strecke Lollar-Kirchhain veranlaßt.

Die Bauausführung der sogenannten Bahn „Nordhausen-Wetzlar“ kann hiernach in drei besondere Abschnitte getrennt werden:

- 1) Theilstrecke Wetzlar-Lollar, von 18,03 km Länge;
- 2) Theilstrecke Treysa-Niederhous*) von 79,62 km Länge;
- 3) Theilstrecke Eschwege-Dingelstedt resp. bis zur Einmündung in die Gotha-Leinefelder Bahn, von 37,81 km Länge.

Die Träçe dieser vorgenannten Bahnstrecken — größtentheils durch enge, vielfach von stark vortretenden kräftigen Bergrücken begrenzte Seitenthäler gehend — die Ueberschreitung größerer Bach- und Flufsthäler, Eisenbahn-Ueberkreuzungen etc., sowie schließlich die Ueberwindung größerer Wasserscheiden erheischten die Herstellung einer unverhältnißmäßig großen Anzahl von Kunstbauten, betreffs welcher die nachstehenden Mittheilungen auf die wichtigeren neueren Constructionen und auf die bei der Bauausführung gemachten Erfahrungen sich beschränken sollen.

Größerer Bauwerke sind auf den in Rede stehenden Bahnstrecken 23 Stück mit einer Gesamtlichtweite von rot. 1572 m und einem Gesamt-Kostenaufwande von 3 316 000 \mathcal{M} . errichtet worden. Dieselben unterscheiden sich in Ueberbrückungen, welche eisernen Ueberbau erhalten haben, und solche, welche mit Gewölbe-Construction hergestellt worden sind.

I. Die Ueberbrückungen mit eisernem Ueberbau.

Diese theilen sich wieder in Strombrücken, Viaducte und Eisenbahnunterführungen.

1. Strombrücken.

a. Die Lahnbrücke bei Wetzlar (Bl. 41).

Die Einführung der Bahnlinie Lollar-Wetzlar in den Bahnhof Wetzlar der Nassauischen Staatsbahn machte die Anlage einer Brücke über die Lahn erforderlich. Da der Bahnhof Wetzlar an dem Uebelstande litt, daß das Rangiren nur nach der westlichen Seite hin erfolgen konnte, wodurch der daselbst befindliche sehr frequente Wegeübergang täglich zu wiederholten Malen zur größten Belästigung des Verkehrs gesperrt werden mußte, so schien es zweckmäßig, die neue Brücke dreigeleisig herzustellen.

Hierdurch wurde ein Rangirstrang geschaffen, welcher, wie aus der Situationszeichnung vom Bahnhofe Wetzlar auf Bl. 41 zu ersehen ist, zugleich als Verbindungsstrang mit der bereits bestehenden Erzstation Wetzlar die Bedingung erfüllte, die Erzstation von den Hauptgeleisen unabhängig zu machen.

Die neue Lahnbrücke liegt rot. 25 m unterhalb der Brücke der Deutz-Giefsener Bahn und dieser parallel; ihre Spannweiten, Richtung und Stellung der Pfeiler waren daher durch die bereits bestehende Brücke gegeben, und mußten sonach 5 Oeffnungen à 22,5 m Stützweite angenommen werden, während sonst wohl Spannweiten von rot. 34 m rationeller gewesen sein würden.

Bei der vorhandenen geringen Constructionshöhe erhielt die Brücke eisernen Ueberbau. Für jedes Geleis sind zwei als Parabelträger construirte Hauptträger in 4,3 m Entfernung von einander angeordnet. Die obere und die untere Gurtung bestehen aus 4 Winkeleisen in \equiv -Form, die Diagonalen aus einfachen Flacheisen, die Verticalen aus je

2 Winkeleisen von 105 · 105 · 10 mm. Die Quer- und Schwellenträger sind als Blechträger construiert.

Für die Berechnung der Construction ist das Eigengewicht $p = 700 + 300l = \text{rot. } 1500 \text{ kg}$, die mobile Last π auf rot. 3000 kg pro lfd. m Geleise angenommen. Das Gewicht des Ueberbaues für eine Oeffnung von 22,5 m Stützweite beträgt an Schmiedeeisen 22727 kg, an Gußeisen 1518 kg.

Die zur Bestimmung der Fundamentirung angestellten Bohrversuche ergaben unter einer 1 m starken Schicht von leichtem Kies eine durchgängig 2 m starke grobe Kiesschicht, dann festen, theils weißen, theils rothen Thon und endlich Fels, so daß es nothwendig erschien, die Spundwand bis in den Thon hinein zu schlagen.

Die Strompfeiler wurden sämmtlich auf der Kiesschicht mittelst Beton fundirt. Zunächst wurden die Baugruben bis zur Betonsohle ausgebagert, alsdann die Spundwände gerammt und sofort durch Steinschüttungen gesichert. Zur Herstellung der Betonirung wurden die auf Bl. 41 durch Zeichnungen veranschaulichte Transportbrücke nebst Gerüsten und Betonirungswagen benutzt, und haben sich sämmtliche Einrichtungen gut bewährt. Der Beton wurde in Folge der Schnelligkeit und Gleichmäßigkeit der Ausführung vorzüglich. Nach Fertigstellung der Betonirung eines Pfeilers wurde der ganze Apparat nach dem folgenden Pfeiler versetzt und der nach den Höhen der Betonlagen abgeschnittene Betontrichter durch einen neuen ersetzt.

Die Schüttung der rot. 1,63 bis 2 m starken Betonschicht geschah in 3 Lagen übereinander. Die Zubereitung des Betons wurde mittelst Handarbeit bewirkt und das am Ufer fertig gestellte Material mittelst Bockkarren nach dem Trichter gefahren. Die Mischung des Betons bestand aus 0,75 cbm Steinschlag, 0,2 cbm Cement, 0,2 cbm hydraulischem Kalk und 0,4 cbm Schlackensand.

Acht Tage nach Fertigstellung der Betonirung wurden die Holztafeln zur Herstellung des Betonfangedammes, welche unten mit eisernen Spitzen versehen waren, in den Beton eingeschlagen und gehörig abgesteift. Vierzehn Tage nach Fertigstellung des Betonfangedammes konnten die Baugruben mittelst ein bis zwei doppelt wirkender Handpumpen leicht entleert werden, obgleich die Sohle der Baugrube 2 bis 3,6 m unter dem Wasserstande lag.

Das Fundament über dem Beton wurde bis zur ersten Werksteinschicht in der ganzen Breite zwischen den Fangedämmen nur mit hydraulischem Kalkmörtel ausgemauert, und hierauf der Pfeiler ohne Banquett mit der ersten Werksteinschicht angelegt. — Die Landpfeiler wurden nicht betonirt, sondern unmittelbar auf die Kiesschicht aufgemauert.

Der Umstand, daß ca. 800 m unterhalb der Brückenbaustelle direct an der Lahn ein derber Muschelkalk bricht, welcher, vielfach zu Kunstbauten verwendet, sich sehr gut wegen seiner großen Festigkeit und schönen weißen Farbe zu Werksteinen eignet, ermöglichte das leichte Heranschaffen der Werksteine mittelst Schiffe und das directe Versetzen derselben auf die Pfeiler ohne jede Aufziehvorrückung. Es wurden im Ganzen rot. 458 cbm Werksteine mittelst Brechstangen versetzt.

Der Bau wurde am 19. April 1876 begonnen und am 25. Februar 1878 beendet. Die Belastungsprobe mit 2 Maschinen von zusammen 100000 kg Gewicht ergab eine Durch-

*) Die 3,28 km lange Verbindungsbahn Niederhous-Eschwege ist gleichzeitig, allerdings schon mit Rücksicht auf Berlin-Coblenz, mit dem Bau der Bebra-Friedländer Bahn ausgeführt worden.

biegung von 11 mm, welche nach der Entlastung wieder verschwand.

Die Kosten der Brücke haben sich auf 291470 \mathcal{M} gestellt.

b. Brücke über die Lahn bei Dorlar (Bl. 42).

Zum zweiten Male überschreitet die Berlin-Coblenzer Bahn die Lahn bei dem sogenannten Würzberge, nachdem sie denselben durchschnitt hat, mit einem Gefälle von 1:200 und unter einem Winkel von 81° in einer Höhe von rot. 9,5 m über dem mittleren Wasserspiegel. Das Durchflußprofil der Brücke, welches bei Hochwasser eine Wassermenge von 378 cbm abzuführen hat, beträgt 282 qm, so daß die maximale Stromgeschwindigkeit das unter den bestehenden Verhältnissen zulässige Maafs von 1,4 m annimmt.

Nach den Kosten der Mittelpfeiler wurde die zweckmässigste Weite der einzelnen Oeffnungen bei den herrschenden Eisenpreisen auf rot. 27 m ermittelt. Die Brücke hat hiernach 3 Oeffnungen à 26,6 m Stützweite erhalten, und konnten bei der disponibeln Constructionshöhe die Träger unter die Fahrbahn gelegt werden.

Sämmtliches Mauerwerk ist für das Bedürfnis einer zweigeleisigen Brücke, der eiserne Ueberbau jedoch vorerst nur für ein Geleise hergestellt.

Auf dem Bauplatze sorgfältig ausgeführte Bohrversuche ergaben zunächst eine Kiesschicht, unter dieser Thon, und endlich Fels bezw. Grauwacke und Eisenstein. Es wurde daher die Fundirung der Landpfeiler auf Beton, die der Strompfeiler auf Senkbrunnen beschlossen. Letztere wurden auf provisorisch geschütteten Inseln mit Hilfe von Verticalbaggern gesenkt. Ein Versuch, die indische Schaufel zu verwenden, mißglückte, da der Kies zu grob war, dagegen bewährte sich der Bagger sehr gut. Die Details der Fundirung sind auf Blatt 42 ersichtlich.

Die Werksteine für die Aufmauerung der Pfeiler, im Gesamtbetrage von rot. 558 cbm, wurden auf schiefen Ebenen mittelst Winden aufgezogen und mit Brechstangen versetzt.

Der eiserne Ueberbau besteht für jede Oeffnung aus zwei in 3 m Entfernung von einander angeordneten Fachwerkträgern mit parallelen Gurtungen und gezogenen Diagonalen, und aus den auf der oberen Gurtung angeordneten Quer- und den beiden Horizontal-Verbindungen. In den Knotenpunkten sind außerdem verticale Kreuzverbände angebracht, welche das ganze System gegen Verschiebung sichern.

Die Höhe der Hauptträger ist auf rot. $\frac{1}{9}$ der Stützweite = 3 m normirt. Als Theilung des Hauptträgers ergeben sich zwei Endfelder à 3,4 m und 6 Mittelfelder à 3,3 m.

Die Gurtungen sind aus zwei ungleichschenkeligen Winkeleisen von 105 · 118 · 13 mm mit einer Deckplatte von 380 · 12 mm, bezw. zwei Deckplatten à 380 · 12 resp. zwei à 400 · 12 mm gebildet.

Die Verticalen bestehen aus 4 Winkeleisen und einem Blech, welches oben und unten stumpf auf den Knotenblechen aufsitzt.

Die Diagonalen sind als einfache Zugbänder aus 26 mm starken Flacheisen gebildet, und zwischen zwei je 13 mm starken Blechen, welche auf die verticalen Schenkel der

Winkeleisen genietet sind, an die Gurtungen angeschlossen. Der übrige Zwischenraum zwischen den Knotenblechen ist in der unteren Gurtung, um Wasseransammlungen zu vermeiden, an den Wänden mit Futterblechen ausgefüllt.

Die Querträger sind als vollwandige Blechträger aus je zwei Winkeleisen von 75 · 75 · 10 mm Stärke und einem mittleren Verticalblech von 540 mm Höhe und 10 mm Stärke hergestellt. Dieselben liegen auf der oberen Gurtung der Hauptträger auf und sind mit dieser und mit den aufliegenden Winkeln noch durch ein Winkeleisen, welches das verticale Mittelblech säumt, vernietet. Dieses säumende Winkeleisen gleicht mit dem äußeren horizontalen Schenkel des Gurtungswinkels ab. Nach innen sind die Querträger mittelst untergelegter Futterstücke mit den Winkeleisen, welche die zum Anschluß der verticalen Kreuzbänder dienenden Platten säumen, verbunden. Im Interesse einer einfachen Montage sind die Querträger sämmtlich in gleicher Höhe angeordnet. Die mittleren Querträger liegen auf den Deckplatten der oberen Gurtung, bei den übrigen war daher eine Unterlage von Futterblechen erforderlich.

Die Schwellenträger sind als Blechträger aus 4 Winkeleisen von 65 · 65 · 10 mm und einem 10 mm starken, 440 mm hohen Mittelblech construirt und an den Querträgern in einem gegenseitigen Abstände von 1,5 m mit je 5 Nieten befestigt. Zwischen den beiden Endquerträgern, welche über einem Mittelpfeiler liegen, sind kurze, eine Schwelle tragende Schwellenträger angeordnet. Dieselben sind in ihrer Platte zwischen Winkeleisen an dem einen Querträger fest, an dem des nächsten Joches auf eckigen Schraubenbolzen verschieblich unterstützt. Die Absteifung der Schwellenträger und die Verbindung derselben mit dem oberen Horizontalverband ist durch ein auf beiden Schwellenträgern in der Mitte des Faches genietetes Winkeleisen und ein anderes, welches von der Kreuzungsplatte des Horizontalverbandes nach den Enden der Schwellenträger aufwärts geführt wird, erreicht.

Der Horizontalverband, aus Flacheisen gebildet, ist zweifach und liegt auf den Anschlußblechen der oberen und unteren Gurtung. An der Kreuzungsstelle sind die horizontalen Diagonalen stumpf gestofsen und die Stöße mittelst doppelter Laschen gedeckt. Ueber den Pfeilern sind Kanzeln ausgekragt, um dem Wärter event. Zuflucht zu gewähren.

Der Fußsteg wird durch Consolen aus \square -Eisen, welche auf den Aussteifungs- \square -Eisen der Querträger und den Schwellenträgern ruhen, unterstützt.

Für die statische Berechnung wurden als mobile Belastung dreiachsige Maschinen von 39 Tons Gewicht bei 1,5 m Radstand angenommen.

Für die Berechnung der Gurtungen der Hauptträger ist das Eigengewicht der Brücke mit $p = 30l + 800 =$ rot. 1600 kg, die mobile Last mit 4500 kg pro lfd. m Geleise, demnach die Totalbelastung pro lfd. m Träger mit $\frac{p + \pi}{2} = 3050$ kg berücksichtigt und zur Ermittlung der Spannungen in den Diagonalen und Verticalen eine mobile Belastung von 5700 kg pro lfd. m Geleis angenommen worden.

Die Belastungsprobe mit zwei Maschinen von zusammen 2450 Centner Gewicht ergab eine vorübergehende Durchbiegung von 15 mm.

Die Kosten der ganzen Brücke, [deren Bau im Juni 1876 begonnen, am 1. September 1877 vollendet wurde, haben sich auf rot. 178495 \mathcal{M} gestellt.

c. Brücke über die Lahn bei Lollar (Bl. 42).

Diese Brücke, welche in der Zeit vom 10. September 1876 bis zum 20. November 1877 hergestellt wurde, hat 3 Oeffnungen von 27,7 m Stützweite und ist im Uebrigen in der allgemeinen Anlage sowohl, als in der Detailconstruction dem eben vorher beschriebenen Bauwerke sehr ähnlich. Durch die Anlage eines Fußsteges für Personenverkehr ergaben sich einige Aenderungen, welche aus der Situations- und Querschnitts-Zeichnung auf Bl. 42 zu ersehen sind.

Das Gewicht der Eisenconstruction beträgt pro Oeffnung an Schmiedeeisen 39359 kg, an Gußeisen und Stahl 1135 kg.

Die Kosten des Bauwerks haben rot. 154442 \mathcal{M} betragen.]

d. Die Fuldaabücke bei Malsfeld (Bl. 43).]

Bei dem Dorfe Malsfeld, 3 km oberhalb der Stadt Melsungen, überschreitet die Berlin-Coblenzer Eisenbahn die Fulda unter einem Winkel zu deren Stromrichtung von $54^{\circ}12'$. Die durch dieselbe bei dem größten Hochwasser hier abzuführende Wassermenge beträgt nach den angestellten Berechnungen rot. 1230 cbm pro Secunde. Hiernach sind die Abmessungen der Brücke bestimmt, welche ein Durchflußprofil von 371 qm ergeben. Die nicht weit unterhalb liegende Fuldaabücke der Bergisch-Märkischen Bahn hat nur ein Durchschnittsprofil von 301 qm, und erschien sonach das gewählte jedenfalls ausreichend groß.

Da sich in unmittelbarer Nähe des Fuldaübergangs der Bahnhof Malsfeld befindet, so war es erforderlich, aufser den beiden Hauptgeleisen auch noch ein Ausziehgeleis über die Fulda zu führen. Die Pfeiler sind daher für einen dreigeleisigen Ueberbau ausgeführt, letzterer dagegen zunächst nur für ein Geleise.

Nachdem von der Anlage einer massiven Brücke wegen der Höhe der Baukosten und der dann erforderlichen Flußcorrection Abstand genommen war, wurde nach den Kosten der Mittelpfeiler die zweckmäßigste Weite der einzelnen Oeffnungen für den eisernen Ueberbau zu rot. 29 m ermittelt. Die Brücke erhielt hiernach 4 Oeffnungen à 28,06 m Stützweite. Für jedes Geleis sind zwei als Parabelträger construirte Hauptträger angeordnet, deren gekrümmte Gurtungen unten liegen, während die Fahrbahn auf der geraden oberen Gurtung ruht. Von den Mittelpfeilern ist einer im Strom erbaut, zwei auf dem Lande. Am linken Endpfeiler mußte die Chaussee von Malsfeld nach Melsungen, am rechten Ufer der Fulda ein Leinpfad unterführt werden.

Die obere Breite der Mittelpfeiler beträgt 2,5 m bei einer Höhe derselben von rot. 21 m. Der Druck auf den Baugrund beträgt bei dem Strompfeiler:

- | | |
|---|--------|
| 1) Pfeilergewicht 1620 cbm à 2400 kg = . . . | 3888 t |
| 2) Gewicht des eisernen Ueberbaues $3 \cdot 33,734$ t = | 101 - |
| 3) mobile Last $3 \cdot 28,06 \cdot 4,250$ = | 358 - |
| 4) Schwellen, Bohlen, Schienen etc. | 30 - |
| zusammen 4377 t. | |

Da die Fundamentfläche des Strompfeilers rot. 195 qm beträgt, so ist die Inanspruchnahme des Baugrundes:

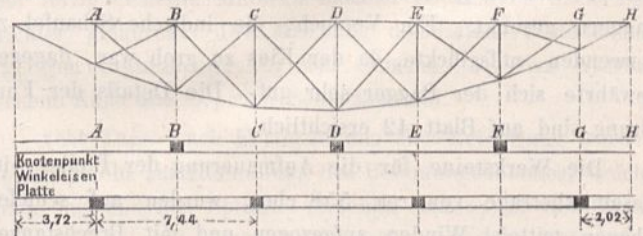
$K = \frac{4377000}{1950000} = 2,2$ kg pro qcm. Bei den übrigen Mittelpfeilern beträgt der Druck auf den Baugrund rot. 3 kg pro qcm.

Die Widerlager sind als durch Gewölbe aufgelöste Kastenspfeiler ohne Flügel construiert. Die Anordnung derselben ist aus Blatt 43 ersichtlich. Das Gewölbe hat eine Stärke von 0,5 m im Scheitel und 0,7 m im Kämpfer erhalten und ist, da es unsymmetrisch beansprucht wird, nach der Seite des Damms hin etwas stärker gekrümmt, als nach der entgegengesetzten. Um ein schiefes Gewölbe zu vermeiden, ist das Gewölbe aus 6 normal gewölbten, zur Stirnfläche parallelen Gurtbogen von je 2,2 m Breite gebildet. Auch hier bleiben sämtliche Pressungen innerhalb der zulässigen Grenzen.

Der eiserne Ueberbau für ein Geleise besteht aus zwei in 2,8 m Entfernung von einander angeordneten Hauptträgern, deren jeder bei 28,06 m Stützweite in 7 Felder à 3,72 m und 1 Endfeld à 2,02 m getheilt ist. Die Pfeilhöhe der Parabel beträgt 3,70 m.

Die obere Gurtung besteht aus zwei aneinander liegenden Winkeleisen von $80 \cdot 160 \cdot 13$ mm und einer Deckplatte von 400 mm Breite und 15 mm Stärke, die untere Gurtung aus 2 Winkeleisen von $105 \cdot 183 \cdot 13$ mm und einer Deckplatte von 400 zu 15 mm Stärke.

Die Stöße der Gurtungen, welche durchweg in den Knotenpunkten liegen, sind so angeordnet, daß in der unteren Gurtung wegen der Schwierigkeit des Biegens des Winkeleisens an jedem Knotenpunkt sämtliche Gurtbestandtheile gestoßen, im oberen geraden Gurt dagegen die Stöße nach beistehendem Schema verwechselt sind.



An sämtlichen Knotenpunkten mit Ausnahme desjenigen am Auflager sind Nieten von 20 mm Durchmesser angewendet.

Die Stoßplatten der verticalen Gurtungs-Winkeleisen-schenkel an den Auflagern sind je aus einem Stück und ebenso lang, wie die beiden seitlichen Verticalplatten angeordnet.

Der verticale Auflagerdruck ist durch einen entsprechend geformten gußstählernen Balancier gesammelt und senkrecht unter dem Kreuzungspunkte der Schwerlinien der Gurtungen auf das Auflager geführt.

Die Diagonalen bestehen aus Flacheisen von 26 mm Stärke und 90 bzw. 100 mm Breite, welche mittelst doppelter Laschen von je 10 mm Stärke an die Gurtungswinkel angeschlossen sind.

Zwischen den doppelten Anschlußplatten sind Futterstücke vorgesehen, damit sich zwischen denselben kein Wasser ansammeln kann.

Die Verticalen sind aus einer Blechplatte mit 4 Winkeleisen gebildet.

Die Schwellenträger sind als Blechträger aus einem Blech von 10 mm Stärke und Winkeleisen von $65 \cdot 65 \cdot 10$ mm

construirt, haben bei 3,72 m Länge eine Höhe von 580 mm erhalten und sind mit je 6 Nieten an die Querträger angeschlossen. Die Schwellentheilung beträgt 930 mm. Zur sicheren Erhaltung der Spurweite sind die über drei losen Auflagern befindlichen Schwellenträgerenden durch ein horizontales auf den unteren Gurt genietetes Winkeleisen verbunden.

Auf den festen Auflagern werden die Endschwellenträger durch Schrauben, welche nicht ganz fest angezogen sind, auf den Auflagerplatten festgehalten.

Die Querträger sind Blechträger von 60 mm Höhe, 10 mm Blechwandstärke und Winkeleisen von 65 · 65 · 10 mm.

Zur Unterstützung des Fußweges sind L-Eisen ausgekragt, welche theils auf den Schwellenträgern, theils auf einem an die Querträger befestigten Unterzug aus U-Eisen aufliegen.

Der Horizontalverband ist auf den Deckplatten der oberen Gurtungen befestigt und mit der unteren Gurtung der Schwellenträger vernietet.

Die beweglichen Auflager sind für die Hauptträger Pendellager, für die Endschwellenträger auf Rollen ruhende Lager. Der Gußstahlzapfen der ersteren erhielt eine Stärke von 50 mm. Die Breite jeder der 5 Stelzen beträgt oben und unten 70 mm und in der Mitte 45 mm, die Höhe 200 mm.

Der statischen Berechnung ist eine permanente Last $p = 30l + 710 = 1550$ kg und eine mobile Last $q = 4250$ kg, oder eine Gesamtlast von $p + q = 5800$ kg pro lfd. m Geleise zu Grunde gelegt.

Für die Ermittlung der Dimensionen der Quer- und Schwellenträger ist eine Belastung durch eine dreiaxige Locomotive von 1,9 m Radstand angenommen, deren Achsen mit je 13000 kg drücken.

Der eiserne Ueberbau dieser Brücke zeichnet sich gegenüber demjenigen anderer Brücken von gleicher Spannweite durch sein geringes Eigengewicht aus. Das Gewicht einer Oeffnung beträgt an Schmiedeeisen 30899 kg, an Gußeisen 1806 kg und an Gußstahl 822 kg, zusammen 33527 kg, und läßt sich hierbei das Gewicht an Schmiede- und Gußeisen annähernd durch die Formel $p = 476,8 + 24,54 l$ per lfd. m Geleise ausdrücken.

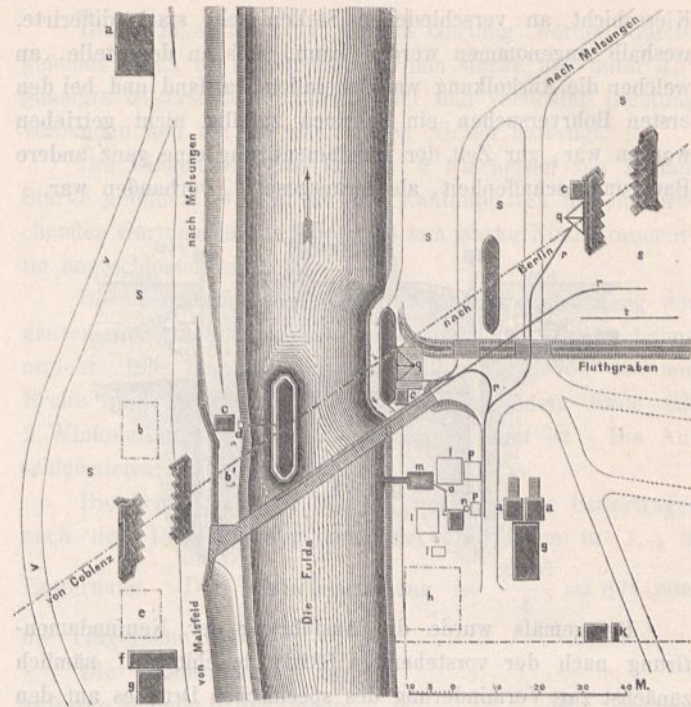
Der größte Auflagerdruck eines Trägers beträgt rot. 42000 kg. Die Auflagersteine sind 850 zu 770 mm groß, mithin üben dieselben auf das Mauerwerk einen Druck von $\frac{42000}{85 \cdot 77} = 6,4$ kg pro qcm aus.

Der nächstfolgende Holzschnitt stellt die Situation der Brückenbaustelle, die Lage der Materialien-Transportbrücke, der Transportgeleise, Lagerplätze u. s. w. dar. Als Material stand ein guter Sandstein aus naheliegenden Brüchen zu Gebote.

Für die auf dem Lande zu erbauenden Pfeiler, und zwar für die beiden Widerlager und den dritten Mittelpfeiler fand sich in mäßiger Tiefe guter Baugrund. Dieselben sind daher ohne künstliche Fundirung aufgebaut.

Auch bei dem zweiten Mittelpfeiler (Inundationspfeiler) beschränkte sich die künstliche Fundamentirung auf Herstellung einer Spundwand zum Abschluß der Baugrube gegen das eindringende Fuldawasser.

Die Trockenlegung der Baugrube konnte ohne Schwierigkeit mit einer Kreiselpumpe bewirkt werden.

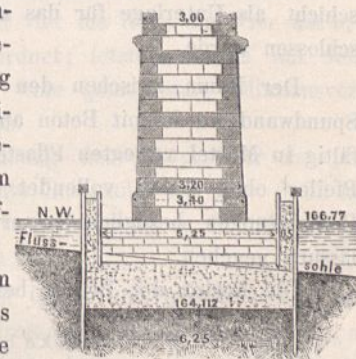


a Cement- u. Materialenschuppen. b Betonsteine. b' Platz zum Betonmischen. c Maschinenschuppen. d Centrifugalpumpe. e Sand zu Beton. f für Bauarbeiter. g Wirthschaft. h Sand. i Schmiede. k Retirade. l Kalk. m Wassersammler. n Mörtelmaschine. o Pumpe. p Mörtelpfanne. q Kalk. r Geleise zu Stein- u. Mörtel-Transport. s Lagerplatz. t Geleise nach d. Steinbrüchen. u Baubüreau. v Provisorische Chaussee-Verlegung.

Die Fundirung des Mittelpfeilers erfolgte auf Beton zwischen Spundwänden, da die ausgeführten Bohrversuche annehmen ließen, daß sich unter der Flußsohle eine etwa 5 m starke Kiesschicht befände.

Der Beton, welcher in einer Gesamtstärke von 1,4 m in zwei Lagen eingebracht wurde, bestand aus 1 Theil Cement, 1 Theil Sand und 4 Theilen Sandsteinstücke und erlangte eine bedeutende Festigkeit.

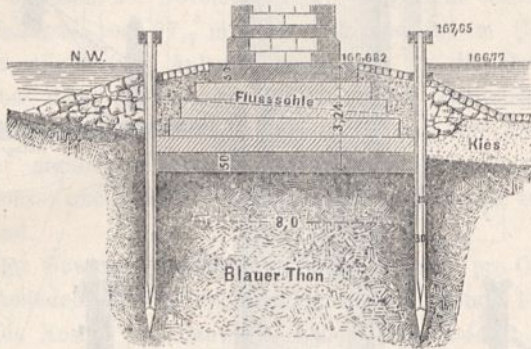
Nachdem das Betonfundament hergestellt war, geschah die weitere Ausführung des Fundamentes nach beistehender Skizze zwischen Betonfangedämmen von 0,5 m Stärke, und hierauf die Aufmauerung des Pfeilers.



Als letztere etwa bis 1,5 m unterhalb des Hauptgesimses fertiggestellt war, erfolgte plötzlich am 10. October 1877

der Umsturz des Pfeilers nach der rechten Flußseite hin. Die sorgfältigsten Untersuchungen haben einen bestimmten Grund für diesen Unfall nicht ergeben. Es ist jedoch nicht ganz unwahrscheinlich, daß eine von dem bauleitenden Beamten nicht bemerkte Auskolkung an der rechten Seite der Spundwand, womit wohl ein Riß des Betonfundaments, welcher bei der Ausführung bemerkt wurde, in Verbindung steht, die Unterspülung des Fundaments und schließlichen den Einsturz des Pfeilers herbeigeführt hat. Da nach Vollendung der ersten Betonlage die Spundwand vom Hochwasser überfluthet wurde, ist auch eine Auswaschung des Betons nicht ausgeschlossen. Außerdem ergaben nachträglich ausgeführte sorgfältige Bohrversuche, daß die Mächtigkeit der

Kiesschicht an verschiedenen Stellen sehr stark differirte, weshalb angenommen werden kann, daß an der Stelle, an welcher die Auskolkung wahrscheinlich stattfand und bei den ersten Bohrversuchen ein Bohrloch zufällig nicht getrieben worden war, zur Zeit der Fundamentirung eine ganz andere Baugrundbeschaffenheit, als vorausgesetzt, vorhanden war.



Demgemäß wurde die Ausführung der Neufundamentirung nach der vorstehenden Skizze beschlossen, nämlich zunächst zur Verminderung des specifischen Druckes auf den Baugrund eine Verbreiterung des Fundamentes von 6,25 m auf 8,0 m und eine Tieferlegung der Fundamentsohle um rot. 600 mm vorgesehen, alsdann die Baugrube mit einer 200 mm starken Spundwand umschlossen, welche behufs späterer Trockenlegung der Baugrube von Tauchern mittelst Kalfaterung wasserdicht gemacht und nachher durch Steinschüttungen geschützt wurde. Hierauf wurde die Baugrube vollständig ausgepumpt und bis zu der festgesetzten Tiefe ausgeschachtet, um von der Beschaffenheit des Baugrundes genauere Kenntniß zu erlangen. Es fand sich unter der Fundamentsohle durchweg fester, blauer Thon, dessen Festigkeit die directe Aufmauerung des Fundaments gestattete, welches nun mit einer 0,5 m starken Quaderschicht begonnen und mit einer gleich starken durchgehenden Werksteinschicht als Unterlage für das aufgehende Mauerwerk abgeschlossen wurde.

Der Raum zwischen den Fundamentabsätzen und der Spundwand wurde mit Beton ausgefüllt und mit einem sorgfältig in Mörtel verlegten Pflaster abgedeckt, schliesslich der Pfeiler ohne Unfall vollendet. Derselbe hat zu weiteren Befürchtungen bezüglich seiner Stabilität keinerlei Veranlassung gegeben.

Die Kosten der Brücke berechnen sich auf 398446 M.

e. Die Werrabrücke bei Eschwege (Bl. 44).

In unmittelbarer Nähe von Eschwege, gleich hinter dem Bahnhof daselbst, wird die Werra von der Bahn rechtwinklig überschritten.

Nach authentischen Angaben ist das zur Abführung des Hochwassers der Werra erforderliche Durchflußprofil = 331,1 qm. Hiernach wurde die Anlage einer Hauptbrücke über die Werra mit 2 Oeffnungen à 30 m, einer sich unmittelbar anschließenden Fluthbrücke von 7 Oeffnungen à 16 m lichter Weite und einer besonderen Fluthbrücke von 4 Oeffnungen jede zu 16 m Weite mit massiven Pfeilern und eisernem Ueberbau als zweckmäfsig ermittelt.

Bei der in vorliegendem Falle disponiblen Höhe zwischen Schienenunterkante und Hochwasser konnten die Träger der Fluthbrücken unter die Fahrbahn gelegt werden; über

den Stromöffnungen dagegen liegen die Träger über der Fahrbahn, und sind hierdurch die größtmöglichen Durchfahrthöhen erreicht.

Die Landpfeiler sind ähnlich wie die der Fuldaabrücke bei Malsfeld ohne Flügel, als durch einen Bogen aufgelöste Kastenpfeiler construirt. Eine vergleichende Massenberechnung ergab in Folge der erforderlichen bedeutenden Tiefe der Fundamente für die vorliegende Construction eine Ersparniß von rot. 100 cbm Mauerwerk gegenüber der gewöhnlichen Anordnung eines Pfeilers mit schrägen Flügeln. Da die Gewölbe über den Durchbrechungen der Landpfeiler einer unsymmetrischen Einwirkung der äußeren Kräfte ausgesetzt sind, so haben dieselben eine dieser Kraftvertheilung entsprechende Form erhalten.

Die Ausführung des Mauerwerks und der Fundirung wurde einem Unternehmer übertragen, die sämtlichen Lieferungen jedoch sind durch die Bauverwaltung ausgeführt worden.

Die Steine, zum Theil als Möllons bearbeitet, wurden aus Brüchen bei Cornberg an der Bebra-Friedländer Bahnlinie bezogen und stellten sich als Bruchsteine auf 8,5 M, als Möllons auf 35 M pro cbm franco Bauplatz.

Neben der Brückenbaustelle war eine provisorische Transportbrücke über die Werra hergestellt, über welche behufs Transport und Vertheilung des Materials ein vom Bahnhof Eschwege abgezweigtes normalspuriges Arbeitsgeleise direct nach den Bauplätzen der einzelnen Pfeiler führte.

Die Werksteine zum Abdecken der Pfeiler wurden aus Arenshausen an der Halle-Casseler Bahn bezogen und stellten sich mit Bearbeitung auf rot. 45 M pro cbm.

Der Mörtel wurde aus hydraulischem Kalk (von Engelhard in Aschaffenburg) und Werrasand hergestellt. Das Mischungsverhältniß betrug 1 : 2,5 bis 1 : 3. Der Cement, welcher aufer zum Beton, nur in den untersten Fundamentalschichten Verwendung fand, wurde von der Firma Teege u. Gotthard in Frankfurt a/M. bezogen. Das Mischungsverhältniß des Betons war: 1 Theil Cement, 1 Theil hydraulischer Kalk, 5 bis 8 Theile Werrasand, 8 Theile Kalksteine.

Das hintere Widerlager des linken Landpfeilers konnte auf Fels fundirt werden, das vordere jedoch reichte bereits in durchlässigen angeschwemmten Boden, und mußte hier eine künstliche Fundirung mit hölzernen Senkkasten angeordnet werden.

Für den Strompfeiler in der Werra war eine Fundirung mit gemauerten Senkbrunnen vorgesehen, und wurde zu diesem Zwecke mit dem aus einer Verlegung der Werra gewonnenen Boden eine Insel geschüttet, welche in ihrem Oberhaupte zwar durch einen leichten Fangedamm und Faschinenpackung Schutz erhielt, jedoch, nachdem inzwischen wegen beabsichtigter Veränderung der Linie von der vorgeetzten Behörde die Einstellung des Baues angeordnet, dann aber im Herbst 1876 die Bauthätigkeit wieder aufgenommen war, durch ein bedeutendes Hochwasser wieder fortgeschwemmt wurde. Um dieser Gefahr nicht nochmals ausgesetzt zu sein, wurde ein Holzgerüst gerammt, und von diesem das Hinablassen bis zur Flußsohle der an je 4 Schrauben gehängten Brunnenkränze bewirkt. Das gleichmäfsige Senken der Schrauben wurde hierbei durch den Klang beim Anschlagen derselben mit einem Hammer controllirt.

Die weitere Senkung geschah durch Baggern. Die Anfangs hierzu benutzte indische Schaufel ergab, des vorhandenen groben Kiesel wegen, schlechte Resultate. Der auf Blatt 44 dargestellte Schraubenbagger bewährte sich besser. In schlammigem Boden wurde die Construction mit Hülse, in kiesigem die einfach an den Rändern aufgekrempte Schraube verwendet. Während die indische Schaufel mit größerer Bedienungsmannschaft, als an dem Schraubenbagger nöthig war, nur 0,03 cbm per Hub förderte, leistete die aufgekrempte Schraube ebensoviel, die Schraube mit Hülse dagegen das Doppelte.

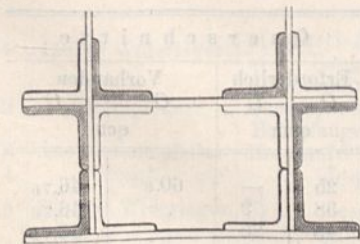
Einige hervorstehende Felsstücke unter den Brunnenkränzen verursachten viele Mühe und mußten durch Stofsböhrer entfernt werden.

Die Zwischenräume zwischen den einzelnen Brunnen wurden, da der Wasserstand Herstellung von kleinen Kappen verhinderte, durch kurze Schienenenden und darauf verlegte Steinplatten überdeckt.

Die Baugruben der auf dem rechtsseitigen Ufer belegenen Pfeiler wurden unter Zuhilfenahme leichter Stützwände bis auf den tragfähigen groben Kies vertieft und die Pfeiler direct auf denselben fundirt. In derselben einfachen Weise erfolgte die Fundirung der Pfeiler der Fluthbrücke im Werrathale.

Sämmtliche Mauerarbeiten wurden im Laufe des Sommers 1877, die Montage des eisernen Ueberbaues im Sommer 1878 beendet.

Letzterer besteht für die Strömöffnungen der Hauptbrücke aus je zwei Parabelträgern, deren Stützweite 31,5 m bei einem Pfeilverhältniß von $\frac{1}{8}$ beträgt, und von denen jeder in 9 Felder à 3,5 m getheilt ist. Da nahezu die Hälfte der parabolischen Uebergangcurve der an die Brücke anschließenden Curve von 350 m Radius auf die erste Oeffnung der Brücke fällt, ergab sich für den zweigeleisigen Ueberbau eine nothwendige Entfernung von 8,3 m zwischen den Mittellinien der beiden Hauptträger.



Obere und untere Gurtung bestehen aus 12 Winkelisen nach der hierneben gezeichneten Anordnung, bei welcher, wie in der Figur durch Schraffirung angedeutet ist, in jedem Knotenpunkte abwechselnd je 6 Winkelisen gestoßen werden. Die 13 mm starken horizontalen und verticalen Stofsplatten dienen zugleich als Anstufplatten für die übrigen Constructionstheile. Der Zuwachs der oberen Gurtung nach den Auflagern hin ist bei constantem Verticalschenkel durch Wachsen der Horizontalschenkel der Winkelisen gebildet.

Es kamen folgende Winkelisenarten zur Verwendung:

Nr.	Seiten mm	Stärke mm
1	92 à 92	13
2	92 à 105	13
3	105 à 105	13
4	92 à 117	13
5	105 à 117	13

Sämmtliche Niete mit Ausnahme derjenigen der Gurtungsaussteifung sind 26 mm stark.

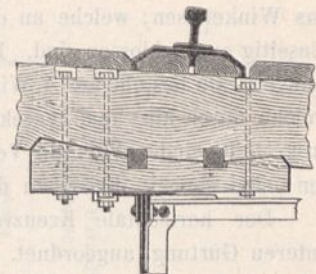
Die Winkelstäbe der oberen Gurtung werden durchgehend durch 60 mm breite, 10 mm starke und unter 45° geneigte Gitterstäbe in horizontaler und verticaler Richtung verbunden und mit 20 mm starken Nieten befestigt.

Die Diagonalen sind aus je 2 Flacheisen von 13 mm Stärke gebildet, welche an die Kantenplatten der entsprechenden Gurtungshälften durch 26 mm starke Niete einschnitig angeschlossen sind.

Die Verticalen sind wegen seitlicher Aussteifung der ganzen Construction stärker construirt, als die Rechnung ergibt. Sie bestehen aus einer Blechwand von 350 mm Breite und 10 mm Stärke, welche an jedem Ende mit 2 Winkelisen von 79 · 79 · 13 mm gesäumt ist. Die Anschlußnieten sind 26 mm stark.

Die Schwellenträger sind 3,5 m lang, als Gitterträger nach dem Dreieckssystem construirt und liegen in 1,75 m Entfernung. Die Schwellentheilung ist $\frac{3500}{4} = 875$ mm, die Trägerhöhe 600 mm.

Die Ueberhöhung der äußeren Schiene in der Uebergangcurve ist nach der beistehenden Skizze durch ein untergeschraubtes Sattelholz gebildet, welches mit Versatzung in die Schwelle eingreift.



Eine Versteifung der Schwellenträger ist einmal an den Enden durch eine Endquerverbindung, ferner durch zwei mit einander vernietete Winkelisen, welche die Mitten von je 4 Schwellenträgern mit einander verbinden, bewirkt.

Die Querträger sind als vollwandige Blechträger mit horizontaler oberer und gekrümmter unterer Gurtung construirt, in der Mitte 1093 mm und an den Enden 785 mm hoch.

Von den Auflagern sind vier als feste und vier als bewegliche Pendellager angeordnet; letztere ruhen auf dem Mittelpfeiler, um eventuell eine gemeinsame Dilationsvorrichtung anordnen zu können.

Der statischen Berechnung der Hauptträger ist pro Knotenpunkt eine permanente Belastung von $p = 6005$ kg und eine mobile Belastung von 15050 kg zu Grunde gelegt, mithin $p + q = \text{rot. } 21060$ kg.

Für die Berechnung der Quer- und Schwellenträger ist eine Belastung durch eine dreiachsige Locomotive von 1,75 m Radstand angenommen, deren Achsen mit je 13000 kg drücken. In ihren Details bieten die Berechnungen nichts Neues, weshalb ihre specielle Mittheilung unterlassen ist.

Das System des Ueberbaues der Fluthbrücke ist das des doppelten Fachwerks mit gezogenen Diagonalen.

Die Hauptträger, zwei für jedes Geleise, haben 17 m Stützweite, sind in einem Abstände von 2 m von einander angeordnet und 2 m hoch.

Die Schwellen liegen direct auf der oberen Gurtung, sind auf 10 mm aufgekämmt, durch kurze Winkelisen gegen Verschiebung in der Richtung der Bahnaxe gesichert und mit verticalen Bolzen auf den Hauptträgern befestigt.

Die beiden einzelnen Systeme sind in allen Theilen gleich, das eine ist das Spiegelbild des anderen; die Felder-

theilung beträgt 1,0 m, so daß unter jeder Schwelle eine Verticale angeordnet ist.

