

Das neue Rathhaus in Halle a. S.

(Mit Abbildungen auf Blatt 20 bis 24 im Atlas.)

(Alle Rechte vorbehalten.)

Die Stadt Halle a. S. besaß an der Südseite ihres male-
rischen Marktplatzes zwischen der Großen Märker-Straße und
der Schmeerstraße, also in unmittelbarer Nähe des alten,
interessanten, in seinen Haupttheilen durch den bekannten
Baumeister Nikolaus Hoffmann erbauten Rathhauses ein Grund-
stück, auf dem bis zum Ende des vorigen Jahrzehnts ein
alterthümliches, die Spuren zahlreicher verflüssener Bauzeiten
aufweisendes Gebäude stand. Es wurde allgemein der „Rath-
keller“ genannt, ohne daß eine dieser Bezeichnung würdige
Wirtschaft darin betrieben worden wäre. Die alte Bezeich-
nung ist aber so eingewurzelt, daß sie sich im Volksmunde
auch auf den Neu-
bau übertragen hat,
der in den Jahren
1891—93 dort als
Erweiterungsbau
des alten, in Be-
nutzung geblie-
benen Rathhauses er-
richtet worden ist.
Zur Durchführung
ihrer Bauabsich-
ten vergrößerte die
Stadt ihr werth-
volles Grundstück
durch Ankauf einer
ganzen Anzahl klei-
ner Nachbarhäuser
an der Schmeer-
straße.

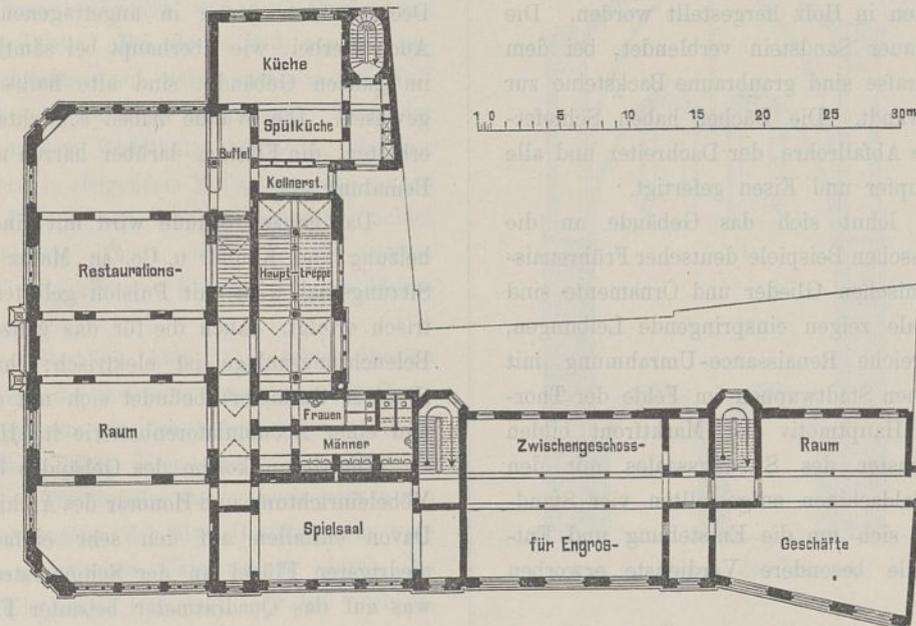
Nach den ur-
sprünglichen Ab-
sichten sollte das
neue Gebäude im Erdgeschos und in einem Zwischengeschosse
Ladengeschäfte, im Keller einen stattlichen Rathskeller und im
Hauptgeschos den Sitzungssaal der Stadtverordneten, ein Magi-
strats-Sitzungszimmer und ein oder zwei Ausschufzimmer
aufnehmen. Zur Erlangung von Plänen wurde im Jahre 1888
eine öffentliche Preisbewerbung ausgeschrieben, aus der die
damalige Architekten-Firma Schreiterer u. Schreiber in
Köln als Siegerin hervorging. Der Wettbewerb-Entwurf ent-
wickelte auf der dem alten Rathhause zunächst liegenden
Ecke einen Thurm und liefs das Erdgeschos dieses Thurmes
zur Vergrößerung der dort sehr beengten Straßeneinmündung
frei, eine Anordnung, die damals großen Beifall fand, und
von der zu bedauern ist, daß sie nicht zur Ausführung gelangt
ist. Im Laufe der Zeiten veränderten sich die Ansichten
über die Zweckmäßigkeit des alten Bauprogramms; namentlich
beanstandete man mit Recht die durch die Schaffung von
Läden verursachte sehr tiefe Lage des Rathskellers. Nach

etwa zwei Jahren wurde der Unterzeichnete beauftragt, einen
neuen Plan zu bearbeiten, in dem der Rathskeller seine Lage
nicht mehr, wie im ersten Entwurfe, an der Schmeerstraße,
sondern am Marktplatz erhielt und der Thurm aus Kosten-
rücksichten in Wegfall kam. Daneben wurde noch eine
zweite Bearbeitung eingereicht, in der, dem Antrage eines
Stadtverordneten entsprechend, die Läden im Erdgeschos
und der Rathskeller beibehalten wurden, während man für
alle oberen Geschosse die Herstellung von Wohnungen in
Aussicht nahm. In diesen beiden Entwürfen hatte der Rath-
keller seine Lage noch unter den Läden. Weitere Ver-
handlungen führten

dann zu dem Er-
gebnis, daß der
Rathskeller in ein
stattliches Zwi-
schengeschos zu
verlegen, das alte
auf Schaffung mög-
lichst vieler Läden
und von Räumen
für die Stadtver-
waltung hinauslau-
fende Programm
aber beizubehalten
sei. Hinzu trat die
Forderung einer
Durchfahrt, die eine
bessere Ausnutzung
des Stadtverordne-
ten-Sitzungssaales
auch für Fest- und
Repräsentations-

zwecke ermöglichen sollte. Nunmehr, also etwa drei Jahre
nach der Preisbewerbung, wurde der Unterzeichnete mit der
Anfertigung eines ausführlichen Entwurfes beauftragt, nach
dessen Genehmigung im April 1891 mit den Bauarbeiten
begonnen werden konnte.

Die Plananordnung der beiden Hauptgeschosse und des
Kellergeschosses ist aus den Grundrissen auf Blatt 20, die
des Zwischengeschosses aus der vorstehenden Textabbildung
ohne weiteres ersichtlich. Im zweiten Obergeschosse liegt
östlich, von der Großen Märker-Straße aus besonders zu-
gänglich, die Wohnung des Gastwirthes. Der große Sitzungs-
saal geht vom ersten Obergeschosse aus durch und hat oben
an seiner inneren Langseite eine Galerie; der Schmeerstraßen-
flügel ist zu drei Wohnungen ausgenutzt, für die besondere
Eingänge und Treppen vorgesehen sind. Der Eingang zur
„Rathskeller“-Wirtschaft im Zwischengeschosse liegt in der
einspringenden Nordostecke.



Grundriß des Zwischengeschosses.

Was die Bauausführung anlangt, so waren die Gründungsverhältnisse nicht günstig. Eine starke Schicht tragfähigen, fetten, aber sehr durchweichenden Thons, unter dem Braunkohle liegt, wurde von unregelmäßigen Felsen durchsetzt. Trotz aller Vorsichtsmaßregeln hat diese starke Ungleichmäßigkeit der Fundamentsohle stellenweis zu ungleichmäßigem Setzen des Gebäudes geführt und damit leichte Risse entstehen lassen, die aber in constructiver Hinsicht zu keinerlei Bedenken Anlaß geben. Der Rohbau ging rasch von statten, sodafs der in einfachster Weise behandelte Flügel an der Schmeerstrafse bereits nach einem Jahre bezogen werden konnte. Das Hauptgebäude am Markte wurde erst nach einer Bauzeit von zwei und ein halb Jahren gänzlich fertig; doch konnten die Läden und die Gastwirthschaft schon früher bezogen werden.

Die Construction des Gebäudes bot keine besonderen Schwierigkeiten. Die besonders stark in Anspruch genommenen Säulen der durchbrochenen Treppenmauern sind in sehr hartem Stein aus den Brüchen von Cudowa ausgeführt worden. Für die Balkenlagen und die Dachconstruction hatte der Unterzeichnete Eisen in Aussicht genommen; sie sind aber aus Kostenrücksichten in Holz hergestellt worden. Die Fronten sind mit Warthauer Sandstein verblendet, bei dem Flügel an der Schmeerstrafse sind graubraune Backsteine zur Flächenverblendung verwandt. Die Dächer haben Schieferdeckung; die Rinnen, die Abfallrohre, der Dachreiter und alle Dachspitzen sind aus Kupfer und Eisen gefertigt.