Die untere Gurtung ist aus 2 Winkeleisen von 79 · 69 · 10 mm und einer Stehrippe von 250 · 13 mm gebildet. Nach der Mitte des Trägers hin erfolgt die Verstärkung vom fünften Felde an durch eine Deckplatte von 175 · 10 mm Stärke, und vom siebenten Felde an durch eine zweite von 8 mm Stärke und 175 mm Breite. Die Winkeleisen und Stehrippen sind an denselben Stellen zweimal auf die Länge des Trägers gestoßen. Der Stoß der Stehrippe ist durch beiderseitige Laschen von 10 mm Stärke, der der Winkeleisen durch Deckwinkel erfolgt.

Die obere Gurtung ist in derselben Weise aus 2 Winkeleisen von 79 · 69 · 10 mm, einer Stehrippe von 240 · 10 mm und einer im fünften Felde beginnenden Deckplatte von 171 · 10 mm gebildet. Die aus Flacheisen hergestellten Diagonalen sind zum größten Theil ohne Anwendung von Laschen direct an die Stehrippe der Gurtungen angeschlossen, nur in den Mittelfeldern wurden der Gegendiagonalen wegen einseitige Laschen nöthig. Die Verticalen bestehen aus Winkeleisen, welche an der inneren Seite der Stehrippe einseitig angeschlossen sind. Die bedeutend stärker construirte Endverticale besteht aus 4 Winkeleisen von 79 · 79 · 13 mm, welche durch hin- und hergekrenzte Bleche gegen Zerknicken ausgesteift sind. Wo die Verticalen die Diagonalen kreuzen, sind sie mit denselben durch Haftniete verbunden.

Der horizontale Kreuzverband ist in der Ebene der unteren Gurtung angeordnet. An jedem Knotenpunkte, an welchem derselbe angreift, war daher die Anordnung einer verticalen Kreuzverstrebung erforderlich. Der Horizontalverband ist ein horizontal liegender Träger mit 9 Feldern. Acht von diesen sind 2 m lang und quadratisch, das mittelste ist nur 1 m lang. Die Diagonalen bestehen aus Flacheisen von 10 mm Stärke, welche zur Hälfte unterhalb, zur Hälfte oberhalb der Knotenplatten angeschlossen sind. Die Verticalen des horizontal liegenden Trägers sind aus einfachen Winkeleisen gebildet. — Der Verticalverband besteht aus zwei horizontalen Winkeleisen und zwei gekreuzten Streben aus Winkeleisen von 65 · 65 · 10 mm.

Die Auflager sind Gleitlager und so angeordnet, daß auf jedem Pfeiler ein bewegliches und ein festes ruht. Der Druck auf den Auflagerstein beträgt $\frac{24310}{50 \cdot 28} = 17,4$ kg pro qcm.

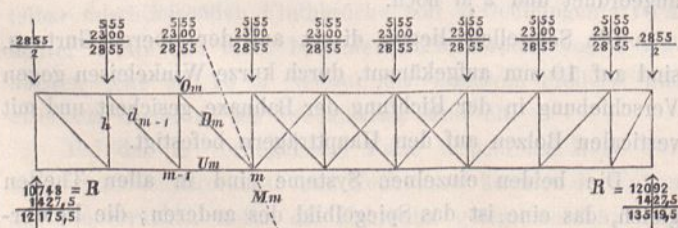
Für die statische Berechnung der Fluthbrücke wurde als Belastung pro lfd. m Träger oder pro Knotenpunkt jedes Systems in Rechnung gestellt:

- 1) Eigengewicht mit Schwellen, Bohlen, Schienen

$$p = \frac{30l + 600}{2} = 555 \text{ kg.}$$

- 2) mobile Last $q = \frac{4600}{2} = 2300$ kg,

$$\text{also } p + q = 2855 \text{ kg.}$$



Die Spannungen ergeben sich aus den Gleichungen

$$O_m = -\frac{M_m}{h}$$

$$U_m = \frac{M_m - 1}{h}$$

$$D_{m_{max}} = \frac{V_m \cdot d_m}{h}$$

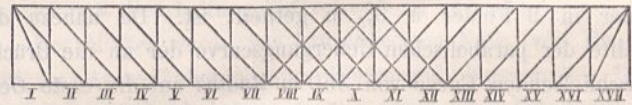
wenn V_m die Vertikalkraft im m ten Felde für die ungünstigste partielle Belastung, d_m die Länge der m ten Diagonale und h die Trägerhöhe ist. Die Spannungen der Gurtungen und Diagonalen gehen aus der folgenden Tabelle hervor.

m	Mm	Für die		Spannungen		Dm	Dm
		geneigte Diagonale Vm	geneigte Diagonale Bm	Um +	Om -		
1	21496	10748	12092	0	-10748	15155	13483
2	37282	8164	9372	+10748	-18641	11511	13215
3	47358	5850	6923	+18641	-23679	8249	9761
4	51724	3807	4744	+23679	-25862	5368	6689
5	50380	2034	2836	+25190	-25862	2868	3999
6	43326	532	1199	+21663	-25190	750	1691
7	30562			+15281	-21663		
8	12088			+ 6044	-15281		
9	0			0	-6044		

Werden nun die Spannungen der beiden Systemen gemeinsamen Constructiontheile addirt, so daß

$$U_{II} = U_1 + U_8$$

$$U_{III} = U_2 + U_8 \text{ u. s. w.,}$$



so ergeben sich die Gesamtspannungen der Gurtungen aus folgender Tabelle:

	Spannungen kg		Querschnitte			
	O	U	Erforderlich		Vorhanden	
			O	U	O	U
			qcm		qcm	
I	16792	0	25	—	60,8	46,76
II	26029	6044	38	9	"	46,76
III	33922	16792	49	25	"	46,76
IV	40304	26029	58	38	"	46,76
V	45342	33922	65	49	77,9	60,26
VI	48869	40304	70	58	"	60,26
VII	51052	45342	74	65	"	71,06
VIII	51724	48869	75	70	"	71,06
IX	= O VIII	50380	75	71	"	71,06
X	= O VIII	48869	75	70	"	71,06
XI	= O VII	= VII	74	65	"	71,06
XII	= O VI	= VI	70	58	"	60,26
XIII	= O V	= V	65	49	"	60,26
XIV	= O IV	= IV	58	38	60,8	46,76
XV	= O III	= III	49	25	"	"
XVI	= O II	= II	38	9	"	"
XVII	= O I	= I	25	0	"	"

Die Berechnung der Verticalen ist so erfolgt, daß zu der jedesmaligen Vertikalkraft des betreffenden Feldes noch der wirklich mögliche, direct auf die Verticale übertragene Raddruck von 6000 kg in Zusatz gebracht ist. Die Gesamtspannungen ergeben sich dann nach Summation derjenigen der beiden Systemen gemeinschaftlichen Verticalen zu:

	Spannung in kg	Vorhandener Querschnitt, Winkelisen-Sorte in mm
V ₀	29395	4 à 79 · 79 · 10
V ₁	15792	2 à 79 · 79 · 10
V ₂	14448	1 à 79 · 104 · 13
V ₃	13042	1 à 79 · 79 · 13
V ₄	11864	1 à 79 · 79 · 13
V ₅	11623	1 à 79 · 79 · 10
V ₆	9550	1 à 79 · 79 · 10
V ₇	8844	1 à 79 · 79 · 10
V ₈	7507	1 à 79 · 79 · 10

Der Anschluß der Verticalen an die Gurtung mit der erforderlichen Nietenzahl ist durch besondere kürzere Anschlußwinkelisen erfolgt.

Die gewählten Dimensionen gewähren ausreichende Sicherheit gegen Zerknicken, da ein Winkelisen von 2 m Länge ohne Gefahr belastet werden kann mit $Q = \frac{\pi^2 \alpha}{2^2}$, worin der Coefficient $\alpha = \frac{1}{4}$ anzunehmen ist.

Es kann also belastet werden ein Winkelisen von 79 · 79 · 13 mm mit 13375 kg
 - 79 · 79 · 10 - - 10665 -
 - 79 · 104 · 13 - - 14562 -

Bei 4 m Wagenhöhe und 100 kg Winddruck pro qm beträgt der Druck pro lfd. m 400 kg, hierzu kommt der Winddruck auf die 2,4 m hohe Eisenconstruction, welche $\frac{1}{4}$ voll gerechnet wird. Auf jeden Knotenpunkt kommen also
 constante Last $2 \cdot \frac{1}{4} \cdot 2,4 \cdot 100 = 120$ kg
 mobile Last $2 \cdot 400 = 800$ -
 Summa 920 kg.

Unter Annahme dieser Knotenpunktsbelastung ist der horizontale Kreuzverband berechnet.

Die Gesamtkosten der Werra-Hauptbrücke haben rot. 224000 M., die der Werra-Fluthbrücke 72130 M. betragen.

In der folgenden Tabelle I sind die Kosten der Fundamentirung und Aufmauerung der einzelnen Pfeiler für drei der vorbeschriebenen Flußbrücken übersichtlich zusammengestellt:

Tabelle I.

Laufende Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Bemerkungen
	Bezeichnung der einzelnen Brückenpfeiler	Fundirungsart	Fundament- basis in qm	Fundament- tiefe in m	Fundament- mauerwerk in cbm	Kosten der Fundirung M.	Kosten der Fun- dirung a cbm M.	Höhe der Pfeiler in m	Kosten der Auf- mauerung der Pfeiler M.	Kosten der ganzen Pfeiler M.	

1. Lahnbrücke bei Lollar.

1	Landpfeiler	direct auf d. Baugrund	87,49	1,28	81,56	5048	61,89	7,9	16016	21064	
2	Strompfeiler	auf Brunnen fundirt	64,25	5,0	321,25	29165	90,78	3,94	5818	34983	
3	desgl.	desgl.	64,25	4,1	203,43	19710	96,88	3,94	5818	25528	
4	Landpfeiler	direct auf d. Baugrund	81,72	3,1	261,65	11254	42,99	7,9	19916	31170	
		Summa				65177			47568	112745	

2. Fuldabrücke bei Malsfeld.

1	Linkes Widerlager	a) direct auf den b) Baugrund	131,37 100,07	2,45 1,78	257,88 125,06	10611 9814	41,15 78,41	13,02 13,02	57970	78395	
2	Strompfeiler	Betonfundirung zwi- schen Spundwänden u. Betonfangedämmen	143,80	2,80	359,1	29880	83,20	18,25			47765
3	Inundationspfeiler	direct auf d. Baugrund	92,75	1,72	151,97	8611	57,33	18,04	41861	50472	
4	desgl.	desgl.	103,60	2,42	228,11	7285	31,94	16,48	36162	43447	
5	Rechtes Widerlager	a) b) desgl.	100,07 131,37	2,25 2,25	214,37 268,34	7286 8087	33,99 30,01	16,48 16,48	75632	91005	
		Summa				81574					259390

3. Werrabrücke bei Eschwege.

1	Linker Landpfeiler	a) hölzerne Senk- kasten auf Fels b) fundirt	30,06 26,06	3,5 3,81	85,90 96,80	4742 3404	55,20 35,17	7,35 7,35	13526	21672	
2	Strompfeiler	3 gemauerte Senk- brunnen	51,55	2,12	108,80	9345	85,92	9,92			10959
3	Inundationspfeiler	direct auf d. Baugrund	47,01	3,98	150,50	4725	31,39	6,30	5703	10428	
4	desgl.	desgl.	33,36	3,10	82,78	2992	36,14	5,76	3445	6437	
5	desgl.	desgl.	32,51	3,87	95,84	3480	36,31	5,76	3445	6925	
6	desgl.	desgl.	32,51	2,21	58,01	2575	44,39	5,76	3445	6020	
7	desgl.	desgl.	32,51	1,92	52,41	2410	45,98	5,76	3445	5855	
8	desgl.	desgl.	32,51	2,08	60,40	2610	43,21	5,76	3445	6055	
9	desgl.	desgl.	32,51	3,10	73,86	2915	39,47	5,76	3445	6360	
10	Rechter Landpfeiler	desgl.	50,04	2,03	95,05	3462	36,42	7,71	13953	17415	
		Summa				42660			64811	107471	

2. Viaducte.

Hierzu gehören: der Effze-Viaduct bei Relbehausen, der Frieda-Viaduct bei Frieda und der Frieda-Viaduct bei

Lengsfeld a/St. Da diese drei Bauwerke sowohl in ihrer allgemeinen Anlage, als auch in den Details nach denselben Principien construiert und ausgeführt worden sind, so soll

eingehender hier nur der Viaduct über das Effzethal beschrieben werden.

a. Der Viaduct über das Effzethal bei Relbehausen (Bl. 45 und 46).

Etwa 4 km oberhalb der Kreisstadt Homberg überschreitet die Bahnlinie das Thal des sich in die Schwalm ergießenden Effzeflusses mit einer Steigung von 1 : 100 und in einer Höhe von rot. 28 m über der Sohle desselben mittelst eines Viaductes, dessen Ausführung nach den angeordneten vergleichenden Kostenberechnungen sich ca. 100000 \mathcal{M} billiger ergab, als die eines Erddammes, da bei letzterem drei besondere, umfangreiche Bauwerke zur Durchführung des Effzeflusses, der Chaussee von Homberg nach Hersfeld und eines Feldweges erforderlich gewesen wären.

Weitere vergleichende Kostenermittlungen, sowie der Umstand, daß bei größerer Länge des Viaducts derselbe in eine Curve von 400 m Radius hineingereicht hätte, ließen es als vortheilhaft erscheinen, dem Bauwerk 6 Oeffnungen à 31,5 m Stützweite zu geben.

Wie aus Blatt 45 ersichtlich, dienen die Endöffnungen zur Aufnahme der Damm-Anschlußkörper, sowie zur Durchführung des Feldweges und der Chaussee, während für die Effzedurchführung eine der mittleren Oeffnungen benutzt wird.

Auf beiden Seiten des Viaducts schließt kurze, nur 200 m lange Dammstrecken an. Die Ansichtsflächen der Dammkegel sind mit starken Steinpackungen bekleidet.

Für die einzelnen Oeffnungen wurde eiserner Ueberbau mit über den Trägern liegender Fahrbahn gewählt.

Die Pfeiler sind für das Bedürfnis einer zweigeleisigen Eisenbahn, der Ueberbau zunächst nur für ein Geleise ausgeführt.

Die Fundirung der Pfeiler stieß auf keine Schwierigkeiten, da in einer Tiefe von 2 bis 3 m unter Terrain fester, tragfähiger Baugrund vorhanden war. Bei den Pfeilern Nr. 1 bis 5 bestand derselbe aus grobem Kies, bei den Pfeilern Nr. 6 und 7 aus basaltischem trockenen Lehm und Thon, mit großen Basaltklumpen vermischt.

Die Fundamente des Pfeilers Nr. 6 sind an der Bachseite durch eine Spundwand eingeschlossen, und außerdem ist das Bachufer längs desselben zur Vermeidung einer Unterspülung des Pfeilers durch eine starke Ufermauer begrenzt. Die Mittelpfeiler haben sämtlich zwei Fundamentabsätze, und zwar je nach der Lage des tragfähigen Baugrundes von je 1,0 bis 1,5 m Höhe erhalten; davon ist der unterste 6,5 m breit, 12,5 m lang und der obere 5,7 m breit und 11,7 m lang.

Die Belastung des Baugrundes beträgt rot. 3,4 kg pro qcm. Das Fundamentmauerwerk ist durchweg aus großen lagerhaften Bruchsteinen in hydraulischem Mörtel hergestellt.

Auf dem oberen Fundamentabsatz liegt eine und zwar die erste der 0,5 m hohen Binderschichten aus Werksteinen, welche den Pfeiler nach der Länge und Breite durchziehen. Der zwischen den Bindersteinen verbleibende Raum ist mit Bruchsteinmauerwerk ausgefüllt. Die zweite Binderschicht folgt in Sockelhöhe. Bei Pfeiler Nr. 2 ist der Sockel 3,0 m hoch angenommen, und steigt die Höhe der Sockel von Pfeiler zu Pfeiler mit der Gradienten der Bahn, während der über dem Sockel befindliche Theil jedes Pfeilers eine constante Höhe von 23,0 m bis Unterkante Gesims und 24,3 m bis Oberkante Auflagerstein erhalten hat.

Das aufgehende Mauerwerk der Mittelpfeiler besteht aus Bruchsteinmauerwerk mit Bekleidung von in der Ansichtsfläche fein bearbeiteten Schichtsteinen, welche als Läufer durchschnittlich 0,5 m, als Binder 0,65 m in das dahinter liegende Bruchsteinmauerwerk eingreifen. Die Höhe der Schichten variiert zwischen 0,30 m und 0,45 m. In senkrechten Abständen von 2,44 m wird dieses Mauerwerk durch 7 durchgehende 0,5 m hohe Werksteinbinderschichten abgetheilt, welche ebenso wie bei dem Sockelmauerwerk den Pfeiler der Länge und Breite nach durchziehen. Der zwischen Sockel und Gesims liegende Theil des Pfeilers ist mit einer Neigung der Seitenflächen von 1 : 36 ausgeführt. Der Pfeilerkopf besteht aus großen durch eingelassene Eisenklammern mit einander verbundenen Werksteinen.

Die beiden Widerlager sind als Stützmauern construiert. Die Bestimmung der Rückenlinie erfolgte nach der Formel

$$\left(\frac{x}{h}\right)^2 = \frac{y^2}{4h^2} \cdot \frac{3 - \frac{2y}{h}}{2 + \frac{2y}{h}}$$

Zu Gunsten der Stabilität ist hierbei der Einfluß des vorgelegten Mauerwerks und der Gegendruck des vorderen Böschungsdreiecks unberücksichtigt geblieben, sowie das spezifische Gewicht der Hinterfüllung gleich demjenigen des Mauerwerks gesetzt. Die Verstärkung der Mauer an der Vorderfläche erfolgt in gebrochener Linie und beträgt, in der Oberkante des Fundamentes horizontal gemessen, 3,7 m.

Die Fundamente sind normal zur Richtung des resultierenden Druckes angeordnet und erhielten eine derartige Verbreiterung, daß der Druck auf die Fundamente 6 kg pro qcm nicht überschreitet.

Unter dem Auflager der Eisenconstruction sind in senkrechten Abständen von 1,5 m Binderschichten aus Werksteinen von 0,45 m Höhe in das Bruchsteinmauerwerk eingelegt, um eine gleichmäßigere Vertheilung und Uebertragung des Auflagerdruckes zu erzielen.

Die Aufmauerung sämtlicher Pfeiler erfolgte, soweit es der leichte Transport der Materialien gestattete, also auf etwa 3 bis 4 m Höhe über Terrain, ohne, alsdann aber mit Anwendung besonderer Gerüste, welche auf Blatt 46 näher dargestellt sind.

Ein solches Gerüst für einen Mittelpfeiler wurde getheilt zur gleichzeitigen Herstellung der zwei Widerlagspfeiler verwendet, indem die eine Gerüstseite mit den 4 Etagen an dem linken Widerlager, die andere an dem rechten Widerlager auf einem besonders hergestellten, auf den Fundamentabsätzen ruhender Unterbau aufgesetzt wurden. Um ein Schwanken dieser Gerüste zu verhüten, wurden die einzelnen Gerüstetagen mit in das Mauerwerk eingreifenden Holzankern versehen, und nach Herstellung der Pfeiler bis auf etwa 11 m über Terrain wurde das ganze Gerüst noch durch Zangen, welche das Mauerwerk umfassen, befestigt. Während des Baues wiederholt vorgekommene heftige Sturmwinde bewiesen, daß die Stabilität des Gerüsts genügte.

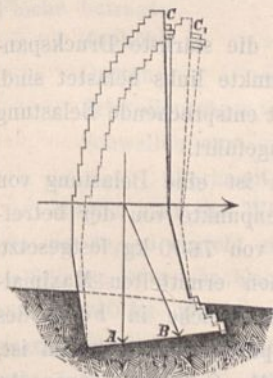
Da, um ein bequemes Abladen der mittelst einer Dampfwinde aufgezogenen Materialien zu ermöglichen, die Höhe einer Gerüstetage von 6,3 m zu hoch war, so wurden von den Maurern noch zwei Zwischentagen mittelst Streichhölzer hergestellt. Bei einer geringeren Aufzugshöhe als 12 m erfolgte das Aufziehen der Materialien meist von Hand.

Zur Mörtelbereitung wurde nur hydraulischer Kalk von Laufach bei Aschaffenburg und gegrabener scharfer Quarzsand verwendet bei einem Mischungsverhältnifs von 1 Theil Kalk zu 2 bis 3 Theilen Sand. Mehr dem Wasser ausgesetzte Fundamente wurden jedoch in Cementmörtel gemauert, welcher aus 1 Theil Cement und 3 Theilen Sand bestand.

Die Ausführung der Mauerarbeiten geschah hauptsächlich à Conto eines Unternehmers in Regie.

Die Höhe des linken Widerlagers beträgt von der untersten Kante des Mauerwerks bis Schienen-Oberkante 33,16 m, die Masse seines Fundamentmauerwerks rot. 565 cbm, des aufgehenden Bruchsteinmauerwerks rot. 1988 cbm, des Werksteinmauerwerks 30 cbm, und dürfte die für die Widerlagspfeiler gewählte Construction für so große Höhe in Deutschland wohl nicht oft zur Anwendung gekommen sein.

Trotz der größten Sorgfalt bei der Ausführung des Mauerwerks und der Erdhinterfüllung gelang es nicht zu verhindern, daß die Widerlagspfeiler nach der Fertigstellung und Hinterfüllung eine Tendenz zeigten, sich nach vorn überzuneigen. Diese Erscheinung ist bei dem sehr bedeutenden activen Erddruck sehr leicht erklärlich. Die Resultante des Pfeilergewichts geht durch den Punkt *A* der Fundamentsohle. Die Resultante aus Pfeilergewicht und größtem Erddruck durch *B*. War zunächst schon der Baugrund am Punkt *A* in Folge der geneigten Lage der Fundamentsohle ursprünglich stärker comprimirt als bei *B*, so wurde diese Compression noch bedeutender durch das aufgesetzte große excentrisch wirkende Pfeilergewicht erhöht, da der Arbeitsbetrieb eine sofortige, gleichmäßig mit den Mauerarbeiten fortschreitende Hinterfüllung nicht gestattete. Nachdem nun die Hinterfüllung beendet und der Erddruck des in Folge anhaltenden Regenwetters sich stark setzenden Dammes die Verschiebung der Resultante von *A* etwa nach *B* bewirkt hatte, mußte bei *B* eine verhältnißmäßig starke Compression des Baugrundes eintreten, die sich natürlich so äußerte, daß Punkt *C* sich nach *C'* bewegte.



Die Entfernungen *CC'* sind je nach der Güte des Baugrundes ganz verschieden. Während am linksseitigen Widerlager diese Entfernung schließlich 34 cm betrug, wurde am rechtsseitigen, auf festerem Baugrunde fundirten Widerlager nur eine derartige Bewegung von 8 cm festgestellt.

Bemerkt mag hier gleich werden, daß am Friedavia-duct bei Frieda, bei welchem ebenso wie beim Lengenfelder Viaduct allerdings schon mit Rücksicht auf die beim Effzeviaduct gemachten Erfahrungen die Unterschneidung nur bis Terrainhöhe durchgeführt, und welcher außerdem auf felsigem Baugrunde fundamertirt worden ist, diese Ueberneigung der Widerlager überhaupt nicht wahrgenommen werden konnte, und daß an den gleichfalls auf recht gutem Baugrunde fundamertirten Widerlagern des Lengenfelder Viaducts diese Ueberneigung nur 2 bis 3 cm betragen hat.

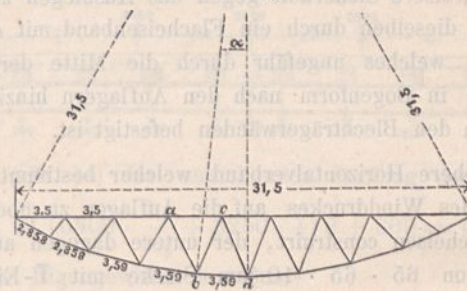
Durch die vorstehend erörterten Erscheinungen wird nur die neuerdings schon mehrfach gewonnene Erfahrung bestätigt, daß sich scharfe Unterschneidungen von hohen

Stützmauern nicht in allen Fällen zur practischen Ausführung eignen, und daß überhaupt die Ausführung mit der größten, schon mehr peinlichen Sorgfalt bewirkt werden muß.

Da beim Effzeviaduct während dieser Bewegungen der eiserne Ueberbau bereits aufgebracht worden war, so mußte die Eisenconstruction mehrmals gehoben und ein Verrücken der Auflagerplatten vorgenommen werden.

Außerdem bewirkten die Pfeilerbewegungen Deformationen der Steinpackungen an den Dammkegeln, welche jedoch unschwer wieder zu beseitigen waren.

Das System des eisernen Ueberbaues ist ein nach dem einfachen Dreieckssystem gebildetes mit Druckstreben, gerader oberer und gekrümmter unterer Gurtung. Die Knotenpunkte der letzteren liegen auf einem Kreisbogen, dessen Radius gleich der Spannweite, d. i. 31,5 m ist.

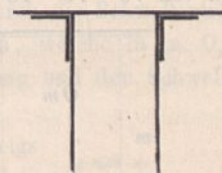


Die Entfernung der Knotenpunkte der oberen Gurtung beträgt 3,5 m, diejenige der unteren Gurtung an den Enden 2,858 m, in der Mitte 3,59 m. Die Strebe *ab* ist parallel *cd* genommen, woraus sich der Centrirwinkel α zu $6^\circ 32'$ berechnet.

Da der Ueberbau zunächst eingeleisig ausgeführt werden sollte, so sind die beiden Hauptträger in 2,8 m Entfernung von einander angeordnet, deren obere und untere Gurtungen durch je einen Horizontalverband verbunden sind.

Die Fahrbahn wird direct auf der oberen Gurtung liegende Querträger, zwischen denen Schwellenträger angeordnet sind, unterstützt.

Die obere Gurtung ist nach nebenstehendem Querschnitt gebildet und besteht aus 2 Verticalplatten von je 300 mm Höhe und 13 mm Stärke, 2 gleichschenkligen Winkeleisen von je $92 \cdot 92 \cdot 13$ mm Stärke und einer Lamelle von 400 mm Breite und 13 mm Stärke.



Der Abstand der Verticalbleche wurde so bestimmt,

- 1) daß das Schlagen der Anschlußniete, sowie der Anstrich im Innern keine Schwierigkeit bietet, und
- 2) daß die Trägheitsmomente in Bezug auf die *X*- und *Y*-Axe annähernd gleich groß sind.

Hiernach wurde der betreffende Abstand zu 168 mm, die Höhe des Querschnitts zu 313 mm ermittelt.

In jedem Felde sind die Stehbleche durch einen Querriegel, an den Knotenpunkten außerdem durch die Streben verbunden.

An jedem Knotenpunkte befindet sich ein Stoß sämtlicher Gurtungstheile. Die Verticalplatten der oberen Gurtung sind durch Stoßplatten von 163 mm Stärke, die der unteren Gurtung mittelst solcher von 13 mm Stärke gestoßen. Die Niete an den Knotenpunkten sind 25 mm stark und die Winkeleisen durch Deckwinkel gestoßen.

Die untere Gurtung, durchweg von demselben Querschnitt, ist wie die obere gebildet. Sie besteht aus zwei Verticalplatten von 250 mm Höhe und 13 mm Stärke, zwei gleichschenkligen Winkeleisen von 79 · 79 · 14 mm, und einer Lamelle.

Bei Knotenpunkt IX befindet sich in der unteren Gurtung eine Oeffnung zur Abführung des zwischen die Verticalplatten dringenden Wassers. In den Endfeldern sind die Gurtungen zu einem Blechträger zusammengeführt, dessen Höhe über den Auflagern 406 mm beträgt. Der Querschnitt des Blechträgers gestaltet sich kastenförmig, oben und unten geschlossen.

Die Diagonalen, welche auf Zerknickung beansprucht werden, sind sämtlich \sqsubset -Eisen von gleichem Querschnitt. Um eine größere Sicherheit gegen das Ausbiegen zu erlangen, sind dieselben durch ein Flacheisenband mit einander verbunden, welches ungefähr durch die Mitte der Hauptträgerwand in Bogenform nach den Auflagern hinzieht und daselbst an den Blechträgerwänden befestigt ist.

Der obere Horizontalverband, welcher bestimmt ist, die Wirkung des Winddruckes auf die Auflager zu übertragen, ist aus Flacheisen construiert, der untere dagegen aus Winkeleisen von 65 · 65 · 10 mm Stärke mit T-Eisen als Verticalen.

Durch Anordnung von zwei Horizontalverbänden wurde ein verticaler Kreuzverband überflüssig. Bei der geringen Höhe am Auflager kann derselbe auch dort fehlen, doch sind gegen die Auflager hin die Endquerträger durch Dreiecke abgesteift.

Die Schwellenträger, als Blechträger construiert, haben bei 3,5 m Länge eine Höhe von 400 mm und Winkeleisen von 92 · 92 · 13 mm erhalten. Die Träger sind mit 4 Nieten von 25 mm Stärke an die Querträger angeschlossen. Letztere sind ebenfalls als vollwandige Blechträger construiert; sie haben 450 mm Höhe, 10 mm Blechstärke und Winkeleisen von 79 · 79 · 13 mm Stärke.

m	Spannungen					Querschnitte				
	<i>O_m</i>	<i>O_m</i>	<i>O</i>	<i>U_m</i>	<i>U_m</i>	<i>U</i> gesamt	<i>O</i>		<i>U</i>	
	—	durch Wind	gesamt	+	+		Erforderlicher	Vorhandener	Erforderlicher	Nutzbarer vorhandener
							qcm	qcm	qcm	qcm
1	82000	11000	93000	92300	0	92300	132,86	167,7	131,86	138,4
2	84850	19300	104350	94400	2050	96450	149,07	167,7	137,79	138,4
3	86700	24750	111450	92850	3650	96500	159,21	174,5	137,86	138,4
4	87900	27500	115400	90900	5060	95960	164,86	174,5	137,09	138,4
5	88300	27500	115800	90700	5550	96250	165,43	174,5	137,36	138,4

Die einzelnen Theile der oberen Gurtung, auf Zerknickung beansprucht, werden als an ihren Enden frei bewegliche Stäbe betrachtet, deren Länge = 3,5 m ist.

Die größte in einem solchen Stabe auftretende Druckspannung ist: $K = \frac{P}{f} \left(1 + \frac{fl^2 \cdot \alpha}{J \cdot 8} \right)$, wo *P* die centriscch wirkende Kraft, *f* und *l* Querschnitt und Länge des Stabes, *J* Minimal-Trägheitsmoment, α ein Coefficient = $\frac{1}{1300}$ bedeutet.

Das kleinste Trägheitsmoment der oberen Gurtung ergibt sich für die Schwerpunktsaxe zu $J = 15023$.

Da der Viaduct in einem Gefälle von 1 : 100 liegt, so sind die Hauptträger in derselben Neigung angeordnet. Die Auflager, von denen auf jedem Pfeiler ein festes und ein bewegliches liegt, sind so disponirt, daß das feste Auflager jedesmal das höher gelegene eines Trägers ist.

Die verschiedene Höhenlage ist auf den Pfeilern durch Dimensionen der gußeisernen Schuhe, nicht durch die Lage der Auflagersteine bewirkt.

Die beweglichen Lager sind Pendellager mit je 6 Pendeln von 150 mm Durchmesser.

Für die statische Berechnung des eisernen Ueberbaues wurde das Eigengewicht der Gesamtconstruction pro lfd. m Geleis $p = 800 + 30l = 1745$ kg, die mobile Belastung für Berechnung der Gurtungen zu 4320 kg pro lfd. m Geleis oder $\frac{4350}{2} \cdot 3,5 = 7600$ kg pro Knotenpunkt angenommen.

Für Berechnung der Streben ist entsprechend zwei einem Zuge vorangehenden Maschinen von 39 t Gewicht und 1,5 m Achsstand für 3 Knotenpunkte eine größere Belastung angenommen.

Da die \backslash geneigten Streben die stärkste Druckspannung erhalten, wenn die Knotenpunkte links belastet sind, so ist für diese die der Wirklichkeit entsprechende Belastung von 11500 kg pro Knotenpunkt eingeführt.

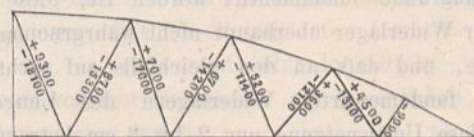
Für die $/$ geneigten Streben ist eine Belastung von 9500 kg für die drei ersten Knotenpunkte von der betreffenden Strebe aus, für die übrigen von 7600 kg festgesetzt.

Zu den unter obigen Annahmen ermittelten Maximalspannungen treten noch diejenigen, welche in Folge des Winddruckes, welcher zu 125 kg pro qm angenommen ist, von den Horizontalverbänden auf die Gurtungen ausgeübt werden.

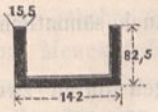
Aus nachfolgender Tabelle, worin *O_m*, *U_m* die Spannungen bezw. des *m*ten oberen und *m*ten unteren Gurtungstheiles bezeichnen, sind die bei einer zulässigen Beanspruchung von 700 kg pro qcm erforderlichen und die angewendeten Gurtungsquerschnitte ersichtlich:

Die combinirte Beanspruchung ist demnach:

$$K = 174,5 \left(1 + \frac{174,5}{15025} \cdot \frac{122500}{8 \cdot 1300} \right) = 753 \text{ kg.}$$



Die Maximalspannungen der Diagonalen ergeben sich, wie in vorstehender Skizze eingeschrieben ist.



Wie schon oben erwähnt, haben die Streben sämtlich dasselbe L-Eisen-Profil von nebenstehender Form erhalten; der Querschnitt beträgt 40 qcm, die Beanspruchung der längsten Strebe auf

Druck demnach $\frac{18100}{40} = 453$ kg pro qcm. Da die Streben, deren längste = 4,4 m ist, auch auf Knickfestigkeit beansprucht werden, so ist die combinirte Inanspruchnahme der 4,4 m langen Strebe $K = \frac{P}{f} \left(1 + \frac{f \cdot l^2 \alpha}{J \cdot 8} \right) = 453 \left(1 + \frac{40}{260} \cdot \frac{220^2}{8} \cdot \frac{1}{1300} \right) = 779$ kg.

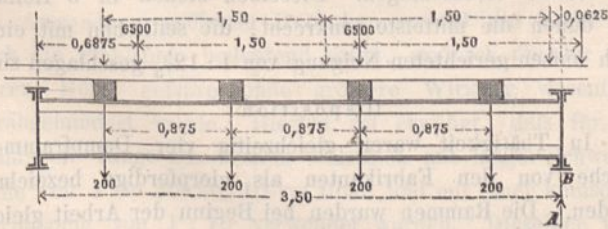
Für l ist nur die halbe Länge $l = 2,2$ m eingeführt, was dadurch motivirt erscheint, daß die Streben an beiden Enden als eingespannt zu betrachten sind und außerdem die Mitten der Streben durch ein Band in ihrer Lage erhalten werden.

Horizontalverband. Die dem Winddruck ausgesetzte Fläche beträgt:

- Zughöhe = 4 m (mobile Belastung)
- Gurtung = 0,3 -
- Schwellenträger = 0,4 - (permanente Belastung)
- Schwellen etc. = 0,3 -
- überhaupt 5,0 m.

Nimmt man die Wirkung des Winddruckes zu 125 kg pro qm an, so ergibt sich ein Druck pro lfd. m von $5 \cdot 125 = 625$ kg, oder per Knotenpunkt von $3,5 \cdot 625 = 2200$ kg, wovon 440 kg als permanente, 1760 kg als mobile Last anzusehen sind. Für die untere Gurtung ist eine Höhe von rot. 1 m, also $3,5 \cdot 125 =$ rot. 440 kg per Knotenpunkt in Rechnung gestellt.

Schwellenträger. Die ungünstigste Laststellung ergibt sich unter Annahme von 200 kg Eigengewicht per Lastpunkt und einer Maschine von 39 t Gewicht und 1,5 m Radstand aus beistehender Skizze.



Die Auflagerreaction

$$B = 6500 \left(\frac{2 \cdot 0,6875 + 1,50}{3,5} \right) + 200 \cdot \frac{1}{8} + 1857 \cdot \frac{7}{8} = 7364 \text{ kg.}$$

Das Maximalmoment

$$M = \left\{ 7364 \cdot \frac{3}{8} - (1857 + 200) \cdot \frac{1}{4} \right\} 350 = 786540 \text{ kg cm.}$$

Das Widerstandsmoment nebenstehenden Querschnitts beträgt $W = 1215$, daher die Beanspruchung

$$k = \frac{786540}{1215} = 647 \text{ kg.}$$

Der größte Auflagerdruck findet statt, wenn die Maschine diejenige Stellung einnimmt, welche in vorstehender Figur die punktirten Pfeile andeuten, und ist:

$$A_{max} = \frac{6500(3,0625 + 1,5625) + 3715 \cdot 0,4375 + 400}{3,5} = 9454.$$



Hiernach ist die größte Horizontalschubspannung in der Blechwand bei 345 mm Entfernung der Angriffspunkte der oberen und unteren Mittelkraft pro qcm bezw. cm

$$s_h = \frac{9454}{34,5} = 274 \text{ kg.}$$

Diese Schubkraft bleibt daher noch bedeutend unter der zulässigen Grenze von 350 kg per qcm.

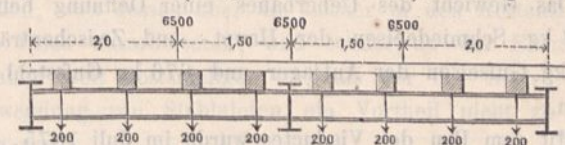
Die Anzahl der 20 mm starken Anschlußniete beträgt

$$n = \frac{9454}{2,0 \cdot 1,0 \cdot 1100} = \text{rot. } 5 \text{ Niete.}$$

Die Niettheilung im ersten Felde des Schwellenträgers berechnet sich bei 20 mm starken Nieten zu

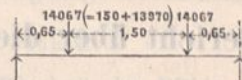
$$\frac{2,0 \cdot 1,0 \cdot 1100 \cdot 34,5}{9554} = 8,03 \text{ cm.}$$

Querträger: (Trägerhöhe 450 mm). Die größte Be-



lastung tritt bei der vorstehenden Stellung der Maschine ein und ist $\left(6500 \cdot \frac{2,0}{3,5} + 3250 \cdot \frac{7}{8} \right) 2 + 800 = 13917$ kg.

Das Eigengewicht des Querträgers beträgt 300 kg, so daß sich das Maximalmoment berechnet zu $M = 14067 \cdot 65 = 914355$ kg cm.



Das Widerstandsmoment beistehenden Querschnitts beträgt nach Abzug der Niete und des mittleren Theiles des Verticalblechs $W = 1402$, daher die Beanspruchung

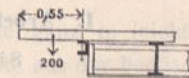
$$k = \frac{914355}{1402} = 652 \text{ kg.}$$



Die horizontale Schubspannung ist $s_h = \frac{14067}{40,6} = 350$ kg pro qcm.

Der Fußsteig wird durch L-Eisen, die vor die Köpfe der Querträger genietet sind, und durch die Schwellenträger unterstützt. Er besteht aus L-Eisen, welche in ca. 0,9 m Entfernung auf dem L-Eisen-Unterzug und den Schwellenträgern befestigt sind.

Bei einer Belastung des Fußsteigs von 400 kg pro qcm erhält jedes ausgekrigte L-Eisen nach nebenstehender Figur einen Druck von $400 \cdot 0,9 \cdot 0,55 =$ ca. 200 kg.



Das Maximalmoment beträgt demnach $M = 200 \cdot \frac{55}{2} = 5500$.

Das L-Eisen hat ein Widerstandsmoment $W = 25$, die Beanspruchung beträgt daher $K = \frac{5500}{25} =$ rot. 220 kg pro qcm.

Auflager. Der Maximalauflagerdruck beträgt 68500 kg. Die Lagerplatten sind 700 zu 1000 mm groß, so daß der Druck pro qcm Auflagerstein $= \frac{68500}{7000} = 9,8$ kg beträgt.

Bei der Größe der Auflagersteine von 1000 zu 1250 mm erhält das darunter befindliche Mauerwerk einen Druck von $\frac{68500}{125 \cdot 100} = 5,5$ kg pro qcm.

Jedes der 6 Pendel eines beweglichen Auflagers erhält einen Druck von $\frac{68500}{6} = 11420$ kg oder pro lfd. m $= \frac{11420}{40} = 285,5$ kg.

Die Montage des eisernen Ueberbaues war Sache der liefernden Fabrik und erfolgte in der Weise, daß in jeder Oeffnung zunächst zwei Thürme (Bl. 46) aus verzimmerten Hölzern aufgestellt und hierüber zwei Howe'sche Träger gelegt wurden, welche das eigentliche Montagegerüst trugen. Nach Aufstellung des Gerüsts wurden die zum Theil schon in der Fabrik zusammengesetzten Constructionstheile aufgewunden und zusammengesetzt.

Die Montage einer Oeffnung erforderte im Winter 6 Wochen, im Sommer 5 Wochen bei einer Arbeiterzahl von 16 Schlossern und einem Monteur.

Das Gewicht des Ueberbaues einer Oeffnung beträgt 43358 kg Schmiedeeisen der Haupt- und Zwischenträger, 2306 kg Gufseisen der Auflagers und 676 kg Gufsstahl der Stelzen.

Mit dem Bau des Viaductes wurde im Juli 1875, mit der Aufmauerung des oberen Theils sämtlicher Pfeiler des-

selben jedoch erst im Mai 1877 begonnen. Am 4. Juni 1878 waren die Maurer- und Ende August auch sämtliche übrigen Arbeiten vollendet.

Bei der Belastung der Brückenöffnungen durch zwei mit den Kopfseiten gegen einander gestellte Maschinen von je 75,6 t Gewicht incl. Tender und einer dritten Maschine von 57 t Gewicht zeigten sich elastische Durchbiegungen von in med. 18 mm, welche sich bei raschem Fahren der Maschinen noch um 5 mm vermehrten.

Die Herstellungskosten des Viaducts betragen in abgerundeten Summen:

a) für Erdarbeiten	5497 M.
b) - Maurerarbeiten	60439 -
c) - Maurermaterialien	155320 -
d) - Zimmerarbeiten	14920 -
e) - Zimmermaterial	8500 -
f) - Eisenarbeiten incl. Material	107273 -
g) - Hilfsmaschinen, Geräte und Gerüste	6992 -
h) - Insgemein	8921 -
	zusammen 367870 M.

(Schluß folgt.)

Bericht über die erzielten Leistungen und aufgewendeten Kosten bei den Rammarbeiten auf einer Viaductstrecke der Berliner Stadteisenbahn.

Die nachstehend zusammengestellten Daten über Rammarbeiten mit Dampftrieb sind bei den Pfahlrostfundirungen auf der zwischen der Unterbaumstraße und dem Alexanderufer belegenen Viaductstrecke der Berliner Stadteisenbahn in der Arbeitsperiode vom 24. Juli bis 15. November 1878 gesammelt worden. Zu bemerken ist hierbei, daß mit denselben Rammen bereits in den vorhergehenden Jahren bei der Stadteisenbahn Arbeiten ähnlicher Art in größerem Umfange ausgeführt waren, so daß bei Beginn der oben genannten Periode sowohl eine Anzahl im Dienste bewährter Rammen, als auch eine zum großen Theil eingetübte und mit der Arbeit vertraute Bedienungsmannschaft zur Verfügung standen, mithin die hier besprochenen Arbeiten als eine durchaus normale Leistung angesehen werden können.

I. Arbeiten mit vierpferdigen Rammen.

Situation und Baugrund.

Bei der genannten Viaductstrecke ergaben die angestellten Bodenuntersuchungen die Nothwendigkeit, etwa 19 Viaductpfeiler auf Pfahlrost zu fundiren. Es bestand nämlich die oberste Schicht des Terrains, durchschnittlich 2,5 bis 3 m stark, aus aufgeschüttetem Boden; darunter fand sich, von früheren an dieser Stelle befindlich gewesenen Seitenarmen der Spree herrührend, eine an einzelnen Stellen bis 9 m starke Schicht von Torf- und Moorboden, unter dieser liegt Sand, welcher bald in feinen Kies übergeht. Damit die Pfähle die nöthige Tragfähigkeit erlangten, mußten jedem derselben im Durchschnitt 300 Schläge mit einem 1100 kg schweren Bären, bei einer Fallhöhe von 3 m, gegeben werden.