In seinen Formen lehnt sich das Gebäude an die in Halle vorhandenen hübschen Beispiele deutscher Frührenaissance an; die architektonischen Glieder und Ornamente sind zart behandelt, die Portale zeigen einspringende Leibungen, das Hauptportal eine reiche Renaissance-Umrahmung mit dem von Löwen gehaltenen Stadtwappen im Felde der Thorkrönung (Bl. 22). Das Hauptmotiv der Marktfront bilden darüber die großen Fenster des Sitzungssaales mit den zwischen ihnen unter Baldachinen aufgestellten vier Standbildern von Fürsten, die sich um die Entstehung und Entwicklung der Stadt Halle besondere Verdienste erworben haben.

Das Innere des Gebäudes hat in der Durchfahrt, im Haupttreppenhaus und in der Flurhalle vor dem Stadtverordneten-Sitzungssaale eine monumentale Durchbildung erfahren, indem hier der Werkstein der Fronten hereingezogen ist und zur Herstellung aller Structurtheile gedient hat. Die Wände sind mit Stuckputz überzogen und weiß gestrichen; hier

und da sind Ornamente frei in Stuck angetragen. Die zum Sitzungssaale führende Treppe ist in Monierbau ausgeführt und mit einem grauen, in der Farbe dem Sandsteine ähnlichen belgischen Marmor belegt. Es kam hier dem Architekten weniger auf die Erzielung eines eleganten, prunkenden Eindrucks als auf die Verwendung zweckmäßiger Baustoffe an. Der Sitzungssaal hat eine in Rabitzbauweise hergestellte elliptische Tonne mit seitlich einschneidenden Stichkappen erhalten. Zu der Holzvertäfelung der Wände und zu sämtlichen Sitzen ist americanisches Nufsbaumholz verwandt, das durch schwarz polirte Säulen, Knäufe usw. belebt ist. Im Sitzungssaale des Magistrats bestehen die Wand- und Deckentäfelung sowie die Möbel aus Eichenholz; die Deckenfelder sind farbig gehalten. In den Ausschufszimmern sind die Decke sowie die Thür- und Fensterbekleidungen ebenfalls reich in Eichenholz ausgeführt, während an Stelle der Wandvertäfelung eine Bespannung von grünem Stoff getreten ist.

Die Gastwirthschaft, der sogen. Rathskeller, der, wie erwähnt, wohl einzig in seiner Art, im Zwischengeschofs liegt, ist aus Sparsamkeitsrücksichten und auch aus Mangel an Zeit etwas stiefmütterlich behandelt worden. Immerhin sind die Decken reich genug in angetragenem Stuck durchgebildet. Auch hierbei, wie überhaupt bei sämtlichen Stuckornamenten im ganzen Gebäude, sind alte hallische Muster vorbildlich gewesen. Die Wände haben schlichte Eichenholzvertäfelung erhalten, die Flächen darüber harren noch der angemessenen Bemalung.

Das ganze Gebäude wird mit einer Niederdruck-Dampfheizung von Käuffer u. Co. in Mainz erwärmt. Der große Sitzungssaal wird mit Pulsion gelüftet, deren Antrieb elektrisch erfolgt. Auch die für das ganze Gebäude vorgesehene Beleuchtungsanlage ist elektrisch; ihre maschinelle Anlage (Deutzer Gasmotor) befindet sich mit den nöthigen Dynamos und einer Accumulatorenbatterie im Hause.

Die Gesamtkosten des Gebäudes betragen ausschließlich Möbeleinrichtung und Honorar des Architekten rund 780 000 *M*. Davon entfallen auf den sehr einfach ausgestatteten und niedrigeren Flügel an der Schmeerstrafse etwa 130 000 *M*, was auf das Quadratmeter bebauter Fläche 304 *M* und auf das Cubikmeter umbauten Raumes, vom Kellerfußboden bis Oberkante Hauptgesims gemessen, 17 *M* beträgt. Auf das Hauptgebäude am Markt entfallen rund 650 000 *M*, somit kostet hier das Quadratmeter bebauter Fläche 638 *M*, das Cubikmeter umbauten Raumes 29 Mark.

Emil Schreiterer.

Der Dom in Schleswig.

(Mit Abbildungen auf Blatt 25 bis 29 im Atlas.)

(Alle Rechte vorbehalten.)

Zu den ältesten und größten Baudenkmalen der deutschen Nordmark gehört der Dom in Schleswig. Schon im IX. Jahrhundert hatte der tiefe innere Drang, die Fürsten und Völker des Nordens für das Christenthum zu gewinnen, den Erzbischof Ansgar von Hamburg nach Dänemark geführt. Mit Unterstützung des Königs hat er in der Hafenstadt Schleswig an der Schlei schon vor 849 eine Gemeinde gebildet und eine Marien-

kirche (als hölzernes Bethaus) errichtet.¹⁾ Obschon sein Schüler und Nachfolger Rimbert später nochmals Schleswig besucht hat,²⁾ gedieh die Pflanzung nur schwach und scheint allmählich verkümmert zu sein. Erst ein Jahrhundert später gelang es den siegreichen Waffen Kaiser Ottos des Großen mit Unterstützung

1) *Vita S. Anskarii etc.* in den *Monum. Germ. SS. II*, 704.
2) *Vita Rimberti. Monum. Germ. SS. II*, 773.

des Erzbischofs Adaldag von Hamburg um 946/47 das Bisthum Aldenburg in Wagrien, an dessen Stelle später — 1163 — das Bisthum Lübeck trat, zu gründen. Einige Jahre darauf, doch ungewiss wann, weil die Stiftungsbriefe verloren gegangen sind, wurden noch drei Bisthümer gegründet: Schleswig an der Ostküste, Aarhuus im Lande und Ripen an der Westküste. Von ihnen wurde Schleswig das bedeutsamste und einflussreichste. Der erste Bau der Domkirche St. Peter unter Bischof Hored oder Harold war — wie wir aus sicher bezeugten Analogieen von Verden und Bremen schliessen dürfen — ein Holzbau, aber sehr viel gröfser als Ansgars kleine Missionscapelle. Er hat nicht lange gestanden, denn er wurde um 1036 durch einen Steinbau ersetzt, zu welchem König Kanut der Grofse die Kalksteine (Tuffe) aus England herüber geschickt haben soll.³⁾ Diese Thatsache ist bei der hohen Machtstellung dieses Fürsten, der über Dänemark und grofse Theile von England gebot und den Raubfahrten der Wikinger ein Ende gemacht hat, durchaus nicht unwahrscheinlich.

Von einer gröfseren Umgestaltung durch den lange regierenden Bischof Adalbero (1076 — 1135) wird sodann zum Jahre 1120 berichtet,⁴⁾ also zu einer Zeit, in der Schleswig bereits von Hamburg/Bremen abgelöst und dem Erzbisthume Lund in Schonen unterstellt war. Bei diesem Bau, von dem ansehnliche Reste noch vorhanden sind, wurde ebenfalls noch Tuff verwandt, aber daneben auch Kalkstein und Granit. Denn der rheinische Tuff, der, aus dem Brohlthale stammend, seit der Mitte des XI. Jahrhunderts in steigendem Mafse längs der ganzen Nordseeküste bis nach Jütland und darüber hinaus verfrachtet wurde, ist auch in Schleswig damals viel verbraucht worden, wie werthvolle Baureste (St. Johannes Kloster auf dem Holme und der Dom) noch bezeugen.⁵⁾

Wie der Grundrifs, Blatt 26, Abb. 2, in seinen ältesten Resten erkennen läfst, war der Dom eine romanische, im Quer- und Mittelschiffe flach gedeckte, in den Nebenschiffen vielleicht bereits überwölbte Pfeilerbasilika, deren Choranlage unbekannt ist. Reste der rechteckigen Granitpfeiler stecken noch jetzt in den kolossalen Pfeilern, auch Ansätze der alten Granitarcaden wurden bei der technisch-analytischen Untersuchung durch den Regierungs-Baumeister Ehrhardt freigelegt. Er hat auch er-

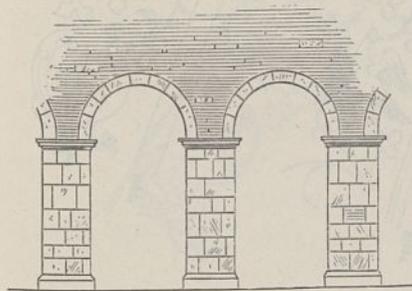


Abb. 1. System der Granitarcaden.

mittelt, dafs die mit sauber behauenen Basen und Kämpfern versehene Pfeiler in Mafsen und Formen mit den entsprechenden des Domes von Ripen genau übereinstimmen. Ihre Haut bilden gut gestockte Granitquadern mit feinen Fugen, das

3) Westphalen, *Monum. inedit. rer. Germanic. T. III, 266* und 320 in dem *Fragmentum historiae Slesvicensis*.

4) Westphalen a. a. O. T. III, 209 im *Cypraei Chronicon*.