Die Baugruben der Pfeiler, rund 14 m von einander entfernt, waren bis auf den Grundwasserspiegel, etwa 2,5 bis 3 m unter Terrainhöhe, ausgehoben, so daß die durch-

schnittlich 10 m langen Pfähle, welche auf ihre ganze Länge eingerammt wurden, an den tiefsten Stellen ein, im Allgemeinen aber mehrere Meter in den tragfähigen Baugrund hineinreichen. Der letzte Theil eines jeden Pfahls, etwa 1 m lang, mußte wegen der durch die Schwellen, Schienen, Räder und Untergestelle der Rammen verloren gehenden Höhe mit Hilfe einer Rammjungfer eingeschlagen werden.

Mit Ausnahme des schrägen Straßenpfeilers Nr. 1, dessen Pfahlrost 304 Pfähle enthält, waren in jeder Baugrube 100 Pfähle einzuschlagen. Dieselben stehen in 5 Reihen, von denen die mittelste senkrecht, die seitlichen mit einer nach außen gerichteten Neigung von 1:12,5 geschlagen sind.

Disposition.

In Thätigkeit waren gleichzeitig vier Dampfrahmen, welche von den Fabrikanten als vierpferdige bezeichnet werden. Die Rammen wurden bei Beginn der Arbeit gleichmäßig über die Baustelle vertheilt, und sollte jede eine zusammenhängende Reihe von Pfeilern rammen, wobei der Transport der Rammen von einer Baugrube in die andere durch einen zu diesem Zwecke hergestellten Durchstich zu geschehen hatte.

Diese Disposition konnte jedoch äußerer Umstände halber nicht immer eingehalten werden, sondern es mußte mehrmals ein weiterer Transport einer Ramme, verbunden mit Heben und Wiederherablassen in die Baugrube, vorgenommen werden, ein Umstand, welcher bei dem in der nachfolgenden Tabelle I dargestellten Verhältniß zwischen der wirklichen Rammzeit und der ganzen aufgewendeten Zeit in Betracht zu ziehen ist.

System der Rammen.

Die zur Verwendung gekommenen Dampfrahmen waren solche nach dem Sisson & White'schen Systeme, bei welchen

der Bär durch eine in steter Bewegung befindliche endlose Kette gehoben wird. Dieselben waren bezogen aus der Fabrik von Menck & Hambrock in Ottensen bei Altona, und betragen die Beschaffungskosten, fertig montirt auf der Baustelle, für eine vierpferdige Ramme (Höhe der Lauf Ruthen 15 m,*) Bärgewicht 1100 kg):

bei Kesseln mit verticalen Siederohren . . . 7400 *M.*,
 bei Kesseln mit horizontalen Siederohren . . . 7700 *M.*

Das Untergestell der Ramme besteht aus 2 Rahmen, von denen der untere auf vier nach allen Seiten drehbaren Rädern ruht, während der obere Rahmen auf dem unteren um einen in der Mitte angebrachten Zapfen drehbar ist. Außerdem ist die ganze Rammstube in Charnieren montirt, derart, daß auch schräge Pfähle eingerammt werden können.

Die Vorzüge dieser Rammen sind die verhältnißmäßige leichte Beweglichkeit derselben, sowohl was das Aufrichten und Niederlegen, als auch das Fortbewegen und Drehen auf den Schienengeleisen betrifft; ferner der schon erwähnte Umstand, daß man ohne Veränderung der Unterlagen etc. nur durch Drehen der Ruthen und Streben um ihre Fußpunkte schräge Pfähle rammen kann. Auch muß als Vorzug hervorgehoben werden, daß jederzeit die Hubhöhe des Bären verändert werden kann.

Den Nasmyth'schen Rammen stehen die Sisson'schen, abgesehen schon von der fehlenden Belastung des Pfahls durch den Cylinder, in dem für den Effect sehr wichtigen Punkte nach, daß die Schläge nicht so rasch, wie bei jenen, folgen. Von eingeübter Mannschaft können mit den Sisson'schen Rammen bei andauernder Arbeit nur 8 Schläge pro Minute gegeben werden, wenn die durchschnittliche Hubhöhe des Bären 3 m beträgt.

Diese Hubhöhe wurde als die für den Effect günstigste Maximalhöhe im vorliegenden Falle durchgehend angewendet, nur bei der letzten Pfahlreihe eines jeden Rostes, bei welcher die Pfähle in Folge der eingetretenen Bodencompression nur noch wenig zogen, mußte die Hubhöhe zeitweise auf 4 m erhöht werden. Es stellte sich heraus, daß bei Anwendung größerer Hubhöhen sowohl die Köpfe als auch die Pfahlringe bedeutend litten, wodurch die der größeren Höhe entsprechende größere Wirkung wesentlich herabgemindert wurde. Hierbei sei erwähnt, daß für die Pfahlköpfe Ringe aus bestem Walzeisen mit langer Schweißstelle von 4 cm Stärke, 10 cm Höhe und mit einer konischen Verjüngung von 1 : 10 verwendet wurden. Dieselben wurden genau auf die Pfahlköpfe aufgepaßt, so daß sie noch 2 cm über dieselben hervorragten und sich erst durch die ersten Schläge des Bären vollständig aufdrückten, wodurch eine starke Compression der Holzfasern in den Pfahlköpfen eintrat. Frühere Versuche mit noch stärker konisch verjüngten Ringen (bis zu einer Neigung von 1 : 5) ergaben kein günstiges Resultat, weil die Ringe entweder gar nicht zu fester Stellung gelangten, sondern nach jedem Schläge zurückfederten, oder aber in Folge der starken Konicität durch die ersten Schläge auseinander getrieben wurden. Bei der mittleren Hubhöhe von 3 m sprang bei den vorliegenden Arbeiten auf durchschnittlich 10000 bis 12000 Schläge ein Ring.

*) Es waren auf anderen Baustellen bis 16 m lange Pfähle zu schlagen.

Was die constructive Ausführung der Rammen betrifft, so ergaben sich die gußeisernen Grundplatten, auf denen jede Maschine montirt war, nicht widerstandsfähig genug. Dieselben mußten successive durch schmiedeeiserne Grundplatten ersetzt werden. Aus demselben Grunde wurden noch andere kleinere Constructionstheile, wie z. B. die Lager der unteren Ketten-Führungsrolle, welche anfänglich in Gußeisen ausgeführt waren, durch schmiedeeiserne ersetzt.

Ferner zeigte sich eine rasche und starke Abnutzung der Niete in der endlosen Kette, welche häufig störende Reparaturen nöthig machte. Das Reißen der Kette, in Folge Abscheerung der geschwächten Niete, ist öfter vorgekommen. Es wurde in Folge dessen ein Versuch mit Stahlnieten statt der schmiedeeisernen gemacht; die Erfahrung ergab jedoch, daß nunmehr die Niete selbst intact blieben, statt dessen aber die Löcher in den Kettenschaken sich rasch ausarbeiteten, und somit, da der Ersatz der Schaken weit kostspieliger ist, als der der Niete, durch Verwendung von Stahlnieten ein Vortheil nicht zu erreichen war.

Die Kette der Ramme, sowie auch die Zunge, mit welcher der Bär in die Kette eingreift und welche sich gleichfalls stark abnutzt, erfordern, um Betriebsstörungen zu vermeiden, eine unausgesetzte und sorgfältige Beobachtung.

Standhaftigkeit der Pfähle.

Um einen Anhalt für die Tragfähigkeit der Pfähle zu gewinnen, wurde die von Weifsbach aufgestellte Formel

$$P = - \frac{F \cdot E \cdot s}{l} + \sqrt{2 Q h \cdot \frac{F \cdot E}{l} + \left(\frac{F \cdot E \cdot s}{l} \right)^2}$$

zu Grunde gelegt. In dieser Formel bedeutet:

P die zulässige Belastung in kg,

F den Querschnitt des Pfahles in qmm,

l die Länge des Pfahles in mm,

E den Elasticitätsmodul des Holzes = 1100,

Q das Bärgewicht in kg,

h die Hubhöhe des Bären in mm,

s die Eindringungstiefe des Pfahls pro Schlag in mm.

Um den etwas zweifelhaften Werth dieser, sowie der ganz ähnlichen Redtenbacher'schen Formel zu prüfen, wurden bereits im Jahre 1877 auf einer anderen Baustelle der Stadteisenbahn Versuche angestellt.

Es wurden 8 bis 9 m lange Pfähle ganz in leichten Sandboden eingerammt, und dann wurde die aus der beobachteten Eindringungstiefe beim letzten Schläge nach der obigen Formel berechnete Last aufgebracht, der Pfahl also auf einfache Sicherheit geprüft. Das Aufbringen der Last geschah durch einen mit Schienen beschwerten Wagen, welcher vermittelt eines Geleises auf zwei, auf dem Pfahle aufliegenden Eisenträgern bewegt wurde. Die Einsenkungen wurden vermittelt eines an dem Pfahle befestigten Fühlhebels mit 10 facher Uebersetzung beobachtet.

Die Versuche wurden unter allmäliger Aufbringung der Last so angestellt, daß der Wagen, nachdem er einige Stunden auf dem Pfahle geruht hatte, entfernt und nach Vermehrung der Last wieder aufgebracht wurde. Bei jeder Belastung zeigte sich ein Sinken des Pfahls, welches zum Theil, als von der Elasticität des Holzes herrührend, nach Wegnahme der Last wieder verschwand. Das Eindringen des Pfahles unter der ruhenden Belastung hörte erst nach

Tabelle I. Leistungen der vierpferdigen Rammen.

Ganze Zeitdauer d. Rammarbeiten, Arbeitstage à 10 Stunden	Regelmäßige Unterbrechungen		Zufällige Unterbrechungen		Wirkliche Ramzeit	Gesamtleistung durchschnittliche						Durchschnittsleistung pr. Tag unter Berücksichtigung				Einige Maximalleistungen pro Woche (à 6 Arbeitstage)	
	Geleisverlegen u. Transp. d. Rammen in d. Baugruben	Transp. d. Rammen zwischen den Baugruben	Reparaturen	Regentage und sonstige Ausfälle		Stückzahl der Pfähle	Länge d. Pfähle	Durchmesser der Pfähle	Gewicht der Pfähle	Anzahl d. Schläge pro Pfahl bei 3 m Hubhöhe	Eingerammte Pfahlänge	Hiervon prämiirt	der ganzen Zeitdauer		d. wirklichen Ramzeit		
													Stückzahl	lfd. m	Stückzahl		lfd. m
272	27,3	17,7	20,0	6,9	200,1	1782	10,0	0,30 ¹⁾	700 ²⁾	300 ³⁾	17986	3112	6,55	66,1	8,9	89,9	498,3
in Procenten:																	
	10%	6,5%	7,5%	2%	74%												506,3
																	519,1
																	534,6
																	577,2

1) Die Verjüngung der Pfähle betrug durchschnittlich 1 : 100 bis 1 : 140.
 2) Das spezifische Gewicht der Pfähle, welche lange im Wasser gelegen hatten, war nahezu 0,30.
 3) Die Anzahl der Schläge pro Pfahl bei den ersten resp. letzten Pfählen eines Rostes variierte zwischen 200 und 450. Beim Pfeiler Nr. 1, welcher 304 Pfähle in einer Baugrube umfasst, erhielten manche Pfähle über 600 Schläge.

Tabelle II. Kosten der Rammarbeiten.

Pos.	Bezeichnung	Gesamtkosten		Specification der Positionen	Kosten	
		in M	in Procenten d. Gesamtsumme		in M	in Procenten
1	Arbeitslöhne	10091,7	55	Maschinist und Heizer Rammmeister, Zimmerleute u. Arbeiter Prämiengelder	2615,7 6695,2 780,8	26 66 8
					10091,7	100
2	Material zum Betrieb der Rammen,					
a)	Kohlen	2879	16			
b)	Schmier- und Putzmaterial	527,4	3	Maschinenöl Talg Schwarze Seife Schmirgel und Putzwolle	375 102,6 22 27,8	71,2 19,5 4 5,3
					527,4	100
c)	Rammjungfern, Pfahlringe und Tauwerk	2266,4	12	Rammjungfern Neubeschaffung von Pfahlringen Reparatur von Pfahlringen Tauwerk, Leinen, Bindedricke etc.	201,4 466 439,5 1159,5	8,9 20,6 19,4 51,1
					2266,4	100
3	Unterhaltung und Reparatur der Rammen, Beschaffung von Reservetheilen etc.	2553,2	14	Roste Zahn-, Trieb- und Stirn-Räder Kettenschaken Splinte Ausrücker Gummiplatten Rambbärzungen und Zungenbolzen Große Reparaturen Kleine Reparaturen	382 317,9 129 17 54 38,8 74,5 829,5 710,5	15 12,5 5 0,7 2,1 1,5 2,9 32,5 27,8
					2553,2	100
	Summa	18317,7	100			
	Hiervon ab der Betrag für Verkauf alter Materialien (cfr. Bemerkungen) 31 + 54 =	85,0				
	bleibt	18232,7				
					d. i. Kosten pro Meter eingerammte Pfahlänge = $\frac{18232,7}{17986} = 1,01 \text{ M}$	

Bemerkungen:
 ad Pos. 1: Die Bedienung jeder Ramme bestand aus 8 Mann, d. i. 1 Maschinist, 1 Heizer, 1 Rammmeister, 2 Zimmerleute und 3 Arbeiter; denselben lag auch das Anspitzen, Beringen und Heranschaffen der Pfähle ob. Die Tagelohnsätze betragen: Maschinist 4 M, Rammmeister 3,25 M, Heizer 3 M, Zimmermann 3 M, Arbeiter 2,50 M. Die gezahlten Prämiengelder betragen 8,4 pCt. des gezahlten Tagelohns.
 ad Pos. 2 a: Der Preis der Kohlen war durchschnittlich 2,15 M pro 100 kg. Es wurden verbraucht pro Tag (à 10 Stunden) wirkliche Ramzeit 660 kg. Der verhältnismäßig starke Kohlenverbrauch erklärt sich dadurch, daß weder der Kessel noch die Maschine mit schlechten Wärmeleitern umpackt sind. Bei 8 Schlägen von 3 m Hub in der Minute ist die Nettoleistung $\frac{1100 \cdot 8 \cdot 3}{75 \cdot 60} = \text{rot. 6 Pferdestärke}$.
 ad Pos. 2 b: Die Preise betragen für Maschinenöl 0,75 M, für Talg 1,03 M, für schwarze Seife 0,58 M pro kg.
 ad Pos. 2 c: Der Preis für die Pfahlringe betrug 0,5 M pro kg. Die Kosten einer 1,8 m langen Pfahljungfer aus Eichenholz incl. der Eisenbeschläge betragen rund 40 M. Für Verkauf von verbrauchtem Tauwerk wurden vereinnahmt 31 M.
 ad Pos. 3: Unter großen Reparaturen sind verstanden: die Reparaturen an Kesseln und wesentlichen Maschinentheilen. Die kleinen Reparaturen beziehen sich auf Rammgestell, Beschläge, Geräte etc. Für Verkauf von verbrauchten Eisentheilen wurden vereinnahmt 54 M.

10- bis 15 maligem Aufbringen desjenigen Gewichtes auf, welches dem nach der obigen Formel berechneten Widerstande des eingerammten Pfahles entsprach. Bei keinem Versuche betrug das Eindringen des Pfahles, bei einer gesammten Belastungsdauer von 60 bis 80 Stunden, mehr als 23 mm. Aus diesem Resultate erhellt wohl, daß man selbst in solchen Fällen, wo schon ein geringes Nachgeben der Pfähle nachtheilig ist, die obige Formel, unter Beifügung eines ausreichenden Sicherheitscoefficienten, ohne Bedenken verwenden kann. Erneute Versuche, welche mit solchen Pfählen angestellt wurden, die nur auf einen Theil ihrer Länge, etwa 3 bis 4 m, eingerammt waren, ergaben kein Resultat. Die Pfähle sanken bei Aufbringung der nach obiger Formel für einfache Sicherheit berechneten Belastung tief in den Boden ein, was wohl seinen Grund darin hat, daß in den oberen lockeren und meistens sehr verschiedenen Bodenschichten die Reibung an den Außenseiten des Pfahls nur eine geringere ist.

Bei den hier in Rede stehenden Pfahlrosten wurden die Pfähle so tief eingerammt, resp. die Schläge so bemessen, daß sie die auf sie entfallende Maximalbelastung nach obiger Formel mit mindestens 8 facher Sicherheit zu tragen im Stande sind. Eine absolut gleiche Standfestigkeit für die gleichbeanspruchten Pfähle eines Pfeilers konnte selbstverständlich nicht nachgewiesen werden, da der Umstand, ob die Pfähle die ersten in einer Baugrube waren, oder eingeschlagen wurden, nachdem schon mehrere Reihen in derselben gerammt waren, einen nicht unwesentlichen Einfluß auf die Eindringungstiefe ausübt.

Leistungen und Kosten.

Auf S. 271 u. 272 sind in Tabelle I die erreichten Leistungen zusammengestellt, während Tabelle II die Gesamtkosten enthält, welche nach den einzelnen Arbeiten und Materialien getrennt sind. Zur Erläuterung der Tabellen muß vorausgeschickt werden, daß behufs Förderung der Arbeiten für die Bedienungsmannschaft der Rammen Prämien ausgesetzt waren. Es wurde als Minimaltagesleistung eine aus früheren Erfahrungen ermittelte Leistung von 75 lfd. m eingerammte Pfahlänge zu Grunde gelegt. Für jedes diese Leistung überschreitende Meter erhielten an Prämie: Rammmeister und Maschinist 3,5 Pfennige, Heizer, Zimmerleute und Arbeiter 2,5 Pfennige. Dabei wurde zur Berechnung der Rammzeit den Mannschaften für das Versetzen der Rammen von einer Pfahlreihe zur anderen, incl. Verlegung der Geleise etc., nur eine Zeit von 3 Stunden in Abrechnung

gebracht. Die gezahlten Prämien betragen 8,4 pCt. des garantirten Tagelohnes.

Wie aus der letzten Colonne der Tabelle I ersichtlich, hat die höchste Tagesleistung, welche erreicht ist, 94 m betragen. Die weiteren Notizen über Anzahl der Bedienungsmannschaft, Tagelohn etc. finden sich in Tabelle II.

Bei der Kostenermittlung sind die Anschaffungs- und Amortisationskosten der Rammen nicht mit in Betracht gezogen. Die verrechneten Reparaturen, Ersatz- und Reserve-theile beziehen sich auf die während und in Folge der Rammarbeiten entstandenen Defecte an Ramme, Maschine und Kessel, während beispielsweise der schon oben erwähnte Ersatz der gußeisernen Grundplatten durch schmiedeeiserne nicht mit in Rechnung gezogen ist, weil diese Kosten lediglich auf einen Constructionsmangel in den Rammen zurückzuführen sind und in ähnlichen Fällen von vorn herein vermieden werden können.

Zum Vergleiche hiermit werden die nachstehenden, mit Rammen desselben Systems auf einigen anderen Baustellen erzielten Resultate, welche in der Zeitschrift des Architekten- und Ingenieur-Vereins für das Königreich Hannover (Jahrgang 1866. Seite 418) und in dem „Hilfsbuche zur Anfertigung von Kosten-Berechnungen von G. Osthoff“ (Seite 171) verzeichnet sind, aufgeführt:*)

1) Fundirungsbauten der Blocklander Entwässerung (Länge der Pfähle 5,2 m, Boden weißer Trieb sand, darunter fester Sand). Kosten pro m gerammte Pfahlänge 1,11 M.

2) Fundirung der Brücke über den Sicherheits-hafen bei Bremen (Länge der Pfähle 6,7 m, Boden abwechselnde Schichten von Trieb sand und blauem Thon, darunter fester Sand). Kosten pro m gerammte Pfahlänge 1,16 M.

3) Hellingsbauten für den Kieler Kriegshafen (Länge der Pfähle 12,5 m, eingerammte Länge 7 m, Boden Thon, darunter Sand). Kosten pro m gerammte Pfahlänge 1,32 M., an anderer Stelle desselben Baues 1,37 M.**)

In der nachstehenden Tabelle ist die Vertheilung der Kosten, soweit die vorhandenen Angaben es zuließen, nach Procentsätzen vergleichend zusammengestellt:

*) Die Kosten sind ebenfalls excl. Beschaffung und Amortisation der Rammen aufgestellt.

***) In den Kosten ad 3 sind diejenigen für Versetzen der Rammen, größere Reparaturen etc. nicht mit enthalten.

Berliner Stadteisenbahn		Blocklander Entwässerung		Hellingsbauten in Kiel	
	pCt.		pCt.		pCt.
Arbeitslohn incl. Transport, Beringen, Anspitzen der Pfähle, Versetzen der Rammen etc.	55	Arbeitslohn	36	Arbeitslohn	55
Brennmaterial	16	Transport, Beringen, Anspitzen der Pfähle, Versetzen der Rammen etc.	25	Brennmaterial	18
Schmier- und Putzmaterial	3	Brennmaterial	7	Schmier- und Putzmaterial	5
Pfahlringe, Jungfern, Tauwerk	12	Schmier- und Putzmaterial	2	Pfahlringe etc. fehlt	
Reparaturen, Reservetheile etc.	14	Pfahlringe etc.	14	Kleine Reparaturen	22
		Reparaturen, Reservetheile etc.	16	Große Reparaturen, Versetzen der Rammen etc. sind nicht mit berücksichtigt.	

Die erzielte tägliche Leistung beträgt

bei der Berliner Stadteisenbahn . . .	66,1	lfd. m Pfahl,
bei der Blocklander Entwässerung . . .	55,1	- - -
bei den Hellingsbauten in Kiel . . .	18,6	- - -
	resp. 19,7	- - -

Hiernach erhellt, daß bei den in Rede stehenden Arbeiten der Stadteisenbahn gegenüber den anderen angeführten sowohl pecuniär (die Kostenersparniß beträgt 10 bis 36 pCt.), als auch, was die tägliche Leistung betrifft, ein günstiges Resultat erzielt worden ist.

Erreicht wurde die hohe Leistung durch eine starke Bemannung der Rammen und einen sehr intensiven Betrieb, während man sich bei den Arbeiten in Kiel (Bedienung 5 Mann) und der Blocklander Entwässerung (Bedienung 4 Mann, excl. der zum Spitzen, Heranholen der Pfähle etc. nöthigen Mannschaft) offenbar hinsichtlich der Arbeitskräfte möglichst eingeschränkt hat.

Daß die hier befolgte Methode nicht für alle Fälle unbedingt zu empfehlen ist, liegt auf der Hand, da eine große Abnutzung der Rammen sowie häufigeres Eintreten von Reparaturen stets damit verbunden sein wird; sie wird aber überall da zu einem guten Resultate führen, wo, wie hier, in kurzer Zeit umfangreiche Arbeiten bewältigt werden müssen und Reserverammen zur Verfügung stehen.

Bei den oben unter 2) aufgeführten Arbeiten am Sicherheitshafen in Bremen ist nach Osthoff's Angaben eine sehr hohe Leistung, nämlich 99,8 lfd. m Pfahl pro Tag, erzielt worden. Es ist dabei zu berücksichtigen, daß es sich dort um kurze, nur 6,7 m lange Pfähle und eine kleine Anzahl (112 Stück) handelt, welche wohl auf höchstens 2 Baugruben vertheilt waren, so daß das Versetzen der Ramme und die Reparaturen nur eine geringe Rolle spielen und die in Rechnung gezogene Zeit annähernd als wirkliche Rammzeit anzusehen ist. Es müßte also mit dieser Leistung die in obiger Tabelle I in vorletzter Colonne verzeichnete Tagesleistung von 89,9 lfd. m in Vergleich gestellt werden.

II. Arbeiten mit zweipferdigen Rammen.

Außer den besprochenen sogenannten vierpferdigen Rammen befanden sich im Besitze der Stadteisenbahn auch zweipferdige Rammen desselben Systems und aus derselben Fabrik bezogen. Die Beschaffungskosten betragen, fertig montirt auf der Baustelle, für eine Ramme (Höhe der Laufrollen 12 m, Bärge wicht 750 kg) 5150 *M*.

Diese Rammen, welche hauptsächlich zum Einschlagen von Rüstpfählen, Spund- und Bohlwänden verwendet wurden und sich dabei sehr gut bewährt hatten, wurden versuchsweise auch bei den oben besprochenen Arbeiten in Betrieb gesetzt, und zwar bei den nördlich belegenen Pfeilern, bei welchen wegen der abnehmenden Stärke der Torfschicht 8 bis 9 m lange Pfähle genügten. Es zeigte sich jedoch bald, daß bei dem vorliegenden Baugrunde und bei Pfahlgewichten von 700 kg diese Rammen nicht die gleichen Vortheile boten, wie die stärkeren Rammen mit 1100 kg Bärge wicht; denn einmal mußten, sobald die Pfähle ein gewisses Stück eingedrungen waren, um den nöthigen Effect zu erzielen, dem nur 750 kg schweren Bären sehr große Hubhöhen (5 bis 5,5 m) gegeben werden, wobei ein zu

großer Theil des Effects auf Formveränderung des Pfahlkopfes und der Ringe verloren ging (es sprang hierbei durchschnittlich schon auf 5000 bis 6000 Schläge ein Ring), andererseits war es nicht möglich, bei dem gegebenen großen Hube in den kleinen Kesseln den Dampf derart zu halten, daß die Arbeit continuirlich betrieben werden konnte. Die betreffenden Rammen wurden deshalb bald wieder außer Betrieb gesetzt und sind in den obigen Tabellen nicht mit in Betracht gezogen.

Einfluß des Jungferns.

Um den durch Anwendung einer Rammjungfer entstehenden Effectverlust festzustellen, wurden bereits im Jahre 1877 bei einer anderen Viaductstrecke der Stadteisenbahn umfangreiche Versuche angestellt. Es wurden bei 12 m langen Pfählen, welche bereits 10 bis 11 m tief in den Boden eingeschlagen waren, bei gleichen Fallhöhen des Bären und sonst gleichen Verhältnissen die Eindringungstiefen beobachtet ohne und mit Einschaltung einer Jungfer. Die letztere war aus Eichenholz gefertigt, hatte eine Länge von 1,8 m, eine Stärke von 0,4 m und wog incl. der Eisenbeschläge 290 kg. Es ergab sich als mittleres Resultat aus zahlreichen Beobachtungen, daß, wenn zwischen den Versuchen mit und ohne Jungfer nur eine ganz kurze Pause lag, der Effectverlust 10 bis 15 pCt. betrug. Sobald jedoch zwischen den Versuchen eine längere Zeit lag, oder inzwischen noch andere Pfähle in der Nähe eingerammt waren, stieg der Effectverlust auf 23 bis 30 pCt., stellte sich also im Mittel auf 27 pCt. Dabei war immer darauf geachtet, daß der Pfahlkopf kein Polster hatte, sondern sich in gutem Zustande befand.

Der letztere Fall ist der für die oben besprochenen Arbeiten zutreffende, denn dort wurde immer eine ganze, 20 Pfähle enthaltende Reihe soweit wie thunlich gerammt und dann, indem die Ramme denselben Weg zurückfuhr, bis zur ganzen Tiefe eingejungfert. Dabei wurden, vor Aufsetzen der Jungfer, die Pfahlköpfe, soweit es erforderlich war, neu angeschnitten.

Die Richtigkeit des angegebenen Effectverlustes von 27 pCt. ist nun neuerdings auf andere Weise durch Beobachtungen bestätigt.

Es wurden:

- 1) bei den Pfählen, welche auf 9 m Länge direct eingeschlagen und auf das letzte Meter eingejungfert wurden,
- 2) bei den Pfählen einer benachbarten Strecke, welche auf 10 m Länge direct eingeschlagen wurden,

die auf jedes Meter des Pfahls entfallenden Rammschläge gezählt, wobei bemerkt wird, daß die Bodenverhältnisse, die Hubhöhe des Bären etc. in beiden Fällen genau die gleichen waren.

Es ergab sich als mittleres Resultat aus zahlreichen Beobachtungen, daß das Verhältniß zwischen den auf das letzte Meter entfallenden Rammschlägen zu den auf die übrigen 9 m aufgewendeten betrug:

bei den Pfählen ad 1 durchschnittlich 1 : 3,25,
- - - ad 2 - 1 : 4,1,

mit anderen Worten: die Anzahl der auf das letzte Meter des Pfahles entfallenden Schläge bei Anwendung einer Jung-

fer verhielt sich zu der entsprechenden Anzahl bei directem Rammen

$$\text{wie } 4,1 : 3,25, \text{ d. i. wie } 1,27 : 1,$$

und ergab sich hieraus wieder derselbe Effectverlust von durchschnittlich 27 pCt.

Mit Hilfe dieser Zahlen kann man nun den pecuniären Einfluß des Jungferns feststellen, d. h. die Frage beantworten, ob es vortheilhafter gewesen ist, das letzte Ende des Pfahls, welches nicht mehr direct geschlagen werden konnte, einzujungfern, oder aber den Pfahl um das betreffende Stück länger zu beschaffen.

Der in der obigen Tabelle II pro lfd. m Pfahl berechnete Preis von 1,01 *M.* ermäßigt sich, wenn man die Beschaffungskosten der Rammjungfern in Abzug bringt, auf rund 1,0 *M.*, und wird man unter Berücksichtigung der großen in dem Gesamtbetrage enthaltenen Generalkosten diesen Preis, ohne einen wesentlichen Fehler zu begehen, auch für solche Pfähle annehmen können, welche ganz direct eingerammt sind.

Es stellen sich danach die Kosten für das Einrammen eines 10 m langen Pfahles auf $10 \cdot 1,0 = 10,0$ *M.*

Hiervon entfallen nach den oben ad 2) berechneten Verhältniszahlen auf das letzte Meter $\frac{10,0}{(4,1 + 1)} = 1,98$ *M.*

Uebertrag 1,98 *M.*

Hierzu kommen die Mehrkosten für Beschaffung von 1 m Pfahl. Dasselbe enthält bei 0,3 m Durchmesser 0,07 cbm à 27 *M.* = 1,89 *M.*

Davon ab für Wiederverkauf des Pfahlabschnittes 0,65 -
bleiben 1,24 -
mithin Gesamtkosten 3,22 *M.*

für das letzte Meter Pfahl bei directem Rammen.

Dieselben Gesamtkosten stellen sich bei Verwendung einer Rammjungfer unter Berücksichtigung des angegebenen Effectverlustes auf $1,27 \cdot 1,98 = 2,51$ *M.*,

dazu für Vorhalten der Rammjungfern (à 40 *M.*), von denen auf rund 360 Pfähle eine verbraucht wurde = $\frac{40}{360} = 0,11$ -
Summa 2,62 *M.*

Es ist somit durch das Jungfern eine allerdings nicht erhebliche Kostenersparniß von $3,22 - 2,62 = 0,6$ *M.* pro Pfahl erzielt worden.

Gleichwerthig würde im vorliegenden Falle das directe Rammen des letzten Meters mit dem Einjungfern erst dann gewesen sein, wenn der Preis des Holzes, statt 27 *M.*, nur 18,4 *M.* pro cbm betragen hätte.

Berlin, den 12. April 1879. J. Wex.

Bericht über einige bei dem Bau der Berliner Stadteisenbahn vorgenommene Belastungsproben zur Ermittlung der Tragfähigkeit hängender Buckelplatten.

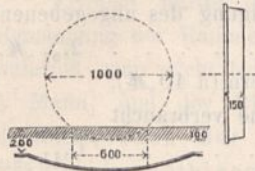
Ueber die Tragfähigkeit von Buckelplatten sind Versuche angestellt worden von Mallet, dem Erfinder dieser Platten, von dem Professor Bauschinger in München (cfr. Winkler, Vorträge über Brückenbau, IV. Heft pag. 59, ferner Pestalozzi, Eiserner Brückenbelag, pag. 45) und von dem Professor Spangenberg in Berlin. Diese Versuche beziehen sich indessen alle nur auf die Tragfähigkeit stehender Buckelplatten, und ist bei denselben die Art und Weise, in welcher diese Platten bei ihrer Verwendung als Brückeneindeckung in Anspruch genommen zu werden pflegen, wenig oder fast gar nicht berücksichtigt. Bauschinger und Spangenberg haben ihre Versuchsplatten durch einen direct auf die Platte aufgesetzten Druckstempel geprüft, während Mallet seine Platten wenigstens einem gleichmäßig vertheilten Druck unterworfen haben will. Letzterer hat indessen unterlassen mitzutheilen, auf welche Weise er die gleichmäßige Vertheilung des Druckes erzielt hat. Eine Prüfung von Buckelplatten, welche mit einer Kies- oder Schotterüberschüttung versehen sind, also in der Art, wie solche Platten zu Brückeneindeckungen wirklich verwendet werden, hat unseres Wissens noch nicht stattgefunden, ebensowenig wie bisher die Tragfähigkeit hängender Buckelplatten experimentell festgestellt worden ist.

Für Eisenbahnbrücken, auf denen, wie es bei der Berliner Stadteisenbahn vorkommt, Weichen und Geleiskreuzungen liegen, deren Fahrbahn außerdem so construirt sein soll, daß das auffallende Wasser gut abgeführt wird und daß beim Passiren der Züge möglichst wenig Geräusch entsteht, eignet sich keine Abdeckung besser, als eine

solche mit hängenden Buckelplatten. In der auf der Abdeckung befindlichen Kies- resp. Schotter-Aufschüttung liegen die Geleise ganz unabhängig von dem eisernen Ueberbau, können daher, wenn es nöthig ist, leicht verschoben werden; auch läßt sich die Höhenlage der Schienen in den Curven leicht reguliren. Das auffallende Wasser kann durch Löcher, welche in der Mitte der Buckelplatten angebracht sind, in darunter befindliche Rinnen fallen und somit leicht nach den Widerlagern hin abgeführt werden, während das Geräusch der passirenden Züge durch die starke Kies- oder Schotterschicht sehr gedämpft wird.

Um nun ein Urtheil über die Tragfähigkeit hängender Buckelplatten, welche mit Kies- oder scharfkantiger Schotterüberschüttung versehen sind, zu gewinnen, wurden drei quadratische Platten von 1490 mm Seitenlänge, 124 mm lichter Pfeilhöhe und 7 mm Stärke von der Dillinger Hütte bezogen und damit die nachstehend beschriebenen Versuche angestellt. Das ebenerwähnte Plattenkaliber wurde gewählt einerseits aus dem Grunde, weil es annähernd die Abmessungen der Platten hat, welche bei der Stadtbahn zur Verwendung kommen sollen, andererseits, weil Bauschinger dasselbe ebenfalls bei seinen Versuchen benutzt hat. Auch die Stärke von 7 mm erschien zweckmäßig, da nach einer von Winkler aufgestellten Formel und im Einklang mit den Mallet'schen Versuchen angenommen werden konnte, daß diese Platten bei einem gleichmäßig vertheilten Druck von etwa 32 t brechen, also 5fache Sicherheit haben würden. Letztere Annahme erwies sich indessen als viel zu niedrig gegriffen.

Wie aus den in den nachfolgenden Tabellen I und II verzeichneten Versuchen hervorgeht, ist eine eingienietete $3\frac{1}{2}$ mm starke quadratische Buckelplatte von 1490 mm Seitenlänge und 124 mm lichter Pfeilhöhe im Stande, bei einer Ueberschüttungshöhe von 100 mm über dem Plattenrand dem Druck eines Locomotivtriebades von 6,5 bis 7 t einen 5- bis 6fachen Widerstand entgegenzusetzen. Mehr als der Druck eines Locomotivrades kann nicht auf eine Platte von dieser Größe kommen. Nimmt man nun an, daß ein Rad einer entgeleiten Locomotive gerade in die Mitte einer Platte zu stehen kommt, sich dabei in der 200



bis 300 mm hohen Beschotterung bis auf 100 mm über Plattenrand eingewühlt und die von dem Rade gedrückte Fläche nur die Größe von $600 \times 150 = 90000$ qmm (vergl. nebenstehende Figur) hat, so würde

nach Obigem, bei diesem für die Buckelplatte gewiß ungünstigsten Belastungsfall, immer noch eine 5- bis 6fache Sicherheit vorhanden sein. Mit Rücksicht auf den Angriff, den die Buckelplatten mit der Zeit durch den Rost erleiden, wird man zwar niemals Platten von dieser geringen Stärke verwenden; es ist aber durch das obige Resultat soviel wenigstens festgestellt, daß bei einer bis auf $3\frac{1}{2}$ mm Stärke abgerosteten Platte noch keine Gefahr für die Construction eintritt.

Zur Ausübung der für die Prüfung erforderlichen Drucke wurde ein Hebelapparat construirt, welcher aus zwei (vorhandenen) zusammengekuppelten 6 m langen und 0,6 m hohen schmiedeeisernen Trägern und einer großen Wagschale zum Aufpacken von Schienen besteht. Den festen Auflagerpunkt für den negativen Auflagerdruck findet der Hebel in einer Verzimmerung, welche in einer der Aussparungen eines der Viaductpfeiler angebracht ist. In 2 m Entfernung von diesem Punkt befindet sich der Lastpunkt für die Druckübertragung auf die zu prüfende Platte und in 3,7 m Entfernung von letzterem, also am Hebelende, der Aufhängepunkt für die Wagschale. Damit die Druckübertragung auch wirklich in diesen Punkten stattfindet, sind sämtliche Lastpunkte mit Rillen und Schneiden construirt. Der Druck des mittleren Lastpunktes wird zunächst durch einen gußeisernen Körper, der eine Grundfläche von $300 \times 300 = 90000$ qmm hat, aufgenommen, von diesem auf die Schotterüberschüttung und von letzterer auf die darunter befindliche Buckelplatte übertragen.

Zur Aufnahme der zu prüfenden Buckelplatte ist ein starker schmiedeeiserner Rahmen construirt, welcher auf ein Holzgeschlinge aufgebolzt ist. Letzteres ruht, um ein Eindringen in den Erdboden während der Belastung zu verhindern, auf einer breiten Holzunterlage. Zur Beobachtung der Durchbiegungen der Plattenmitte dient ein Fühlhebel, welcher unter der Buckelplatte sitzt und an dem Holzgeschlinge befestigt ist.

Zwischen der Wagschale und dem mittleren Lastpunkt waren während der Versuche zwei hydraulische Handwinden (lifting jacks) aufgestellt, mit deren Hilfe nach jeder Vermehrung der Last eine vollständige Entlastung der Buckelplatte schnell und bequem vorgenommen werden konnte.

Bei einer Inanspruchnahme des Eisens in dem Hebel bis zu 1400 kg gestattet der Apparat, wie noch schließ-

bemerkt werden mag, die Ausübung eines Druckes von 45000 kg auf die Buckelplatte.

In den nachstehenden Tabellen sind zunächst die Versuche, welche mit den 3 Platten vorgenommen worden sind, zusammengestellt und durch die in den ihnen angefügten Bemerkungen enthaltenen Angaben so weit erläutert, daß es an dieser Stelle genügen wird, nur einige kurze Ergänzungen hinzuzufügen.

Belastungsproben Tabelle I.

Bei den ersten Versuchen waren, wie aus den bei den Tabellen befindlichen Skizzen und Bemerkungen hervorgeht, zunächst einige Schwierigkeiten in Bezug auf das Ueberschüttungsmaterial zu überwinden. Als bei 40028 kg Druck auf die Buckelplatte (Versuch 19) nur eine bleibende Durchbiegung von 7 mm zu constatiren war, wurde die Ueberschüttungshöhe, welche bis dahin 300 mm betrug, allmähig bis auf 100 mm (Versuch 21) ermäßigt und auch für die weiteren Versuche (mit Ausnahme bei Platte 3) beibehalten.

Nachdem ein Druck von 42828 kg (Versuch 23), also fast die Grenze für den mittelst des Apparates auszuübenden Druck erreicht war, ohne daß die Buckelplatte, außer einem geringen Geradeziehen der Buckelgrate, wesentliche Aenderungen zeigte, wurde beschlossen, die Platte durch Abstemmen zu verschwächen. Die Bemerkungen zu den Versuchen 24 bis 31 enthalten die näheren Angaben über die vorgenommenen Verschwächungen. Wie ferner aus der Tabelle zu ersehen ist, trat der Bruch der auf einen großen Theil ihrer Fläche auf $3\frac{1}{2}$ mm Stärke gebrachten Platte bei einem Druck von 35283 kg ein, während derselbe nach der Winkler'schen Formel bereits bei circa 9000 kg hätte eintreten müssen. Der Holzschnitt am Schluß der Bemerkungen giebt eine Skizze der zerstörten Platte.

Belastungsproben Tabelle II.

Bei diesen Versuchen war die Platte von vornherein am Rande durch $3\frac{1}{2}$ mm tiefe, 7 mm breite Rinnen verschwächt, trotzdem zeigte sich bei einer bis auf 45033 kg gesteigerten Belastung nur eine Vergrößerung der Pfeilhöhe. Erst nachdem die Verschwächung nach der Mitte hin fortgesetzt worden war, trat bei einem Druck von 41485 kg der Bruch ein. Die Risse bildeten sich selbstverständlich, wie auch die den Bemerkungen beigegebene größere Skizze zeigt, in den verschwächten Stellen.

Belastungsproben Tabelle III.

Während die beiden anderen Platten in den schmiedeeisernen Rahmen eingienietet waren, wurde die dritte Platte nur lose ohne Vernietung eingelegt einer Anzahl Druckproben unterworfen. Diese Proben hatten wesentlich den Zweck, den Einfluß des genieteten Randes gegenüber dem nicht genieteten Rande auf die Steifigkeit resp. Tragfähigkeit der Buckelplatte zu beobachten.

Beim Beginn der Versuche befand sich auf der Wagschale, von früheren Versuchen her, noch eine Last von 11755 kg. Um nun das zeitraubende Umpacken der Schienen möglichst zu beschränken, wurde in der Weise vorgegangen, daß die auf der Wagschale befindliche Last so lange verringert wurde, als sich bei einem Einlassen des Belastungshebels in die Druckplatte ein Abheben resp. Zurückweichen des Buckelplattenrandes zeigte. Bei einem bis auf

7555 kg (Versuch 1) ermäßigten Gewichte war beim Einlassen des Hebels das Abheben des Randes so gering, daß der Versuch gemacht werden konnte, die den Hebel stützenden hydraulischen Winden ganz frei zu machen, so daß die volle Last zur Wirkung kam. Der dem Gewicht auf der Wagschale entsprechende Druck auf die Buckelplatte betrug 21224 kg. Die geringen Aufbiegungen der Ränder der Buckelplatte, sowie die Durchbiegung der Plattenmitte verschwanden beim Entlasten wieder vollständig.

Da indessen die Vermuthung nahe lag, daß diese geringen Durchbiegungen wesentlich ihren Grund in der durch den fest aufgeschraubten Holzkasten bewirkten Versteifung der Buckelplatte hätten, so wurden, nachdem ein nochmaliges Einlassen des Belastungshebels vorgenommen worden, die Schrauben etwas gelockert. Hierbei zeigte sich nun deutlich, daß in dem Maasse, wie die Schraubenmutter zurückgedreht wurden, eine weitere Durchbiegung der Mitte und der Ränder stattfand, wodurch also die obige Vermuthung ihre Bestätigung fand. — Um die Platte nicht zu deformiren, wurde die Vermehrung der Durchbiegung durch das Zurückdrehen der Mutter nur bis auf eine Gesamtdurchbiegung der Plattenmitte von 13 mm getrieben, worauf die Platte wieder entlastet wurde.