5) Haupt, *Die Bau- und Kunstdenkmäler der Provinz Schleswig-Holstein*, Band II, 279 ff. J. P. Trap, *Statistik topographisch Beskrivelse af Hertugdømmet Slesvig*, Band II, S. 546 ff.

selbst befindlichen Peters-Portale wurden Granit und grobkörniger Kalkstein (von Bornholm) gemischt verwendet. Das Tympanon schmückt ein alterthümliches Flachrelief: Christus, thronend und von den Evangelistenzeichen umgeben, übergiebt Petrus den Schlüssel, während ein dänischer König — wahrscheinlich Niels — das Modell der Kirche ihm überreicht.⁶⁾

Dieser stattliche Tuff-Granitbau mufs in der ersten Hälfte des XIII. Jahrhunderts durch einen Brand so schwer gelitten haben, dafs man sich zu einem durchgreifenden und langwierigen Umbau entschlofs, der die vollständige Ueberwölbung bezweckte. Man bediente sich dabei auch des Backsteinbaues, den König Waldemar I. bald nach der Mitte des XII. Jahrhunderts eingeführt und dauernd gepflegt hatte. Zunächst wurde das Querschiff höher geführt und mit Hängekuppeln überwölbt. Vergl. den Querschnitt Blatt 28 Abb. 7, linke Hälfte. Von dem Aeufern sind namhafte Stücke: Eck- und Mittelsteinen, Bogenfriese, Sägeschichten und Fenster am Nordkreuz erhalten.⁷⁾ Die Ziegel sind im Mittel 0,28 lang, 0,13 breit und 0,085 dick; sie dienen innen wie aufsen zur Verblendung, während den Kern ein regelloses Füllwerk bildet. Die

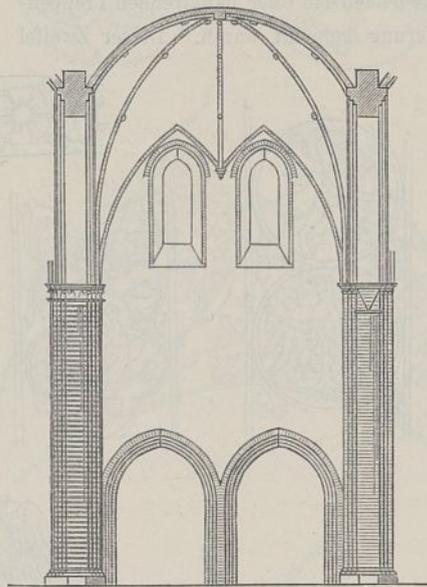


Abb. 2. System des Inneren.

Bogenleibungen der Rundbogenfenster sind geputzt, alle übrigen Flächen zeigen gefugten Rohbau, und Malereien schmücken die Kappen. Den Abschluss bildete der Umbau des alten Langhauses in den Formen des spätromanischen Uebergangsstiles nach dem gebundenen Systeme mit Haupt- und Zwischenpfeilern, gepaarten Oberfenstern und achtkappigen, hochragenden Kreuzgewölben auf der-

ben Rippen, der seinen Ursprung vom Niederrheine und Westfalen nicht verleugnet. Vgl. aufser dem Holzschnitte Abb. 2 noch Blatt 28 Abb. 8 (System des Mittelschiffes) mit Abb. 7 (Querschnitt nach Westen gesehen). Charakteristisch sind die bereits bündelförmig entwickelten Hauptpfeiler dadurch, dafs die östlichen, älteren noch trapezoidische Würfelcapitelle tragen und im Schaft gleichmäfsig gefärbt sind, während die jüngeren, westlichen schon Kämpfer mit Knospencapitellen besitzen und mit abwechselnden Schichten von grünglasirten Steinen aufgemauert sind. Um Platz für die Zwischenpfeiler zu gewinnen, brach man einzelne, aus dem Brande gerettete Pfeilerstumpfe ganz ab, während man andere, stehenbleibende mit Backsteinen ummantelte. Die verwandten Structur- wie Einzelformen weisen ebensowohl nach Sachsen und Westfalen wie nach Mecklenburg und der Mark Brandenburg hin. Die spitzbogigen Oberfenster waren nach innen und aufsen geschmiegt und hatten aufsen Rundstäbe erhalten; die Glasgefache lagen in einem Schlitze. Unter dem Hauptgesims zog sich ein vertiefter, glatt geputzter Fries

6) Abbildungen bei Haupt a. a. O. 288 und 289.

7) Desgl. 287.

hin. Das spitzbogige Westportal, welches 1888 beseitigt werden mußte, war abgestuft und in üblicher Weise mit Dreiviertelsäulen besetzt, deren Capitelle an ältere Bildungen in Holstein und Mecklenburg erinnerten. Darüber durchbrachen, wie in Jerichow, Diesdorf und anderen Orten, drei schlanke Spitzbogenfenster die Westfront, vor der zwei quadratische Westthürme

alten romanischen Chores (mit drei Apsiden?) treten lassen. Vergl. den Grundriß Blatt 26 Abb. 2. Er wurde als zwei-jochiger, dreischiffiger Hallenbau gestaltet, der an der Süd- und Nordseite von zwei quadratischen Treppenthürmen flankirt wird, während sein Mittelschiff in fünf Seiten des Achteckes schließt. Es ist dies ein durch seine guten Verhältnisse hervorragender

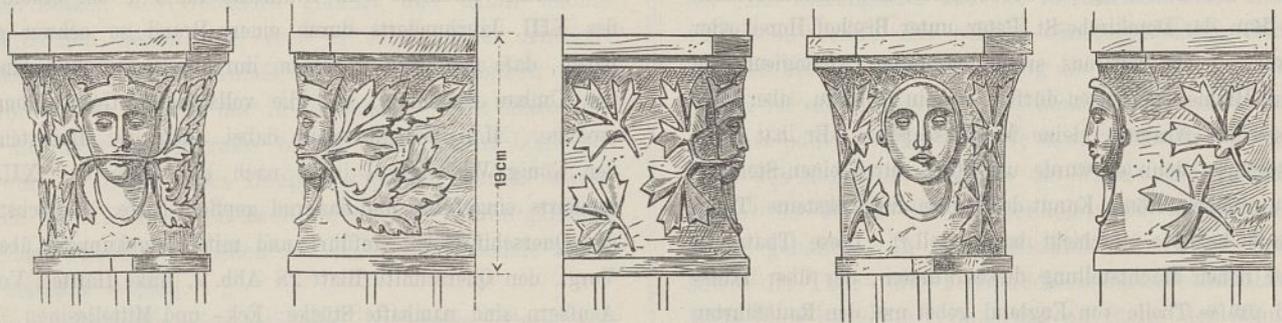


Abb. 3. Wandcapitelle.

lagen. Weil zum Jahre 1275 in dem *Chronicon Ericis Regis*⁸⁾ der Einsturz zweier Thürme gemeldet wird, so war es lange zweifelhaft, ob diese oder die beiden den Chor flankirenden Treppenthürme⁹⁾ in der Ueberlieferung gemeint waren. Dieser Zweifel wurde dadurch gelöst, daß bei der Gründung des neuen Domthurmes im Jahre 1889 vor der Westmauer große Fundamente in Form von Feldsteinpackungen, deren Zwischenräume man mit Erde und Backsteinbrocken ausgefüllt hatte, vorgefunden wurden, und diese

der Bauheil, obschon er mit großer Sparsamkeit durchgeführt ist. Rechteckige sowie polygonale, auf kräftigen Rippen ruhende Kreuzgewölbe bilden die Decke; die Fenster sind theils zwei-, theils dreitheilig gestaltet. Der Mauerkerne besteht auch hier aus recht-

eckig behauenen Tuffsteinen, während gut geformte und hart gebrannte Ziegel gleichen Formates, nämlich 28 cm lang, 13,5 cm breit und 9,4 cm dick, die Verblendung bilden. Das Innere blieb vorläufig in gefugtem Ziegelrohbau stehen, nur die Bogenleibungen und

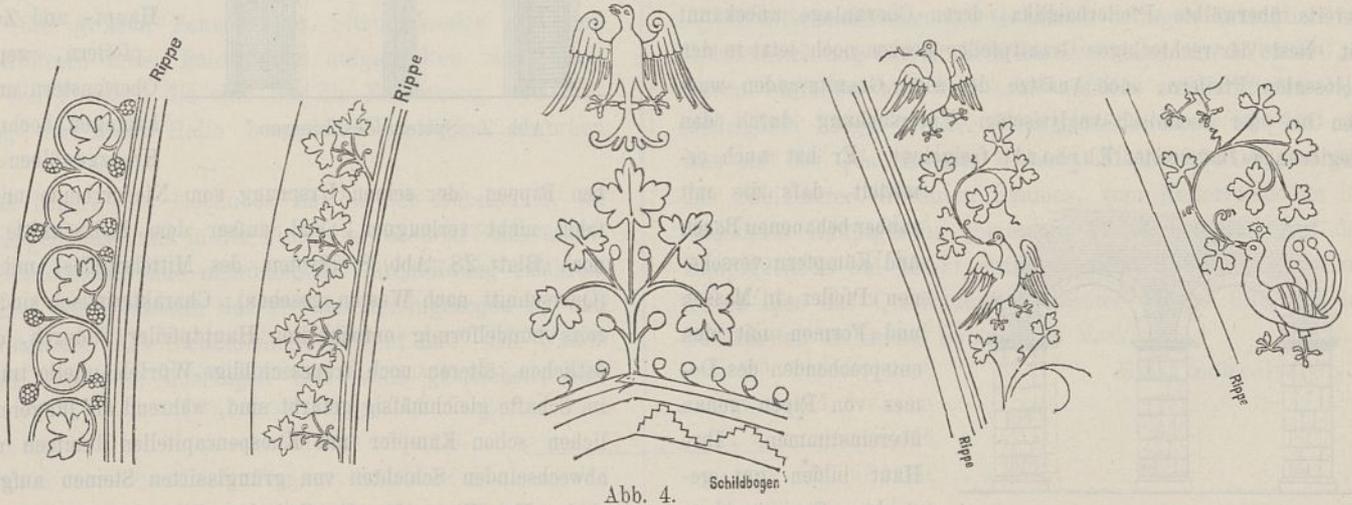
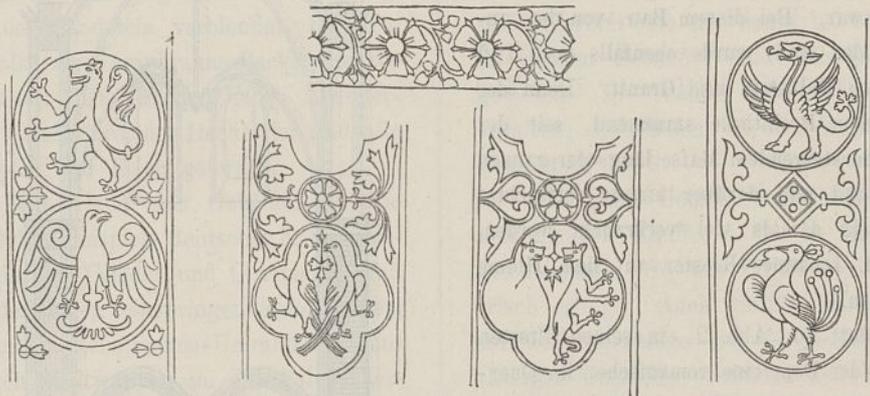


Abb. 4.

Brocken in Farbe und Form mit den Ziegeln der Uebergangstilperiode übereinstimmten. Die Westfront hatte ein Thurmpaar besessen.

Bald nach Vollendung der Westtheile und sicher vor 1300¹⁰⁾ hat man auch einen neuen gothischen Chor an die Stelle des

Kappen wurden geputzt. Vor der Südmauer des Polygonchores befindet sich ein dreijochiger, überwölbter Levitenplatz, der nach dem Innern durch drei Spitzbogenarcaden auf schlanken Säulen sich öffnet. Seine Hinterwand besitzt halb-achteckige Dienste, die aus lufttrockenem Thone geschnittene Capitelle frühgothischen Stiles tragen. Die fünf Holzschnitte Abb. 3 geben davon eine Vorstellung.

Indessen wurde diese schlichte Decorationsweise sehr bald durch eine großartige Ausmalung sowohl an den Gewölben als auch an den Wänden verdrängt. Zu diesem Zwecke wurden

8) Langebeck, *Scriptores rer. Danic. I*, 169. „Anno MCCLXXV duae turres Ecclesiae S. Petri in Sleswik corruerunt.“

9) Aehnlich wie am Chore von St. Germain des Prés in Paris.

10) Westphalen a. a. O. 292 wird zum Jahre 1263 gemeldet, daß man mit großen Kosten einen Bau bereits begonnen habe usw.

nicht nur die glatten Wände, sondern auch die Profilierungen mit einem feinen Putz überzogen, der, alle Fugen deckend, eine vollständige und reiche Färbung gestattet. Die wichtigsten hier vorgefundenen, zum Theil sehr anmuthig stilisirten Ornamente, die sich neben den Rippen, über den Schildbögen und auf den Kappen befinden, veranschaulichen die zehn Holzsnitte Abb. 4. Hier im südlichen Nebenchore hat sich auch noch das Bild des Bischofes Bertold erhalten, der am 23. December 1307 starb.

In wenig jüngerer Zeit — um den Anfang des XIV. Jahrhunderts — ist im Anschlusse an den Neubau des hohen Chores und der alten Sacristei nördlich vom Nordkreuzflügel längs der Nordseite des Langhauses der große gewölbte Kreuzgang in trapezförmiger Gestalt begonnen worden (vgl. den Grundriß Bl. 26), der seit alter Zeit „Schwahl“ heißt und sicher einst von den Wohn-, Schlaf- und Wirthschaftsgebäuden des Domcapitels umgeben war. Durch den Abbruch jener Dombautheile hat er stark gelitten, er hat sich — besonders an der Nordseite — nach aussen geneigt

leider jede geschichtliche Nachricht. Die Zeichnungen für die Holzsnitte Abb. 5, zwölf an der Zahl, die nur die decorative Malerei der älteren Bautheile — der Bau des Kreuzganges hat sich lange hingezogen — an den Wänden und Decken wiedergeben sollen, hat der Regierungs-Baumeister Ehrhardt geliefert, dem auch die Zeichnungen der Chormalerei und der übrigen Holzsnitte verdankt werden.

Nach dem Eintritte des XV. Jahrhunderts¹¹⁾ wurde wieder eine Umgestaltung vorgenommen, die, obwohl sie sich auf die Erweiterung des Langhauses beschränkte, der äußeren Erscheinung des Domes sehr geschadet hat. Das bis dahin basilicale Langhaus verwandelte man in eine Hallenkirche mit hohen Seitencapellen zwischen den nach innen gezogenen Strebepfeilern, indem man zunächst das südliche Seitenschiff mit hochbusigen Kreuzgewölben und zwei dreitheiligen Spitzbogenfenstern in jedem Joche aufbaute. Die niedrigen Zwischenpfeiler des Mittelschiffes verschwanden, während die Hauptpfeiler wieder ummantelt und durch rundbogige Arcaden verbunden wurden.

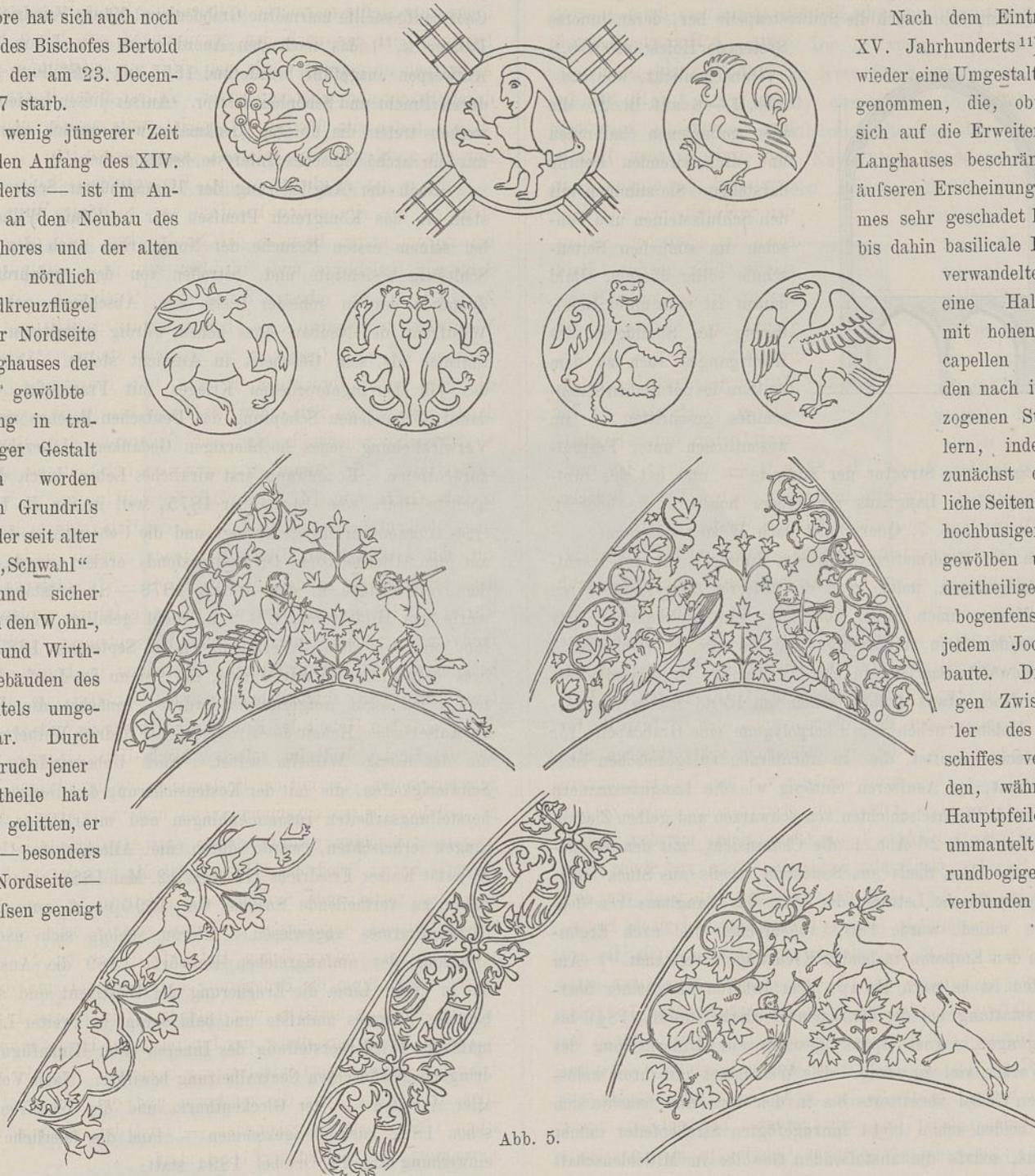


Abb. 5.