Das Gewicht auf der Wagschale wurde darauf noch weiter bis auf 5138 kg, entsprechend 16425 kg Druck auf die Buckelplatte, reducirt, gleichzeitig wurden auch die Befestigungsbolzen des Kastens vollständig gelöst und die Deckbohlen abgenommen. Da bei diesem Druck aber wieder, wenn auch nur ganz allmähig, ein Aufquellen des Schotters, verbunden mit Anheben des Holzkastens und Versinken der Druckplatte eintrat, so wurde für die weiteren Beobachtungen (Versuch 3) anstatt des großen ein kleiner Holzkasten von 200 mm Höhe hergestellt und ebenfalls durch Bolzen auf der Buckelplatte befestigt. Das Verhalten der Platte bei den weiteren Versuchen ist aus der Tabelle III zu ersehen und insofern von Interesse, als es zeigt, daß eine lose aufliegende 7 mm starke Buckelplatte im Stande ist, mehr als den zweifachen Druck eines Locomotivrades auszuhalten. Schliesslich sei hier noch bemerkt, daß bei den mit dem Eisen der Buckelplatten vorgenommenen Zugproben sich eine absolute Festigkeit von 3400 bis 3600 kg pro qcm ergeben hat. Eine ausgesprochene Faserrichtung war nicht zu constatiren, was darauf schliesen läßt, daß während des Walzens mit dem Durchschieben des Bleches gewechselt wurde.

In Folge der außerordentlich günstigen Resultate, welche sich bei den vorstehend mitgetheilten Belastungsproben der 7 mm starken Buckelplatten ergeben hatten, sind nachträglich noch einige Proben mit einer 3 mm und einer 4 mm starken Buckelplatte gemacht und deren Resultate in den Tabellen IV und V zusammengestellt worden.

Außerdem wurde auch ein Hängeblech von 7 mm Stärke einer Reihe von Belastungsproben unterworfen, und finden sich die hierbei gemachten Beobachtungen in Tabelle VI.

Die 3 mm starke Buckelplatte brach bei einer Belastung von rund 22000 kg. Nach den bisherigen Versuchen hätte man allerdings wohl eine etwas größere Tragfähigkeit erwarten dürfen. Es scheint aber, daß dünne Bleche unverhältnißmäßig stark durch das zum Einpressen in die Buckelplattenmatrize erforderliche vorherige Durchglühen leiden. Die

Tragfähigkeit der 4 mm starken Buckelplatte entspricht dagegen bei Weitem besser den mit den verschwächten Buckelplatten erzielten Resultaten.

Tabellen I bis III.

Belastungsproben mit Buckelplatten von 1490 × 1490 mm Gröfse, 124 mm lichter Pfeilhöhe und 7 mm ursprünglicher Stärke.

Laufende Nr. des Versuchs	Gewicht auf der Wagschale incl. deren Eigengewicht (= 145 kg) kg	Druck auf die Buckelplatte kg	Aenderung der Pfeilhöhe in der Mitte der Buckelplatte,		
			einmalige mm	bleibende (directe Messung nach d. Abräumen d. Schotters) mm	Beobachtung am Fühlhebel nach erfolgter Entlastung mm

Tabelle I.

Die Buckelplatte war an den Rändern vernietet; die 15 mm starken Niete standen in 160 mm Entfernung von einander.

1	2957	10209			
2	2957	10209	2	0	0
3	3930	12982	3	0	0
4	4916	15792	4,9	0	0
5	5818	18363	7	0	0
6	6680	20819	8,5	0	0
7	7659	23609	9	0	0
8	8637	26397	12	—	2,25
9	9129	27799	12,5	—	3,0
10	9579	29082	13,5	—	3,5
11	10036	30384	14	4	4
12	10036	30384	15	—	6
13	10479	31646	15,75	—	6,8
14	10962	33022	16	—	6,8
15	11473	34479	16,5	—	6,9
16	11974	35957	16,75	—	6,9
17	12487	37369	16,75	—	7,0
18	12972	38751	17	—	7,25
19	13420	40028	17	7	7,25
20	13420	40028	20,75	9	9,75
21	13420	40028	31,25	—	23,25
22	13920	41453	33,25	—	23,75
23	14406	42838	34	17	23,75
24	5510	17485	18,75	—	17,25
25	7242	22422	19,75	—	17,5
26	8043	24704	20	18	18
27	8043	24704	20	—	19
28	9402	28577	20,5	19	20
29	9402	28577	21,5	—	20
30	10854	32715	23,75	—	20,75
31	11755	35283	—	—	—

Tabelle II.

Buckelplatte wie vor vernietet.

1	6056	19041	7	0	0
2	8476	25938	10	—	1
3	9874	29922	14	—	4
4	11304	33998	20	—	8
5	12742	38096	26	—	14
6	13702	40832	31	15	18
7	14680	43619	31,5	—	22,5
8	15176	45033	32	21	23
9	6050	19024	23	—	21,25
10	7212	22335	24,5	—	21,25
11	8189	25120	25,25	—	21,50
12	9638	29250	26,5	—	21,50
13	11081	33362	27,75	—	21,50
14	12028	36061	29,25	—	21,75
15	13014	38871	29,75	—	21,75
16	13931	41485	30,25	—	—

Tabelle III.

Die Buckelplatte mit ihren Rändern lose aufliegend.

	11755				
	9636				
	etc.				
1	7555	21224	8,75	0	0
2	"	"	13	0	0
3	5138	16425	9,5	0	0
4	5138	16425	9	0	0
5	5641	17858	10,5	0	0
	6056	19041	—	—	—

Tabelle IV und V.

Belastungsproben mit an den Rändern vernieteten Buckelplatten von 1490 × 1490 mm Größe und 124 mm lichter Pfeilhöhe. Die 15 mm starken Niete standen in 80 mm Entfernung von einander.

Laufende Nr. des Versuchs	Gewicht auf der Wagschale incl. deren Eigengewicht (= 145 kg)	Druck auf die Buckelplatte	Aenderung der Pfeilhöhe in der Mitte der Buckelplatte		
			einmalige	bleibende (directe Messung nach d. Abräumen des Schotters)	Beobachtung am Fühlhebel nach erfolgter Entlastung
	kg	kg	mm	mm	mm

Tabelle IV.

Ursprüngliche Stärke der Buckelplatte = 3 mm.

1	2572	9111	7,5	—	3,0
2	3482	11705	9,5	—	4,0
3	4364	14219	11,5	—	6,0
4	5282	16835	15,0	—	8,5
5	6233	19545	22,0	—	16,0
6	7187	22264	—	—	—

Tabelle V.

Ursprüngliche Stärke der Buckelplatte = 4 mm.

1	2958	10212	8	—	2,5
2	3923	12962	10	—	3
3	4866	15649	12	—	4
4	5864	18494	14	—	4,5
5	6778	21099	17	—	7,5
6	7741	23843	20	—	12
7	8646	26422	26	—	17
8	9563	29036	31	—	20
9	10507	31726	35	—	24
10	11406	34288	38	—	27,5
11	12391	37096	39	—	29
12	13217	39450	—	—	—

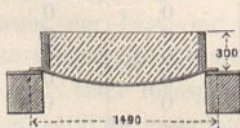
Tabelle VI.

Belastungsproben mit einem an den beiden Rändern festgenieteten Hängeblech von 1490 × 1320 mm Größe, 142 mm lichter Pfeilhöhe in der Mitte und 7 mm ursprünglicher Stärke. Die 15 mm starken Niete standen in 160 mm Entfernung von einander.

Laufende Nr. des Versuchs	Gewicht auf der Wagschale incl. deren Eigengewicht (= 145 kg)	Druck auf die Buckelplatte	Aenderung der Pfeilhöhe in der Mitte der Buckelplatte		
			einmalige	bleibende (directe Messung nach d. Abräumen des Schotters)	Beobachtung am Fühlhebel nach erfolgter Entlastung
	kg	kg	mm	mm	mm

1	3573	11964	12	—	8,5
2	5001	16034	17,5	—	11,5
3	6496	20295	21,5	—	14,5
4	7941	24413	22,5	—	15,5
5	9333	28380	27,5	—	19,5
6	10793	32541	28,5	—	24,5
7	11786	35371	28,5	—	27
8	12648	37828	28,5	—	27
9	13892	41373	29	—	27,5
10	14831	44050	29	21	27,5
11	3934	12993	30	—	24
12	4909	15772	35	—	26
13	5942	21883	39	—	30
14	7125	22088	40	—	31
15	8511	26038	41,5	—	33
16	9381	28517	42,5	—	35
17	10320	31093	43	—	37
18	11230	33787	—	—	—

Bemerkungen zu Tabelle I.

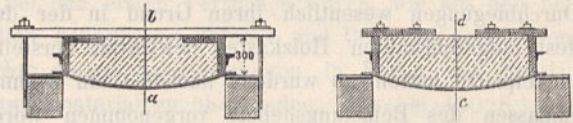


Beim Beginn der Versuche war der 300 mm hohe Holzkasten mit grobem Flusks Kies (Steine von Hasel- bis Wallnussgröße) angefüllt. Die Druckplatte versank beim Einlassen des Hebels, unter gleichzeitigem Aufquellen des

Kieses und Anheben des Kastens, so stark, daß der Versuch mit diesem Ueberschüttungsmaterial aufgegeben werden mußte.

Demnächst befand sich auf der Platte eine 300 mm hohe Ueberschüttung aus Kalksteinschotter. Der Holzkasten war durch ein Geschlinge aus Winkeleisen gegen das Ausbiegen seiner Wände geschützt und außerdem durch hochkantig gestellte Flacheisen, um ein Abheben von der Platte zu verhindern, mit dem Holzgeschlinge verbunden.

Bei den Versuchen 10 und 11 wurde die Zermalmung und das gleichzeitige Aufquellen des Schotters, sowie das hierdurch bedingte Sinken der Druckplatte, so stark, daß auch mit diesem Material die Versuche aufgegeben werden mußten.



Von Versuch 12 an bestand die 300 mm hohe Ueberschüttung aus Basaltschotter, der stark eingestampft war. Um das Aufquellen des Schotters zu verhindern, war derselbe (wie die vorstehenden Skizzen zeigen) mit Bohlen abgedeckt, die durch Bolzen mit dem Holzrahmen verbunden waren.

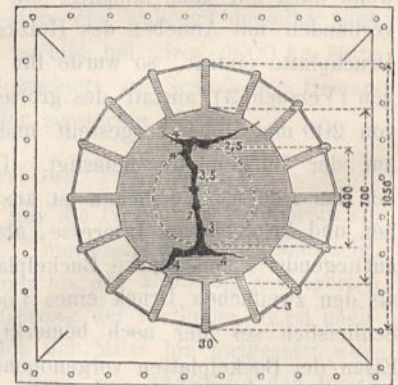
Bei Versuch 20 war die Höhe des den Schotter umschließenden Kastens nur 200 mm.

Bei den folgenden drei Versuchen war die Höhe des Kastens nur noch 100 mm.

Bei Versuch 24 bis 26 war die Ueberschüttung wie bei den Versuchen 21 bis 23, also nur 100 mm hoch. Die Buckelplatte war in ihrer Mitte auf eine Kreisfläche von 400 mm Durchm. durch Abarbeiten mit dem Meißel um 3 1/2 mm ihrer Stärke geschwächt.

Bei Versuch 27 und 28 war die Ueberschüttung dieselbe wie vorher. Dagegen war die Verringerung der Plattenstärke um 3 1/2 mm auf eine Kreisfläche von 700 mm Durchmesser ausgedehnt.

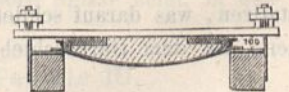
Von Versuch 29 an war die Ueberschüttung zwar wie vorher, dagegen war außer der Fläche von 700 mm Durchmesser die Platte noch durch 3 1/2 mm tiefe Radial- und Querrinnen bis auf eine Fläche von 1050 mm Durchmesser geschwächt.



Bei Versuch 31 trat der Bruch der Platte ein, wie derselbe nebenstehend skizziert ist.

Bemerkungen zu Tabelle II.

Die Ueberschüttung mit Basaltschotter war 100 mm hoch bei sämtlichen 16 Versuchen.

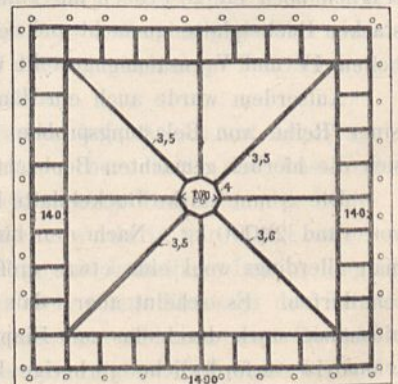


Die Buckelplatte war von vornherein durch 3 1/2 mm tiefe, 7 mm breite Rinnen (siehe beistehende Skizze) am Rande geschwächt.

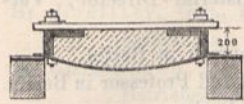


Von Versuch 9 an waren noch weiter Rinnen von 3 1/2 mm Tiefe, wie in der nebenstehenden Skizze angedeutet, in die Platte eingemeißelt.

Nachdem die Platte sich etwa 3 Minuten unter der Einwirkung der bei Versuch 16 angegebenen Last befunden hatte, trat der Bruch ein, wie er in dem beistehenden Holzschnitt angedeutet ist.



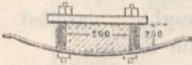
Bemerkungen zu Tabelle III.



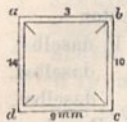
Die Buckelplatte war mit einer 200 mm hohen aus Basaltschotter bestehenden Ueberschüttung versehen, die, wie die beistehende Skizze zeigt, von allen Seiten fest eingeschlossen war. Um ein Abheben des den Schotter seitlich umschließenden Kastens zu verhindern, war dieser durch 4 in den Ecken sitzende Bolzen mit der Buckelplatte verbunden.

In Folge Lösens der Schrauben (ohne dieselben indessen frei zu machen) trat im Laufe des Versuchs Nr. 1 eine weitere Durchbiegung der Mitte ein. Bei 13 mm Durchbiegung der Mitte war die Aufbiegung der Rändermitten 3 bis 4 mm.

Bei Versuch 2 waren die Schrauben vollständig gelöst, die Deckbohlen abgenommen. Aufbiegung der Ränder betrug 4 mm.



Für die weiteren Versuche wurde, wie die beistehende Skizze zeigt, ein kleinerer Holzkasten zur Aufnahme des Schotters benutzt.



Nebenstehende Skizze enthält die Maasse der Ausbiegungen der Rändermitten nach oben. Beim Entlasten gingen die Biegungen wieder zurück.



Nebenstehende Skizze enthält die Ausbiegungen der Plattenränder für Versuch 4. Beim Entlasten war auf der Seite *ab* eine bleibende Ausbiegung.

Bei Versuch 5 fingen die Plattenränder an, allmählich hoch zu gehen und bogen nach Verlauf von 2 bis 3 Minuten so aus, daß der Hebel abgefangen werden mußte, um ein vollständiges Zerstoren der Platte zu verhindern.

Bemerkungen zu Tabelle IV.



Die Ueberschüttung mit Basaltschotter war 100 mm hoch. Der Schotter war wie bei den früheren Versuchen, um ein Aufquellen desselben zu verhindern, fest umschlossen.

Bei Versuch 6 trat, nachdem die Platte sich etwa $\frac{1}{2}$ Minute unter der Einwirkung der angegebenen Last befunden hatte, der Bruch ein, wie ihn beistehender Holzschnitt veranschaulicht.

Bemerkungen zu Tabelle V.



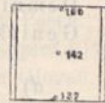
Die Basaltschotterüberschüttung war 100 mm hoch. Der Schotter war, um ein Aufquellen zu verhindern, fest umschlossen.

Nachdem bei Versuch 12 die Platte sich etwa 1 Minute unter Einwirkung der angegebenen Last befunden hatte, trat der beistehend skizzirte Bruch ein.

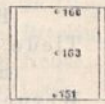
Bemerkungen zu Tabelle VI.

Die Basaltschotterüberschüttung war 100 mm hoch. Der Schotter war am Aufquellen in der üblichen Weise gehindert.

Beim Beginn der Versuche hatte das Hängeblech die nebenstehend eingetragenen Pfeilhöhen.

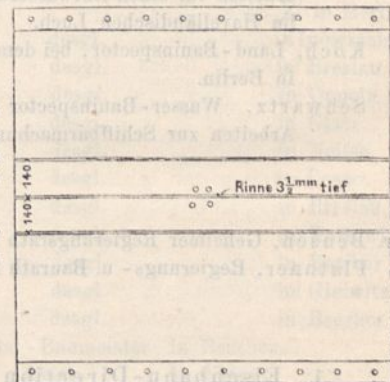


Nach Versuch 10 hatte das Hängeblech die nebenstehend eingetragenen Pfeilhöhen.



Bei Versuch 11 war das Hängeblech, um es zum Bruch zu bringen, durch 3 Parallelrinnen von $3\frac{1}{2}$ mm Tiefe geschwächt.

Bei Versuch 18 trat der Bruch in der hierneben skizzirten Weise ein.



Berlin, im August 1879.

Rumschöttel.

Verzeichnifs der im Preussischen Staate und bei Behörden des Deutschen Reiches angestellten Baubeamten.

(Anfang April 1880.)

I. Im Ressort des Ministeriums der öffentlichen Arbeiten.

Verwaltung der Eisenbahn-Angelegenheiten und des Land- und Wasser-Bauwesens.

A. Bei Central-Behörden.

1) Beim Ministerium.

- Hr. Weishaupt, Ober-Bau- und Ministerial-Director der Abtheilung für das Bauwesen.
- Schneider, Ober-Bau- und Ministerial-Director der Abtheilung für die Staats-Eisenbahnen.

a) Vortragende Räthe.

- Hr. Grund, Geheimer Ober-Baurath.
- Schönfelder, desgl.

Hr. Flaminius, Geheimer Ober-Baurath.

- Lüddecke, desgl.
- Herrmann, desgl.
- Gercke, desgl.
- Schwedler, desgl.
- Giersberg, desgl.
- Baensch, desgl.
- Franz, desgl.
- Dieckhoff, desgl.
- Wiebe, desgl.

Hr. Oberbeck, Geheimer Baurath.

- Hagen, desgl.
- Grüttefien, desgl.
- Adler, desgl.
- Küll, desgl.
- Schröder, desgl.

b) Im technischen Bureau der Abtheilung für die Eisenbahn-Angelegenheiten.

Hr. Quensell, Regierungs- und Baurath, Vorsteher des Büreaus.

- Jungnickel, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector.
- Schneider, desgl.

c) Im technischen Bureau der Abtheilung für das Bauwesen.

Hr. Endell, Regierungs- und Baurath, Vorsteher des Büreaus.

- Gaertner, Baurath.
- Thiele, Bauinspector.
- Hellwig, desgl.
- Demnitz, Wasser-Bauinspector.
- Genick, Land-Bauinspector.

d) Bei besonderen Bauausführungen.

Hr. Stüve, Baurath, leitet den Bau eines Polytechnicums in Berlin.

- Tiede, Bauinspector, leitet den Bau der Berg-Akademie und geologischen Landes-Anstalt in Berlin.
- Werner, Wasser-Bauinspector in Berlin, leitet die Vorarbeiten für einen Entwässerungs- u. Schiffahrts-Canal im Havelländischen Luch.
- Koch, Land-Bauinspector, bei dem Bau eines Polytechnicums in Berlin.
- Schwartz, Wasser-Bauinspector in Bromberg, leitet die Arbeiten zur Schiffbarmachung der oberen Netze.

2) Technische Bau-Deputation.

Hr. Weishaupt, Ober-Bau- und Ministerial-Director, Vorsitzender (s. o. bei 1).

- Fleischinger, Geheimer Ober-Baurath in Berlin.
- Strack, Geheimer Ober-Hof-Baurath und Professor in Berlin.
- Hitzig, Geheimer Regierungsrath in Berlin.
- Grund, Geheimer Ober-Baurath (s. o. bei 1a) in Berlin.
- Schönfelder, Geh. Ober-Baurath (desgl.) daselbst.
- Herrmann, Geheimer Ober-Baurath (desgl.) daselbst.
- Siegert, Geh. Ober-Baurath a. D. (Ehrenmitglied) daselbst.
- Flaminius, Geheimer Ober-Baurath (s. o. bei 1a) daselbst.
- Lüddecke, desgl. (desgl.) daselbst.
- Gercke, desgl. (desgl.) daselbst.
- Schwedler, desgl. (desgl.) daselbst.
- Giersberg, desgl. (desgl.) daselbst.
- Kinel, Geheimer Ober-Regierungsrath beim Reichs-

kanzler-Amte daselbst.

- Schneider, Ober-Bau- und Ministerial-Director (s. o. bei 1) daselbst.
- Baensch, Geheimer Ober-Baurath (s. o. bei 1a) daselbst.
- Franz, desgl. (desgl.) daselbst.
- Wex, Eisenbahn-Directions-Präsident, (s. u. bei C1) in Bromberg.
- Dieckhoff, Geheimer Ober-Baurath (s. o. bei 1a) in Berlin.
- Wiebe, desgl. (desgl.) daselbst.
- Spieker, Geheimer Regierungsrath in Berlin (s. auch bei II. 3).
- Oberbeck, Geheimer Baurath (s. o. bei 1a) in Berlin.
- Hagen, desgl. desgl. daselbst.
- Adler, Geheimer Baurath und Professor (desgl.) daselbst.
- Blankenstein, Stadt-Baurath daselbst.
- Grüttefien, Geheimer Baurath (s. o. bei 1a) daselbst.
- Küll, desgl. (desgl.) daselbst.
- Schröder, desgl. (desgl.) daselbst.
- Persius, Hof-Baurath in Berlin.
- Hobrecht, Baurath daselbst.
- Ende, Baurath u. Professor daselbst.

B. Bei den Eisenbahn-Commissariaten.

Hr. Bensen, Geheimer Regierungsrath in Berlin.

- Plathner, Regierungs- u. Baurath in Berlin (auch für Erfurt).

Hr. Hardt, Regierungs- und Baurath in Coblenz.

- Koschel, desgl. in Breslau.

C. Bei den Königlichen Eisenbahn-Directionen.

1. Eisenbahn-Direction in Bromberg.

Hr. Wex, Präsident der Eisenbahn-Direction in Bromberg (s. o. bei 2).

- Simon, Geh. Regierungsrath, technisches Mitglied der Direction in Bromberg.
- Schmeitzer, Regierungs- und Baurath, technisches Mitglied der Direction in Bromberg.
- Suche, Regierungs- und Baurath, technisches Mitglied der Direction in Bromberg.
- Rasch, Regierungs- u. Baurath, Director des Eisenbahn-Betriebsamts in Berlin.
- Reitemeier, Regierungs- und Baurath, Director des Eisenbahn-Betriebsamts in Königsberg.
- Nahrath, Regierungs- und Baurath, Director des Eisenbahn-Betriebsamts in Stolp.
- Giese, Regierungs- und Baurath, Mitglied der Direction in Bromberg.
- Grillo, Baurath in Thorn.
- Blumberg, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector, Director des Eisenbahn-Betriebsamts in Bromberg.
- Naumann, Eisenbahn-Bau- und Betriebs-Inspector, Director des Eisenbahn-Betriebsamts in Danzig.
- Niemann, Baurath bei der Direction in Bromberg.
- Lademann, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector, Vorsteher des betriebstechnischen Büreaus in Bromberg.
- Magnus, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector in Berlin.
- Wollanke, desgl. in Insterburg.
- Baumert, desgl. in Memel.
- Wolff, desgl. in Danzig.

Hr. Clemens, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector in Bromberg.

- Petersen, desgl. in Bromberg.
- Pauly, desgl. in Berlin.
- Bachmann, desgl. in Bromberg.
- Neitzke, desgl. in Cüstrin.
- Dr. zur Nieden, desgl. in Landsberg.
- Schultz, desgl. in Neustettin.
- Abraham, desgl. in Bromberg.
- Matthies, desgl. in Königsberg.
- Müller, desgl. in Stettin.
- Sperl, desgl. in Thorn.
- Tobien, desgl. in Schneidemühl.
- Monscheur, desgl. daselbst.
- Knebel, desgl. daselbst.
- Michaelis, desgl. in Elbing.
- Rohrmann, desgl. in Dirschau.
- v. Schütz, desgl. in Konitz.
- Massalsky, desgl. in Osterode.
- Zickler, desgl. in Schneidemühl.
- Mappes, Eisenbahn-Baumeister in Neustettin.
- Claudius, desgl. in Schneidemühl.
- Plathner, desgl. in Bromberg.
- Horwicz, desgl. in Insterburg.
- Sternke, desgl. in Königsberg.
- Kärger, desgl. in Graudenz.
- Claus, desgl. in Schneidemühl.
- Lincke, desgl. in Neustettin.
- Boysen, desgl. in Lyck.
- Totz, desgl. in Bromberg.

2. Eisenbahn-Direction in Berlin.

- Hr. Loeffler, Geh. Regierungsrath, Mitglied der Direction in Berlin.
- Spielhagen, Geh. Regierungsrath, Director des Eisenbahn-Betriebsamts in Breslau.
- Bachmann, Regierungs- und Baurath, technisches Mitglied der Direction in Berlin.
 - Rock, Regierungs- und Baurath, technisches Mitglied der Direction in Berlin.
 - Klose, Regierungs- und Baurath, Director des Eisenbahn-Betriebsamts für die Berliner Nordbahn in Berlin.
 - Garcke, Eisenbahn-Bauinspector, Director des Eisenbahn-Betriebsamts in Görlitz.
 - Kessel, Betriebs-Director in Halle a/S.
 - Ruchholz, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector in Görlitz.
 - Roth, desgl. daselbst.
 - Schulze, desgl. in Berlin.
 - Schilling, desgl. in Frankfurt a/O.
 - Scotti, Eisenbahn-Bauinspector in Berlin.
 - Wagemann, Eisenbahn-Bau- u. Betriebsinspector in Breslau.
 - van Geldern, desgl. in Berlin.
 - Ehlert, desgl. in Berlin.
 - Taeger, desgl. in Berlin.
 - Grofsmann, desgl. in Breslau.
 - Balthasar, desgl. in Sommerfeld.
 - Naud, desgl. in Berlin.
 - Haarbeck, desgl. in Berlin.
 - Nicolassen, desgl. in Berlin.
 - Röhner, desgl. in Stralsund.
 - Bartels, desgl. in Berlin.
 - Cramer, Eisenbahn-Baumeister in Görlitz.

3. Eisenbahn-Direction in Elberfeld.

- Hr. Brandhoff, Geheimer Regierungsrath, technisches Mitglied der Direction in Elberfeld.
- Buchholz, Regierungs- u. Baurath, Director des Eisenbahn-Betriebsamts in Hagen.
 - Kricheldorf, Regierungs- und Baurath, technisches Mitglied der Direction in Elberfeld.
 - Mechelen, Regierungs- und Baurath in Aachen.
 - Lex, Regierungs- und Baurath, technisches Mitglied der Direction in Elberfeld.
 - Janssen, Regierungs- und Baurath, Director des Eisenbahn-Betriebsamts in Essen.
 - Vieregge, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector in Düsseldorf.
 - Siecke, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector in Cassel.
 - Rupertus, desgl. in Aachen.
 - von Gabain, desgl. in Cassel.
 - Dulk, desgl. in Arnberg.
 - Küster, desgl. in Elberfeld.
 - Kahle, desgl. in Dortmund.
 - Kottenhoff, desgl. in Essen.
 - Emmerich, desgl. in Elberfeld.
 - Hassenkamp, desgl. in Düsseldorf.
 - Berendt, desgl. in Essen.
 - Schmidts, desgl. in Hagen.
 - Delmes, desgl. in Elberfeld.
 - Almenröder, desgl. in Elberfeld.
 - Bechtel, desgl. in Hagen.
 - Siewert, desgl. in Düsseldorf.
 - Bartels, desgl. in Hagen.
 - Masberg, desgl. in M. Gladbach.
 - Jungbecker, desgl. in Elberfeld.
 - Arndts, desgl. in Warburg.
 - Eversheim, desgl. in Altena.
 - Seick, desgl. in Cassel.
 - van de Sandt, desgl. in Düsseldorf.
 - Fischbach, Eisenbahn-Baumeister in Elberfeld.
 - König, desgl. in Essen.

- Hr. Awater, Eisenbahn-Baumeister in Arnberg.
- Schmidt, desgl. in Düsseldorf.
 - Schwarz, desgl. in Elberfeld.
 - Paffen, desgl. in Lüdenscheid.

4. Direction der Oberschlesischen Eisenbahn in Breslau.

- Hr. Grotefend, Geheimer Regierungsrath, technisches Mitglied der Direction in Breslau.
- Schwabe, Regierungs- und Baurath, technisches Mitglied der Direction in Breslau.
 - Schmitt, Regierungs- und Baurath, technisches Mitglied der Direction in Breslau.
 - Steegmann, Regierungs- und Baurath, Director des Eisenbahn-Betriebsamts in Kattowitz.
 - Rintelen, Regierungs- und Baurath, Director des Eisenbahn-Betriebsamts in Glogau.
 - Luck, Regierungs- und Baurath in Breslau.
 - Bender, Eisenbahn-Bauinspector in Neifse.
 - Lütteken, Eisenbahn-Bau- u. Betriebsinspector in Ratibor.
 - Melchior, desgl. in Posen.
 - Wenderoth, desgl. in Stargard i/Pom.
 - Dieckmann, desgl. in Glogau.
 - Müller, desgl. in Posen.
 - Sellin, desgl. in Gr. Glogau.
 - Jordan, desgl. in Breslau.
 - Darup, desgl. in Neifse.
 - Bäscher, desgl. in Lissa.
 - Textor, desgl. in Kattowitz, (z. Z. in Berlin).
 - Westphal, desgl. in Inowraclaw.
 - Mentzel, desgl. in Breslau.
 - Schaper, desgl. in Oppeln.
 - Ruland, desgl. in Glatz.
 - Taeglichbeck, desgl. in Neifse.
 - Usener, desgl. in Posen.
 - Neumann, desgl. in Breslau.
 - Theune, desgl. in Kattowitz.
 - Hausding, desgl. in Ratibor.
 - Kolszewski, desgl. in Gleiwitz.
 - Gabriel, desgl. in Breslau.
 - Krackow, Eisenbahn-Baumeister in Beuthen.
 - Gottstein, desgl. in Neisse.
 - Piossek, desgl. in Kattowitz.
 - Brauer, desgl. in Breslau.
 - Janssen, desgl. in Breslau.
 - Beyer, desgl. in Oppeln.

5. Eisenbahn-Direction zu Frankfurt a/M.

- Hr. Vogel, Regierungs- und Baurath, technisches Mitglied der Direction in Frankfurt a/M.
- Behrend, Regierungs- und Baurath, technisches Mitglied der Direction in Frankfurt a/M.
 - Lehwald, Reg.- u. Baurath, desgl. daselbst.
 - Sebaldt, Regierungs- und Baurath, Director des Eisenbahn-Betriebsamts in Frankfurt a/M.
 - Hilf, Geheimer Regierungsrath, Director des Eisenbahn-Betriebsamts in Wiesbaden.
 - Bormann, Regierungs- und Baurath, Director des Eisenbahn-Betriebsamts in Saarbrücken.
 - Stock, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector, Director des Eisenbahn-Betriebsamts in Berlin.
 - Fischer, Eisenbahn-Bau- u. Betriebsinspector in Frankf. a/M.
 - Schmidt, desgl. daselbst.
 - Lange, desgl. in Nordhausen.
 - Bücking, desgl. in Fulda.
 - Eggert, desgl. in Frankfurt a/M.
 - Hentsch, Betriebs-Director in Nordhausen.
 - Rump, Eisenbahn-Bau- u. Betriebsinspector in Frankfurt a/M.
 - Kirsten, desgl. in Göttingen.

- Hr. Richter, Eisenbahn-Bau- u. Betriebsinspector in Nordhausen.
- Hottenrott, desgl. in Frankfurt a/M.
 - Altenloh, desgl. in Coblenz (z. Z. in Berlin).
 - Schnebel, desgl. in Frankfurt a/M.
 - Hahn, desgl. daselbst.
 - Schmidt, desgl. daselbst.
 - Usener, desgl. in Wiesbaden.
 - Stratemeyer, desgl. daselbst.
 - Reuter, desgl. in Saarbrücken.
 - de Nerée, desgl. daselbst.
 - Höbel, desgl. daselbst.
 - Zeh, Baurath, desgl. in Creuznach.
 - Bayer, desgl. in Trier.
 - Porsch, desgl. daselbst.
 - Zeyss, desgl. in Cochem.
 - Guttmann, desgl. in Eschwege.
 - Ballauff, desgl. in Berlin.
 - Israël, desgl. in Saarbrücken.
 - van den Bergh, desgl. in Berlin.
 - Dr. Mecklenburg, Eisenbahn-Baumeister in Frankfurt a/M.
 - Schreinert, desgl. daselbst.
 - Sturtz, desgl. in Limburg.
 - Velde, desgl. in Wiesbaden.
 - Homburg, desgl. in Saarbrücken.
 - Braune, desgl. daselbst.
 - Reusing, desgl. in Halle a/S.

6. Eisenbahn-Direction in Hannover.

Hr. Durlach, Geheimer Regierungsrath, technisches Mitglied der Direction in Hannover.

- Früh, Regierungs- und Baurath, technisches Mitglied der Direction in Hannover.
- Rampoldt, Regierungs- und Baurath, technisches Mitglied der Direction in Hannover.
- Hinüber, Regierungs- und Baurath, Director des Eisenbahn-Betriebsamts in Cassel.
- Beckmann, Regierungs- und Baurath, Director des Betriebsamts in Bremen.
- Bramer, Regierungs- und Baurath, Director des Eisenbahn-Betriebsamts in Münster.
- Uthemann, Regierungs- und Baurath, Director des Betriebsamts für die Main-Weser-Bahn in Cassel.
- Urban, Regierungs- und Baurath, Director des Betriebsamts in Dortmund.
- Schulenburg, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector, Director des Betriebsamts in Paderborn.
- Böttcher, Regierungs- und Baurath in Hannover.
- von Sehlen, Eisenbahn-Bau- u. Betriebsinspector daselbst.
- Liegel, desgl. in Cassel.
- Scheuch, desgl. in Bremen.
- Dato, desgl. in Cassel.
- Rutkowski, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector, Vorsteher des betriebstechnischen Directorial-Büreaus in Hannover.
- Knoche, Eisenbahn-Bau- u. Betriebsinspector, in Hannover.
- Dr. Ziehen, desgl. in Bremen.
- Güntzer, desgl. in Hannover.
- Leuchtenberg, desgl. daselbst.
- Kettler, desgl. in Osnabrück.
- Zimmermann, desgl. in Hannover.
- Ellenberger, desgl. in Harburg.
- Sattig, desgl. in Münster.
- Brewitt, desgl. in Bremen.

Hr. Reys, Ober-Betriebsinspector in Münster.

- Schmidt, Eisenbahn-Bau- u. Betriebsinspector in Münster.
- Voss, Baurath, Eisenbahn-Betriebsdirector in Emden.
- Schepers, Eisenbahn-Bau- u. Betriebsinspector in Paderborn.
- George, desgl. daselbst.
- Bauer, desgl. in Northeim.
- Glünder, desgl. in Dortmund.
- Koch, desgl. in Hamm.
- Eilert, desgl. in Cassel.
- Frankenfeld, desgl. daselbst.
- Sobeczko, desgl. daselbst.
- Heyl, desgl. in Frankf. a/M.
- Doepke, Eisenbahn-Baumeister in Hannover.
- Hellwig, desgl. daselbst.
- Koenen, desgl. daselbst.
- Schmidt, desgl. daselbst.
- Loyke, desgl. in Münster.
- Lorentz, desgl. in Emden.
- Pilger, desgl. in Harburg.
- Wollanke, desgl. in Hamm.

7. Eisenbahn-Direction in Magdeburg.

Hr. Redlich, Präsident der Direction in Magdeburg.

- Quassowski, Geheimer Regierungsrath, Director des Eisenbahn-Betriebsamts in Berlin.
- Stute, Regierungs- und Baurath, Mitglied der Direction in Magdeburg.
- Krancke, Regierungs- und Baurath, Mitglied der Direction in Magdeburg.
- Schubert, Regierungs- und Baurath, Mitglied der Direction in Magdeburg.
- Quedenfeldt, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector in Magdeburg.
- Lengeling, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspector in Magdeburg.
- Huntemüller, Eisenbahn-Baumeister in Magdeburg.

8. Direction der Cöln-Mindener Eisenbahn in Cöln.

Hr. Funk, Geheimer Regierungsrath, Mitglied der Direction in Cöln.

- Mellin, Regierungs- und Baurath, Mitglied der Direction in Cöln.

9. Direction der Rheinischen Eisenbahn in Cöln.

Hr. Lohse, Geheimer Regierungsrath, Mitglied der Direction in Cöln.

- Menne, Baurath, Mitglied der Direction in Cöln.

10. Direction der Main-Neckar-Bahn zu Darmstadt.

Hr. Viereck, Eisenbahn-Baumeister in Frankfurt a/M.

11. Direction der Berlin-Stettiner Eisenbahn in Stettin.

Hr. Hasse, Baurath, Mitglied der Direction in Stettin.

12. Direction der Berliner Stadt-Eisenbahn.

Hr. Dirksen, Regierungs- und Baurath, Vorsitzender der Direction in Berlin.

- Housselle, Eisenbahn-Bau- u. Betriebsinspector in Berlin.
- Blanck, desgl. daselbst.

D. Bei Provinzial-Verwaltungs-Behörden.

1. Regierung zu Königsberg in Pr.

Hr. Herzbruch, Regierungs- und Baurath in Königsberg.

- Hesse, desgl. daselbst.
- Schultz, Baurath, Kreis-Bauinspector daselbst.

Hr. Rotmann, Kreis-Bauinspector in Altenstein.

- Natus, Hafen-Bauinspector in Pillau.
- Ossent, Kreis-Bauinspector in Ortelsburg.
- Dempwolff, Hafen-Bauinspector in Memel.

- Hr. Giebe, Wasser-Bauinspector in Tapiau.
 - Leiter, desgl. in Zölp bei Saalfeld.
 - Friedrich, Kreis-Bauinspector in Braunsberg.
 - Ihne, desgl. in Königsberg.
 - Kaske, desgl. in Bartenstein.
 - Schütte, desgl. in Allenstein.
 - Steinbick, desgl. in Wehlau.
 - Siebert, desgl. in Königsberg.
 - Kuttig, desgl. daselbst.
 - Meyer, Baurath, desgl. in Memel.
 - Rauch, Bauinspector in Königsberg.

2. Regierung zu Gumbinnen.

- Hr. von Zschock, Regierungs- und Baurath in Gumbinnen.
 - Keller, desgl. daselbst.
 - Kischke, Kreis-Bauinspector daselbst.
 - Schmarsow, desgl. in Lyck.
 - Lorck, Wasser-Bauinspector in Kukerneze.
 - Siehr, Kreis-Bauinspector in Insterburg.
 - Kapitzke, desgl. in Tilsit.
 - Schlichting, Wasser-Bauinspector, in Tilsit.
 - Cartellieri, Kreis-Bauinspector in Stallupönen.
 - Dannenberg, desgl. in Goldap.
 - Lauth, desgl. in Johannsburg.
 - Costede, desgl. in Pillkallen.
 - Ruhnau, desgl. in Sensburg.
 - Naumann, desgl. in Darkehmen.
 - Wurffbain, desgl. in Heydekrug.
 - N. N., desgl. in Ragnit.
 - Otto, desgl. in Angerburg.
 - de Groote, desgl. für den Baukreis Niederung,
 in Heinrichswalde.
 - Büttner, desgl. in Lötzen.
 - Zirolecki, comm. desgl. in Marggrabowa.
 - Vogelsang, Bauinspector in Gumbinnen.

3. Regierung zu Danzig.

- Hr. Ehrhardt, Regierungs- und Baurath in Danzig.
 - Alsen, desgl. daselbst.
 - Degner, Baurath, Wasser-Bauinspector daselbst.
 - Schwabe, Hafen-Bauinspector in Neufahrwasser.
 - Baedeker, Kreis-Bauinspector in Danzig.
 - Kischke, Wasser-Bauinspector in Marienburg.
 - Stiewe, desgl. in Elbing.
 - Fromm, Kreis-Bauinspector in Neustadt.
 - Passarge, desgl. in Elbing.
 - Arnold, desgl. in Carthaus.
 - Hunrath, desgl. in Berent.
 - Linker, desgl. in Pr. Stargard.
 - Henderichs, desgl. in Dirschau.

4. Regierung zu Marienwerder.

- Hr. Schmid, Geheimer Regierungsrath in Marienwerder.
 - Kirchhoff, Regierungs- und Baurath daselbst.
 - Schmundt, Kreis-Bauinspector in Graudenz.
 - Kozlowski, Baurath, Wasser-Bauinspector in Culm.
 - Barnick, Wasser-Bauinspector in Marienwerder.
 - Hacker, Kreis-Bauinspector in Marienwerder.
 - Ammon, desgl. in Schlochau.
 - Haschke, desgl. in Rosenberg.
 - Kleifs, desgl. in Thorn.
 - Elsasser, desgl. in Strafsburg.
 - Luetken, Bauinspector in Marienwerder.
 - Engelhard, Kreis-Bauinspector in Dt. Crone.
 - Koppen, desgl. in Schwetz.
 - Langbein, desgl. in Conitz.

5a. Ministerial-Bau-Commission zu Berlin.

- Hr. Zeidler, Regierungs- u. Baurath.
 - Dr. Krieg, desgl.
 - Schrobitz, Baurath, Bauinspector.

- Hr. Weber, Bauinspector.
 - Lorenz, desgl.
 - Schönrock, desgl.
 - Haeger, desgl.
 - Haesecke, desgl.
 - Zastrau, desgl.
 - Schulze, desgl.
 - Frinken, Baurath, Land-Bauinspector } technische
 - Fröhling, Wasser-Bauinspector } Hilfsarbeiter.

5b. Polizei-Präsidium zu Berlin.

- Hr. Langerbeck, Regierungs- und Baurath.
 - Lefshafft, desgl.
 - Warsow, Baurath, Bauinspector
 - Steinbrück, desgl.
 - Hesse, desgl.
 - Badstübner, desgl.
 - Soenderop, desgl.
 - von Stückradt, desgl.
 - Krause, desgl.

6. Regierung zu Potsdam.

- Hr. Weishaupt, Regierungs- u. Baurath in Potsdam.
 - von Dehn-Rotfeller, desgl. daselbst.
 - Dieckhoff, desgl. daselbst.
 - Deutschmann, Kreis-Bauinspector in Beeskow.
 - Schuster, Wasser-Bauinspector in Zehdenik.
 - Koppen, Kreis-Bauinspector in Berlin.
 - Germer, desgl. daselbst.
 - Blaurock, desgl. in Angermünde.
 - Düsterhaupt, desgl. in Freienwalde a/O.
 - Schuke, desgl. in Rathenow.
 - Hoffmann, desgl. in Prenzlau.
 - Thiem, Wasser-Bauinspector in Eberswalde.
 - Köhler, Kreis-Bauinspector in Brandenburg a/H.
 - Gette, desgl. in Potsdam.
 - Brunner, desgl. in Neu-Ruppin.
 - Mohr, Wasser-Bauinspector zu Thiergartenschleuse bei Oranien-
 - Reinckens, Kreis-Bauinspector in Jüterbog. [burg.
 - Berner, desgl. in Wittstock.
 - Bohl, desgl. in Berlin.
 - Stengel, Wasser-Bauinspector in Cöpnick.
 - Thurmann, Kreis-Bauinspector in Templin.
 - von Lancizolle, desgl. in Nauen.
 - Tiemann, Land-Bauinspector in Potsdam, } technische
 - Pescheck, Wasser-Bauinspector daselbst. } Hilfsarbeiter.
 - Toebe, Kreis-Bauinspector in Perleberg.

7. Regierung zu Frankfurt a/O.

- Hr. Schack, Regierungs- und Baurath in Frankfurt.
 - von Morstein, Regierungs- und Baurath daselbst.
 - Lüdke, Baurath, Kreis-Bauinspector daselbst.
 - Pollack, Baurath, Kreis-Bauinspector in Sorau.
 - von Schon, desgl. in Friedeberg N.-M.
 - Petersen, desgl. in Landsberg a. d. W.
 - Treuhaupt, Baurath, Wasser-Bauinspector in Frankfurt.
 - Domeier, Kreis-Bauinspector in Calau.
 - Daemicke, desgl. in Guben.
 - Ebel, desgl. in Züllichau.
 - Frick, desgl. in Cottbus.
 - Simon, desgl. in Zielenzig.
 - Müller, desgl. in Arnswalde.
 - Rutkowski, desgl. in Königsberg N.-M.
 - Laessig, Wasser-Bauinspector in Frankfurt } technische
 - von Niederstetter, Land-Bauinspector da- } Hilfsarbeiter.
 selbst

8. Regierung zu Stettin.

- Hr. Dresel, Regierungs- und Baurath in Stettin.
 - Nath, desgl. daselbst.
 - Thömer, Baurath, Kreis-Bauinspector in Stettin.

- Hr. Kunisch, Kreis-Bauinspector in Demmin.
 - Ulrich, Wasser-Bauinspector in Stettin.
 - Freund, Kreis-Bauinspector in Stargard.
 - Bötzel, desgl. in Pyritz.
 - Richrath, Hafen-Bauinspector in Swinemünde.
 - Alberti, Kreis-Bauinspector in Anclam.
 - Weizmann, desgl. in Greifenhagen.
 - Schorn, desgl. in Naugard.
 - von Hülst, desgl. in Pasewalk.
 - Schleppe, desgl. in Greifenberg.
 - Steinbrück, desgl. in Cammin.
 - Balthasar, Bauinspector in Stettin.

9. Regierung zu Cöslin.

- Hr. Döbbel, Regierungs- und Baurath in Cöslin.
 - Benoit, desgl. daselbst.
 - Fölsche, Kreis-Bauinspector in Belgard.
 - Arend, desgl. in Stolp.
 - Weinreich, Wasser-Bauinspector in Colbergermünde.
 - Kleefeld, Kreis-Bauinspector in Neustettin.
 - Funck, desgl. in Dramburg.
 - Stocks, desgl. in Lauenburg.
 - Beutler, desgl. in Schlawe.
 - Momm, Bauinspector in Cöslin.

10. Regierung zu Stralsund.

- Hr. Wellmann, Regierungs- und Baurath in Stralsund.
 - Siber, Wasser-Bauinspector daselbst.
 - Barth, Kreis-Bauinspector daselbst.
 - Westphal, desgl. in Greifswald.
 - Frölich, desgl. in Grimmen.

11. Regierung zu Posen.

- Hr. Koch, Regierungs- und Baurath in Posen.
 - Haustein, desgl. daselbst.
 - Wronka, Kreis-Bauinspector in Ostrowo.
 - Schönenberg, desgl. in Lissa.
 - Habermann, Wasser-Bauinspector in Schrimm.
 - Hirt, Kreis-Bauinspector in Posen.
 - Helmeke, desgl. in Meseritz.
 - Stavenhagen, desgl. in Krotoschin.
 - Hehl, desgl. in Birnbaum.
 - Backe, desgl. in Wreschen.
 - Müller, desgl. in Kosten.
 - Volkmann, desgl. in Obornik.
 - Jacob, Wasser-Bauinspector in Posen } technische
 - von Lukomski, Land-Bauinspector daselbst } Hilfsarbeiter.
 - Brünecke, Kreis-Bauinspector in Wollstein.
 - Kunze, desgl. in Samter.
 - Grafsmann, comm. Kreis-Bauinspector in Rawitsch.

12. Regierung zu Bromberg.

- Hr. Muyschel, Regierungs- und Baurath in Bromberg.
 - Reichert, desgl. daselbst.
 - Queisner, Kreis-Bauinspector in Bromberg.
 - Herschenz, desgl. in Gnesen.
 - Graeve, desgl. in Czarnikau.
 - Sell, Wasser-Bauinspector in Bromberg.
 - Striewski, Kreis-Bauinspector in Schneidemühl.
 - Reitsch, desgl. in Wongrowitz.
 - Küntzel, desgl. in Inowraclaw.
 - Sydow, desgl. in Schubin.
 - Heinrich, desgl. in Mogilno.
 - Bauer, desgl. in Nakel.
 - Muttray, Bauinspector in Bromberg.

13. Oberpräsidium und Regierung zu Breslau.

a. Ober-Präsidium.

- Hr. Bader, Regierungs- und Baurath, Oderstrom-Baudirector in Breslau.
 - von Ludwiger, Wasser-Bauinspector, Stellvertreter des-
 selben, in Breslau.

- Hr. Brinkmann, Wasser-Bauinspector und technischer Hilfs-
 arbeiter bei der Oderstrom-Bauverwaltung in Breslau.
 - Beuck, Baurath, Wasser-Bauinspector in Crossen a/O.
 - Orban, Wasser-Bauinspector in Cüstrin.
 - Köhler, desgl. in Steinau a/O.
 - Cramer, desgl. in Brieg.
 - von Staa, desgl. in Glogau.

b. Regierung.

- Hr. Herr, Regierungs- und Baurath in Breslau.
 - Beyer, desgl. daselbst.
 - Gandtner, Baurath, Kreis-Bauinspector in Schweidnitz.
 - Baumgart, Kreis-Bauinspector in Glatz.
 - Stephany, desgl. in Reichenbach.
 - Knorr, desgl. in Breslau.
 - Woas, desgl. in Brieg.
 - Fischer, desgl. in Winzig.
 - Reuter, desgl. in Strehlen.
 - Koch, desgl. in Neumarkt.
 - Souchon, desgl. in Oels.
 - Berndt, desgl. in Trebnitz.
 - Hasenjäger, Bauinspector in Breslau.

14. Regierung zu Liegnitz.

- Hr. Bergmann, Geheimer Regierungsrath in Liegnitz.
 - von Schumann, Regierungs- und Baurath daselbst.
 - Borchers, Kreis-Bauinspector in Glogau.
 - Starke, desgl. in Görlitz.
 - Berghauer, desgl. in Liegnitz.
 - Wernicke, desgl. in Hirschberg.
 - Schiller, desgl. in Bunzlau.
 - Weinert, desgl. in Grünberg.
 - Legiehn, desgl. in Landeshut.
 - Jungfer, desgl. in Löwenberg.
 - Mathy, desgl. in Hoyerswerda.
 - Biermann, desgl. in Sagan.
 - N. N., Bauinspector in Liegnitz.

15. Regierung zu Oppeln.

- Hr. Klein, Regierungs- und Baurath in Oppeln.
 - Pralle, desgl. daselbst.
 - Linke, Baurath, Kreis-Bauinspector in Ratibor.
 - Stenzel, Kreis-Bauinspector in Gleiwitz.
 - Rösener, desgl. in Neifse.
 - Bandow, desgl. in Oppeln.
 - Scheele, desgl. in Neustadt O/S.
 - Bachmann, desgl. in Oppeln.
 - Staudinger, desgl. in Cosel.
 - Hannig, desgl. in Beuthen.
 - Hammer, desgl. in Pleiße.
 - Holtzhausen, desgl. in Leobschütz.
 - Roseck, desgl. in Carlsruh.
 - Meißner, desgl. in Grottkau.
 - Becherer, desgl. in Rybnik.
 - Moebius, desgl. in Gr. Strehlitz.
 - Gamper, desgl. in Creuzburg.
 - Bertuch, Land-Bauinspector in Oppeln. } technische
 - Höffgen, Wasser-Bauinspector daselbst. } Hilfsarbeiter.

16. Ober-Präsidium und Regierung zu Magdeburg.

a. Ober-Präsidium.

- Hr. Kozłowski, Elbstrom-Baudirector in Magdeburg.
 - Katz, Baurath, Wasser-Bauinspector in Lüneburg.
 - Maafs, desgl. desgl. in Magdeburg.
 - Heyn, desgl. desgl. in Stendal.
 - Grote, desgl. desgl. in Torgau.
 - Wilberg, desgl. desgl. in Lenzen.
 - Loenartz, desgl. Stellvertreter des Elb-
 strom-Baudirectors in Magdeburg.
 - Bayer, Wasser-Bauinspector in Lauenburg.
 - Bauer, desgl. in Magdeburg (techn. Hilfsarbeiter).

b. Regierung.

- Hr. Opel, Regierungs- und Baurath in Magdeburg.
- Döltz, desgl. daselbst.
 - Jaeckel, Kreis-Bauinspector in Halberstadt.
 - Fritze, desgl. in Magdeburg.
 - Grofs, desgl. daselbst.
 - Kluge, desgl. in Genthin.
 - Schlitte, desgl. in Quedlinburg.
 - Wagenführ, desgl. in Salzwedel.
 - Dittmar, desgl. in Gardelegen.
 - Nünneke, desgl. in Halberstadt.
 - Schröder, desgl. in Stendal.
 - Gerlhoff, desgl. in Osterburg.
 - Krone, desgl. in Neuhaldensleben.
 - Fiebelkorn, desgl. in Schönebeck.
 - Süfs, desgl. in Wanzleben.
 - Schmidt, desgl. in Wolmirstedt.
 - Froelich, Bauinspector in Magdeburg.

17. Regierung zu Merseburg.

- Hr. Sasse, Regierungs- und Baurath in Merseburg.
- Steinbeck, desgl. daselbst.
 - Pietsch, Baurath, Kreis-Bauinspector in Torgau.
 - Becker, desgl. in Sangerhausen.
 - Werner, desgl. in Naumburg.
 - Danner, desgl. in Merseburg.
 - De Rège, desgl. in Wittenberg.
 - Kilburger, desgl. in Halle a/S.
 - Göbel, desgl. in Eisleben.
 - Wolff, Baurath, desgl. in Delitzsch.
 - Russell, Wasser-Bauinspector in Halle a/S.
 - Heidelberg, Kreis-Bauinspector in Weilsenfels.
 - Boës, Wasser-Bauinspector in Naumburg.
 - Lucas, Bauinspector in Merseburg.

18. Regierung zu Erfurt.

- Hr. Bruns, Regierungs- u. Baurath in Erfurt.
- Dittmar, Kreis-Bauinspector in Erfurt.
 - Wertens, desgl. in Schleusingen.
 - Boeske, desgl. in Mühlhausen.
 - Dittmar, desgl. in Heiligenstadt.
 - Heller, desgl. in Nordhausen.
 - Junker, Bauinspector in Erfurt.

19. Regierung zu Schleswig.

- Hr. Scheffer, Regierungs- und Baurath in Schleswig.
- von Irminger, desgl. daselbst.
 - Becker, desgl. daselbst.
 - Nönchen, Kreis-Bauinspector in Hadersleben.
 - Fülcher, desgl. in Glückstadt.
 - Mathiessen, desgl. in Husum.
 - Edens, desgl. in Rendsburg.
 - Freund, desgl. in Altona.
 - Herrmann, desgl. in Schleswig.
 - Friese, desgl. in Kiel.
 - Heydorn, desgl. in Ploen.
 - Kröhnke, desgl. in Brunsbüttel.
 - Treede, desgl. in Tondern.
 - Greve, desgl. in Oldesloe.
 - von Wickede, desgl. in Tönning.
 - Jensen, desgl. in Flensburg.
 - Stodtner, Bauinspector in Schleswig.

20. Landdrostei Hannover und Finanz-Direction
daselbst.

- Hr. Hunaeus, Regierungs- u. Baurath b. d. Landdrostei in Hannover.
- Albrecht, desgl. bei der Landdrostei daselbst.
 - Buhse, desgl. b. d. Finanz-Direction daselbst.
 - Rodde, Bauinspector bei der Finanz-Direction daselbst.

- Hr. Pape, Baurath, Kreis-Bauinspector in Hannover.
- Meyer, desgl. in Hameln.
 - Hoffmann, desgl. in Nienburg.
 - Steffen, Baurath, desgl. in Hannover.
 - Bansen, desgl. desgl. in Hannover.
 - Heye, desgl. desgl. in Hoya.
 - Heins, desgl. desgl. in Diepholz.
 - Rhien, desgl. desgl. in Nienburg.
 - Hotzen, Land-Bauconducteur, sachverständiger Beirath der Polizei-Direction in Hannover.

21. Landdrostei Hildesheim.

- Hr. Rumpf, Regierungs- und Baurath in Hildesheim.
- Cuno, desgl. daselbst.
 - Cramer, Baurath, Kreis-Bauinspector in Zellerfeld.
 - Koppen, Kreis-Bauinspector in Einbeck.
 - Beckmann, Baurath, Kreis-Bauinspector in Göttingen.
 - Praël, Baurath, Kreis-Bauinspector in Hildesheim.
 - Evers, Wasser-Bauinspector in Münden.
 - Peters, Baurath, Kreis-Bauinspector in Northeim.
 - Schulze, desgl. desgl. in Goslar.
 - Freye, Kreis-Bauinspector in Hildesheim.
 - Wichmann, desgl. in Gronau.
 - Wolff, desgl. in Osterode.
 - Treplin, Wasser-Bauinspector in Münden (beim Bau der Fulda-Brücke).

22. Landdrostei Lüneburg.

- Hr. Höbel, Regierungs- und Baurath in Lüneburg.
- Heithaus, desgl. daselbst.
 - Loges, Baurath, Wasser-Bauinspector in Harburg.
 - Brünnecke, Baurath, Kreis-Bauinspector in Lüneburg.
 - Siegener, desgl. desgl. in Harburg.
 - Fenkhausen, desgl. desgl. in Celle.
 - Höbel, desgl. desgl. in Uelzen.
 - Hartmann, desgl. desgl. in Walsrode.
 - Röbbelen, Kreis-Bauinspector in Gifhorn.
 - Lindemann, desgl. in Hitzacker.

23. Landdrostei Stade.

- Hr. Lüttich, Regierungs- und Baurath in Stade.
- Pampel, desgl. daselbst.
 - Süßmann, Baurath, Kreis-Bauinspector in Geestemünde.
 - Schaaf, Baurath, Wasser-Bauinspector in Stade.
 - Valett, Kreis-Bauinspector in Neuhaus a. d. O.
 - Höbel, Wasser-Bauinspector in Geestemünde.
 - Tolle, Baurath, Kreis-Bauinspector in Groh.
 - Schwägermann, desgl. in Stade.
 - Bertram, desgl. in Verden.
 - Suadicani, desgl. in Buxtehude.
 - Schulz, desgl. in Verden.

24. Landdrostei Osnabrück.

- Hr. Grahn, Regierungs- und Baurath in Osnabrück.
- Oppermann, Wasser-Bauinspector in Meppen.
 - Reifsner, Kreis-Bauinspector in Osnabrück.
 - Luttermann, Baurath, Kreis-Bauinspector in Koppelschleuse bei Meppen.
 - Meyer, desgl. desgl. in Lingen.
 - Haspelmath, desgl. desgl. in Quakenbrück.
 - Theune, Kreis-Bauinspector in Melle.
 - Junker, Bauinspector in Osnabrück.

25. Landdrostei Aurich.

- Hr. Tolle, Regierungs- und Baurath in Aurich.
- Clauditz, Baurath, Wasser-Bauinspector in Leer.
 - Schramme, desgl. desgl. in Emden.
 - Panse, Wasser-Bauinspector in Norden.
 - Taaks, Dr., Baurath, Kreis-Bauinspector in Wittmund.

- Hr. Oosterlinck, Kreis-Bauinspector in Leer.
 - Bruns, desgl. in Aurich.
 - Schelten, Bauinspector daselbst.
 - Dannenberg Wasser-Bauinspector in Aurich (beim Bau des Ems-Jade-Canals).

26. Regierung zu Münster.

- Hr. Uhlmann, Regierungs- und Baurath in Münster.
 - Hauptner, Baurath, Kreis-Bauinspector in Münster.
 - Baltzer, Kreis-Bauinspector in Recklinghausen.
 - Quantz, desgl. in Hamm.
 - Herborn, desgl. in Rheine.
 - Schmitz, Bauinspector in Münster.

27. Regierung zu Minden.

- Hr. Eitner, Regierungs- und Baurath in Minden.
 - Winterstein, Baurath, Kreis-Bauinspector in Höxter.
 - Haupt, Kreis-Bauinspector in Minden.
 - Schüler, desgl. in Paderborn.
 - Cramer, desgl. in Bielefeld.
 - Harhausen, desgl. in Herford.
 - Manssdorff, Bauinspector in Minden.

28. Regierung zu Arnberg.

- Hr. Schulze, Regierungs- und Baurath in Arnberg.
 - Geifler, desgl. daselbst.
 - Haege, Baurath, Kreis-Bauinspector in Siegen.
 - Haarmann, Kreis-Bauinspector in Bochum.
 - Caesar, desgl. in Arnberg.
 - Westphal, desgl. in Hagen.
 - Holle, desgl. in Soest.
 - Genzmer, desgl. in Dortmund.
 - Hammacher, desgl. in Hamm.
 - Carpe, desgl. in Brilon.
 - Landgrebe, Bauinspector in Arnberg.

29. Regierung zu Cassel.

- Hr. Lange, Regierungs- und Baurath in Cassel.
 - Emmerich, desgl. daselbst.
 - Neumann, desgl. daselbst.
 - Blankenhorn, Baurath, Kreis-Bauinspector in Cassel.
 - Arend, Carl, desgl. desgl. in Eschwege.
 - Griesel, Kreis-Bauinspector in Hersfeld.
 - Kullmann, Wasser-Bauinspector in Rinteln.
 - Hoffmann, Kreis-Bauinspector in Fulda.
 - Spangenberg, desgl. in Steinau.
 - Meydenbauer, desgl. in Marburg.
 - Grau, desgl. in Hanau.
 - Röhnisch, desgl. in Cassel.
 - Schattauer, Wasser-Bauinspector daselbst.
 - Koppen, Julius, Kreis-Bauinspector in Schmalkalden.
 - Knipping, desgl. in Rinteln.
 - Schuchard, desgl. in Cassel.
 - Difsman, desgl. in Melsungen.
 - Jahn, desgl. in Homberg.
 - Jäger, desgl. in Hofgeismar.
 - Bornmüller, desgl. in Frankenberg.
 - Stoll, Bauinspector in Cassel
 - N. N., desgl. daselbst } technische Hilfsarbeiter.

30. Regierung zu Wiesbaden.

- Hr. Cremer, Regierungs- und Baurath in Wiesbaden.
 - Cuno, desgl. daselbst.
 - Wolff, Baurath, Kreis-Bauinspector in Limburg.
 - N. N., Kreis-Bauinspector in Rüdesheim.
 - Wagner, desgl. in Frankfurt a/M.
 - Helbig, desgl. für den Stadtkreis Wiesbaden.
 - Moritz, desgl. daselbst für den Landkreis.
 - Baldus, Wasser-Bauinspector in Diez.
 - Eckhardt, Baurath, Wasser-Bauinspector in Frankfurt a/M.

- Hr. Trainer, Kreis-Bauinspector in Biedenkopf.
 - Cramer, desgl. in Schwalbach.
 - Spinn, desgl. in Weilburg.
 - Holler, desgl. in Homburg.
 - Varnhagen, desgl. in Dillenburg.
 - Hilgers, Bauinspector in Wiesbaden.
 - Büchling, Kreis-Bauinspector in Montabaur.

31. Ober-Präsidium und Regierung zu Coblenz.

a. Ober-Präsidium.

- Hr. Berring, Regierungs- u. Baurath, Rheinstrom-Baudirector in Coblenz.
 - Schmidt, Reg. u. Baurath, Rheinschiffahrts-Insp. daselbst.
 - Roeder, Wasser-Bauinspector, techn. Hilfsarbeiter daselbst.
 - Michaelis, Baurath, Wasser-Bauinspector in Cöln.
 - Ulrich, Wasser-Bauinspector in Coblenz.
 - Hartmann, desgl. in Düsseldorf.
 - Müller, desgl. in Wesel.

b. Regierung.

- Hr. Cremer, Regierungs- und Baurath in Coblenz.
 - Tetens, Kreis-Bauinspector daselbst.
 - Möller, Bauinspector in Creuznach.
 - Schmid, Baurath, Wasser-Bauinspector in Cochem.
 - Scheepers, Kreis-Bauinspector in Wetzlar.
 - Zweck, desgl. in Coblenz.
 - Thon, desgl. in Neuwied.
 - Delius, Bauinspector in Coblenz.

32. Regierung zu Düsseldorf.

- Hr. Borggreve, Regierungs- und Baurath in Düsseldorf.
 - Lieber, desgl. daselbst.
 - Denninghoff, desgl. daselbst.
 - Schroers, Baurath, Kreis-Bauinspector daselbst.
 - Genth, Wasser-Bauinspector in Ruhrort.
 - Bormann, Kreis-Bauinspector in Elberfeld.
 - Niedieck, desgl. in Essen.
 - Schmitz, desgl. in Crefeld.
 - Mertens, desgl. in Wesel.
 - Radhoff, desgl. in Geldern.
 - Möller, desgl. in Solingen.
 - Ewerding, desgl. in M. Gladbach.
 - von Perbandt, Bauinspector in Düsseldorf.

33. Regierung zu Cöln.

- Hr. Gottgetreu, Geheimer Regierungsrath in Cöln.
 - Böttcher, Kreis-Bauinspector daselbst.
 - van den Bruck, desgl. in Deutz.
 - Eschweiler, desgl. in Siegburg.
 - Freyse, Bauinspector in Cöln.
 - Reinike, comm. Kreis-Bauinspector in Bonn.

34. Regierung zu Trier.

- Hr. Seyffarth, Regierungs- und Baurath in Trier.
 - Heldberg, desgl. daselbst.
 - Schönbrod, Kreis-Bauinspector in Saarbrücken.
 - Brauweiler, desgl. in Trier.
 - Freudenberg, desgl. in Berncastel.
 - Ritter, Baurath, Kreis-Bauinspector in Trier.
 - Köppe, desgl. desgl. in Merzig.
 - Gersdorff, Kreis-Bauinspector in St. Wendel.
 - Krebs, desgl. f. d. Baukreis Bitburg, in Trier.
 - Werres, Bauinspector in Trier.

35. Regierung zu Aachen.

- Hr. Kruse, Regierungs- und Baurath in Aachen.
 - Dieckhoff, Baurath, Kreis-Bauinspector daselbst.
 - Nachtigall, Kreis-Bauinspector in Düren.
 - Mergard, desgl. in Aachen.

Hr. Friling, Kreis-Bauinspector in Jülich.
 - N. N., Bauinspector in Aachen.
 - Eckardt, comm. Kreis-Bauinspector in Montjoie.

36. Regierung zu Sigmaringen.
 Hr. Laur, Regierungs- und Baurath in Sigmaringen.

Beurlaubt sind:

Hr. Wolff, Kreis-Bauinspector in Posen.

Hr. Beckering, Wasserbau-Conducteur, Stadt-Baumeister in Essen.

Verwaltung für Berg-, Hütten- und Salinenwesen.

Hr. Gebauer, Ober-Berg- und Baurath in Berlin.
 - Schwarz, Bauinspector, für einen Theil des Ober-Bergamts-Districts Halle, in Schönbeck bei Magdeburg.
 - Neufang, Baurath, Bauinspector im Ober-Bergamts-District Bonn, in Saarbrücken.
 - Dr. Langsdorf, Bauinspector im Ober-Bergamts-District Clausthal, in Clausthal.

Hr. Dumreicher, Bauinspector im Ober-Bergamts-District Bonn, in Saarbrücken.
 - Buchmann, Bauinspector bei der Berginspektion in Zabrze.
 - Braun, Bau- und Maschinen-Inspector im Bezirk der Bergwerks-Direction Saarbrücken, in Neunkirchen.
 - Oesterreich, Königl. Baumeister, für einen Theil des Ober-Bergamts-Districts Halle in Dürrenberg.

II. Im Ressort anderer Ministerien und Behörden.

1. Beim Hofstaate Sr. Majestät des Kaisers u. Königs, beim Hofmarschallamte, beim Ministerium des Königlichen Hauses u. s. w.

Hr. Strack, Geheimer Ober-Hof-Baurath und Professor in Berlin, Baumeister für die Königl. Schloß- und Gartengebäude (s. oben bei A.2).

Hr. Gottgetreu, Ober-Hof-Baurath in Potsdam, bei der Königl. Garten-Intendantur.
 - Persius, Hof-Baurath in Berlin.
 - Haebelin, Hof-Bauinspector in Potsdam.

Hr. Krüger, Hofkammer- und Baurath bei der Hofkammer der Königlichen Familiengüter, in Berlin.
 - Niermann, Hausfideicommiss-Baurath in Berlin.

Hr. Knyrim, Hof-Bauinspector zu Wilhelmshöhe.

2. Beim Ministerium der geistlichen, Unterrichts- und Medicinal-Angelegenheiten und im Ressort desselben.

Hr. Möller, Geheimer Regierungs-Rath, Director der Porzellan-Manufactur in Berlin.
 - Spieker, Geheimer Regierungsrath in Berlin (s. oben bei I. A.2).
 - Voigtel, Regierungs- u. Baurath in Cöln, leitet den Dom-bau daselbst.

Hr. Leopold, Baurath bei der Kloster-Verwaltung in Hannover.
 - Spitta, Bauinspector in Berlin.
 - Merzenich, Land-Baumeister der Königl. Museen in Berlin.
 - von Tiedemann, Land-Bauinspector, leitet die Universitätsbauten in Halle a/S.
 - Hofmann, Land-Baumeister und akademischer Baumeister in Greifswald.

3. Im Ressort des Ministeriums für Landwirthschaft, Domainen und Forsten.

Hr. Cornelius, Geheimer-Regierungs- und vortragender Rath in Berlin.
 - Balzer, Bauinspector in Berlin.
 - Röder, Baurath in Berlin,
 - Michaelis, Baurath in Münster,
 - Schulemann, Wasser-Bauinspector in Bromberg,
 - Hefs, desgl. in Hannover,
 - Grun, desgl. in Königsberg i/Pr.,
 - Schönwald, desgl. in Cöslin,
 - Runde, Baurath, desgl. in Kiel,
 - Knechtel, desgl. in Breslau,
 - Schmidt, Landes-Meliorations-Bauinspector für die Provinz Hessen-Nassau, in Cassel.
 - Gravenstein, Landes-Meliorations-Bauinspector in Düsseldorf.
 - Wille, desgl. in Magdeburg.

Landes-Meliorations-Bauinspectoren.

III. Im Ressort der Reichs-Verwaltung.

A. Im Ressort des Reichskanzler-Amtes.

Hr. von Mörner, Geheimer Regierungs- und vortragender Rath in Berlin.
 - Busse, Regierungs- und Baurath in Berlin.

B. Bei dem Reichs-Eisenbahn-Amt.

Hr. Streckert, Geheimer Ober-Regierungs- und vortragender Rath in Berlin.

Hr. Wiebe, Eduard, Geheimer Regierungs- und vortragender Rath, in Berlin.

C. Bei der Reichs-Post- und Telegraphen-Verwaltung.

Hr. Elsafer, Geheimer Ober-Regierungsrath in Berlin.
 - Kind, desgl. daselbst.
 - Neumann, Post-Baurath in Münster.
 - Wachenhusen, desgl. in Schwerin i/M.
 - Arnold, desgl. in Carlsruhe.
 - Wolff, desgl. in Stettin.
 - Cuno, desgl. in Frankfurt a/M.
 - Nöring, desgl. in Königsberg i/Pr.
 - Zopff, desgl. in Dresden.

Hr. Promnitz, Post-Baurath in Breslau.
 - Skalweit, desgl. in Hannover.
 - Tuckermann, desgl. in Berlin.
 - Hindorf, desgl. in Cöln.
 - Hegemann, desgl. in Erfurt.
 - Kefsler, desgl. in Berlin.
 - Perdich, Post-Bauinspector daselbst.
 - Schmedding, Post-Baumeister daselbst.
 - Stüler, desgl. daselbst.

D. Bei dem Preussischen Kriegsministerium in Berlin und im Ressort desselben.

a) Ministerial-Bau-Bureau.

- Hr. Afsmann, Geheimer Baurath.
 - Schönhals, Intendantur- und Baurath.
 - Verworn, Garnison-Bauinspector.

b) Intendantur- u. Bauräthe und Garnison-Baubeamte.

1. Bei dem Garde-Corps.

- Hr. Bernhardt, Intendantur- u. Baurath.
 - Bruhn, Garnison-Bauinspector in Berlin.
 - la Pierre, desgl. daselbst.
 - Pieper, desgl. daselbst.
 - Böhm, desgl. in Potsdam.

2. Bei dem I. Armee-Corps.

- Hr. Paarmann, Intend.- und Baurath, in Königsberg i/Pr.
 - Kienitz, Garnison-Bauinspector daselbst.
 - N. N., desgl. in Tilsit.
 - Rühle v. Lilienstern, desgl. in Danzig.
 - Dublanski, desgl. in Thorn.

3. Bei dem II. Armee-Corps.

- Hr. Appelius, Intendantur- u. Baurath, in Stettin.
 - Bobrik, Garnison-Bauinspector in Colberg.
 - Gödeking, desgl. in Stettin.
 - Veltmann, desgl. in Stralsund.
 - v. Zychlinski, desgl. in Bromberg.

4. Bei dem III. Armee-Corps.

- Hr. Boethke, Intendantur- u. Baurath, in Berlin.
 - Meyer, Garnison-Bauinspector in Berlin (nördlicher Land-district).
 - Busse, desgl. in Berlin (südlicher Land-district).
 - Spitzner, desgl. in Frankfurt a/O.
 - Döbber, desgl. in Spandau.

5. Bei dem IV. Armee-Corps.

- Hr. Wodrig, Intendantur- u. Baurath in Magdeburg.
 - Steinberg, Garnison-Bauinspector daselbst.
 - Ullrich, desgl. in Erfurt.
 - v. Rosainski, desgl. in Wittenberg.
 - Schneider, desgl. in Halle a/S.

6. Bei dem V. Armee-Corps.

- Hr. Schüflesler, Intendantur- u. Baurath in Posen.
 - Nerenz, Garnison-Bauinspector in Liegnitz.
 - Beyer, desgl. in Posen.
 - Kalkhof, desgl. in Glogau.

E. Bei dem Marineministerium und im Ressort desselben.

1. In der Admiralität.

- Hr. Wagner, Wirklicher Admiralitätsrath und vortragender Rath, in Berlin.
 - Vogeler, Admiralitäts-Rath in Berlin.

2. Bei den Werften und Hafenbau-Commissionen.

- Hr. Franzius, Marine-Hafenbau-Director in Kiel.
 - Rechtern, desgl. in Wilhelmshaven.

7. Bei dem VI. Armee-Corps.

- Hr. Steuer, Intendantur- u. Baurath in Breslau.
 - Zaar, Garnison-Bauinspector daselbst.
 - Ahrendts, desgl. in Neifse.
 - Werner, desgl. in Cosel.

8. Bei dem VII. Armee-Corps.

- Hr. Kührtze, Intendantur- u. Baurath in Münster.
 - Honthumb, Garnison-Bauinspector daselbst.
 - Kentenich, desgl. in Wesel.
 - Bandke, desgl. in Minden.

9. Bei dem VIII. Armee-Corps.

- Hr. Voigtel, Intendantur- u. Baurath in Coblenz.
 - Goldmann, Garnison-Bauinspector in Coblenz.
 - Hauck, desgl. in Cöln.
 - Duisberg, desgl. in Trier.

10. Bei dem IX. Armee-Corps.

- Hr. Sluytermann van Langeweyde, Intendantur- und Baurath in Altona.
 - Bolte, Garnison-Bauinspector in Flensburg.
 - Drewitz, desgl. in Schwerin.
 - Gerasch, desgl. in Rendsburg.
 - Schmidt, desgl. in Altona.

11. Bei dem X. Armee-Corps.

- Hr. Schuster, Intendantur- und Baurath in Hannover.
 - Habbe, Garnison-Bauinspector daselbst.
 - Linz, desgl. in Braunschweig.
 - Brook, desgl. in Oldenburg.

12. Bei dem XI. Armee-Corps.

- Hr. Sommer, Intendantur- und Baurath in Cassel.
 - Gummel, Garnison-Bauinspector daselbst.
 - Reinmann, desgl. in Mainz.
 - Zacharias, desgl. in Frankfurt a/M.
 - Arendt, desgl. in Darmstadt.

13. Bei dem XIV. Armee-Corps.

- Hr. Heimerdinger, Intendantur- u. Baurath in Carlsruhe.
 - Gerstner, Garnison-Bauinspector in Carlsruhe.
 - Jungeblodt, desgl. in Freiburg i/Baden.

14. Bei dem XV. Armee-Corps.

- Hr. Feller, Major z. D. in Straßburg i/E.,
 - Rettig, Garnison-Bauinspector in Metz.
 - Ecklin, desgl. in Mülhausen i/E.
 - Bachfeld, Major z. D. in Saargemünd.

- Hr. Schirmacher, Marine-Hafenbau-Oberingenieur in Kiel.
 - C. Müller, desgl. in Wilhelmshaven.

3. Bei den Marine-Intendanturen.

- Hr. Giefsel, Marine-Hafenbau-Oberingenieur in Kiel.
 - Bugge, Marine-Ober-Ingenieur in Wilhelmshaven.

Mittheilungen aus Vereinen.

Architekten-Verein zu Berlin.

Preis-Aufgaben zum Schinkelfest am 13. März 1881.

A. Aus dem Gebiete des Hochbaues.

Entwurf zu einem Ausstellungs-Palast für Berlin.

Für Berlin soll ein Ausstellungs-Palast entworfen werden, welcher in organischem Zusammenhang mit provisorischen, für eine Weltausstellung bestimmten Anlagen projectirt, als ein in echtem Material auszuführender Monumentalbau für permanente Ausstellungen dienen soll.

Als Bauplatz ist derjenige Theil des Tempelhofer Feldes gedacht, welcher am Ende der Möckernstraße liegt.

In der Axe dieser Haupt-Zugangsstraße soll der Ausstellungs-Palast so projectirt werden, daß vor demselben ein freier Schmuckplatz von ca. 400 m Länge und ca. 300 m Tiefe verbleibt.

Für das zu liefernde Project sind anzufertigen:

- I. Ein Situationsplan der Gesamtanlage, für welche ein generelles Beispiel auf einer vom Vereins-Secretariat zu beziehenden Planzeichnung angegeben ist.

- II. Ein Entwurf zum permanenten Ausstellungs-Palast nach folgendem Specialprogramm:

Der permanente Ausstellungs-Palast soll einen Flächenraum bis zu 30000 qm umfassen und ein einstöckiges Gebäude bilden, welches als Monumentalbau in echtem Material zu projectiren ist.

Das Gebäude soll enthalten:

- a) einen Haupt-Repräsentationsraum von ca. 5000 qm Grundfläche.

In demselben ist an hervorragender, einen vollständigen Ueberblick über den ganzen Raum gewährenden Stelle eine Restauration anzulegen, welche bei Ausstellungen festlich decorirt werden soll.

- b) ein in hervorragender Weise ausgebildetes Vestibül von ca. 1000 qm Grundfläche,
- c) eine Anzahl von größeren und kleineren Sälen für Kunstausstellungen mit einem Flächenraum von zusammen ca. 8000 qm,
- d) eine Anzahl von größeren und kleineren Sälen für Ausstellungen von Werken der Kunstindustrie mit einem Flächenraum von zusammen ebenfalls ca. 8000 qm.

Die Breite der Säle soll im Allgemeinen nicht unter 8 m und nicht über 15 m betragen. Jedoch können einzelne Säle bedeutendere Abmessungen erhalten.

- e) eine entsprechende Anzahl von Vestibülräumen zur Verbindung des permanenten Gebäudes mit den provisorischen Weltausstellungs-Anlagen mit einer Grundfläche von zusammen 5000 qm,

- f) an beiden Seiten des Haupteinganges und in der Nähe des Hauptvestibüles Räume für die Ausstellungsverwaltung, für Post und Telegraphie, für die Polizei, sowie für Closets, mit einer Grundfläche von zusammen 1000 qm.

Für die Ausstellungsverwaltung sind anzulegen 5 Büros und ein Kassenraum, für Post und Telegraphie zusammen 4 Räume, für die Polizei 3 Räume.

Der verbleibende Rest von 2000 qm wird voraussichtlich auf die Grundrißentwicklung des Mauerwerkes entfallen.

Das Specialprogramm für den ad I. verlangten Situationsplan gestaltet sich im Anschluß an das Programm für den permanenten Ausstellungs-Palast und nach dem Beispiel auf der vorerwähnten Planzeichnung folgendermaßen:

Die an die rückwärts und seitwärts gelegenen Ein- und Ausgänge des Palastes anzuschließenden provisorischen Gebäudekörper für die Zwecke der Weltausstellung sollen einen Flächenraum von ca. 100000 qm bedecken.

Der vor dem Palaste anzuordnende Schmuckplatz von ca. 400 m Länge und ca. 300 m Tiefe soll von bedeckten Verbindungshallen umschlossen und mit Garten und Springbrunnen-Anlagen geschmückt werden.

Vor dem Haupttheil des Gebäudes soll eine ca. 1,50 m über des Niveau des Platzes erhobene Terrasse angelegt werden.

Die seitlich des Platzes verbleibenden Terrainabschnitte sollen ebenfalls mit Gartenanlagen geschmückt werden und zur Aufnahme von Pavillonbauten für Ausstellungs- und Restaurationszwecke für die verschiedenen Nationalitäten dienen. Besonders ist hiefür der von der Tempelhofer Chaussee begrenzte Theil des Platzes auszunutzen.

An Zeichnungen werden verlangt:

- ad I. Eine Situationszeichnung der ganzen Anlage im Maßstab von 1 : 2000.
- ad II. 1. Eine Grundrißskizze des Palastes im Maßstab von 1 : 500.
2. Eine Façadenskizze desselben im Maßstab von 1 : 250.

Ausgearbeitet wird verlangt:

Der Repräsentationsraum mit dem Hauptvestibül und Haupteingang. Davon ist zu liefern:

3. Ein Grundriß im Maßstab von 1 : 200.
4. Zwei Profile im Maßstab von 1 : 100.
5. Ansicht des Hauptportales im Maßstab von 1 : 50.
6. Eine farbige Perspective vom Innern des Repräsentationsraumes.
7. Ein Erläuterungsbericht mit Begründung der Constructionen der Decken und Dächer.

Literatur.

„Le palais de l'industrie et ses annexes“ par Barrault et Bridel. Paris 1857.

Der Plan der Wiener Weltausstellung und speciell der Kunstausstellungs-Gebäude der internationalen Ausstellung in Wien im Jahre 1873.

Das Kunstaustellungs-Gebäude für die internationale Ausstellung in Philadelphia 1876.

Die Projecte für die Ausstellung in Paris im Jahre 1878 (Revue générale de l'architecture).

B. Aus dem Gebiete des Ingenieurwesens.

Entwurf zu einer versteiften Strafsen-Hängebrücke über den Rhein zwischen Cöln und Deutz.

Die beiden Städte Cöln und Deutz sollen durch eine über den Rhein zu erbauende, für den Strafsenverkehr bestimmte versteifte Hängebrücke verbunden werden. Die Brücke soll an Stelle der jetzt bestehenden Schiffbrücke im Zuge der Wilhelmstraße (Cöln) und der Freiheit (Deutz) angelegt werden. Dem Entwurfe ist der beigegebene Situationsplan, sowie das ebenfalls beigegebene, in der Axe der zu erbauenden Brücke aufgenommene Längenprofil*) zu Grunde zu legen.

Die Brücke soll eine nutzbare Breite von 11 m erhalten, wovon 7 m auf die Fahrbahn, 2 m auf jeden Fußweg entfallen.

Die Wahl des Systems für die Hängewerk-Construction, sowie die Stellung der Pfeiler ist dem Ermessen des Entwerfenden anheim gegeben. Auf jedem Ufer ist für einen Leinpfad von mindestens 3,5 m Breite, auf der Cölner Seite außerdem für einen Fahrweg von mindestens 6 m Breite Sorge zu tragen.

Die Unterkante der Construction soll auf eine Breite von 50 m mindestens 16,63 m über dem Nullpunkte des Cölner Pegels liegen, um den Dampfbooten bei niedergelegten Schornsteinen und den Segelschiffen bei niedergelegten Masten bei dem höchsten, die Schifffahrt gestattenden Wasserstände (circa 5,6 m über Null) sichern Durchgang zu gewähren. Auf der Brücke sowohl, als in den anstossenden Rampen sind Steigungen von höchstens 35 ‰ zulässig. Auf der Cölner Seite ist eine Zufahrt von der Wilhelmstraße, dem Freihafen und dem Leyenstapel erforderlich, wozu allerdings der vollständige Neu- bzw. Umbau einer größeren Anzahl von Gebäuden nöthig werden dürfte. Auf der Deutzer Seite ist nur eine Zufahrt von der Freiheit aus erforderlich. Außerdem sind Treppenzugänge für die Fußgänger anzuordnen.

Das Flußbett des Rheines besteht aus einem sehr fest abgelagerten, groben Kiesboden, der sich in bedeutender Mächtigkeit unter der ganzen Rheinebene hinzieht. Die Fundamentsohle der Pfeiler ist 5,5 m unter Null anzunehmen.

Die Brücke soll fähig sein, folgende Lasten aufzunehmen:

1. Einen Wagen mit 10t Achsendruck bei 4,5 m Radstand, mit 4 Pferden bespannt und 14 m Länge für Wagen und Pferde.
2. Ein Menschengedränge von 400 kg pro 1 qm.

Die zulässige Inanspruchnahme des Materiales (Eisen und Stahl) ist auf Grundlage der aus den Wöhler'schen Versuchen über die Festigkeit bei wiederholter Inanspruchnahme gefolgerten Gesetzen zu wählen, wobei eine der bekannten, daraus abgeleiteten Methoden anzuwenden ist.

Für die Brückenzollerhebung sind Locale vorzusehen. Zur Unterkunft von 2 verheiratheten Zollenehmern und eines verheiratheten Brückenwärters ist ein in der Nähe der

*) Situationsplan und Längenprofil sind vom Vereins-Secretariat zu beziehen. Dasselbst liegt auch ein Literaturverzeichnis zur Einsicht auf.

Brückenbaustelle gelegenes Wohngebäude als zum Abbruch bestimmt anzusehen und an dessen Stelle ein Neubau zu entwerfen, welcher genügenden Raum bietet, um jeder Familie 2 Stuben, Kammern, Küche und Nebengelafs zuzuweisen. Im Erdgeschofs kann event. auch ein Geschäftsraum für einen Gewerbetreibenden eingerichtet werden.

Es ist anzufertigen:

1. Eine Situation und ein Längenprofil, in den beigegebenen lithographirten Plan einzutragen.
2. Ansicht und Grundriß der ganzen Brücke in $\frac{1}{500}$ nat. Gr.
3. Darstellung der Eisenconstruction in Ansicht, Längsschnitt, Querschnitt, Grundriß in $\frac{1}{25}$ nat. Gr.
4. Die Details dazu in $\frac{1}{10}$, nöthigenfalls $\frac{1}{5}$ nat. Gr.
5. Darstellung der Steinconstructionen und Fundamentirung in $\frac{1}{100}$, etwaige Details in $\frac{1}{25}$ nat. Gr.
6. Darstellung des Beamtenwohngebäudes in Grundrissen, Ansichten und Schnitten in $\frac{1}{100}$ nat. Gr.
7. Erläuterungsbericht, enthaltend die Motivirung der gewählten Anordnung, die statische Begründung, die Erläuterung der Ausführung (einschließlich Aufstellung der Eisenconstruction) und einen generellen Kostenanschlag.

Alle hiesigen und auswärtigen Mitglieder des Architekten-Vereins werden eingeladen, sich an der Bearbeitung dieser Aufgaben zu betheiligen, und ersucht, die Arbeiten bis zum 20. December 1880, Abends 12 Uhr in der Vereinsbibliothek, Wilhelmstraße 92—93, abzuliefern. (Zeichnungen in Mappe, Erläuterungsbericht geheftet.) Später eingelieferte Arbeiten sind von der Concurrenz ausgeschlossen.