und ist durch den schon vor längerer Zeit erfolgten Zusatz schwerfälliger Strebepfeiler übel entstellt worden. Er verdient aber die sorgfältigste Erhaltung, nachdem an seinen Mauern und Gewölben durch den Baurath Hotzen 1884—1885 werthvolle, wenn auch nur in braunen Umrissen dargestellte figürliche Wandmalereien biblischen Inhaltes aufgedeckt worden sind, die für die Geschichte der Malerei in Norddeutschland eine hervorragende Bedeutung beanspruchen. Man darf diese auf älteren Vorbildern beruhenden Compositionen in den Anfang und bis zur Mitte des XIV. Jahrhunderts stellen, doch fehlt

(Vgl. das System des Längenschnittes durch das südliche Seitenschiff Blatt 28 Abb. 7 mit Abb. 8, dem Längensysteme des Mittelschiffes.) Die völlig glatten Außenmauern erhielten den damals sehr beliebten, aber bauerischen Schmuck von abwechselnd hellgelben und schwarzgrün glasirten Ziegeln in voller Höhe und kleinen Spitz-

11) Westphalen a. a. O. *Fragm. hist. Slesvicensis* T. III, 306. In dieser Stelle wird gesagt, daß die Kirche sehr baufällig gewesen sei — *ad aedificandam ecclesiam, quae collapsa et ruinosa erat*. Der damalige Propst Heinrich von dem Sehe hat, wie es scheint, die Oberleitung gehabt.

blenden nebst einem langen geputzten Blendstreifen oben unter dem Hauptgesimse. (Vgl. die Südseite Blatt 27.)

Nach zwei großen Bränden in den Jahren 1440 und 1447¹²⁾, deren schädliche und weitreichende Wirkungen bei der Untersuchung an den vielfach geplatzen und abgespellten Granitquadern im Aeufseren wie im Inneren erkannt werden konnten, hat die Wiederherstellung des Domes bis nach 1448 gedauert. Aus dieser Zeit rührt auch die Südwestcapelle her, deren inneres

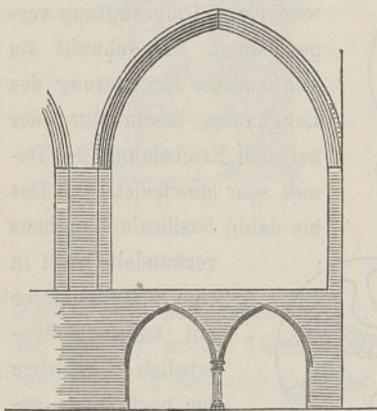


Abb. 6.

System der Holzschnitt Abb. 6 veranschaulicht, während Abb. 1—6 auf Bl. 28 die hier gefundenen halbbröhen und archaisirenden Details darstellen. Sie stimmen mit den Schlufssteinen und Consolen im südlichen Seitenschiffe völlig überein. Bald darauf ist man unter Beseitigung des Südfügels des Kreuzganges auch zu dem Aufbau des nördlichen Seitenschiffes geschritten — im

wesentlichen unter Festhaltung der gewählten Structur der Südseite — und hat das fünf-schiffig gewordene Langhaus mit einem hohen Dache bedeckt. (Vgl. Blatt 28 Abb. 7, Querschnitt nach Westen gesehen.)

Nach der Reformation erlitt das Innere nicht unbeträchtliche Veränderungen, indem man die äufseren Seitenschiffe durch niedrige Mauern nach innen abschlofs, um Grabkammern für den Landesadel darin einzurichten und die alte, am Nordkreuze belegene gewölbte Sacristei in eine zweitheilige Gruftcapelle verwandelte. Noch etwas früher, schon um 1500, hatten die Herzöge von Holstein neben dem Chorpolygone eine Grabcapelle für ihr Geschlecht gestiftet, die, in nüchternen spätgothischen Stilformen erbaut, im Aeufseren eintönig wie die Langhausmauern wiederkehrende Wechselschichten von schwarzen und gelben Ziegeln besitzt. (Vgl. Blatt 26 Abb. 1, die Choransicht, mit dem Grundrisse Abb. 2.) Der theils aus Sandstein, theils aus Stuck angefertigte spätgothische Lettner, der einst das Langhaus von dem Pfarrchore schied, wurde 1832 abgebrochen und nach Ergänzungen zu den Emporen in beiden Kreuzflügeln verwandt.¹³⁾ Am schlimmsten ist es nach Haupt dem Inneren und seiner herrlichen Ausstattung bei der dänischen Wiederherstellung 1846 bis 1847 ergangen. Auch später geschah zur Unterhaltung des großen Werkes viel zu wenig. Die Westmauer mit ihrem kolossalen rohen Giebel verwitterte bis in den Kern und bauchte sich trotz der beiden schon 1544 hinzugefügten Strebebögen immer stärker aus, sodafs die anstofsenden Gewölbe in Mitleidenschaft gezogen wurden und zuletzt in ihren Arcadenbögen unterzimmert werden mußten, um dem drohenden Einsturze vorzubeugen.

Trotz langjähriger Verwahrlosung im ganzen und mehrfacher Beraubung im einzelnen enthält der Dom noch heut eine große Anzahl steinerner Grabdenkmäler wie hölzerner bemalter Renaissance-Epitaphien, werthvolle Reste von Altären, Chorsthühlen und Sitzen, mehrere Messingkronen und Leuchter, ein reiches schmiedeeisernes Gitter vor dem hochbelegenen Chore usw.

12) Menken, *Script. rer. Germanic. T. III.*, 62.

13) Abbildungen bei Haupt nach Hotzens Aufnahme S. 303. Andere bei Trap a. a. O.

Der größte Schatz ist der mächtige und hochberühmte geschnitzte Flügelaltar des Hans Brüggemann, der, von 1514—1522 gefertigt, einst dem Nonnenkloster Bordesholm gehörte und seit 1666 den Domchor in unvergleichlicher Weise ziert. Ein zweiter werthvoller Besitz ist die reich und edel durchgebildete Renaissance-Kanzel von 1560, die leider bei der Umstellung 1847 schwer geschädigt worden ist. Unter den Grabdenkmälern ragt das im Chore aufgestellte marmorne Grabdenkmal König Friedrichs I. von Dänemark,¹⁴⁾ das nach den Anordnungen von Jakob Binck in Antwerpen ausgeführt wurde und 1555 zur Aufstellung gelangte, durch Pracht und Schönheit hervor. Aufser diesen beiden Prachtwerken treten die übrigen Denkmäler weit zurück oder können nur ein archäologisches Interesse beanspruchen.¹⁵⁾

Nach der Angliederung der Herzogthümer Schleswig-Holstein an das Königreich Preußen war es König Wilhelm, der bei seinem ersten Besuche der Nordmarken auch den Dom in Schleswig besichtigte und, betroffen von dem gefahrdrohenden Zustande der in rohester Weise zum Abschlusse gekommenen Westfront, den Neubau eines hohen, würdig gestalteten Glockenthurmes als sein Geschenk in Aussicht stellte. Aber infolge des jäh hereingebrochenen Krieges mit Frankreich und der damit verbundenen Schöpfung des Deutschen Reiches mußte die Verwirklichung jenes hochherzigen Gedankens Jahrzehnte lang zurücktreten. Er gewann erst wirkliches Leben durch die Allerhöchste Ordre vom 14. Januar 1875, weil in ihr die Erbauung eines Glockenthurmes genehmigt und die Uebernahme der Kosten auf den Allerhöchsten Dispositionsfonds erklärt wurde. Nachdem verschiedene in den Jahren 1878—81 entstandene Entwürfe von Hildebrand, Elis u. a. nicht gebilligt worden waren, fand eine von dem Unterzeichneten im September 1882 in Lübeck entworfene Entwurfsskizze, die sodann im Laufe des Winters 1882—83 aufgezeichnet wurde, zunächst die Billigung Sr. Kaiserlichen Hoheit des Kronprinzen Friedrich Wilhelm, sodann die des Königs Wilhelm selbst. Nach Ueberwindung weiterer Schwierigkeiten, die mit der Kostensicherung der übrigen Wiederherstellungsarbeiten zusammenhingen und mehrjährige Verhandlungen erheischten, wurde durch die Allerhöchste Ordre Sr. Majestät Kaiser Friedrichs III. vom 12. Mai 1888 eine auf fünf Jahre zu vertheilende Summe von 469 000 *M* zum Bau des Glockenthurmes angewiesen. Hieran schlofs sich nach Ausarbeitung der umfangreichen Entwürfe 1889 die Ausführung, die in erster Linie die Erneuerung der Westfront und den Neubau des Thurmes umfasste und bald darauf in zweiter Linie eine maßvolle Wiederherstellung des Inneren unter Hinzufügung einer dringend gewünschten Centralheizung bewirkte. Nach Vollendung aller Arbeiten — der Glockenthurm und die Westfront waren schon 1892 zustande gekommen — fand die feierliche Wiedererweihung am 25. October 1894 statt.