Die Entwürfe sind mit einem Motto zu bezeichnen und ein mit demselben Motto versehenes versiegeltes Couvert einzureichen, worin der Name des Verfassers und die pflichtmäßige Versicherung desselben, daß der Entwurf von ihm selbstständig und eigenhändig angefertigt sei, enthalten sind.

Die Königliche Technische Ober-Prüfungs-Commission hat es sich vorbehalten, auch diejenigen nicht prämierten Arbeiten, welche der Architekten-Verein einer besonderen Berücksichtigung für werth erachtet, als Probe-Arbeiten für die Baumeister-Prüfung anzunehmen.

Die eingegangenen Entwürfe werden bis zum 10. Januar 1881 in der Bibliothek des Vereins für die Mitglieder, sowie vor dem Schinkelfest öffentlich ausgestellt. Die Verlesung der Referate der Beurtheilungs-Commissionen geschieht in der Hauptversammlung des März. Die Zuerkennung der Preise und die eventuelle Annahme der Arbeiten als Probe-Arbeit für die Baumeister-Prüfung wird am 13. März 1881 beim Schinkelfeste vom Vorstande des Vereins bekannt gemacht.

Die mit dem Staatspreise gekrönten Arbeiten bleiben Eigenthum des Vereins; derselbe hat das Recht, diese, sowie auch die mit Medaillen ausgezeichneten Entwürfe unter Nennung des Verfassers zu veröffentlichen.

Der Verfasser eines mit dem Staatspreise gekrönten Entwurfes ist verpflichtet, innerhalb zweier Jahre die Studienreise anzutreten, vor dem Antritte derselben dem Vorstände des Vereins hiervon und von der Reiseroute Mittheilung zu

Berlin, den 13. März 1880.

Der Vorstand des Architekten-Vereins.

Hobrecht, Vorsitzender.

Alsmann. Baensch. Blankenstein. Bluth. L. Hagen. Housselle. Kyllmann. Mellin. Quassowski. Streckert. A. Wiebe.

L i t e r a t u r.

Die Regulirung der Ströme Ungarns.

(Auszug aus den Rapports de la commission composée des ingénieurs étrangers invités à examiner les travaux de régularisation exécutés sur les rivières hongroises.)

(Mit Zeichnungen auf Blatt H und J im Text.)

Die Zerstörung der Stadt Szegedin im März 1879 veranlafte die ungarische Regierung, die ausgeführten Regulirungsarbeiten der beiden Hauptströme Donau und Theifs einer genauen Prüfung zu unterziehen und an Abstellung der bemerkten Mißstände, die ja theilweise durch jene verhängnißvolle Katastrophe klar zu Tage getreten waren, ernstlich zu denken. Zu diesem Zweck berief sie eine Commission hervorragender Hydrotekten des Auslands, welche nach eingehendem Studium der bezüglichen Verhältnisse über die im folgenden Auszug kurz wiedergegebenen Vorschläge zur Regulirung der ungarischen Ströme sich einigten. Mitglieder der Commission waren: die Franzosen L. Gros und L. Jacquet, der Holländer J. Waldorp, der Italiener B. Barilari und deutscherseits der Elbstrombau-Director Th. Kozlowski.

Der Bericht erstreckt sich auf folgende 4 Punkte: 1) Schutzwerke der Stadt Szegedin, 2) Regulirung der Theifs und ihrer Nebenflüsse, 3) Verbesserung der Donau-Schiffahrt am Eisernen Thor, 4) Regulirung der Donau unterhalb Budapest. Die Skizzen auf Blatt H gehören zu den beiden ersten Abschnitten (Szegedin und Theifsregulirung), die auf Blatt J zum dritten Abschnitt (Donaregulirung). Sie sind theilweise den Anlagen des officiellen Rapports, theilweise den österreichisch-ungarischen Generalstabskarten entnommen und sollen nur den Text illustriren, ohne auf vollständige Genauigkeit im Maafsstab Anspruch zu machen.

Wiederaufbau Szegedins und Schutz gegen Ueberschwemmung.

I. Anlage der Deiche und Aufsenwerke

bei Szegedin. (Bl. H.)

Ende Februar 1879 stieg das Hochwasser der Theifs in bedenklichem Maafse; im oberen Lauf bei Szolnok erreichte es am 6. März seinen höchsten Stand und begann vom 10. März an rascher zu fallen. Der Pegel von Szegedin zeigte dagegen am 6. März ein plötzliches Sinken von 0,30 m, bis zum 10. von 0,75 m infolge des Deichbruches, welcher am Tage vorher 6 Uhr Abends oberhalb Algyö stattgefunden hatte. Die Fluthen strömten nun unter Verlassung des eingedeichten Stromlaufs auf kürzerem Wege gegen die

machen, und etwaige Aufträge des Vereins entgegenzunehmen, sowie einen generellen Reisebericht und Skizzen gleich nach der Rückkehr von der Reise dem Vereine vorzulegen.

Stadt; die zwischenliegenden Dämme wurden überschritten, so daß vom 7. März an nur noch der Sziller-Deich und der Alföldbahn-Damm die Wassermassen aufhielten, deren Niveau das Stromniveau erheblich überstieg. Ein Durchstich des Theifsdeichs bei Tápé sollte Abfluß verschaffen. Da auch gleichzeitig der Staatsbahn-Damm bei Dorozsma überschritten wurde, glaubte man, durch Erhöhung und Verstärkung jener beiden Schutzdämme das Unglück abwehren zu können. Leider vereitelte ein starker Nordweststurm, der die meeresgleich ausgebreiteten Fluthen gegen den Bahndamm peitschte, alle Bemühungen. Am 12. März 1 Uhr früh erfolgte der Bruch, und die Stadt war verloren.

Aus dieser Darstellung lassen sich folgende Schlüsse für die zukünftige Vertheidigung der Stadt ziehen:

1) Der Deichbruch bei Percsóra ist zu schliessen und die Deiche bei Algyö sind zu erhalten. Man hat vorgeschlagen, diese Dämme, deren Bruch die nächste Ursache der Ueberschwemmung war, zu beseitigen und durch einen kürzeren Querdeich unterhalb zu ersetzen. Die Commission will dagegen die Ländereien, welche dann ins Vorland zu liegen kämen, geschützt erhalten, da andernfalls vor diesem Querdeich sich ein ähnliches verderbenbringendes Hochwassermeer ansammeln würde wie vor dem Alföldbahn-Damm; jedoch ist der Deich von Sövényhász zu verstärken, um als zweite Vertheidigungslinie zu dienen.

Da ferner die von den beiden Bahndämmen gebildete Schleife, welche bei genügender Dammhöhe die Inundation bis zum Wasserspiegel der Theifs an der Bruchstelle hätte anschwellen lassen, zur Bildung eines gefährlichen Aufstaus Veranlassung gab, muß

2) im Falle eines Deichbruchs für Abfluß der die Umgebung der Stadt überschwemmenden Fluthen gesorgt werden. Hierfür wird eine Brücke von 150 m Lichtweite zwischen Szatymaz und dem Kreuzungspunkt der beiden Bahnen angelegt und die Zuströmung durch Ausschachtung einer Rinne gesichert, deren Erdaushub zur Bildung des Stadtwalles benutzt wird. Ebenso muß unterhalb der Stadt in dem Alföldbahn-Damm eine Oeffnung für den Abfluß geschaffen werden.

3) Da jedoch die so gebildete Umfluth nicht ausreichend sein dürfte, hohe Inundationen rasch genug abzuleiten, sind die Längsdeiche des rechten Theißufers auf 1 km oberhalb Tápé 1 m niedriger zu machen als die Deichkrone zu Szegedin, um eine Ueberströmung zu gestatten. Dies ist unbedenklich, da der Stadtwall 1,5 m über Niveau der Ueberschwemmung von 1879 erhöht werden soll. Eventuell wird im Falle der Noth ein Durchstich des Deichs bei Tápé erforderlich.

II. Bestimmung der Höhe für die Schutzwälle der Stadt.

Diese Frage zergliedert sich in die beiden: 1) Höhe der Hochwasserstände und Mittel zu deren Verminderung, 2) Kronenhöhe der zur Hochwasser-Vertheidigung bestimmten Anlagen.

1) Höhe der Hochwasserstände.

Auf deren zukünftige Gestaltung wirken viele, großentheils unberechenbare Factoren. Thatsache ist, daß durch die Eindeichungen, welche die Ueberschwemmungsbassins, in denen die Hochfluthen aufgehalten wurden, mehr und mehr beseitigten, der Abfluß des Theiß-Hochwassers seit dem Anfange der 40er Jahre erheblich beschleunigt und die Höhe, welche noch 1855 bei Szegedin nur 6,96 m am Pegel betrug, 1877 auf 7,95 m, 1879 auf 8,06 m gestiegen ist. Ein solch rapides Wachsen ist nun zwar für die Zukunft nicht zu befürchten, da die meisten und wichtigsten Eindeichungen ausgeführt sind. Dennoch muß an Abhilfe gedacht werden.

Der Vorschlag, die Mündung der oberhalb Szegedins in die Theiß einfließenden Maros etwa 9 km stromab zu verlegen, scheint nicht empfehlenswerth. Denn wiewohl die Maros bei Hochwasser etwa 1000 cbm per Sec. führt, würde hierdurch doch nur eine Senkung des Wasserspiegels um etwa 15 cm bewirkt werden, was gegenüber einem Opfer von ca. 6 Mill. Fr. für den Ableitungsdurchstich und gegenüber den Nachtheilen einer schwierigen Verbindung des leicht schiffbar zu machenden Nebenflusses mit dem Hafen von Szegedin als verschwindend erscheint.

Die Beseitigung der Stromenge an der Schiffbrücke ist dagegen die Grundbedingung einer Theißregulirung bei Szegedin. Leider nöthigt die aus 8 Oeffnungen mit 352,6 m lichter Weite bestehende Eisenbahnbrücke, deren Erweiterung unverhältnismäßige Kosten verursachen würde, das Hochwasserprofil auf eine kleinere Breite, als hydrotechnisch erwünscht wäre, zu beschränken. Innerhalb desselben müssen jedoch alle Hindernisse beseitigt werden, auch Bäume und Anpflanzungen. Die Schiffbrücke wird am besten sofort durch eine Holzbrücke mit ca. 15 m weiten Oeffnungen ersetzt. Auch das Mittelwasserbett ist zu reguliren und das Hochwasserbett, dessen Breite 375 m betragen soll, so zu vertiefen, daß seine Sohle am Flußrand auf + 4,0 m, am Deichfuß auf + 5,0 m liegt. Die erforderlich werdenden bedeutenden Ausschachtungen liefern das Material für die Deich- und Schutzwall-Anlagen der Stadt.

2) Kronenhöhe der Schutzwerke.

Wiewohl eine Folge dieser Regulirung die Senkung des Hochwasserstandes sein muß, kann deren Maafs auch nicht annähernd ermittelt werden. Andererseits ist bei fortschreitender Eindeichung der Theißniederungen ein weiteres An-

wachsen der Hochfluthen wohl zu erwarten. Doch dürfte dasselbe kaum ein größeres Maafs erreichen als die Zunahme innerhalb der letzten 24 Jahre, nämlich ca. 1 m. Es erscheint daher zulässig, die höchsten Wasserstände der Zukunft um 1 m höher anzunehmen als das Inundationsniveau von 1879, die Kronenhöhe der Schutzwerke aber auf 1,5 m über demselben festzustellen.

III. Linienzug der Schutzwälle Szegedins.

Die vorhin genannten Anlagen außerhalb der Stadt sichern das Ueberschwemmungsgebiet der näheren Umgebung, reichen jedoch zur Verhütung solcher Unglücksfälle, wie die Zerstörung von 1879, nicht aus. In Rücksicht auf Kosten und bessere Vertheidigung sind die eigentlichen Schutzwälle enger zu ziehen. Daß die Theißquais jedenfalls dazu benutzt werden müssen, bezweifelt niemand; dagegen gehen die Ansichten der Commissionsmitglieder über den Linienzug an der Binnenseite weit auseinander. Die Minorität (Zweites Project) will den Alföldbahn-Damm und den Sziller-Deich benutzen, natürlich unter Vornahme vielfacher Aenderungen, die Majorität dagegen (Erstes Project) schlägt eine noch weit engere Umwallung der eigentlichen Stadt durch eine hochgelegene breite Ringstraße vor, im Anschluß an welche die wichtigsten Straßenzüge ebenfalls hochgelegt werden sollen, um so eine allmähliche Aufhöhung der ganzen Stadt anzubahnen. Im Folgenden sind beide Projecte näher betrachtet:

Erstes Project: Schutz durch Ringstraße mit theilweiser Aufhöhung der städtischen Strafsen.

Haupttendenz ist, die Ueberschwemmung der Stadt dadurch unmöglich zu machen, daß sie durch allmähliche Aufhöhung im Schutz der Vertheidigungswerke zu einer künstlichen Insel umgestaltet wird.

Zur Zeit ist die Stadt Szegedin ein großer Polder im Fluthgebiet der Theiß, 2 bis 4 m unter deren Hochwasser gelegen. Aber aus dem großen Dorf mit ärmlichen isolirt stehenden Lehmhütten wird sich bei der günstigen geographischen Lage zweifelsohne in nicht später Zeit eine blühende Stadt entwickeln, welche der alljährlich wiederkehrenden Gefahr entzogen werden muß, und zwar durch Aufhöhung der ganzen Stadt bis zur hochwasserfreien Lage.

In Frankreich gaben die Ueberschwemmungen von 1856 und 1875 Veranlassung zu ähnlichen Erwägungen; doch war man nirgends in der Lage, so frei von Rücksichten auf stehengebliebene Gebäude vorgehen zu können.* Meist mußte man sich mit festen Umwallungen begnügen, welche die eigentliche Stadt polderähnlich einschloßen. In dieser Weise sind an der Rhône die Städte Caderousse, Avignon, Tarascon, Beaucaire und Arles geschützt. Aber die Verhältnisse liegen günstiger, da die Hochwässer dieses Flusses rasch vorübergehen, so daß man die Dampfmaschinen-Anlagen zur künstlichen Entwässerung, welche überall vorgesehen sind, seit 1856 nur einmal, und zwar 1872 in Arles hat zur Anwendung bringen müssen. In Lyon wurde das starke Gefälle des Stromes benutzt, um ohne künstliche Auspumpung die Entwässerung der Stadt innerhalb der Dämme durch Ableitung der Sammelcanäle nach einer thalab gelege-

*) In der Skizze des Stadtplans auf Blatt H deutet der dunkel schraffierte Theil an, welche Quartiere bei der Ueberschwemmung verschont blieben.

nen Ausflusstelle zu bewirken. In Szegedin, das mitten im Flachland liegt, ist eine derartige Anlage ausgeschlossen; man wird dort genöthigt sein, sehr häufig die künstlichen Entwässerungsanlagen zu benutzen; nach den Wasserstandstabellen würde man innerhalb der letzten 24 Jahre 18 mal in diese Lage gekommen sein, manchmal wochen- und monatelang.

Es ist daher schon aus diesem Grunde die Einfassungslinie möglichst eng zu schliessen. Das Schutzwerk soll aber nicht aus einem gewöhnlichen Deich bestehen, sondern als breite Ringstrasse ausgeführt werden, die, mit den Wegen des Vorlandes durch Rampen verbunden, mit den Hauptstraßen der Stadt und den Quais in gleicher Höhe liegend, als Krystallisationslinie für die allmälige Aufhöhung dient. Der eingeschlossene Stadttheil soll nur die bis jetzt bereits bebauten Theile des Weichbilds umfassen, innerhalb deren noch sehr viel Platz zur Erweiterung bleibt. Die nicht eingeschlossenen unwichtigen Vorstadttheile werden durch die wieder herzustellenden und zu verstärkenden seitherigen Schutzdämme (Alföldbahn-Damm und Sziller-Deich), welche für den eigentlichen Schutzwall im Falle eines Durchbruchs als Wellenbrecher dienen, in genügender Weise gesichert. Auch in Lyon hat man große Stadtbezirke durch allmälige Aufhöhung den Hochfluthen entzogen, z. B. Perrache, les Brotteaux, la Vitrolerie, und in Pest bei der Margarethenbrücke geschieht Aehnliches.

Die Ringstrasse, welche als Schutzwall und Boulevard gleichzeitig dient, soll 1,5 m über der Inundation von 1879 liegen und wird später 30 m Kronenbreite, vorläufig aus Sparsamkeitsrücksichten jedoch nur 10 m Breite erhalten. Die äußere Böschung wird mit 1 : 5, die innere mit 1 : 2 angelegt, die (28) gekreuzten Wege bekommen Anschlusrampen mit 2 % Steigung bei ca. 200 m durchschnittlicher Länge. Die städtischen Straßen von größerer Bedeutung, besonders im südwestlichen Stadtviertel müssen auf Höhe der Inundation von 1879 (8,06 m) gebracht werden, die in der Nähe des Széchenyi-Platzes gelegenen auf volle Höhe (9,50 m) wegen ihres Anschlusses an das Bauquartier der alten Festung. Ueberschlägt man, daß die Aufhöhung um 2 bis 2,5 m bei ca. 10 m Breite stattzufinden hat, dann kostet 1 lfd. m Straßendamm (1 cbm zu 1,5 Fr. gerechnet) ca. 37,5 Fr.; mithin würden für 1 Mill. Fr. etwa 20 km Straßenslänge aufgehöhht werden können. Der nördliche Stadttheil liegt tiefer; da er von weniger Bedeutung ist, könnten die Straßen etwa 1 m unter Inundation 1879 bleiben. Auch würde man die Wegekronen vorläufig schmaler lassen können und die Zufüllung der Böschungen der fortschreitenden Bebauung überlassen. Dann wäre für ca. 2 Mill. Fr. das Netz der hochgelegenen Straßen herstellbar. Die außerhalb der Ringstrasse liegenden zu bebauenden Quartiere müssen völlig hochwasserfreie, also auf + 9,50 m liegende Straßendämme erhalten. Der Gedanke einer Straßenaufhöhung erscheint weniger befremdend, wenn man erwägt, daß die Quais jedenfalls diese Höhe haben müssen und die zu denselben führenden Rampen vielfache Unzuträglichkeiten verursachen würden. Um die ganze Anlage zu beschleunigen, empfiehlt es sich, daß die Stadt mit gutem Beispiel vorgeht und durch entsprechende Verordnungen die Nachfolge erleichtert. So könnte man ohne Härte für den armen Theil der Einwohner haupolizeilich bestimmen, daß alle mehrstöckigen Häuser

sofort massiv, der Aufhöhung entsprechend, errichtet werden müssen, während die einstöckigen Lehmhütten im seitherigen Niveau zwar zulässig, ihre Besitzer jedoch durch zinsfreie Darlehen zum Bau solider Gebäude anzufeuern sind.

Die Abwässerung erfolgt für den südlichen Stadttheil, dessen tiefste Punkte auf + 5,22 m liegen, durch einen Canal mit Ordinate + 5,0 m, der nördlich des Bahnhofs in die Theiß mündet und abgesperrt wird, wenn der Fluß diese Ordinate überschreitet. Der nordöstliche Stadttheil wird dagegen durch einen bei der Fabrik Szeszgyár ausmündenden auf 4 m liegenden Sammelcanal entwässert. Beide Canäle baut man am billigsten offen, und zwar in Richtung späterer Straßen, so daß, falls deren Eröffnung sich als erforderlich erweist, sie überwölbt und durch den Straßendamm überschüttet werden. Der Ringwall erfordert pro lfd. m ca. 120 cbm à 1 Fr.; bei 6300 m Länge und 44000 Fr. Kosten für die Verstärkung des vom Sziller-Deich benutzten Stückes beläuft sich der erforderliche Betrag auf rot. 800000 Fr.

Zweites Project: Benutzung der seitherigen Schutzdämme. Der Minoritätsvorschlag will den Sziller-Deich und den Alföldbahn-Damm auf 1,5 m über Inundation 1879 erhöhen, verstärken und durch geeigneten Anschluß, welcher die spitze Ecke vermeidet, mit einander verbinden. Da der Alföld-Bahnhof in seinem Niveau bleiben soll, muß nach dem erhöhten Theile des Dammes zu eine Rampe von 3 % Steigung angelegt werden. Die Dämme würden auf der Außenseite mit Mauerwerk verkleidet werden, wodurch jedoch infolge des verschiedenartigen Setzens unvermeidliche Nacharbeiten entstehen müssen. Die Verkleidung erfolgt besser vorläufig provisorisch und erst nach vollständigem Setzen der Dammschüttung definitiv.

Als Vortheile gegenüber dem ersten Project werden hervorgehoben:

- 1) Die Stadt behält ihre Erweiterungsfähigkeit, und der Grundstückswerth wird weniger alterirt.
- 2) Der Alföldbahnhof bleibt innerhalb der Schutzwerke.
- 3) Das Drängewasser wird von der Stadt abgehalten.
- 4) Der neue Deich dient als Bahnlinie zum Anschluß der stromauf gelegenen Stadttheile an die Alföldbahn.
- 5) Durch Fortsetzung dieser Bahn auf den Quais wird die Stadt mit einer Gürtelbahn umgeben, welche die Deichvertheidigung erleichtert.
- 6) Die Bahnbeamten der zwei Linien sind für die Beaufsichtigung interessirt.
- 7) Die bereits begonnenen Schutzwerke des Alföldbahn-Dammes können benutzt werden.

IV. Anlage der Theißdeiche und Regulirung der Stromenge bei Szegedin.

Da die nöthigen Vorarbeiten, vor allem Peilungen fehlten, mußte die Commission sich auf Angabe der leitenden Gedanken beschränken. Die Uferwerke auf der Stadtseite sollen aus zwei Theilen bestehen, der eigentlichen hochwasserfreien Quaistraße und der niedriger liegenden Ladestraße. Letztere wird durch eine auf Steinschüttung aufliegende Steinverkleidung, mit 45° Neigung abgebösch, gegen das Ufer abgegrenzt und erhält eine für den Schiffsverkehr genügende Breite. Die Quaistraße wird durch Ufermauern gestützt und als Boulevard ausgebildet; sie liegt 1,5 m über der Inundation von 1879.

Die Quailinie schmiegt sich, um tiefe Stellen zu vermeiden, mit leichter Krümmung dem jetzigen Ufer an. In 375 m Abstand von der Ufermauer-Krone läuft der linke Uferdeich derselben parallel. Das eigentliche Flußbett muß sofort erweitert werden, und zwar durch Abgrabungen des convexen Ufers, die am besten in Längsstreifen parallel zur Deichlinie erfolgen, so daß sie nach Maafsgabe der disponiblen Mittel und erzielten Resultate jederzeit unterbrochen werden können, ohne plötzliche Stromerweiterungen zu veranlassen. Beschleunigung würde erwünscht sein, falls das Project der Aufhöhung angenommen wird, für welche die erforderlichen Massen alsdann aus dieser Abgrabung entnommen werden können.

Die Theifs und ihre Nebenflüsse.

I. Allgemeine Betrachtungen.

Die Commission hat den oberen Lauf der Theifs im Gebirge nicht ins Auge gefaßt. Im Flachland ist ihr Gefälle überall gering, um so geringer, je näher sie der Mündung kommt, von Szegedin an 2 bis 3 cm per km. Bis zu den 40er Jahren beschrieb der Lauf vielfache Krümmungen, so daß seine Länge 1200 km bei 600 km Luftlinie betrug.

Auf der rechten Seite empfängt die Theifs nur zwei Nebenflüsse, die theilweise schiffbare Bodrog und die kleine Sajo. Auf der linken Seite fließen ihr zu: Szamos, Körös, aus drei Armen gebildet, endlich die wasserreiche Maros. Die Bega, welche bei Titel mündet, wird besser, mit der Temes vereinigt, in die Donau geleitet.

Die Hochwässer sind sehr bedeutend. Bei Tisza-Ujlok ist ihre Höhendifferenz gegenüber dem Niedrigwasserstand bereits 7 m, bei Czongrad nach Aufnahme von Bodrog und Körös bereits 8 m, bei Szegedin nach Aufnahme der Maros 9,6 m. Durch das geringe Gefälle wird die Dauer sehr lang; früher bildeten sie in den weithin überschwemmten Niederungen die berühmten Theifssümpfe.

Die ganze Ebene ist offenbar als Boden eines früheren Sees aufzufassen. Auf sehr feinem Sand lagert eine mehrere Meter starke Thonschicht, ohne Stein, ohne Kiesel, darüber Humus in wechselnder Stärke. Die Flußufer sind dem Abreißen in hohem Grad ausgesetzt; und der weggeschwemmte Boden wird dann stromab wieder abgelagert.

Mitte dieses Jahrhunderts begannen die Regulierungsarbeiten, Eindeichungen zur Abhaltung der Inundation von den fruchtbaren Feldern, und Durchstiche zur Beseitigung der Krümmungen.

II. Durchstiche.

Da die Theifs auf große Längen gleichmäßiges Gefälle hat, erzeugt jeder Durchstich, welcher dasselbe sprungweise ändert, die Tendenz, durch Wiederherstellung der früheren Länge dasselbe zurückzugewinnen, oder durch Senkung der Sohle die Gleichmäßigkeit anderweit herbeizuführen. Die erstgenannte Eventualität ist nicht überall genügend verhindert.

Paleocapa hatte nur einige wenige Durchstiche empfohlen. Man ging aber viel weiter, so daß 1878 107 Durchstiche begonnen waren, davon 96 oberhalb Szegedin. Bei 129 km Länge der Durchstiche würde der Strom um 478 km verkürzt worden sein, von 1206 km auf 728 km, also auf $\frac{3}{5}$ der früheren Länge, wenn alle Durchstiche wirklich ausgebildet wären. Jedoch haben von den 96 oberhalb

Szegedin nur 38 den Strom aufgenommen, unterhalb sogar nur einer. Die übrigen werden in früherer oder späterer Zeit, theilweise, und zwar gerade im unteren Lauf, wo sie am nothwendigsten gewesen wären, überhaupt wohl nie ohne Nachhilfe zur Ausbildung gelangen. Da nun der Strom thalabwärts seinen früheren Zustand ziemlich unverändert beibehalten hat, während bergwärts durch Verkleinerung der Länge und Vermehrung des Gefalles der Abflufs beschleunigt wurde, sind die Verhältnisse erheblich verschlechtert; es bleibt nur übrig, die unteren Durchstiche zu forciren und damit allmählig stromauf fortzufahren. Neue Durchstiche anzufangen, scheint sich nicht zu empfehlen, da schon die begonnenen theilweise nicht wirksam genug sind und aus diesem Grunde, freilich auch der schlechten Tracirung wegen, den Strom nicht aufgenommen haben.

Zu tadeln ist, daß häufig die ausgeschachtete Erde direct am Rande des provisorischen Canals abgelagert wurde und bei der Ausweitung desselben in den Strom fiel. So entstand denn häufig doppelte Arbeit.

III. Eindeichungen.

1846 begann die Eindeichung der Niederungen. Es wurden 6 Hauptabschnitte gebildet mit 30 Deichverbänden. Manche derselben haben nur geringe Deichlängen errichtet, andere, z. B. der Torontál-Verband, 150 km. Die Ausgaben schwanken daher zwischen 30000 bis $2\frac{1}{5}$ Mill. Fl. 1872 existirten 1200 km Deiche, für deren Anlage 52 Mill. Fr. aufgebracht waren.

Die rasche Herstellung hat sowohl der Richtungslinie als auch der Ausführung Einbruch gethan, wodurch die häufigen Zerstörungen sich erklären.

Oft war auch die zu niedrig bemessene Kronenhöhe an den Deichbrüchen Schuld, da man dieselbe nach dem früheren Hochwasserstand bemessen hatte, während die jetzige Fluthhöhe an allen Pegeln um 0,5 m bis 1,9 m seit 1830 gewachsen ist, am meisten in Szegedin (1,9 m), wo alle Nebenflüsse aufgenommen sind.

Da früher die Niederungen durch die fruchtbaren Niederschläge der Ueberschwemmungen gedüngt wurden, befürchteten manche eine Verminderung der Fruchtbarkeit. Dem kann jedoch zu jeder beliebigen Zeit durch künstliche Bewässerung mit Schlammwasser, die hier sehr leicht durchführbar, entgegengewirkt werden.

Die speciellen Verhältnisse der Theifs ließen keinen Zweifel über die Wahl der Mittel, welche anzuwenden waren, um die ungeheure Fläche ihres Gebiets nutzbar zu machen; und die Eindeichungen waren eine Nothwendigkeit, ohne welche das Theifsgebiet verurtheilt geblieben wäre, für ewige Zeiten auf weite Strecken im Zustand von fast unzugänglichen Sümpfen zu bleiben, ungeeignet zu jeder Cultur.

Ein weiteres Anwachsen der Hochwasserstände ist zwar wahrscheinlich, wenn das bis jetzt noch nicht eingedeichte Zehntel des Inundationsgebiets ebenfalls geschlossen sein wird; jedoch war die Hochfluth von 1879 so abnorm hoch, daß eine Mehrhöhe von 1 m wohl für die zukünftige Kronenhöhe als völlig genügend angesehen werden kann.

Die Hauptfehler der Deichanlage beruhen in Nichtbeachtung der nothwendigen Breite und der Richtung des Hochfluthbettes. Jede Genossenschaft suchte ihr eigenes

Land zu decken, ohne Rücksicht auf die Stromerfordernisse. Durch die häufigen Uebergänge von Deichengen (bis zu 178 m) in große Erweiterungen entstehen wogartige Fluthansammlungen, welche die Durchbruchgefahr erheblich steigern. Vor allen Dingen muß daher durch eine Centralbehörde Richtung und Abstand der Deiche so bestimmt werden, daß die Hochwassermengen glatt abfließen können. Wiewohl eine Neueindeichung am besten von oben nach unten fortzuschreiten hätte, muß in Rücksicht auf die dringend erforderliche Beseitigung der Deichengen umgekehrt vorgegangen werden. Nur in Städten, z. B. Szegedin, ist eine Einschränkung der Profile ausnahmsweise zulässig. Innerhalb des neuen Fluthbettes sind keinerlei Hindernisse, wie Baumpflanzungen, Erdablagerungen u. s. w. zu dulden.

Die Stärke der Deiche ist zu vergrößern. Statt 2 bis 2,5 m Kronenbreite soll 7 m als Norm durchgeführt werden, auch schon um auf den Deichen die jetzt fehlenden Verbindungswege für die Vertheidigung zu schaffen. Wenngleich zu befürchten ist, daß die Befahrung der aus feinem Sand mit Thonhülle geschütteten Dämme den leicht beweglichen Kern bloßlegt, dient doch der Verkehr auf denselben zur Consolidirung und hindert das Einnisten von Maulwürfen etc. Eine später zu bewirkende Chaussirung beseitigt jenes Bedenken. Die Verstärkungsbankette können durchschnittlich mit 5 m Breite angelegt werden und bis 3 m unter Krone reichen. Die Böschungen sollen auf der Flußseite die Neigung 1 : 3, binnenseitig 1 : 1 bis 1 : 1½ erhalten.

Auf die Ausführung und Unterhaltung ist mehr Werth zu legen, als dies seither geschehen zu sein scheint. Die Commission hat beim Schluß eines Bruchs bemerkt, daß die mit Rasendecke ausgestochenen Erdklöße direct auf den Rasen geworfen wurden, während eine Beseitigung der durchlässigen Schicht des Maifeldes erste Bedingung sein sollte und die Schüttung selbst in dünnen Lagen mit sorgfältiger Stampfung vorzunehmen ist. Baumwuchs auf den Deichen ist nicht zu dulden, jedoch in ca. 30 m Entfernung vom Deichfuß sehr förderlich zur Abschwächung der Fluthwellen. Allgemeine Bestimmungen über Bau, Unterhaltung und Vertheidigung der Deiche würden seitens der Staatsbehörde zu erlassen sein. Auch empfiehlt sich die Einrichtung eines telegraphischen Dienstes zur Vorherverkündung der Hochfluthen. Die obere Aufsicht über die Handhabung dieser Einrichtungen würde einer Centralverwaltung zu übertragen sein, welche auch die sonstigen Interessen des Strombaues zu vertreten hat, die bis jetzt, z. B. beim Bau der Fiume-Bahn-Brücke, völlig unvertreten blieben. Durch diese einheitliche Organisation würde sich die Deichlast in gerechter Weise auf die einzelnen Genossenschaften vertheilen, da in Zukunft die Unterhaltung aus einer Centralkasse zu bestreiten wäre, deren Errichtung auf dem Grundsatz beruht, daß von der Instandhaltung jedes einzelnen Gliedes die Sicherheit des Ganzen abhängt.

IV. Einiges über die Nebenflüsse der Theiß.

Die Kürze der Zeit gestattete der Commission nicht, alle Nebenflüsse eingehend zu besichtigen; sie beschränkt sich daher auf die Behandlung einiger Specialfragen. Vorauszuschicken ist dabei, daß die Nebenflüsse fast durchweg ähnliche Verhältnisse aufweisen wie der Hauptstrom, und auch ähnlich regulirt sind.

1) Die Szamos und der Eesed-Sumpf.

Von der Stelle an, wo die Szamos in die Ebene tritt, war früher an beiden Ufern ein im ganzen 68000 ha großes Inundationsgebiet, das sich mit dem der Theiß selbst vereinigte, ausgebreitet. In der Mitte zwischen Szathmár und der Mündung wird ein Sumpf mit 40000 ha Fläche von der Kraszna durchflossen, die ihn immer mehr aufhört und ihren eigenen Lauf versperrt. Ende des 18. Jahrhunderts hatte man in der Mitte des Sumpfs einen Längscanal angelegt, der jedoch, da er nicht eingedeicht war, unwirksam blieb. In den letzten regenreichen Jahren wuchs die Versumpfung so enorm, daß man sich entschlossen hat, einen Längscanal an der Seite zu bauen, der die Entwässerung bewirken soll, während die linksufrigen Szamosdeiche die Ueberschwemmungen zurückhalten. Die Frage, ob jener Canal am rechten oder linken Rand zu führen sei, wird von der Commission dahin entschieden, daß die linksseitige Linie, wiewohl um 1500000 Fl. theurer, den Vorzug verdiene, da sie stärkeres Gefälle erhalten kann und die Wassermassen besser ableitet. Natürlich muß die Ausmündung durch eine mit Schützen versehene Auslaßschleuse gegen die Hochfluthen der Szamos abgesperrt werden.

Im ganzen Lauf von Szathmár bis zur Mündung sind von den 22 projectirten Durchstichen 11 ausgeführt. Der Rest wird besser erst fertig gestellt, wenn die Theiß-Regulirung beendet ist.

2) Die Bodrog und die Ondova-Tapoly.

Der stark serpentinirende Bodrog-Lauf sollte durch 15 Durchstiche abgekürzt werden, von denen nur 11 überhaupt angegriffen worden sind; jedoch blieben sie alle ziemlich unwirksam, und nur durch Baggerung wird man ihnen nachhelfen können. Auf der rechten Uferseite fehlen, da der Höhenrand nahe liegt, die Deiche, auf der linken hören sie oberhalb Tokaj auf, so daß beim Einlauf in die Theiß eine unbedeichte Fläche liegt, aus gutem Grund, weil jeder Deichbruch oberhalb die Deiche solch starkem Angriff von rückwärts aussetzen würde, daß ihre Vertheidigung unmöglich wäre. Die so entstandene Inundationsfläche wirkt sehr günstig als Sammelreservoir zur Verzögerung des Abflusses der Theiß-Hochwässer, weshalb auch der bei Tokaj geplante Durchstich besser unausgeführt bleibt. Auch die Bodrog-Durchstiche werden richtiger vorläufig noch nicht vollendet, außer bei Bily, um die Eisstopfungen, die Ursache häufiger Deichbrüche, dort zu vermeiden.

Ondova und Tapoly, im oberen Lauf durch die Regulirung erheblich vertieft, haben vom Brosnyicza-Sumpf an gemeinsames Bett. Die Niederungen rechts des Tapoly und links der Ondova sind durch Deiche geschützt, während das zwischenliegende Land auf dringenden Wunsch der Bewohner nicht bedeckt wurde. Die Flüsse werden voraussichtlich ihr Bett allmählig tiefer einschneiden und das Inundationsgebiet aufhören. Für die untere Theiß aber wird in erwünschter Weise ein Fluthbassin zur Verzögerung des Abflusses gebildet.

Nach der Vereinigung ist das Bett bei 30 m Sohlenbreite im Wasserspiegel 60 bis 90 m breit. Der Deichabstand, welcher 190 bis 200 m beträgt, genügt für Ableitung der Hochfluthen nicht, so daß seit 1875 nicht weniger als 111 Brüche mit 2500 m Gesamtlänge vorgekommen sind.

Auch die Brückenweiten sind zu gering, besonders die Eisenbahnbrücke bei Terebes, welche geradezu als Eiswehr wirkt. Entweder müssen die Deiche rückwärts verlegt werden, oder es ist das eigentliche Strombett zu erweitern und die Ausschachtung zur Verstärkung der Deiche zu benutzen.

3) Die Körös.

Dieser Fluß gabelt dicht oberhalb der Mündung in zwei Arme, deren größerer abermals aus zwei Zuflüssen, der weißen und der schwarzen Körös gebildet wird. Die reisende Körös fließt parallel dem Nebenfluß Berettyo, welcher früher auf eine große Strecke im Sumpf verschwand und erst nach der Vereinigung derselben mit den beiden andern Armen einmündete.

Dies weite, zwei Breitgrade umfassende Becken ist das niedrigstgelegene von allen und trotz vielfacher Regulierungsversuche noch zum großen Theil versumpft. Gerade hier wären jedoch die Arbeiten zu beschleunigen, damit das Hochwasser, was bei dem relativ kurzen Lauf der Zuflüsse leicht durchführbar, früher die untere Theiß erreicht als das Hochwasser des oberen Theißlaufs selbst. Daß die Höhe der Hochfluthen seit 1855 durchweg zugenommen hat, erklärt sich, wie bei den andern Flüssen, aus der zu geringen Deichentfernung und der ungenügenden Ausbildung der Durchstiche.

Die von der Commission im weiteren Verlauf des Berichts vorgeschlagenen Verbesserungen beziehen sich auf die Localmifsstände einiger im Körösgebiet liegenden Ortschaften.

4) Die Maros.

Wiewohl die Maros der bedeutendste Nebenfluß ist, sind ihre Hochfluthen weniger gefährlich als die der andern, da sie erheblich früher eintreten. Die meisten Durchstiche, welche wirklich nützlich erscheinen, haben den Strom aufgenommen.

V. Bega, Temes und Alibunar-Sumpf.

Die Bega kommt aus den Karpathen und ist von Temesvár an bis zur Mündung bei Titel canalisirt. Die Temes läuft ihr anfangs parallel, nähert sich ihr bei Titel, der Donau bei Opova und mündet dann mit zwei Armen gegenüber Belgrad und bei Pancsova in die Donau. Die kleinen von Osten aus zuströmenden Gebirgsbäche haben sich allmählich ihren Lauf verschüttet und bilden den Alibunar-Sumpf.

1) Regulirung der Bega.

Seit etwa 100 Jahren werden der Temes durch die Wehranlage bei Kostély ca. 15 cbm per Sec. zur Speisung der Bega bei Niedrigwasserstand entnommen. Damit sie bei Hochwasser nicht überlastet wird, ist von Topolovecz aus ein 6 km langer Entlastungscanal nach der Temes abgeleitet, so daß bei Temesvár die Bega nur in max. 80 cbm führen soll, wenn erst dieser Canal in den Stand gesetzt sein wird, den Ueberschuß (ca. 300 cbm) aufzunehmen. Zu diesem Zweck ist das Hochfluthbett gründlich zu reinigen, eventuell auch eine Rückwärtsverlegung der Deiche erforderlich. Die beiden Wehre in der Temes bei Kostély und in der Bega bei Topolovecz, welche zur Zeit provisorisch als Strauchwehre construirt sind, müssen massiv umgebaut werden.

2) Regulirung der Temes.

Die Paralleldeiche der Temes haben gleichfalls zu geringe Höhen und Stärken. Das Hochfluthbett ist theilweise sogar, z. B. an der Mündung des Entlastungscanals, mit Wald bestanden.

Bei der Abflussschleuse von Kostély führt die Temes bei Hochwasser ca. 700 cbm, wozu aus dem Entlastungscanal 300 cbm, aus der Poganis 200 bis 300 cbm kommen. Da diese 1200 bis 1300 cbm in dem jetzigen Hochfluthbett nicht abgeführt werden können, tritt auch hier die Alternative auf, die Deiche zurückzulegen oder das Strombett zu erweitern.

3) Trockenlegung des Alibunar-Sumpfs.

Schon seit 100 Jahren arbeitet man daran, durch einen Canal in Verlängerung der Berzava und den davon bei Margiticza abzweigenden Theresia-Canal, gespeist von einem Netz secundärer Canäle, die Entwässerung zu bewirken. Ein anderes Project will mit einem Längscanal am Fuß des Gebirgs her die zahlreichen Bäche abfangen, die gesammelte Wassermenge durch einen tiefen Einschnitt in das Karasthal leiten und in demselben entlang zur Donau bei Palanka.

Da jedoch dieser Sammelcanal nur bei Niedrigwasser die Entwässerung bewirken würde, während für die Entsumpfung bei Hochwasser man ohne jene secundären Canäle doch nicht zum Ziele käme, so empfiehlt sich's, zunächst die begonnene Arbeit zu vollenden, und erst, falls dieselbe nicht als genügend sich erweisen sollte, jenen Canal auszuführen, wenn nicht etwa die subsidiäre Anlage von Schöpfwerken billiger das Resultat erreicht.

Unter den Beantwortungen einer größeren Reihe Specialfragen der Entwässerungsgenossenschaft sind von allgemeinerem Interesse nur die beiden Angaben, daß die Commission Röhren unter den Deichen nur zulassen will, wenn dieselben solid auf Mauerwerk oder Beton fundirt sind, sodann daß sie als Schutzmittel gegen Drängewasser empfiehlt, entweder eine vom Niveau des höchsten Hochwassers bis ca. 1 m unter Sohle reichende Thonwand in die Deiche einzuschlagen, oder kleine Deiche von ca. 1 m Höhe, parallel dem Hauptdeich mit ca. 50 m Distanz, binnenwärts anzulegen, welche bei merklichem Längsgefälle durch Querdeiche mit dem Hauptdeich verbunden werden müssen.

Verbesserung der Donau-Schiffahrts-Verhältnisse zwischen O-Moldova und Turn-Severin.

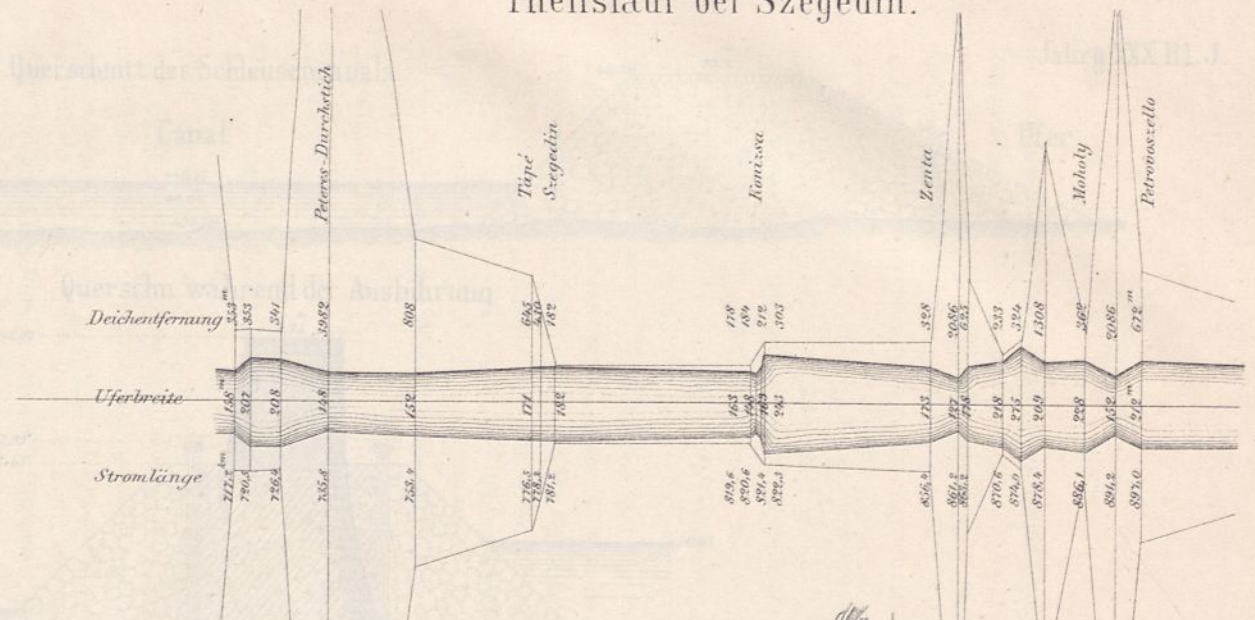
Zwischen O-Moldova und Turn-Severin finden sich auf einer Strecke von 100 km Länge so zahlreiche Riffe, daß die Schiffahrt immer sehr schwierig, bei niedrigstem Wasserstand sogar unmöglich ist. Der vielfach geäußerte Gedanke, durch Beseitigung der wehrartig wirkenden Klippen am „eisernen Thor“ einen günstigen Einfluß auf die Abführung des Hochwassers der Donau und ihrer Nebenflüsse auszuüben, ist nur mit außerordentlichen Kosten durchzuführen. Man muß sich darauf beschränken, die Schiffbarkeit bei allen Wasserständen zu sichern. Die internationale Commission von 1874 schlug zu diesem Zweck vor: die Stromschnellen überall durch Canäle von 60 m Breite und 2 m Tiefe bei niedrigstem Wasserstand unschädlich zu machen, welche mittelst Felssprengungen und eventuell hochwasserfreier Dämme dem Strome abgewonnen werden sollten. In Rücksicht auf die internationale Bedeutung der Donau-Schiffahrt erscheint eine Tiefe von 2 m durchaus nothwendig. Die Frage, ob Touage einzuführen sei, muß einer ernsten Erwägung unterzogen werden. Für den gewöhnlichen Schiffahrtsbetrieb dürfen jedenfalls die Verhältnisse nicht verschlechtert werden. Der Grundsatz, die neue Stromrinne nicht mit der jetzigen zusammenfallen zu lassen, um durch die Regulierungsarbeiten die Schiffahrt nicht zu unterbrechen,

Skizze des Flussgebietes der Theifs.

1: 2775000.



Theifslauf bei Szegedin.



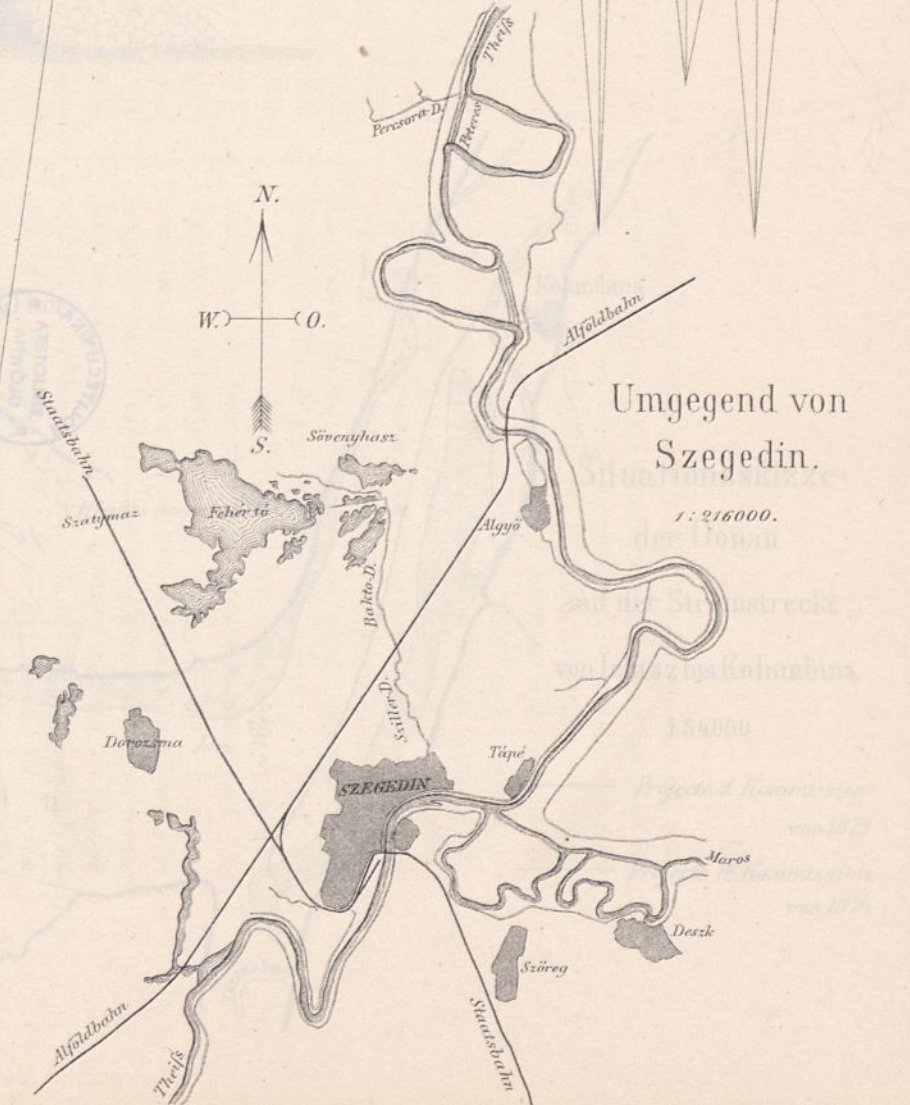
Stadtplan von Szegedin.

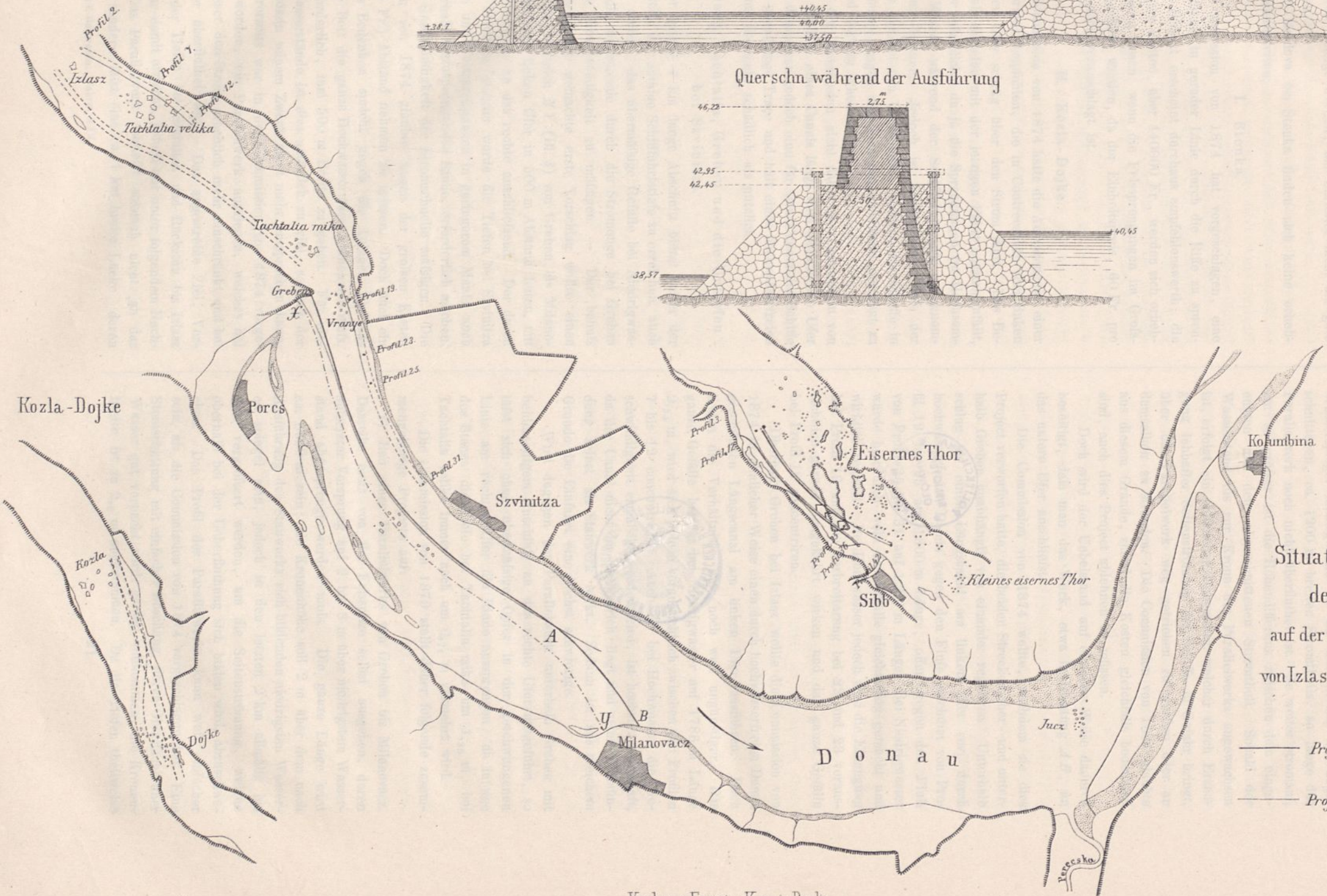
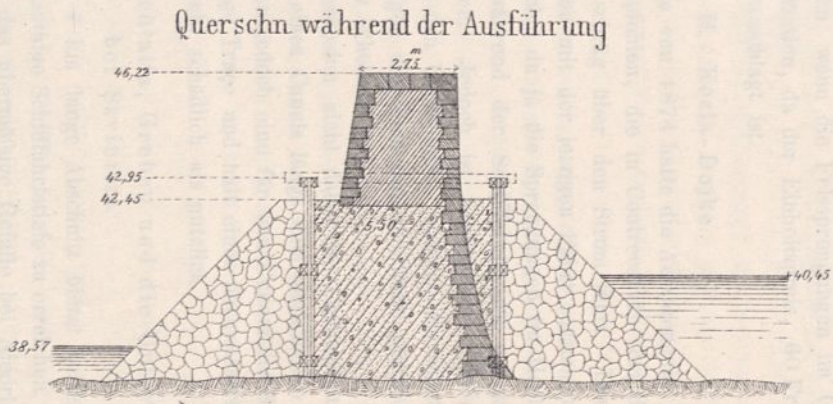
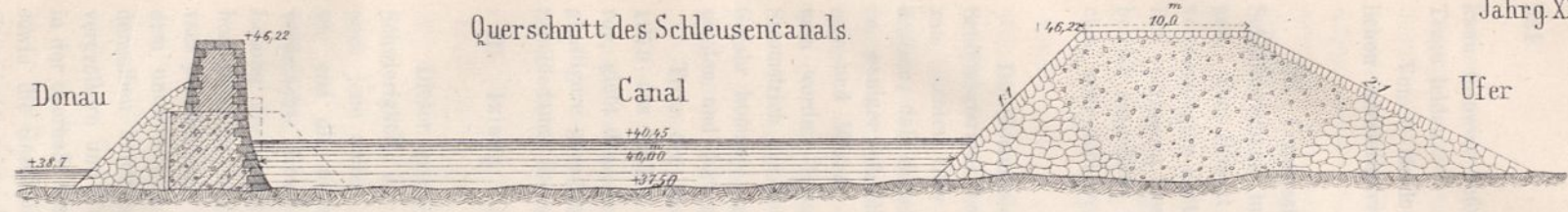
1: 72000.



Umgegend von Szegedin.

1: 216000.





Situationskizze
der Donau
auf der Stromstrecke
von Izlasz bis Kolumbina.

1:54000

- Projecte d. Kommission von 1879
- Projecte d. Kommission von 1874

kann insoweit befolgt werden, als darunter nicht die gute Trace leidet.

Von O-Moldova bis Stenka finden sich keine erheblichen Schwierigkeiten.

I. Stenka.

Die Commission von 1874 hat vorgeschlagen, eine Schiffahrtsrinne in gerader Linie durch die Riffe zu sprengen. Dies Project erscheint durchaus empfehlenswerth; die veranschlagten Kosten, über 440000 Fr., werden sich erheblich verringern lassen, wenn die Felssprengungen im Grofsbetrieb ausgeführt werden, da der Einheitspreis, 60 Fr. pro cbm, sehr hoch veranschlagt ist.

II. Kozla-Dojke.

Die Commission von 1874 hatte die Aussprengung einer Schiffahrtsrinne empfohlen, die in Contrecurven vom linken zum rechten Ufer schräg über den Strom führt. Das Bedenken, dafs dieselbe mit der jetzigen Fahrt zusammenfällt, ist weniger erheblich, da ja die Sprengungen im Hochsommer und Winter während der Schiffahrtspause vorgenommen werden können. Jedoch ist anzunehmen, dafs der Stromstrich parallel den Ufern geht, wodurch die Schiffe in Gefahr kommen, gegen den Felsrand der Rinne gedrängt zu werden und dort zu scheitern.

Trotz der Mehrkosten zieht daher die Commission von 1879 das Project eines Canals längs dem ungarischen Ufer vor, giebt demselben jedoch eine für den Einlauf der Schiffe günstigere geradlinige Trace und hält einen hochwasserfreien Scheidendam für mehr schädlich als nützlich.

III. Izlasz, Tachtalia, Greben und die Untiefen bei Szvinitza.

Dieser grofse 7 km lange Abschnitt bietet aufer der Schwierigkeit, die nöthige Schiffahrtstiefe zu erreichen, auch noch jene andere, das übermäfsige Gefälle bei Niedrigwasser und die bedeutende durch die Strommenge bei Greben verursachte Geschwindigkeit zu mäfsigen. — Der behufs Lösung der Frage gemachte erste Vorschlag wollte einen hochwasserfreien Deich XY (Bl. J) von Greben bis Milanovacz parallel dem linken Ufer in 500 m Abstand leiten, mit dem unteren Ende an das rechte anschliefsend. Der durch denselben bewirkte Aufstau würde die Tiefen bei Szvinitza vergröfsern und Felssprengungen in geringerem Maafs, auch in der oberhalb auszusprengenden Rinne, erforderlich machen, sowie die Geschwindigkeit der Stromschnelle mäfsigen. Die Commission von 1874 glaubte wegen der grofsen Kosten (3700000 Fr.) Abstand nehmen zu müssen. Doch auch ein technisches Bedenken spricht gegen die Anlage. Da das eingeebte Bett die ganze Hochwassermasse aufnehmen mufs, ist es erforderlich, ihm 500 m Breite zu geben. Für niedrigere Wasserstände ist dies natürlich zu viel, so dafs der Damm alsdann seinem Zweck nicht mehr entsprechen kann.

Andererseits war in der Commission von 1874 vorgeschlagen worden, ein Parallelwerk anzulegen, welches bei Niedrigwasser den Strom erheblich mehr einschränkt und bei Hochwasser überfluthet wird. Das angestrebte Ziel, Vermehrung der Tiefen bei Szvinitza und Rückstau bis Izlasz würde zwar damit erreicht, jedoch nur unter folgendem Nachtheile. Das Parallelwerk schlieft stromab nicht an das Ufer an, sondern läfst eine ca. 1 km breite Lücke, deren

Wasserspiegel maafsgebend ist für das Niveau des abgeschnittenen, ca. 1200 m breiten Stromtheils, so lange das Parallelwerk noch nicht überfluthet ist. Je weiter stromauf, um so gröfser ist die Höhendifferenz zwischen dem eingeebten und dem abgeschnittenen Stromtheil. Sobald der Wasserstand bis zur Krone des Parallelwerks angewachsen ist, erfolgt ein plötzlicher Uebersturz, welcher durch Erzeugung lebhafter Seitenströmung die Schiffe in Gefahr bringt, über das Parallelwerk weg getrieben zu werden oder an demselben zu stranden. Die Commission von 1874 glaubte aus diesem Grunde, zumal die Kosten gleichfalls bedeutend sind, auch dies Project ablehnen zu müssen.

Doch wird der Uebelstand auf einfache Weise dadurch beseitigt, dafs man das Werk, etwa in Richtung AB, an das untere Ufer anschlieft.

Die Commission von 1874 wollte, nachdem sie dies Project verworfen hatte, die beiden Strecken ober- und unterhalb Greben unabhängig von einander reguliren. Unterhalb schlug sie einen Längscanal am linken Ufer vor, durch hochwasserfreien Damm gegen den Fluß geschützt von Profil 19 bis 25 auf 1300 m Länge, offen gegen den Fluß von Profil 25 bis 31 auf 1200 m Länge. Bei Niedrigwasser würde hierdurch wohl das Gefälle gleichmäfsig gemacht und wirklich regulirt. Bei Hochwasser jedoch wird die Einengung bei Profil 19 und die Verbreiterung bei 22 und 23 voraussichtlich gerade umgekehrt wirken und das ganze Gefälle bei Profil 19 concentriren.

Oberhalb Greben bei Izlasz wollte die Commission von 1874 in ähnlicher Weise einen durch hochwasserfreien Damm geschützten Längscanal am linken Ufer ausführen. Doch liegen die Verhältnisse hier noch weit ungünstiger. Das ganze Gefälle beträgt bei Niedrigwasser auf 1786 m Länge 2,34 m, wird sich jedoch voraussichtlich zwischen den Profilen 7 bis 12 concentriren. Auch ob bei Hochwasser die Geschwindigkeit ermäfsigt werden wird, ist höchst zweifelhaft, da der Canal nicht im Stromstrich liegt und seine Einmündung selbst als Stauwerk wirkt. Sodann ist aus gleichem Grunde die Einfahrt eine höchst schwierige.

Wird dagegen das Parallelwerk unterhalb Greben mit beiderseitigem Anschluß an das rechte Ufer ausgeführt, so läfst sich ohne übermäfsige Opfer in der geschwungenen Linie am rechten Ufer die Rinne aussprengen, da infolge des Staus die Tiefe bei Tachtalia mika um 1,35 m, bei Tachtalia velika immer noch um 0,71 m vermehrt wird.

Die Commission von 1879 stellt daher folgende zusammengehörige Projecte auf:

1) Bau eines Parallelwerks von Greben bis Milanovacz. Dasselbe mufs von der Felsspitze selbst ausgehen, deren äußerster Vorsprung auf 2 bis 3 m über niedrigstem Wasserstand abgesprengt werden mufs. Die ganze Länge wird ca. 6600 m sein; die Kronenhöhe soll 2 m über dem nach Ausführung des Stauwerks sich bildenden niedrigsten Wasserspiegel sein, jedoch in den letzten 2 km allmähig bis 3 m vergröfsert werden, um die Seitenströmung, welche oberhalb bei der Ueberfluthung sich bilden wird, abzuschwächen. Das Profil des Parallelwerks kann weit einfacher sein, als die Commission von 1874 vorgeschlagen hat. Eine Steinschüttung mit einfacher Böschung, deren Oberfläche über Wasser gut verpackt wird, genügt vollkommen; die Kronenbreite ist zu 2,0 m angenommen. Da die Tiefen theilweise

bedeutende sind, andererseits aber das Material aus den Sprengungen bei Greben leicht zu beschaffen ist, berechnen sich die Gesamtkosten auf ca. 2 Mill. Fr.

2) Aussprengung einer Schiffahrtsrinne für Niederwasser zwischen Izlasz und Greben.

Infolge des unterhalb erzeugten Staues wird sowohl das Gefälle so weit vermindert, daß es ein zulässiges Maafs erreicht, als auch die Tiefe soweit vermehrt, daß die Felsprengungen keine übermäßigen Kosten erfordern. Die genauere Tracirung bleibt dem Specialproject überlassen.

IV. Jucz.

Auf 730 m Länge beträgt das Gefälle 1,77 m, ist jedoch sehr ungleich vertheilt, so daß auf 110 m Länge allein 0,77 m kommen. Die Commission von 1874 glaubte in der Annahme, in der Strommitte würde sich ein regelmäßigeres Gefälle finden, dort eine Niederwasserrinne aussprengen zu können. Dies ist jedoch höchst zweifelhaft und würde auch dem Uebelstande der zu großen Geschwindigkeit nicht begegnen.

Es erscheint deshalb auch hier angezeigt, durch ein Parallelwerk stromabwärts der Schnellen das Profil bis auf 350 m einzuschränken. Dasselbe würde vom Einlauf der Perecska bis Kolumbina führen und bei 4000 m Länge ca. 1 bis 1,2 Mill. Fr. kosten. Sollte der Stau allein die Tiefen für die Schiffahrt nicht genügend vermehren, so würde Sprengung zu Hilfe kommen müssen. Nur, wenn übermäßige Tiefen in seiner Trace das Parallelwerk zu theuer machen würden, müßte die Anlage eines Schleusencanals in Vergleich gebracht werden.

V. Das eiserne Thor.

Am eisernen Thore hat die Schiffahrt den gefährlichsten Pafs zu überwinden. Der Fluß zwingt sich bei Niederwasser durch ein förmliches Wehr wild zerklüfteter Felsen und Zacken, theilweise aus großer Tiefe aufragend. Zwischen Profil 3 und 36 beträgt auf 2091 m das Gefälle 4,61 m. Die Peilungen zeigen bald nur 30 bis 40 cm, bald 40 bis 50 m bei Niederwasser.

Die Commission von 1874 gab den Gedanken, in der Strommitte einen Canal zwischen zwei hochwasserfreien Dämmen zu bauen, wegen der Schwierigkeit der Ausführung auf. Derselbe würde auch das Gefälle bei Niederwasser nicht genügend reguliren. Dagegen bearbeitete sie in ähnlicher Weise, wie für Izlasz und Szvinitza, das Project eines Längscanals am serbischen Ufer, eingeschlossen von zwei hochwasserfreien Dämmen. Der flußseitige Damm, 2070 m lang, reicht von Profil 12 bis 42. Das ganze Gefälle beträgt 4,56 m, würde jedoch nicht völlig gleichmäßig sich vertheilen lassen, sondern bis Profil 35 auf 1268 m Länge ca. 2,48 m pro km betragen. Schon bei Niederwasser berechnet sich die Geschwindigkeit zu 2,23 bis 3,16 m per Sec., was 283 bis 398 cbm Wassermenge entspricht. Bei Hochwasser würde sie sich sogar auf 2,84 bis 4,01 m per Sec. steigern.

Hierbei blieb jedoch unberücksichtigt, daß von Profil 35 an bis 42 der Strom außerordentlich tief ist, so daß die relativ geringe Zuführung von 300 bis 400 cbm per Sec. gegen die ruhende Masse verschwindet. Das Gefälle wird sich daher fast ganz auf die Strecke zwischen den Profilen

12 und 35 vertheilen und dort, da es 3,58 m pro km beträgt, 3,79 m per Sec. Geschwindigkeit erzeugen. In Rücksicht auf Niederwasser allein könnte also dieser untere Theil des Dammes recht wohl weggelassen werden, zumal er der theuerste ist. Doch würde bei Hochwasser hierdurch das Gefälle zu bedeutend. Bleibt er also beibehalten, so müssen, um die erforderliche Tiefe von 2 m halten zu können, bei Niederwasser ca. 340 cbm zufließen. Da jedoch bei Profil 12 die Canalöffnung nur etwa $\frac{1}{10}$ der Flußbreite ausmacht, da sie obendrein durch den Vorsprung des projectirten landseitigen Deichs verdeckt ist und nicht im Stromstrich liegt, wird der Canal schwerlich mehr als $\frac{1}{10}$ der Wassermenge des Stromes bei Niederwasser, also nur ca. 170 cbm Speisung erhalten. Endlich wird sich bei der Einmündung eine Stromschnelle bilden als Uebergang aus dem flacheren Gefälle oberhalb der Klippen in das stärkere Gefälle des Canals.

Aus allen diesen Gründen hält die Commission von 1879 die Anlage eines einfachen Canals zwischen hochwasserfreien Dämmen für ungeeignet, da die Erreichung der beabsichtigten Ziele zweifelhaft ist und diese selbst als durchaus unzulänglich anzusehen sein dürften. Das für andere Stellen vorgeschlagene Hilfsmittel, die Erzeugung von Stau durch Parallelwerke, kann nicht in Frage kommen, da derselbe 5 bis 6 m würde betragen müssen. Die einzigmögliche Lösung ist die Anlage eines Schleusencanals, der zwischen hochwasserfreien Dämmen das Gefälle durch Schleusen überwindet.

Die öffentliche Meinung in Ungarn ist gegen diesen Vorschlag eingenommen. Auch in der Commission von 1874 wurde Mougel Beys dahinzielendes Project abgelehnt, hauptsächlich weil man den Zeitverlust beim Durchschleusen und Störungen der Schiffahrt fürchtete, falls Reparaturen erforderlich werden. Letzterem Einwand kann man leicht vorbeugen durch solide Constructionen und durch Maafnahmen, welche gestatten, die Reparaturen in kleinen Abschnitten rasch vorzunehmen. Zudem wird an anderen Orten dieser Vorwurf meist nicht gegen die Schleusen, sondern gegen die beweglichen Wehre erhoben. Was den Zeitverlust anbelangt, so findet derselbe nur bei Thalfahrt statt. Man kann ihm auch abhelfen durch Anlage von Schleusen, welche ganze Schlepzzüge aufnehmen, wie z. B. in Saône und Mississippi. Ein ganz ähnliches Beispiel findet sich am Sault du Rhône in Frankreich, wo seit her ein durch die Wasserkraft selbst getriebener Remorqueur in mangelhafter Weise den Schiffahrtsverkehr über die 1500 m langen, 3 m hohen Schnellen vermittelte in offener Rinne mit gleichmäßigem Gefälle; auch dort hat man sich neuerdings zur Anlage eines Schleusencanals entschlossen.

Die Commission von 1874 wollte auf den Stromschnellen überall Tonage einführen, die jedoch der starken Gefälle wegen (bei Izlasz 0,00131, bei Jucz 0,00231, beim eisernen Thor sogar 0,00355) bei Ausführung ihrer eigenen Projecte sehr theueren zeitraubenden Betrieb ergeben würde, da ein Tonneur von 54 Pferdekraft Mühe haben wird, einen einzigen Kahn in der schmalen Rinne aufzuschleppen, wie ebenfalls das Beispiel der Rhône zeigt. Offenbar würde dieser abnorme Tonagebetrieb weit zeitraubender sein, als die Durchfahrung der Schleuse bei Prigrada, die so zu bauen ist, daß sie einen ganzen Zug ohne weitere Kosten, als das

Einlassen des Füllwassers verursacht, in höchstens 1 Stunde um 4,56 m hebt.

Nach den Vorschlägen der Commission von 1879 ist dagegen das Gefälle mit Ausnahme der Rinne bei Kozla-Dojke, wo es noch 0,00093 beträgt, auf höchstens 0,0006 reducirt. Bei diesen Verhältnissen empfiehlt es sich, auf der ganzen Strecke von O-Moldova bis Turn-Severin Touage einzurichten, aufer bei Kazan, wo die Tiefen zu groß sind.

Auch die andern Schnellen würden auf dieselbe Weise ohne geneigte Canäle umgangen werden können; am eisernen Thore jedoch ist die Anlage des Schleusencanals die einzig mögliche Lösung.

Project des Schleusencanals.

Der Canal soll die von der Commission von 1874 vorgeschlagene Lage am linken Ufer erhalten, jedoch nur 40 m Breite, um den Strom nicht zu sehr einzuschränken. Seine ganze Länge beträgt 1215 m, wovon 350 m durch die beiden gekuppelten Schleusen eingenommen werden. Auf der Flußseite ist er durch eine hochwasserfreie Mauer, welche auch als Kammermauer der Schleusen dient, begrenzt, auf der Landseite durch einen Deich aus Erdschüttung mit Steinverkleidung. Die flußseitige Mauer endet unmittelbar hinter dem Unterhaupt. Der landseitige Deich schließt etwas unterhalb an das Ufer an, durch einen zur Ableitung des von den Ufern zufließenden und des infiltrirten Wassers bestimmten Durchlaß unterbrochen. Sollten sich etwa am unteren Schleusenhaupt Wirbel bilden, so würde man einen Unterkanal durch Weiterführung der flußseitigen Canalmauer herzustellen genöthigt sein. Da hierdurch das Niveau bis auf Ordinate 35,91 m sinken würde, während es im Obercanal auf 40,45 m liegt, erhält die untere Schleuse eine Tiefe von 2,8 m unter Niedrigwasser für den Kammerboden, von 2,4 m über dem Drempe. Die obere Schleuse hat 2,0 m Gefälle. Die Kammern erhalten 36 m Breite und 155 m Länge; die Thore werden 20 m weit. Zwei Pontonthore sollen in Reserve liegen, um bei Reparaturen schleunigst statt Fangedämme eingefahren werden zu können.

Die Ausführung der ganzen Anlage ist in folgender Weise gedacht. Zunächst wird vor dem stromauf gelegenen Ende des Obercanals ein Steindamm geschüttet, um ruhiges Wasser zu schaffen. Die Fundirung, aus 5,5 m breitem, zwischen Pfahlwänden versenkten Betonklotz bestehend, wird in einzelnen Abschnitten, wie sie durch die momentanen

Schwierigkeiten sich ergeben, vorgenommen. Die Pfahlwände selbst sind gebildet aus verticalen Pfählen, welche zwischen je 3 Paar Zangen niedergedrieben werden; diese Zangen sind an eisernen, in den Fels eingelassenen Pfosten, je 2 m von einander absteht, angeschlossen. Natürlich werden beide Wände gegenseitig verstrebt und durch Anheftung von Leintüchern gedichtet, um das Ausspülen des Betons zu verhindern. Gleichzeitig mit der Betonversenkung werden beiderseits Steinschüttungen ausgeführt, um die Wände druckfrei zu halten. Die Oberkante des Betonklotzes liegt 2 m über Niedrigwasser, die der Wände 2,5 m, um nicht allzu oft durch die Wasserstände bei der Arbeit unterbrochen zu werden.

Der landseitige Deich erhält beiderseits unter Wasser Füße aus Steinschüttung; über Wasser ist die Erdschüttung mit Steinpackung verkleidet, welche eventuell jedoch nur an der Canalseite ausgeführt zu werden braucht.

Nachdem je ein Abschnitt des Deichs und der Mauer in gleicher Länge ausgeführt ist, werden die beiden Enden durch Fangedämme geschlossen und nach der Ausschöpfung die übrigen Arbeiten vollendet: 1) Wegnahme der inneren Steinschüttung und der inneren Pfahlwand der flußseitigen Mauer, 2) Vollendung der Steinverkleidung des Deichs unter Wasser, 3) Regulirung des Canalbetts bis zur erforderlichen Tiefe durch Sprengungen.

VI. Uebersicht und Kostenanschlag.

Nach Ausführung der vorgeschlagenen Regulirungen wird die Donau auch in ihrem schwierigsten Lauf eine der besten Wasserstraßen der Welt sein, mit 2,0 Tiefe selbst bei niedrigstem Wasserstand; die Stromschnellen sind entweder umgangen, oder so gemäfsigt, daß nur bei Kozla-Dojke das Gefälle mehr als 0,0006 beträgt, nämlich 0,000813 oder im ungünstigen Fall 0,00093, wobei jedoch eine später ausführbare Verminderung durch Anlage eines Einschränkungswerks ins Auge gefaßt werden kann. Die Gesamtkosten belaufen sich auf 22 Mill. Fr., wovon allein 12 Mill. für den Schleusencanal veranschlagt sind.

Der letzte, über die Donauregulirung unterhalb Budapest handelnde Abschnitt ist von überwiegend localem Interesse und daher hier nicht weiter berührt.

H. Keller.

Die Unterschelde und der Hafen von Antwerpen.

(Auszug aus den Ann. d. ponts et chaussées, Janvier 1878 p. 7 ff.)

(Mit Zeichnungen auf Blatt K im Text.)

Unter obigem Titel veröffentlicht Herr Quinette de Rochemont, ingénieur des ponts et chaussées, eine höchst interessante Beschreibung der zur Zeit vorhandenen und im Bau begriffenen Hafenanlagen jener auch für Deutschlands Außenverkehr so überaus wichtigen Handelsstadt.

In den folgenden Zeilen sind die wichtigsten Notizen über Topographie, Entwicklung und allgemeine Anordnung der Hafengebauten auszugsweise wiedergegeben; während zum

Studium der Details auf den Originalaufsatz verwiesen werden muß.

Historisches. Die frühere Bedeutung Antwerpens als Seehafen ersten Ranges ging durch den Westfälischen Frieden (1648) verloren, da durch denselben der Eintritt in die Schelde den Seefahrzeugen verboten wurde. Erst 1795 erhielt dieser Strom das Recht der freien Schifffahrt zurück. Unter französischer Herrschaft wurden im Norden

der Stadt die beiden Bassins Petit B. und Grand B. angelegt und mit Verbesserung der Schelde-Quais begonnen. Seit 1814 unterblieb die Weiterführung der Bauten, da die Niederländische Regierung absichtlich Antwerpen zu Gunsten der altholländischen Hafenstädte vernachlässigte. Erst nach der Lostrennung Belgiens (1832) nahm der Handel Antwerpens lebhafteren Aufschwung, besonders nachdem durch Staatsverträge mit Holland (1839 und 1842) die Schifffahrt auf der Unterschelde erleichtert worden war. Die Ablösung der Schelde-Zölle durch internationalen Vertrag (1863) und die sorgfältige Austonnung, bezw. Erleuchtung des Stromes erhöhten die Zugänglichkeit des Hafens in solchem Maasse, daß zu fortwährender Vergrößerung desselben geschritten werden mußte, um dem Bedarf der sich steigernden Frequenz gerecht zu werden. Von 1856 bis 1860 legte die Stadt auf eigene Kosten das Bassin du Kattendyk an, dessen Einlaßschleuse, da sie gleichzeitig dem Canal de la Campine als Endschleuse dient, theilweise vom Staat erbaut wurde. Nach der Entfestigung (1859) begann man den Ausbau der Quais und die Erweiterung der Fluthbassins. Nach dem Bassin aux Bois folgte 1865—69 die Ausschachtung einer Verbindung mit den alten Bassins (B. de Jonction) und (bis 1873) die Herstellung zweier großen Hafenbecken im Anschluß an das B. aux Bois, B. de la Campine und B. du Canal. Gleichzeitig führte der Staat seine Bahnlinie bis unmittelbar an die Bassins und legte dicht neben denselben die Bahnhöfe Gare Stuyvenberg und G. principale an, von welchen aus die Quais zugänglich gemacht wurden. Durch das Gesetz vom 17. April 1874 vereinbarte der Staat mit der städtischen Verwaltung und der Compagnie Immobilière de Belgique eine abermalige Erweiterung der Hafenanlagen. Die Quais des Grand Bassin sollen verbreitert, das B. du Kattendyk verlängert und mit 3 neuen Trockendocks ausgestattet werden; die Bassins Aux Bois, Kattendyk und Grand B. will man mit Krahanlagen und Speichern umgeben, die hölzernen Bollwerke der nicht mit Quaimauern eingeschlossenen Bassins vervollständigen und hydraulische Apparate zur Bewegung der Schleusenthore und Brücken, sowie zur Handhabung der Hebevorrichtungen aufstellen. Die großartigste Ausdehnung erfolgt jedoch stromaufwärts am ehemaligen Südfort. Hier wird ein neues Bassin de Batelage geschaffen, direct zugänglich von dem neuen Gare du Sud, dessen Zufahrtsgeleise auf einer auch für Straßentransport projectirten Brücke über die Schelde geführt werden. Die angrenzenden Quais will man in schlanken Linien ausbauen und mit den erforderlichen Verkehrsvorrichtungen in reichem Maasse ausstatten.

Geographisches und Hydrographisches. Antwerpen liegt 100 km vom Meere entfernt am rechten Scheldelufer in einer ausgedehnten eingedeichten Niederung. Zahlreiche Wasser- und Eisenbahn-Verbindungen begünstigen seinen Verkehr mit dem Hinterland, so daß es im nordöstlichen Frankreich mit Havre, im mittleren Westdeutschland mit Hamburg zu concurriren vermag. Seine Lebensader, die Schelde, entspringt in Frankreich, hat aber nur auf dem unteren im Ebbe- und Fluthgebiet gelegenen Theil Bedeutung. Sie ist unterhalb Antwerpen durchweg eingedeicht; ihre Breite beträgt zur Ebbezeit bei der Kattendyker Schleuse 500 m, bei Vlissingen 4275 m, während der Fluth dagegen 550 m, bezw. 4870 m. Die Ostschelde wurde 1867 cou-

pirt, so daß nun die Westerschelde allein die Fluthen aufnimmt. Unterhalb Doel windet sich das Fahrwasser zwischen zahlreichen Sandbänken hindurch, welche durch den von der Fluthwelle mitgeführten Meeressand beim Uebergang zur Ebbe gebildet werden. Derartige Ablagerungen, nur theilweise beim Rücklauf der Ebbe wieder weggespült, entstehen hauptsächlich thalwärts der Ufervorsprünge und werden dann durch die Sturmfluthen vom Ufer losgerissen und zu Sandinseln umgewandelt. Die ausgedehnten Einpolderungen, welche der Fluthentwicklung hinderlich sind, und die Verminderung der Vorfluth durch Wasserableitungen im oberen Flußlauf haben seit dem 11. Jahrhundert, als die Eindeichungen begannen, die Fahrt stetig verschlechtert. Besonders bedenklich sind die Untiefen bei Antwerpen (4,7 m zur Ebbezeit) und bei Bath auf Südbeveland (5,6 m). Da die Holländische Regierung aus Rücksicht auf den Vlissinger Hafen an der Vertiefung jener Stelle Interesse nicht wohl haben kann, so überwacht Belgien die Erhaltung der Fahrinne um so eifriger. Bei Antwerpen selbst soll mit der Quairegulirung eine Flußcorrection verbunden, die Stromenge beim Werf beseitigt und eine gleichmäßige Breite von 350 m hergestellt werden. Die concave Krümmung der Quailinie hält den Stromstrich auf jener Seite. Für die Unterschelde ist vorgeschlagen, neue Sommerdeiche nicht mehr zu gestatten, das Aufsteigen der Fluthwelle bis in den Rupel zu befördern und Baggerungen in großartigem Maasse vorzunehmen. Endlich will man die künstlich entzogenen Wassermassen der Schelde wieder zurückgeben, vor allem durch einen Canal von Swynaerde nach Melle, welcher das Inundationswasser der Genter Ländereien zurückführen soll.

Die Fluth- und Ebbe-Erscheinungen an der Scheldemündung compliciren sich durch das Zusammenstoßen der aus dem Canal kommenden Fluthwelle mit derjenigen, welche die britischen Inseln nordwärts umströmt hat. Je nachdem südwestliche oder nordwestliche Winde vorherrschen, treffen die beiden Wellen weiter von der Mündung ab oder näher an derselben auf einander; die Höhe der Fluthen variirt damit, ja es kommt sogar vor, daß die Fluthcurve 2 Maxima zeigt. Unter gewöhnlichen Verhältnissen macht sich die Tideerscheinung bis nach Gent (168 km stromaufwärts von Vlissingen) bemerklich, während der Hochwasserperiode nur bis Wetteren (147 km von Vlissingen). Die Fluthwelle verspätet sich anfangs langsam, weiter oberhalb so bedeutend, daß das Hochwasser bei Wetteren eintritt, wenn Ebbe in Vlissingen stattfindet. Die Stromverengungen bewirken ein Höhersteigen der Fluth, verringern aber gleichzeitig die Amplitude, so daß der größte Fluthwechsel beim Uebergang aus der Seebucht in den engeren Stromlauf auftritt. Die Hochwässer des Stromes hemmen das Aufsteigen der Fluthwelle und sind bis Antwerpen fühlbar. Die Winde beeinflussen die mittlere Fluthhöhe wesentlich; NNW vergrößert dieselbe, SO verringert sie. Das Fluth-Intervall wird um wenig vermehrt durch nordwestliche und vermindert durch die landseitigen Winde. Bei Antwerpen dauert die mittlere Fluth 5 Stunden 38 Minuten und die Ebbe 6 Stunden 46 Minuten. Die mittlere Fluthgeschwindigkeit beträgt 1,25 m per Secunde, die maximale 1,90 m; umgekehrt ist die mittlere Geschwindigkeit des Ebbestroms 1,35 m, die maximale 1,85 m. Die Wasserstände differiren (auf den

Ostender Pegel bezogen) von $-0,74$ m bis $+6,77$ m, nämlich

Tiefstes bekanntes Niedrigwasser	$-0,74$ m
Niedrigwasser bei Springtide . . .	$-0,04$ -
Mittleres Niedrigwasser	$+0,15$ -
Mittlerer Wasserstand	$+2,27$ -
Niveau der Fluthbassins	$+3,66$ -
Mittleres Hochwasser	$+4,20$ -
Hochwasser bei Springtide	$+4,58$ -
Höchstes bekanntes Hochwasser . . .	$+6,77$ -

Bei Vlissingen führt die Fluthwelle ca. 363 Millionen cbm Wasser ein, etwa $\frac{1}{22}$ vom Inhalt des ganzen Strombeckens zwischen diesem Hafen und Antwerpen.

Die Erleuchtung und Vertonung der Schelde-Mündung und des Stromes selbst ist mit großer Sorgfalt vorgenommen. Die beliebteste Zufahrt ist der Wielinger Canal an der belgischen Küste, erleuchtet durch 3 große Leuchtschiffe und die Leuchtfeuer zu Nieuwe-Sluis und Wielingen. Von hier ab sind auf dem belgischen und dem gegenüberliegenden holländischen Ufer außer 1 Leuchtturm erster Ordnung (bei Westkapelle) und 2 Leuchttürmen dritter Ordnung 27 Feuer vierter Ordnung und 9 kleinere Feuer mit katoptrischen Apparaten aufgestellt, meist auf den Deichen oder auf Holzgerüsten. Die schwarzen Tonnen müssen bei der Bergfahrt auf Backbord bleiben, die rothen auf Steuerbord; weiße Bojen mit rothem Rand zeigen Untiefen an, schachbrettartig schwarz und weiß angestrichene markieren Wrake.

Beschreibung des Hafens. Zur Zeit besteht der Hafen aus den Quais längs der Schelde, 4 Stichcanälen, 7 Fluthbassins, einer Kammerschleuse, einer Schutzschleuse und 3 Trockendocks.

Die Schelde-Quais haben durchweg Einfassungsmauern; die älteren, stromaufwärts der alten Bassins gelegenen sind 20 bis 30 m breit, incl. 10 m Uferstraße. Die Wassertiefe bei Ebbe ist nur gering, so daß von der ganzen Länge (1400 m) nahezu die Hälfte (650 m) ausschließlich der Flussschiffahrt dient. An einigen Stellen sind Landebrücken, an anderen Krahn angebracht. Besonders bemerkenswerth ist der feste Krahn auf dem Ufervorsprung, welcher Werf oder tête de grue genannt und bei der Regulirung abgegraben wird. Speicher und Schienenstränge sind auf den alten Quais nicht angelegt. Auch die 4 Stichcanäle entsprechen nicht mehr den Anforderungen des modernen Verkehrs. Ihre gesammte Länge beträgt zwar 1030 m, ihre Breite 30 bis 35 m, beschränkt im Eingang durch Drehbrücken bis auf 12 m. Die Quaibreite ist sehr gering, stellenweise hat man die Lagerhäuser direct an die Ufer gebaut.

Sowohl die Stadtquais als auch die Canäle, welche nur für flache Schiffe zugänglich sind, werden durch den projectirten Umbau beseitigt und durch die neue Quailinie, bezw. das Bassin de Batelage ersetzt.