Der in der Mitte der Westfront aufgestellte Glockenthurm hat unten 14 m Quadratseite erhalten und steigt 112 m empor, sodafs er nur 1 m niedriger ist als Freiburgs Münster. (Vergl. den Grundriß Blatt 26 mit der Westfront Blatt 25 und dem Westportal-Blatte 29.) Sein Fuß ruht auf einer kolossalen, 2 m starken Betonplatte, das Fundament besteht aus gespaltenen Granit-

14) Abbildungen bei Haupt S. 307, Holzschnitt nebst 2 Lichtdrucken.

15) Den getrennt von der Kirche, nördlich vom Chore stehenden Glockenthurm, ein Unicum für Schleswig-Holstein, der aber nach Vollendung des neuen Thurmes fallen mußte, wird Herr Bauinspector Ehrhardt später veröffentlichen.

findlingen. Bis zu einer Höhe von 75 m ist der Thurm mit Backsteinen alten Formates von 28 cm Länge, 13,5 cm Breite und 9,4 cm Dicke aufgemauert. Darüber erhebt sich die mit Kupferwellblech gedeckte eiserne Spitze. Ein achteckiger Treppenthurm an der Nordseite vermittelt den Aufgang zu den Thurmhallen. Zwei der Hallen sind gewölbt, über der dritten ist der aus starken Eichenbalken gezimmerte Glockenstuhl aufgebaut. In ihm hängen vier Glocken, die den A-dur-Dreiklang hören lassen; im obersten Thurmgeschofs ist die Uhr untergebracht. Die Hintermauerungssteine sind in der nächsten Umgebung Schlesiens gebrannt, die Verblender und Formsteine wurden von Rasch in Oeynhausen, Röhrs in Hannover und Bienwald u. Rother in Liegnitz bezogen. Die Eisenstructur der Spitze hat das Werk von Lauchhammer, die Kupferbedeckung mit ihren Einzelheiten Söhlmann in Hannover geliefert. Einen besonderen Schmuck der unteren Thurmhalle bilden zwei Mosaikbilder — eins über der Aussenpforte und das zweite über der Innenpforte —, die aus Thon- und Glasstiften Odorico in Frankfurt a. M. angefertigt hat. Das äußere Bild stellt Christus als Weltenrichter vor, das innere den Herrn als Helfer und Tröster der Mühseligen und Beladenen.



Abb. 7. Domkirche in Schleswig im Jahre 1864.

Die abgerechneten Baukosten haben 477 090 *M* betragen, wie folgende Aufstellung ergibt:

Tit.	I. Erdarbeiten	5 044,17 <i>M</i>
„	IIa. Mauerarbeiten, Arbeitslohn	121 308,87 „
„	IIb. „ Materialien	203 832,34 „
„	III. Asphaltarbeiten	277,72 „
„	IV. Steinmetzarbeiten	11 357,08 „
„	V. Zimmerarbeiten	14 163,89 „
„	VI. Schmiede- und Eisenarbeiten	28 394,87 „
„	VII. Klempnerarbeiten	22 021,62 „
„	VIII. Tischlerarbeiten	} 3 993,30 „
„	IX. Schlosserarbeiten	
„	X. Anstreicherarbeiten	
„	XI. Glaserarbeiten	963,14 „
„	XII. Bauführungskosten	38 136,56 „
„	XIII. Insgemein	27 596,11 „

Der Wiederaufbau der drei ersten westlichen Joche hat 75 500 *M* und die Wiederherstellung des Inneren und Aeußeren 205 590 *M* gekostet. Dazu tritt noch eine Summe für den Abbruch der eben genannten Joche, Sicherungs- und Wiederherstellungsarbeiten am Kreuzgange und der Kirche, sodafs die Gesamtsumme 798 180 *M* beträgt.

Die Wiederherstellung des Aeußeren beschränkte sich nicht allein auf die Ausbesserung zahlreicher Schäden am Bauwerke, sondern sie griff besonders am Chore und an den Kreuzflügeln in den überlieferten Bestand bessernd und ergänzend so tief ein, dafs die Erscheinung sowohl an der Ost- wie Südseite wesentliche Aenderungen erfuhr. Zur besseren Anschauung diene die im Holzschnitt Abb. 7 wiedergegebene Ansicht aus Traps oben genanntem Werke, welche die von Südosten gesehene Kirche aus dem Jahre 1864 darstellt. Die im vorigen Jahrhundert verloren gegangenen Giebel der Kreuzflügel wurden nach neuen Entwürfen wieder aufgebaut, ebenso die Obergeschosse und Steinhelme der beiden Chorthürme, die nur bis zum Kranzgesimse reichten. Der mit Kupferblech beschlagene und mit einer derben welschen Haube gezierte, früher weiter östlich

stehende Dachreiter wurde über den Mittelpunkt der Vierung gerückt und in spätgothischen Stilformen umgebaut. (Vgl. Blatt 27, die Südseite.) Schliesslich erhielt auch die bisher mit einem grossen Schleppe-dach versehene herzogliche Grabcapelle an der Nordostecke ihr ursprüngliches vierseitiges Zelt-dach wieder. (Vgl. Bl. 26 Abb. 1, die Choransicht.)

Die Arbeiten im Innern umfassten sämtliche Bautheile

von den Gewölben bis zum Fußboden. Dabei handelte es sich in erster Linie um die durchgreifende Wiederherstellung der Gewölbe, Mauern und Pfeiler. In zweiter Linie stand die Beseitigung des die alten guten Formen entstellenden oder ganz bedeckenden Putzes und im Anschlusse daran die sorgfältige Ausbesserung oder Erneuerung des ursprünglichen Rohbaues im Lang- wie im Querhause und des Putzes in den drei Chören. Bei diesen Arbeiten fanden sich an den Schiffsgewölben spätgothische, die Rippen begleitende Ornamentmalereien, an den Querschiffsgewölben gleichfalls Musterungen aber romanischen Stiles, nebst Figuren, am Triumphbogen Darstellungen aus dem Leben Petri, in den Chören endlich frühgothische Malereien in großem Umfange, von denen oben einige besonders charakteristische Beispiele mitgetheilt sind. Alle diese Malereien sind von dem Maler Olbers aus Hannover sorgfältig ergänzt und erneuert worden. Das Gleiche gilt für die erwähnten Umrissmalereien des Schwahls.

Während dieser Ausführungen traten angesehene und für das Werk begeisterte Männer Schlesiens zusammen, um die Mittel für eine neue farbige Verglasung an Stelle der alten und vielfach geflickten aufzubringen. Dieser Anstofs weckte die Theilnahme in der Provinz in so hohem Mafse, dafs es möglich wurde, den ganzen Dom mit gemalten Fenstern zu versehen,

die von Freystadt, Braun, Henning und Andres in Hannover und von dem Königl. Institute für Glasmalerei in Charlottenburg angefertigt sind. Die drei großen zweitheiligen Fenster im Hauptchore, deren mittleres die Taufe Christi enthält, schenkte Ihre Majestät die Kaiserin ihrem heimathlichen Gotteshause. Im Schiffe hat die schleswig-holsteinsche Ritterschaft mit ihren Hauswappen sich ein dauerndes Denkmal gesetzt, während die Nebenchöre und das Querschiff Bilder aus der evangelischen Geschichte: die Geburt, die Kreuzigung und die Auferstehung Christi sowie die Ausgießung des heiligen Geistes erhalten haben. Endlich wurde die alte, schöne Orgel nach erfolgter Ergänzung und

Erneuerung auf der neuen, unterwölbten Empore im Westjoch des Langhauses wieder aufgestellt und der bisherige hölzerne liturgische Altar vor dem Chorgitter durch einen gemauerten Altar ersetzt.

Die praktische Ausführung lag einander folgend in den Händen der Kreis-Bauinspectoren Hotzen und Kirstein, während Reg.- und Baurath Beisner während des größten Theiles der sechsjährigen Bauzeit die Oberaufsicht führte. Mit der örtlichen Bauleitung vom Anfange bis zum Ende war der damalige Königl. Regierungs-Baumeister Ehrhardt betraut.

Berlin, Februar 1897.

F. Adler.

Verstärkung der eisernen Ueberbauten der Havelbrücke bei Rathenow.

(Mit Abbildungen auf Blatt 30 im Atlas.)

(Alle Rechte vorbehalten.)

Die in den Jahren 1868 bis 1871 erbaute Eisenbahn von Berlin nach Lehrte überschreitet ungefähr 2 km südwestlich von der Stadt Rathenow die Havel unter einem Winkel von 65° zum Stromstrich mittels einer festen Brücke von rund 176 m Länge und fünf Oeffnungen. Die senkrechte, lichte Entfernung zwischen den beiden Widerlagern und den vier Mittelpfeilern beträgt 29,0 m, während die eisernen, zweigleisigen Ueberbauten eine Stützweite von 33,894 m haben. (Text-Abb. 1.) Die Hauptträger eines jeden Ueberbaues haben von Mitte zu Mitte eine Entfernung von 8,212 m und sind als Schwedlerträger ausgebildet; die Höhe

spruchung um ein geringes über 600 kg/qcm hinausging. Dieser günstige Umstand hat seinen Grund darin, daß beim Bau der

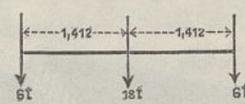


Abb. 2.

Brücke in der statischen Berechnung der Schwellenträger die Personenzug- Locomotive mit den in Text-Abb. 2 angegebenen Achsdrücken und Radständen zu Grunde gelegt worden war, während bei der behufs Verstärkung der Ueberbauten aufgestellten statischen Berechnung die Locomotivlasten der Text-Abb. 3 angenommen worden sind. Bei der letzteren Be-

rechnung betragen ferner die Knotenpunktlasten an dem Anschluß der Schwellenträger an die Querträger 17,3 t und diejenigen an den Knotenpunkten der Hauptträger 31,5 t, während bei der ersten statischen Berechnung diese Belastungen entsprechend mit 13,75 t und 21,4 t in Ansatz gebracht waren. Den früheren Berechnungen war bei den Hauptträgern eine gleichmäßig ver-

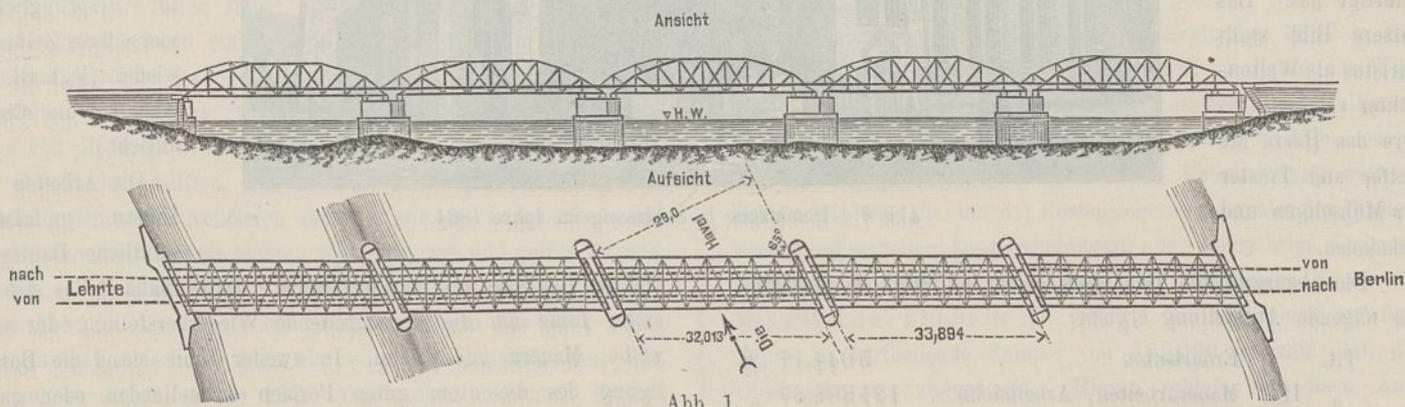


Abb. 1.

derselben in der Mitte beträgt zwischen den Mittellinien der Gurte 4,708 m und die Feldertheilung 3,776 m, sodafs jeder Träger neun gleich lange Felder enthält. Außer den beiden schrägen Endquerversteifungen sind neun gerade Querträger von 7,794 m Stützweite vorhanden, zwischen denen die vier als Gitterträger ausgebildeten Schwellenträger in 1,726 m Entfernung befestigt sind; auf diesen ruhen in 0,94 m mittlerer Entfernung die hölzernen Querschwellen, die die Schienen tragen.

Die Verstärkung dieser Ueberbauten stellte sich als nothwendig heraus, weil bei voller Belastung derselben durch Züge auf beiden Gleisen und unter Verwendung der neueren, schweren Locomotiven die Beanspruchung einzelner Constructionstheile fast die Elasticitätsgrenze erreichte. Nach den angestellten statischen Berechnungen ergab sich, daß die Querträger Beanspruchungen bis zu 1042 kg/qcm erlitten, während die Gurte und Streben der Hauptträger mit 1100 bis 1174 kg/qcm beansprucht wurden. Am günstigsten waren noch die in den Schwellenträgern auftretenden Spannungen, da nur in einigen Stäben die Bean-

rechnung betragen ferner die Knotenpunktlasten an dem Anschluß der Schwellenträger an die Querträger 17,3 t und diejenigen an den Knotenpunkten der Hauptträger 31,5 t, während bei der ersten statischen Berechnung diese Belastungen entsprechend mit 13,75 t und 21,4 t in Ansatz gebracht waren. Den früheren Berechnungen war bei den Hauptträgern eine gleichmäßig ver-

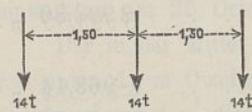


Abb. 3.

theilte Last von 5,67 t für 1 m Träger zu Grunde gelegt worden, während bei der neueren Berechnung für die beweglichen Lasten ein aus Einzellasten bestehender Lastenzug mit 14 t Locomotiv- und 12 t Tender-Achsdruck bei 1,5 m Radstand angenommen worden war.

Um vor der Verstärkung der Ueberbauten das Auftreten der oben angegebenen, großen Beanspruchungen zu vermeiden, wurde angeordnet, daß die Züge nicht gleichzeitig beide Gleise der Brücke befahren durften; auch wurde das Bremsen der Züge auf der Brücke untersagt. Bei dem starken Zugverkehr, der

Um vor der Verstärkung der Ueberbauten das Auftreten der oben angegebenen, großen Beanspruchungen zu vermeiden, wurde angeordnet, daß die Züge nicht gleichzeitig beide Gleise der Brücke befahren durften; auch wurde das Bremsen der Züge auf der Brücke untersagt. Bei dem starken Zugverkehr, der

auf der Strecke Berlin-Lehrte herrscht, konnten diese Anordnungen aber nicht auf längere Zeit durchgeführt werden, und es mußte daher zur Verstärkung der Ueberbauten geschritten werden.

Die Ausführung der Verstärkungsarbeiten für die Hauptträger hätte sich unter Aufrechterhaltung des zweigleisigen Betriebes ermöglichen lassen; dagegen wäre die Verstärkung der Querträger, die nur in den Zugpausen hätte bewirkt werden können, außerordentlich schwierig und zeitraubend gewesen. Da es mit Rücksicht auf die Interessen des Betriebes angezeigt erschien, die Arbeiten möglichst schnell auszuführen, so wurde während der Vornahme der Verstärkungsarbeiten der zweigleisige Betrieb zwischen den 8,48 km von einander entfernten Stationen Rathenow und Grofs-Wudicke aufgehoben und der eingleisige Betrieb auf dieser Strecke eingeführt; derselbe liefs sich ohne grofse Nachteile durchführen, da fahrplanmäfsig nur wenige Züge zwischen den genannten Stationen kreuzten. Zuerst wurde das südliche Gleis außer Betrieb gesetzt und mit der Verstärkung der südlichen Brückenhälfte begonnen; nach Fertigstellung derselben wurde der Betrieb auf das südliche Gleis verlegt und dann die nördliche Brückenhälfte verstärkt. Mit Rücksicht auf die Schifffahrt konnten nicht alle fünf Ueberbauten gleichzeitig verstärkt werden, sondern es mußte eine Oeffnung von Rüstungen frei gehalten werden, und der Ueberbau dieser Oeffnung konnte erst nach Fertigstellung der Arbeiten an den anderen Ueberbauten verstärkt werden.

Die Verstärkungsarbeiten am Obergurt und an den hieran anschließenden Pfosten und Streben erfolgte von festen, auf der Brücke aufgestellten Gerüsten, während dieselben für den Untergurt und für die Querconstructions von Hängegerüsten, die an diesen Brückentheilen angebracht waren, bewirkt wurden. Die Gerüste für den Obergurt mußten sich mit ihrer Arbeitsbühne, die 45 cm unter der Unterkante des Obergurtes angebracht war, naturgemäfs der Krümmung desselben anschließen. An jedem Pfosten des Hauptträgers wurde ein 130×130 mm starker Stiel aufgestellt, der auf dem wagerechten Knotenblech des Untergurtes stand; darauf ruhte ein 130×180 mm starker, wogerechter Balken, dessen überstehende Enden mit dem Stiele durch zwei 80×160 mm starke Streben mittels Schraubenbolzen verbunden waren und der seitlich durch hakenförmige Schraubenbolzen, die die Flanschen des I förmigen Pfostens des Hauptträgers umfaßten, befestigt wurde (Abb. 1 u. 2 Bl. 30). Ueber diese an jedem Pfosten angebrachten ∇ förmigen Gerüste von verschiedener Höhe wurden drei Längsbalken von 130×180 mm Stärke in Abständen von 1,20 bis 1,50 m gestreckt, auf welchen der 50 mm starke Bohlenbelag ruhte und an denen die beiderseitigen Geländer angebracht waren.