Von ganz anderer Bedeutung ist der zwischen den beiden Bassinschleusen gelegene Quai du Rhin. Hier landen die großen Dampfer, welche nicht in die Fluthbassins können. Der südliche Theil ist für kleinere Schiffe, die nach Hull, London und Italien fahren, bestimmt und mit einem 470 m langen, 7 bis 8 m breiten Bollwerk zur Verstärkung der etwas ausgewichenen Ufermauer versehen. Im nördlichen Theil liegen 3 Landebrücken von 7 m Länge und 7 m Breite. Die ganze Breite des Quais beträgt 40 bis 80 m. Zwei große Speicher (60×32 m und 120×32 m) dienen dem transatlantischen Verkehr, ein kleinerer (50×10 m) der Schiffahrtsgesellschaft Hull-Antwerpen.

Trotz der erheblich größeren Länge (1400 m gegen 650 m) haben die Stadtquais nur 21600 qm nutzbare Fläche gegenüber 31200 qm des Quai du Rhin.

Die 7 Fluthbassins sind durch Größe, Tiefe und Ausrüstung den verschiedenen Verkehrsbedürfnissen angepaßt. Das kleine Bassin, das Zwischenbassin (B. de Jonction) und das Nordufer des großen Bassins dienen regelmäßig fahrenden Linien, während der westliche Quai, an dem die Schiffe vor Kopf anlegen, zur Entladung der in Säcken ankommenden Waaren (Kaffee, Reis u. s. w.), die beiden anderen Ufer dem Import anderer Art dienen. Die New-Yorker Dampfer legen am Südquai der Schleusenkammer an. Das Bassin du Kattendyk ist zur Ent- und Beladung der Guanoschiffe, das B. aux Bois für den Holzverkehr bestimmt. Die östliche Uferseite des B. de la Campine nimmt die Petroleumschiffe auf, die Südseite den Verkehr mit den Antillen; die westliche Seite ist dagegen für das Umladen von Getreide aller Art reservirt. Hierbei werden die Quais wenig in Anspruch genommen, da die Importschiffe in Leichterfahrzeuge überladen, welche als schwimmende Magazine dienen, so daß die Exportschiffe ihren Bedarf aus denselben entnehmen können. Die Westseite des B. du Canal nimmt diejenigen Getreidesegler auf, welche ins Binnenland per Bahn importiren, ebenso die mit Mineralien beladenen Fahrzeuge, deren Umladung in die Waggons beschleunigt werden soll. Der Hauptverkehr für Mineralien ist auf der südlichen Seite des Ostquais, während die nördliche Hälfte desselben zur Einladung der Kohlen dient. Sogar die deutschen Kriegsdampfer und die großen Bremer Steamer laufen Antwerpen häufig an, um sich hier mit Ruhrkohlen zu versorgen.

Die Gesamtfläche der 7 Bassins beträgt $40\frac{1}{2}$ ha, die gesammten Umfangslinien 7600 m, von denen 4000 m mit Quaimauern und Bollwerken versehen sind, 2500 m mit Böschungen, welche für die Anlandung sich eignen. Die dem Handelsverkehr dienende Oberfläche des Festlandes beträgt 258000 qm, wobei jedoch die Straßen und ständig vermieteten Stätteplätze nicht mit einbegriffen sind.

Folgende Tabelle giebt eine Uebersicht der wichtigsten Dimensionen.

Benennung.	Petit B.	Grand B.	B. de Jonction	B. du Kattendyk	B. aux Bois	B. de la Campine	B. du Canal
Länge	145	402	85	678	532	377	618
Breite	173	173	50	140	150	180	100
Oberfläche	2,54	6,95	0,43	9,49	7,98	6,79	6,18
Länge der Quaimauern oder Bollwerke	630	1150	170	1190	—	150	530
Länge der Böschungen mit Landevorrichtungen	—	—	—	—	1060	750	690
Oberfläche des nutzbaren Festlandes	10800	23620	3700	67130	28070	58850	63650
Sohlenordinate	$-3,53$	$-3,53$	$-3,53$	$-3,58$	$-4,78$	$-4,78$	$-4,78$
Wassertiefe (bei $+3,66$ m)	7,19	7,19	7,19	7,24	8,44	8,44	8,44

Den Zugang zur Schelde vermitteln 2 Schleusen. Die eine führt als einfache Schutzschleuse aus dem Petit B. in den Fluß, die andere aus dem B. du Kattendyk mittelst einer bassinartig ausgebildeten Kammer, welche zur Ausgleichung der Niveaus in bequemerer Weise dient, als dies bei der noch unter Napoleon angelegten alten Schleuse der Fall ist, wo das Petit B. selbst diesen Zweck erfüllen muß und daher gegen das Grand B. durch eine einfache Sperrschleuse abgeschlossen ist. Eine zweite innere Schleuse verbindet das B. de Jonction mit dem B. du Kattendyk.

Die wichtigsten Dimensionen der Schleusen ergeben sich aus folgender Tabelle:

Benennung.	Schutzschl. d. Petit B.	Sperrschl. d. Grand B.	Schleuse d. B. de Jonction	Unterhaupt d. Kammer- schleuse	Oberhaupt d. Kammer- schleuse
Länge . . . m	57,75	36,00	50,00	66,00	44,00
Weite { obere . . m	17,34	18,00	18,00	24,80	24,80
{ untere . m	14,40	14,40	17,06	23,74	23,74
Ordinate des Schleusenbodens m	-2,69	-2,69	-3,23	-3,23	-3,23
Tiefe bei + 3,66 m	6,35	6,35	6,89	6,89	6,89
Dicke des Schlei- senbodens m	1,55	1,55	1,35	2,60	1,35
	1,20	1,20	1,00	2,25	1,00

Die constante Differenz von 0,35 m der Zahlen in der letzten Colonne entspricht der Drempehöhe.

Außer diesen Schleusen ist noch jene zu erwähnen, welche das B. du Canal mit dem Canal de la Campine verbindet; dieselbe hat eine Kammer von 65 m Länge bei 7 m Breite, und ein Gefälle von 2,2 m.

Die beiden in die Schelde mündenden Schleusen haben Fluththore und je 2 Paar Ebbethore. Die der alten Schleuse sind in Minard „Cours de la construction“ etc., diejenigen der neuen in Chevallier „Mémorial des travaux hydrauliques de la marine“ veröffentlicht.

Sowohl die Schleusen, als auch die Verbindungscanäle der einzelnen Bassins sind durch Drehbrücken von 7 m Breite (5 m für die Fahrbahn, 2 m für Trottoirs) überspannt. Die meisten derselben überführen gleichzeitig Schienengeleise.

Die Quaimauern, Uferbekleidungen u. s. w., deren Typen im Originalaufsatz gegeben sind, gewähren wenig Interesse. Die mit Steinschlag versehenen Ladeflächen zunächst den Ufern sind bei den alten Bassins 10,5 m bis 18,0 m, bei den neuen 22,0 m bis 85,0 m breit. Die dahinterliegenden gepflasterten Strafsen haben 8,5 m bis 11,0 m Breite und außerdem noch Trottoirs von 1,5 m bis 4,0 m.

Großartige Speicheranlagen, welche theilweise der Stadt, theilweise Privatgesellschaften gehören, finden sich auf allen Quais. Die Gesamtfläche der öffentlichen Speicher beträgt 29047 qm, die der Privatmagazine 12235 qm. Die Längen der Schuppen schwanken von 35,0 m bis 428,65 m, die Breiten von 7,0 m bis 60,0 m. Am größten ist der Speicher am Nordquai des B. aux Bois, welcher 7930 qm Fläche enthält (428,65 m × 18,50 m). Das Petroleumlager befindet sich südlich der großen Schleusenkammer und besteht aus zwei Schuppen von 30 m × 47 m und 40 m × 47 m, welche in einer Vertiefung, deren Sohle niedriger als der Wasserspiegel der Bassins liegt, errichtet sind. Die Guanoschuppen (40 m × 45 m und 20 m × 50 m) liegen ebenfalls isolirt.

Außerdem sind in der Nähe der Quais noch bedeutende Magazine, deren wichtigste die Entrepôts Royal und Saint Felix, sowie das Maison Hanséatique.

Zwei sehr große feste Dampfkrahne stehen am Ostquai des B. du Kattendyk, einer am Schleuseneingange des Petit B.; sechs bewegliche Dampfkrahne (mit je 1800 k Tragfähigkeit) fahren auf dem Pfahlgerüst des Ostquais am B. du Canal; drei derselben dienen zur Ausladung von Erzen, drei zum Einladen von Kohlen.

Nicht wenig trägt zur Ausnutzung dieser großartigen Anlagen das Geleisenetz bei, welches fast alle Quais mit dem Gare principale, auch Gare maritime des bassins genannt, verbindet. Dieser im letzten Jahrzehnt entstandene Bahnhof ist die unmittelbare Fortsetzung des für den Rangir- und Lokalgüterdienst bestimmten Gare de Stuyvenberg, welche letzterer durch eine 3 1/2 km lange, an der neuen Enceinte hinführende Schleife mit dem Personenbahnhof (Gare de Borgerhout) verbunden ist. Der Hafenbahnhof befördert und nimmt auf alle Waggons, welche für die Bassins oder Entrepôts bestimmt sind oder von denselben kommen; außerdem findet daselbst die Umladung der auf Landfuhrwerk von den nicht mit Geleisen versehenen Quais und aus den Magazinen herbeigeführten Waaren statt. Zu letzterem Zweck dient eine Halle (200 m × 70 m), welche 2 Ladestrafsen und 4 Ladeperrons enthält, neben jedem der letzteren ein Geleis. Die Ladestrafsen haben 10 m, die Ladeperrons 7 m Breite. 28 Krahne von 1000 bis 1500 kg Tragfähigkeit, 12 Gangspille und 12 Wendevorrichtungen ermöglichen, bis zu 180 Waggons täglich zu beladen. In dem unbedeckten Bahnhof stehen außerdem noch 9 Krahne von 1000 bis 2000 kg, 4 von 5000 kg und 1 von 10000 kg Ladekraft. Alle diese Vorrichtungen werden durch hydraulischen Druck bewegt. Die Dampfmaschine von 75 Pferdekraft comprimirt 700 l Wasser per Minute auf 50 Atmosphären. Durch tiefe Lage der Leitungsröhren und künstliche Erwärmung arbeitet man dem Frost entgegen. Die vom Hause Armstrong ausgeführte Anlage hat ca. 1000000 Fr. gekostet. Die Gangspille dienen zum Vorschieben und Zurückziehen der Wagen, sowie zum Bewegen der Drehscheiben. Zwei kleine Bahnhöfe, am Bassin aux Bois und am Quai du Rhin, stehen, ersterer in directer, letzterer durch Drehscheibensystem in Verbindung mit dem Hauptbahnhof. Die eigentlichen Quaigeleise, 15 bis 20 m vom Ufer entfernt, sind Doppelstränge, welche unter einander durch Weichen und Drehscheiben verbunden sind. Eine zweite Geleisgruppe findet sich an einigen Stellen weiter zurück zwischen den Lagerplätzen. Auf dem südlichen Ostquai des B. du Canal reicht diese Geleisgruppe (6 Geleise für Erzwaggons) sogar bis an das Ufer heran. Nur das B. de Jonction und die Südquais der beiden alten Bassins sind ohne Geleislage. Die Bahnhoffläche beträgt 31 1/2 ha, die ganze Geleislänge 65 km, nicht einbegriffen die Quaigeleise.

Die Einlaßschleuse der alten Bassins wird 2 1/2 Stunden vor der Fluthculmination geöffnet und beim Eintritt derselben geschlossen. Ein kleiner Dampfer hält beim Einfahren die Hintertheile der Schiffe in der erforderlichen Richtung, während sie beim Ausfahren rückwärts durchsacken, um im Fluß bequemer beidrehen zu können. In die neue Schleuse können die Schiffe bequemer einlaufen des langen Vorcanals wegen. In der Schleusenkammer und im Petit Bassin wech-

selt natürlich der Wasserstand mit der Fluth, in den sechs anderen Bassins wird er ziemlich constant auf $+3,66$ m gehalten, und sinkt nur selten darunter bei tiefer Ebbe oder wenn die aus den Bassins bewirkte Speisung des Canal de la Campine es erforderlich macht. In normalen Verhältnissen kann die Eintauchung der für die alten Bassins bestimmten Schiffe $6,1$ m betragen, für die neuen Bassins $6,4$ m.

Die Verschlammung ist ziemlich bedeutend. Die jährliche Baggerung in den Bassins beläuft sich auf ca. 24000 cbm, in den Vorcanälen und der Schelde auf ca. 25000 cbm. Ein Bagger braucht 5 bis 6 Stunden zur Anfüllung eines kleinen Schraubendampfers, der das Baggergut 2 Meilen stromabwärts transportirt.

Am Westquai des B. du Kattendyk liegen nebeneinander drei Trockendocks, deren wichtigste Dimensionen sich aus folgender Tabelle ergeben:

Benennung.		Großes Dock	Mittleres Dock	Kleines Dock	
		m	m	m	
Schleuse	Länge	110,0	65,0	44,0	
	Breite	obere	24,8	12,0	10,0
		untere	23,74	12,0	10,0
	Schleusenboden-Ordinate		-3,23	-0,48	+0,90
	Wasserhöhe bei $+3,66$ m		6,89	4,14	2,76
	Dicke des Schleusenbodens		1,95	1,63	1,35
Dock	Breite	obere	27,4	15,0	13,0
		untere	20,6	9,3	8,4
	Sohlen-Ordinate		-4,13	-0,98	+0,53
	Dicke der Sohle		2,4	1,03	0,88
	Bankets	Zahl	6	6	5
		Breite	0,3-0,5	0,3-0,5	0,3-0,5
	Treppen	Zahl	5	2	2
		Breite	1,4	1,0	1,0
	Rutschbahnen	Zahl	5	2	2
		Breite	0,8	0,7	0,7

Die Ordinate des Schleusenbodens ist incl. Drempehöhe angegeben — letztere beträgt $0,35$ m, um welches Maaß denn auch die Bodenstärke unter dem Drempe abnimmt.

Die Construction findet sich in Chevallier „Mémorial des travaux hydrauliques“.

Die Entleerung der Docks geschieht während der Ebbe. Es können das kleine Dockbassin alsdann gänzlich, die beiden größeren wenigstens soweit entleert werden durch directen Ausfluß in die Schelde, das nur noch $0,7$ m, bzw. $3,7$ m auszupumpen bleiben. Eine 200 pferdige Maschine pumpt in 55 Minuten das große Dock mittelst 8 Pumpsätze aus.

Im Bau begriffene Arbeiten. Die Vergebung der Arbeiten erfolgt Seitens der Stadt Antwerpen auf Grund contractlich vereinbarter Einheitspreise. Meist ist Construction und Baudisposition genau vorgeschrieben. Selten wird dem Unternehmer überlassen, mit seiner Offerte Projecte einzureichen, welche die Lösung der nur im Allgemeinen angegebenen Bedingungen enthalten. Es geschah dies z. B. bei dem Umbau der Quaimauern des großen Bassins. Dieselben sollen ausgeführt werden, ohne das Niveau des Bassins zu senken und ohne die Wasserfläche durch Fangedämme zu beengen. Von den 7 eingereichten Projecten wurde das der Unternehmer Dollot & Co. angenommen. Das Mauerprofil hat $10,53$ m Höhe incl. Fundament und Deckplatte, $4,5$ m Breite an der Sohle und $2,75$ m obere Breite, $1/10$ Anlauf. Der Wasserstand beträgt $7,19$ m über Bassinsohle, welche nur $0,4$ m über der Fundamentsohle liegt. Baugrund ist fester Sand. Der Bauvorgang, welcher in dem Original-

aufsatz sich eingehend beschrieben findet, ist in kurzem folgender:

Das Fundament besteht aus Caissons von $4,5$ m Breite, $7,0$ m Länge, $2,4$ m Höhe in $1,0$ m Abstand. Dieselben sind aus 6 mm starkem Blech hergestellt und mit Beton ausgefüllt. Die Betonversenkung erfolgt im Schutz eines bis Wasserspiegel reichenden aus 5 bis 9 mm starkem Blech hergestellten Caissons, welches mit dem unteren wasserdicht verschraubt nach Vollendung des eingeschlossenen Mauerstücks weggenommen wird. Nach Ausbetonirung des Fundamentcaissons wird ein dem Auftrieb entsprechender Ballast von 80 Gußbarren à 1000 kg in der Mitte des Betonklotzes aufgebracht und der Schutzcaisson ausgepumpt. Die Versteifung desselben besteht aus 6 Etagen von je 3 Längs- und 5 Quersteifen. Die Aufmauerung erfolgt von den Rändern des Betonklotzes aus unter successiver Wegnahme der Spreizen. Erst wenn das Gewicht des Mauerwerks 80 t beträgt, wird der Ballast entfernt und die Mitte voll gemauert. Die Lücke zwischen je 2 Caissons wird durch einen zwischen Spundwänden geschütteten Betonklotz von $2,67$ m Breite ausgefüllt und über Wasser durch kleine Stichbogen geschlossen. Ueber Wasserspiegel bietet die Mauerung keine Schwierigkeit. Die Hinterfüllung erfolgt sehr bald nach Vollendung der Mauer; sie besteht aus Sand, der durch Wasseraufguß verdichtet wird, unmittelbar hinter der Mauer selbst jedoch aus Mutterboden, um den Erddruck zu verringern. Ein Fundamentcaisson wiegt 4000 kg, ein Schutzcaisson, deren fünf im Betrieb sind, 21000 kg. Der Umbau wird in Abschnitten von höchstens 150 m Länge in Angriff genommen, zu deren Herstellung je ca. $1/2$ Jahr Zeit erforderlich ist. Da die ganze Länge 531 m und der Submissionspreis $1\ 686\ 166$ Fr. beträgt, so kostet jeder lfd. m rot. 3200 Fr., wovon 2600 Fr. auf die eigentliche Mauer entfallen.

Außerdem waren 1878 in Arbeit die Bahnhofsanlagen des Gare du Sud, der ca. 20 ha Fläche erhalten und den Verkehr der neuen Quais, sowie des Bassin de Batelage aufnehmen soll, ferner ein großer Krahn von 120 t Tragfähigkeit, der nach dem System Clark für hydraulischen Betrieb eingerichtet und am Ostquai des Bassin du Kattendyk aufgestellt wird. Die Herstellungskosten sind ohne Fundirung auf 97600 Fr. veranschlagt und von Cockerill (Seraing) übernommen. Die hydraulischen Apparate werden vom Hause Armstrong geliefert, welches im Laufe des Jahres 1878 die sämtlichen Quais mit einem Rohrnetz hydraulischer Druckleitung versehen hat, von welcher aus die Drehbrücken, Schleusenthore und Gangspille, später auch die nach Bedarf zu errichtenden Krahne ihre motorische Kraft erhalten. 785000 Fr. sind hierfür ausgegeben.

Die zur Zeit in Ausführung begriffenen Bauten umfassen die Neuanlage der Schelde-Quais, den Neubau des Bassin de Batelage an Stelle des früheren Südforts und Erweiterungen des großen Hafens.

Das Bassin du Kattendyk wird nordwärts verlängert, wodurch seine Fläche auf ca. 4 ha gebracht und die nutzbare Quailänge bis zu 750 m vergrößert werden soll, wiewohl die Nordseite mit Rücksicht auf spätere Verlängerung keine Quais erhält. Außerdem soll es bis auf $-3,58$ m vertieft und mit drei neuen Trockendocks versehen werden, sämtlich von 123 m Länge, $23,4$ m oberer und $12,6$ m unterer Breite, während die Schleusen 15 m Thorweite

erhalten. Ueber dem Drempeel beträgt der Bassin-Wasserstand 5,24 m, was für unbeladene Schiffe, welche allein hier reparirt werden sollen, als genügend erscheint. Der Originalaufsatz enthält nähere Beschreibung und Skizzen des Projects der drei Docks, dessen Ausführung für 3 160000 Fr. unter Festsetzung 3 1/2 jähriger Bauzeit verdingen ist.

Für die Canalschiffe des Canal de la Campine wird ein Kahnbassin bei Looibroek, 420 m lang, 40 m breit, ausgegraben, wodurch man die Marinebassins zu entlasten beabsichtigt. Außerdem sind vorgesehen: für Speicher und Krahn am Grand Bassin 500000 Fr., do. am B. du Kattendyk 720000 Fr., für die Ausrüstung des am Gare du Sud gelegenen B. de Batelage und der neuen Quaianlagen längs der Schelde 5 000000 Fr. Durch letztere Anlagen will man gleichzeitig den Strom reguliren, dessen Breite in der Nähe Antwerpens jetzt von 295 m (am Werf) bis 590 m (am Südfort) schwankt. Zur Zeit spaltet sich der am Werf bis zu 15 m (bei Fluth) tiefe Thalweg unterhalb in 2 Arme für Ebbe und Fluth, beide etwa 40 bis 50 m breit und durch eine bei Ebbe nur 3 bis 4 m tiefe Sandbank getrennt; in Zukunft wird die Normalbreite des Stromes 350 m betragen. Durch eine leichte Krümmung (mit rot. 23000 m Radius) soll der Stromstrich an der concaven Seite längs der Quais festgehalten werden. Durch den erforderlichen Abstich am Werf verliert die Stadt auf ca. 500 m Länge nahezu 1 1/3 ha Land. Dieser Verlust wird aber weiter oberhalb reichlich ausgeglichen durch die in den Strom vorgebauten 3500 m langen, 60 m in min. breiten Quais. An 3 Stellen sind Landepontons in Einbuchtungen der Ufermauer projectirt, zwei derselben von 47 m, eins von 114 m Länge bei 20 m Breite. 26 Schiffe von 90 bis 110 m Länge und 3000 bis 3500 Tonnen finden in erster Reihe an den Quais Platz. Die Tiefe bei Ebbe soll 8 m nicht unterschreiten. Die Bauten sind von den Unternehmern Couvreur et Hersent für rot. 38 1/4 Mill. Fr. übernommen.

Das Bassin de Batelage wird parallel der Stromrichtung mit 730 m Gesamtlänge in 3 Becken bis auf — 2 m ausgegraben und mit der Schelde durch eine Kammerschleuse von 75 m Länge, 25 m Kammer- und 13 m Thorbreite in Verbindung gebracht. Das mittlere Becken erhält 270 m Länge und 65 m Breite, die beiden seitlichen 50 m Breite und Längen von 200, bzw. 225 m. Die Oeffnungen in den Erdzungen betragen 10, die Quaibreite 30 m, die nutzbare Quailänge ca. 1550 m und die Höhe über der Wasserhaltung 2 m.

Tratado de aguas y riegos por D. Andrés Llauro, ingeniero jefe de montes. Madrid. M. Tello. 1878. 8°.

Das gehaltvolle Werk behandelt in seinem ersten Theil diejenigen Zweige des Wasserbaues, welche für die Landwirtschaft von besonderem Interesse sind, in seinem zweiten speciell die in Spanien ausgeführten dahin gehörigen Anlagen. Vorangeschickt ist eine kurzgefasste Geschichte der spanischen Bewässerungsanlagen und nationalökonomische Betrachtungen, deren Grundlage die im Vaterlande des Verfassers gemachten Erfahrungen bilden.

Endlich wird die Stadt oberhalb der neuen Scheldebrücke ein Ebbebassin für die Flußschiffahrt von 115 m Länge und 50 m Breite mit 30 m breiten Quais herstellen, in dessen Umgebung sie 8000 qm Ländereien besitzt, welche als Lagerplätze für Rohmaterialien und zur Errichtung von Speichern bestimmt sind.

Um die Benutzung der Hafenbassins auch bei Nacht zu ermöglichen, beabsichtigt man, dieselben elektrisch zu beleuchten, ohne dafs man sich bis jetzt für eines der zum Versuch gekommenen Systeme entschieden hätte.

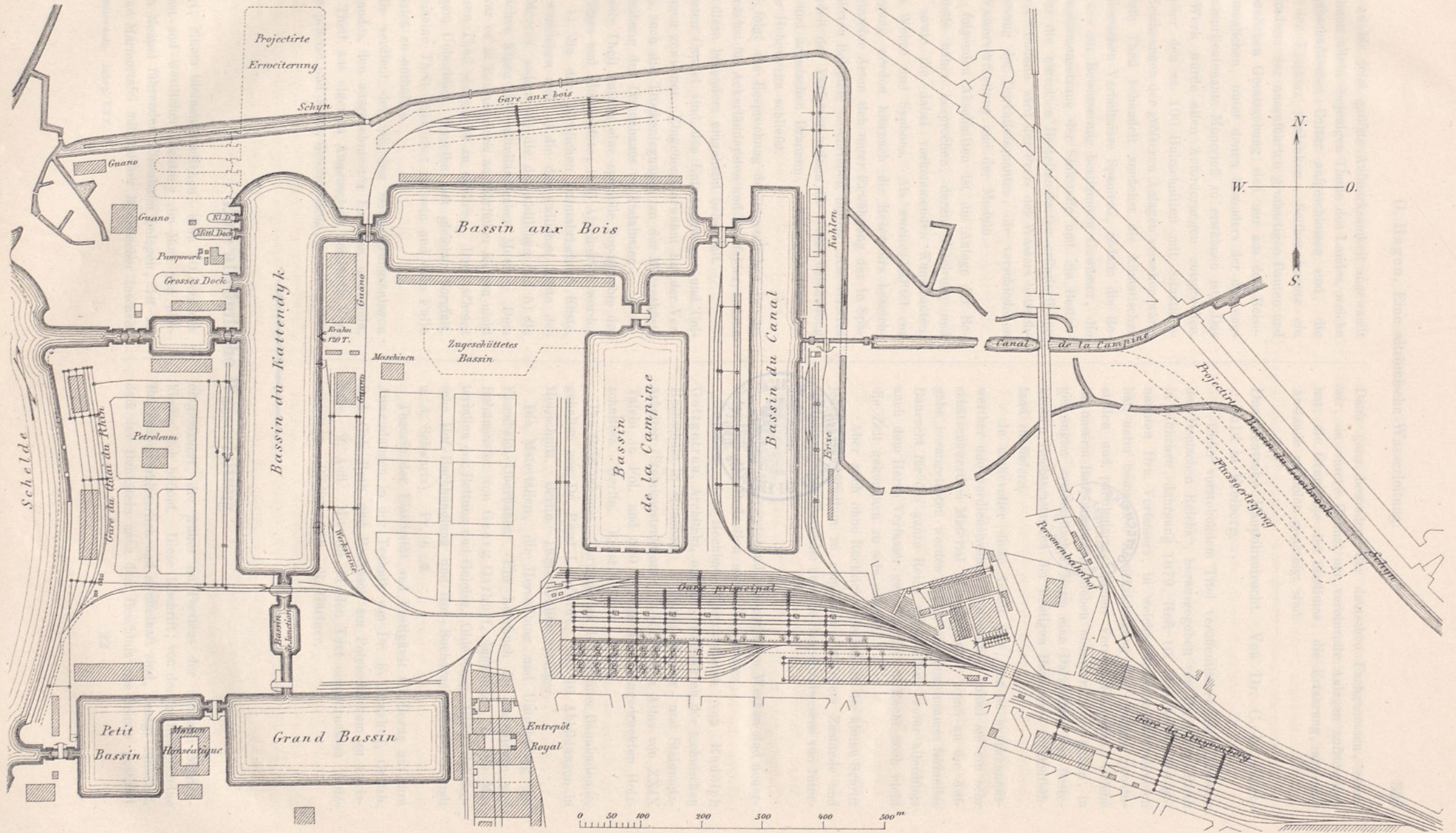
Statistische Notizen. Zum Vergleich mit anderen Häfen mögen hier noch die wichtigsten statistischen Zahlen Platz finden.

Die Zahl der eingelaufenen Schiffe hat sich seit 1840 von 1158 auf 4413 vermehrt (1876), ihr Tonnengehalt von 177315 tons auf 2480771. Nur 187 derselben mit 186000 t fahren unter belgischer, 2395 mit 1525000 t unter englischer, 355 mit 165000 t unter deutscher Flagge. Schon hierdurch wird der Charakter Antwerpens als Zwischenhandelsort gekennzeichnet. Seine Haupteinfuhr besteht aus Hölzern, Erzen, Mineralien, Petroleum, Fetten, Wolle, Häuten und Guano, welche direct aus den Productionsländern kommen, aus Baumwolle, Kaffee, Zucker, Reis, Oelsamen und Faserstoffen, welche aus englischen, deutschen, holländischen und französischen Häfen für den Bedarf Belgiens, Rheinlands, Ostfrankreichs und der Schweiz zugeführt werden. Die Ausfuhr beträgt nur ca. 3/4 der Einfuhr, da es an Rohproducten mangelt. Man beabsichtigt, in Zukunft die Ruhrkohlen in ausgedehntem Maafs hier zu verfrachten, um diesem Mangel abzuhelfen.

Die jährlichen Einnahmen aus Tonnengeldern, durch Vermietung der Speicher und Stätteplätze, für Benutzung der Krahn, Docks u. s. w. übertreffen die Unterhaltungsausgaben um das 3- bis 4fache, reichen jedoch zur Verzinsung der 42 Mill. Fr. betragenden Schuld nicht hin. 1875 beliefen sich die Einnahmen auf 1 683000 Fr., die Betriebsausgaben auf 430000 Fr., die Zinsen der Anleihen auf 1 912000 Fr. Durch die Neubauten wird sich dies Verhältniß noch ungünstiger für die Stadt gestalten. Wenn dieselbe dennoch diese außerordentlichen Opfer bringt, um den Wohlstand ihrer Bürger zu erhöhen, so ist das ein Beweis von weitsichtiger Politik, an deren Mangel so häufig die bedeutendsten Projecte des Ingenieurs zu scheitern pflegen.

H. Keller.

Das Studium wird durch die Sprache erschwert, wenn auch wegen der großen Aehnlichkeit des Spanischen mit der lateinischen Muttersprache nicht unmöglich gemacht. Der reiche Inhalt belohnt die angewandte Mühe durchaus. Wenn auch der Verfasser, Professor an der Forstakademie im Escorial, vorzugsweise die spanischen Verhältnisse berücksichtigt, so sind doch viele Untersuchungen und Beobachtungen für ähnliche Anlagen in unserem Klima direct zu benutzen. In keinem Lande Europas, selbst nicht in der Lombardei, spielen die Bewässerungsanlagen eine so ungemein hervorragende Rolle wie in Spanien, wo denselben von den älte-



sten Zeiten an bis jetzt größte Aufmerksamkeit zugewandt wurde, da ihnen allein diejenigen Theile des Landes, welche der landwirthschaftlichen Cultur aufgeschlossen sind, die Möglichkeit der Existenz verdanken. Seither konnte ein genaueres Studium der ausgeführten großartigen Bauten und der wasserbaulichen Gesetzgebung sich nur aus den Reiseberichten ermöglichen, unter denen besonders der des englischen Ingenieurlieutenants Moncrieff zu erwähnen ist. Das vorliegende Werk würde allen Anforderungen entsprechen, wenn es außer den ca. 100 Holzschnitten mit Situationsplänen und Zeichnungen der größeren Anlagen versehen wäre.

Der erste Theil behandelt zunächst die klimatischen und meteorologischen Verhältnisse Spaniens, sodann die Beschaffenheit der zur Bewässerung bestimmten Gewässer, die chemische Zusammensetzung der Sinkstoffe und die Bestimmung der für die einzelnen Bestellungsarten erforderlichen Wassermengen. Sodann wird der Preis des Wassers betrachtet, die Messung der Durchflußquanten, die verschiedenen Arten der Wasservertheilung und der Moduln.

In den folgenden Abschnitten ist die Anlage der Bewässerungscanäle näher besprochen, deren Tracirung und Ausführung, sowie die dabei vorkommenden Kunstbauten, hauptsächlich Wehre und Syphons. Als zweites Mittel zur Wasserversorgung werden hiernach die Reservoirs bezeichnet, deren einzelne Arten sich unter Erwähnung der in Spanien ausgeführten Beispiele beschrieben finden. Als weiteres Mittel behandelt der Verfasser sodann die Wasserbeschaffung aus Quellen und artesischen Brunnen, woran sich eine Betrachtung der Hebewerke schließt.

Hierauf folgt die Besprechung der eigentlichen Bewässerungen, zunächst für Ackerländereien und Reisfelder, sodann für Wiesen, diese besonders eingehend behandelt.

Die letzten Capitel sind den Entwässerungs- und Colmations-Anlagen gewidmet. Eingehend erwähnt hat der Verfasser hierbei auch die Trockenlegungen an der Meeresküste unter Beschreibung des Dünenbaues in Andalusien.

Der zweite Theil enthält eine specielle Topographie der spanischen Flüsse und Flußgebiete; in 5 Abschnitten werden besprochen: 1) die der nördlichen (cantabrischen) Küste, 2) die der westlichen und 3) die der südlichen Küste des atlantischen Meeres, sodann 4) die der südlichen und 5) die die der östlichen Küste des mittelländischen Meeres. Dem Referenten war es in Ermangelung ausführlicher Karten nicht möglich, diesen Theil eingehend zu studiren. Doch scheint nach flüchtigem Ueberblick derselbe mit gleicher Sorgfalt, wie der allgemeine Theil bearbeitet zu sein und eine Fülle guten Materiales zu enthalten.

Jedenfalls verdient der mit den Bewässerungsanlagen seines Vaterlandes, den ausgedehntesten Europas, ungemein, zum großen Theil aus eigenem Augenschein vertraute Verfasser für die präzise und klare Beschreibung derselben den

Dank ganz besonders der deutschen Fachgenossen, zumal wir, da unsere Heimat nur vereinzelte Anlagen aufzuweisen hat, die Grundlage des Studiums, die Erfahrung, aus dem Auslande zu holen genöthigt sind.

Das deutsche Baupolizeirecht. Von Dr. C. E. Leuthold in Freiberg.

Unter vorstehendem Titel veröffentlichen die „Annalen des Deutschen Reichs“, herausgegeben von Dr. Georg Hirth in München, Jahrgang 1879, Heft 10, eine Arbeit des genannten Hrn. Verfassers, in welcher derselbe unternommen hat, unter besonderer Berücksichtigung aller localen, provinziellen und partikularrechtlichen Verschiedenheiten, welche in unserm Baupolizeiwesen neben einander noch gelten, in gedrängter systematischer Form eine Darstellung des bestehenden Rechtszustandes der heutigen Baupolizei in Deutschland zu liefern.

Je mühevoller diese Arbeit war, um so anerkennenswerther und verdienstvoller ist dieselbe, zumal sie ein sehr schätzenswerthes Material bieten dürfte, wenn an die Aufgabe herangetreten werden sollte, ein gemeinsames formelles Baurecht für das ganze Reich aufzustellen, wofür allerdings auch dem Herrn Verfasser gegenwärtig mit Recht noch nicht die Zeit gekommen zu sein scheint.

Aber auch ohne Rücksicht hierauf ist die kleine Schrift jedem zum Studium zu empfehlen, welchem Zustände und Bestrebungen im Bereiche unseres Baupolizeiwesens von Interesse sind.

Neben den vorstehend besprochenen Werken sind neuerlichst bei der Redaction noch eingegangen:

Lehrbuch der Hochbau-Konstruktionen von Rudolph Gottgetreu, Architekt, ordentl. Professor an der technischen Hochschule in München. I. Theil: Maurer- und Steinmetzarbeiten (Steinkonstruktionen). Mit einem Atlas von XXIX Tafeln in Fol. und 340 in den Text eingedruckten Holzschnitten. Berlin. Ernst & Korn. 1880.

Die Holzbaukunst. Vorträge an der Berliner Bauakademie, gehalten von Dr. Paul Lehfeldt. Mit 96 Abbildungen in Holzschnitt. Berlin. 1880. Julius Springer.

Die Materialien, die Herstellung und Unterhaltung des Eisenbahn-Oberbaues. Ein Lehrbuch für Ingenieure und Bahnmeister von Georg Osthoff, Ingenieur. I. Die Materialien der Bettung und Geleise. Oldenburg. 1880. Schulzische Hof-Buchhandlung und Hof-Buchdruckerei (C. Berndt u. A. Schwartz). Pr. 6 *M*.

Theorie der Elasticität und Festigkeit mit Bezug auf ihre Anwendungen in der Technik von Dr. F. Grashof, Großh. Bad. Geh. Rath und Professor am Polytechnikum zu Carlsruhe. 2. Aufl. Mit 69 in den Text eingedruckten Holzschnitten. Berlin 1878. R. Gärtner.

Eine altrömische Wasserleitung.

In Alatri, einem kleinen Städtchen, etwa 10 deutsche Meilen in west-süd-westlicher Richtung von Rom und ohnfern der nach Neapel führenden Eisenbahn belegen, ist im Rathhause eine Marmortafel mit antiker lateinischer Inschrift

eingemauert, die früher im Porticus der dortigen Marienkirche sich befand. Diese Inschrift, von der freilich einzelne Buchstaben unleserlich und zweifelhaft sind, besagt zunächst, daß der Denkstein nach dem Beschlusse des Senats gestiftet

sei, und fährt alsdann fort: L. Betilienus Vaarus habe an eine Stelle (die näher bezeichnet wird) neben der Stadt, in der Höhe von 340 Fufs in festen Röhren Wasser geleitet und Bogenstellungen ausgeführt. Der Senat habe ihm deshalb zweimal zum Censor erwählt und seinem Sohn Stipendien gegeben, das Volk aber habe ihm eine Statue errichtet.

Gegen die Aechtheit dieser Inschrift werden von keiner Seite Zweifel erhoben, sie ist auch in das von der hiesigen Akademie der Wissenschaften herausgegebene Werk: *Corpus inscriptionum latinarum*, aufgenommen. Die Schreibart zeigt aber nach dem Urtheil der Sachverständigen, daß sie aus sehr früher Zeit, etwa 100 Jahre vor dem Beginn unserer Zeitrechnung, herrührt.

Unzweifelhaft spricht sie nicht von einer gewöhnlichen antiken Leitung, worin das Wasser in offenen Rinne mit schwachem Gefälle floß, vielmehr von einer Röhrenleitung, in welcher dasselbe unter starkem Druck eine sehr bedeutende Höhe erstieg. Alatri liegt auf einem aus der Campagne steil ansteigenden Kalkfelsen, und nach der von Secchi mit einem Aneroidbarometer ausgeführten Messung befinden sich die Ruinen des alten Wasserbeckens neben der Stadt 110 Meter über der Thalsohle. Dieses stimmt nahe mit der in der Inschrift angegebenen Höhe überein. Wenn aber die Leitung in damals üblicher Weise in einer offenen Rinne bestanden hätte, so würde die Höhe über dem Thal wohl nicht benannt worden sein. Eine solche Leitung ist aber augenscheinlich nicht gemeint, da feste Röhren (*fistulae solidae*) ausdrücklich erwähnt sind.

Die Eigenschaft des stehenden Wassers, sich ins Niveau zu stellen, ist so auffallend, daß sie unbedingt schon im frühesten Alterthum bekannt sein mußte. Vitruv (Buch VIII Cap. 6) beschreibt ein Nivellirinstrument (*chorobates*) ähnlich unserer Canalwage, worin das Wasser bis in die aufwärts gekehrten Enden communicirender Röhren sich erhebt, und in den gekrümmten Oberflächen die horizontale Richtung erkennen läßt. Hiernach lag gewiß der Gedanke sehr nahe, beim Begegnen eines Thals das Wasser in Röhren herabfließen und es demnächst an der andern Seite unter dem eignen Druck wieder ansteigen zu lassen. Auch spricht Vitruv im folgenden Capitel ausdrücklich von solchen Leitungen, und zwar sowohl in Blei-, wie in Thonröhren, da er jedoch verlangt, daß in mäßigen Abständen Standröhren aufgestellt werden sollen, in welchen das Wasser zur vollen Druckhöhe ansteigt, damit man etwa schadhafte Stellen leichter auffinden kann, so bezieht sich dieses nicht entfernt auf solche Niveaudifferenzen, wie im vorliegenden Fall. Man mußte diese vermeiden, weil man nicht Röhren von entsprechender Festigkeit darstellen konnte. Die Kunst des Eisengießens war noch nicht hinreichend ausgebildet und Röhren von Bronze waren wohl zu theuer.

Der vor Kurzem verstorbene Astronom und Physiker Angelo Secchi in Rom hatte 1863 von der erwähnten Inschrift Kenntniß genommen, und bemühte sich, Reste dieser alten, ganz ungewöhnlichen Wasserleitung aufzufinden. Die Resultate seiner Untersuchungen veröffentlichte er in den *Atti dell' Accademia pontificia* (April 1876). Nach seiner Mittheilung

hatte er auch erfahren, daß man bei Aufgrabungen in der Campagne in der Nähe von Alatri in früherer Zeit Blei- und Thonröhren, und selbst Bronzeröhren gefunden habe. Zu der nähern Localuntersuchung, die er darauf unternahm, wurde er von Seiten des Pabstes unterstützt.

Er entdeckte zuerst bei Alatri die Ruinen des Bassins, in welches das herbeigeführte Wasser sich ergossen hatte, sodann an der Wand des steil ansteigenden Felsens Spuren eingemauerter Röhren. Sehr wichtig waren aber in der Ebene die Ruinen eines niedrigen Aquaductes, der sich wenig über die Thalsohle erhob, und den Purpurograben überspannte. Hier sah er wieder Bruchstücke von eingemauerten Thonröhren, ihm wurde auch gesagt, daß früher gerade hier große Bleimassen gefunden seien. Endlich traf er in der Entfernung von 14 bis 15 Kilometer von Alatri im Gebirge Quellen an, die hoch genug lagen, um die Leitung zu speisen. Secchi war hiernach überzeugt, daß die Leitung, wie man zu sagen pflegt, in einem umgekehrten Heber durch das Thal geführt gewesen, und daß man den an sich zu schwachen Röhren, um den Druck von mehr, als 10 Atmosphären auszuhalten, durch Ummauerung die nöthige Festigkeit gegeben habe. Auf solche Art ließen sich gewiß auch die schwächsten Röhren genügend verstärken, und zwar um so leichter, als Puzzolanerde zur Bildung eines festen Mörtels aus geringer Entfernung leicht beizuschaffen war. In diesem Fall wäre aber zu erwarten, daß in der wenig cultivirten Gegend Reste des massenhaften Mauerwerks, selbst nach 2000 Jahren, noch vorhanden sein müßten. Solche konnte Secchi nicht entdecken.

In der neusten Zeit ist durch einen Römischen Ingenieur nochmals die Umgebung von Alatri in Betreff der Wasserleitung untersucht worden. Mit Ausnahme der Mauer eines Bassins neben der Stadt konnte derselbe indessen sogar die von Secchi bemerkten sonstigen Spuren nicht wiederfinden. Er kam jedoch zu der Ueberzeugung, daß wenn es Absicht gewesen wäre, die Quellen von dem Gebirge nach Alatri zu leiten, dieses in offenen Rinne auf den Abhängen hätte geschehn können, wobei nur ein Thal von 250 Meter Breite (die Tiefe desselben wird nicht angegeben) zu überbrücken gewesen wäre. Von einer Leitung dieser Art spricht aber jene Inschrift nicht, da sie ausdrücklich der festen Röhren erwähnt, auch sind von solcher Leitung keine Spuren aufgefunden.

Hiernach ist diese interessante Wasserleitung zur Zeit noch in tiefes Dunkel gehüllt, und sogar ist sie überhaupt nunmehr zweifelhaft geworden. Bei der großen Bedeutung der Frage, ob schon zu jener Zeit Röhrenleitungen unter so starkem Druck ausgeführt wurden, und in welcher Weise man ihnen die nöthige Festigkeit gab, bleibt es höchst wünschenswerth, daß die Umgebungen von Alatri nochmals in dieser Beziehung untersucht würden. Beide vorerwähnten Untersuchungen scheinen mit vorgefaßter Meinung, und zwar in entgegengesetztem Sinn, ausgeführt zu sein, woher es möglich wäre, daß eine unbefangene Wiederholung derselben zu einem entscheidenden Resultat führen könnte.

G. Hagen.