Um von allen Seiten bequem an den Untergurt, die Quer- und Schwellenträger, sowie an den Windverband gelangen zu können, wurden unter der zu verstärkenden Brückenhälfte Gerüste angebracht. Ueber zwei in besonders gestalteten Hängeeisen ruhenden, durchschnittlich 4,10 m entfernten Längsbalken von 210×180 mm Stärke wurden in 1,20 m mittlerem Abstände Querbalken von 180×140 mm Stärke gestreckt, auf denen der 50 mm starke Bohlenbelag befestigt war. Diese Arbeitsbühne (Abb. 3 Bl. 30), die mit der Belagoberkante durchschnittlich 60 cm unter der Unterkante der Querträger lag, ragte um 1,50 m über die Mitte des Untergurtes hinaus und trug an dieser Seite ein Schutzgeländer nebst Schutzblech. Die an den

Untergurten des Hauptträgers und der Querträger befestigten Hängeeisen waren verschieden gestaltet. Die an dem Untergurt des Hauptträgers angebrachten Hängeeisen bestanden aus einem Rahmen von zwei wagerechten Winkeleisen von $60 \times 60 \times 8$ mm Stärke und 1,10 m Länge und von zwei senkrechten, 1,0 m von einander entfernten Flacheisen von 50×10 mm Stärke, die durch Schraubenbolzen mit einander verbunden waren. Das obere Winkeleisen ruhte auf dem $+-+$ förmigen Querschnitte des Untergurtes, während auf dem unteren Winkeleisen die Längsbalken des Gerüstes lagerten. Bei den an dem Untergurt der Querträger anzubringenden Hängeeisen war statt des oberen Winkeleisens an jedem senkrechten Flacheisen ein aus zwei Theilen bestehender Bügel aus Rundeisen von 25 mm Durchmesser mittels zweier Schraubenbolzen befestigt, welcher den Untergurt umfaßte (Abb. 3 Bl. 30).

Bei den Schwellenträgern von 3,766 m Stützweite, Text-Abb. 4, wurde eine Verstärkung der einzelnen Stäbe nicht für erforderlich erachtet, da die Beanspruchungen derselben nicht über 630 kg/qcm hinausgingen; dagegen wurden die mittleren Gitterstäbe, die nur mit einem Niete

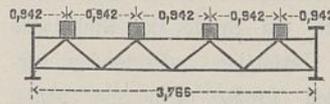


Abb. 4.

an die Knotenbleche angeschlossen waren, mittels neuer beiderseitiger Knotenbleche durch zwei Niete befestigt. Mit Rücksicht auf die grofse Entfernung der Schwellen wurden auf der Brücke statt der alten Schienen, Querschnitt 6 f, solche von dem stärkeren Querschnitt 8 a aufgebracht.

Die als Blechträger ausgebildeten Querträger wurden durch Aufbringen von Platten auf die Gurte verstärkt, und zwar wurde bei den sieben mittleren Querträgern die Verstärkung jedes Gurtes durch zwei Platten von je 285 mm Breite und 13 und 10 mm Stärke bewirkt, während bei den beiden äußeren Querträgern im Obergurt die Aufbringung von zwei Platten von 265 bzw. 244 mm Breite, im Untergurt nur die Anbringung einer Platte von 265 mm Breite erforderlich wurde. Diese Platten wurden in der Mitte der Querträger gestoßen und die Stöße durch Laschen gedeckt. Die vorhandenen Gurtplatten wurden an den Enden der Querträger um kurze, neue Platten von den Abmessungen der alten Platten verlängert und die entstehenden Stöße durch Verlängerung der neuen Gurtplatten gedeckt (Abb. 4 Bl. 30). Der Arbeitsvorgang zur Aufbringung der Gurtplatten gestaltete sich folgendermaßen. Die neu aufzubringenden Platten wurden genau zugerichtet und der senkrechten Niettheilung der Querträger entsprechend gelocht; an den Enden der Querträger, wo keine alten Gurtplatten vorhanden waren, wurden die erforderlichen Nietlöcher in die Winkeleisen gebohrt. Nach Ausführung dieser Arbeiten wurden in den über eine Stunde dauernden Pausen, während die Brücke nicht von Zügen befahren wurde, an einem Gurt der Querträger die Köpfe der senkrechten Niete, und zwar am Obergurt die oberen, am Untergurt die unteren Köpfe, abgeschlagen; hierauf erfolgte die Ausstoßung des vierten Theiles der Nietschäfte und der Anstrich der wagerechten, alten Gurtflächen, auf welche die neuen Platten zu liegen kamen, mit Siderosthenfarbe. Nachdem dann die neuen Gurtplatten aufgepaßt und durch Einziehen von Schraubenbolzen in die offenen Nietlöcher mit dem alten Gurt verbunden worden waren, wurden allmählich die übrigen alten Nietschäfte ausgestoßen und sofort neue Niete eingezogen. Sobald diese Niete sämtlich geschlagen worden waren, wurden die

Schraubenbolzen entfernt und gleichfalls durch Niete ersetzt. Zu dieser gesamten Arbeit waren an jedem Gurt eines halben Querträgers acht bis zehn Leute erforderlich, und es dauerte die Arbeit bis zum Einziehen der ersten Niete durchschnittlich $\frac{3}{4}$ Stunden, sodafs nach Verlauf der 1 bis $1\frac{1}{4}$ stündigen Zugpausen ein Theil der Niete schon wieder geschlagen war.

Die Hauptträger erforderten eine Verstärkung der Gurte und der Streben, sowie eine theilweise Verstärkung der Pfosten. Der \square -förmige Obergurt wurde durch Aufbringen von vier Winkeleisen an den Aufsenseiten des Querschnittes verstärkt, sowie durch zwei Stehbleche, die zwischen den senkrechten, vorhandenen Stehblechen und den inneren Gurtwinkeln eingeschoben wurden, wodurch die für den Anstrich schwer zugänglichen offenen Stellen ausgefüllt wurden (Abb. 4 u. 5 Bl. 30). Das neue Stehblech von 13 mm Stärke ist aus zwei Theilen zusammengesetzt, um diese leichter einschieben und gleichzeitig mit den ausen anzubringenden Winkeleisen vernieten zu können, nachdem die alten Niete nebst Futterringen beseitigt waren. Die Abmessungen der Winkeleisen und die Breite der Stehbleche sind infolge der in den einzelnen Gurtstäben auftretenden verschiedenen Spannungen verschieden groß. Um die neuen Winkeleisen an den Knotenpunkten aufbringen zu können und um daselbst den Verband nicht zu lockern, wurden vor dem Auflegen der Winkeleisen in jeder Gurthälfte am Knotenpunkte die mit \odot bezeichneten Niete herausgeschlagen und durch solche mit versenkten Köpfen ersetzt; dann wurden die übrigen Niete beseitigt, die neuen Winkeleisen und die Stehbleche, sowie die Decklaschen aufgebracht und vernietet, die Niete mit versenkten Köpfen entfernt und durch neue Niete ersetzt. Zur Deckung der Stöße der neuen Stehbleche, die stumpf bis an die alten Knotenbleche stossen, wurden innen Laschen aufgelegt, welche beide Stöße an jedem Knotenpunkte decken. Die Stöße der Winkeleisen sind nicht durch Winkeleisen, sondern durch Laschen von verschiedener Breite und Stärke gedeckt. An dem Knotenpunkte 0 über dem Auflager konnten die neuen Winkeleisen nur an der Aufsenseite des Gurtes bis zur Lagerplatte angebracht werden, während dieselben an der Innenseite wegen des Anschlusses der Querträger nur bis zum oberen Rande des Knotenbleches geführt werden konnten. Die Stofsdeckung daselbst ist mittels zweier Winkeleisen von $150 \times 150 \times 14$ mm Abmessung erfolgt, die gleichzeitig mit zum Anschluß der neuen Stehbleche dienen.

Der aus zwei kreuzförmigen Theilen bestehende Untergurt ist durch Einschieben von senkrechten und wagerechten Platten von verschiedenen Abmessungen in die Lücken zwischen den alten Winkelschenkeln verstärkt worden; hierdurch wurden die für die Erneuerung des Anstriches schwer zugänglichen Stellen gleichfalls beseitigt. In denjenigen Feldern, in welchen die mittelste wagerechte Platte ganz durchgeht, sind zum Abfluß des Regen- und Schneewassers längliche Löcher in diese Platten gebohrt. Die senkrechten und die inneren wagerechten Platten sind stumpf gegen die alten Knotenbleche gestossen; damit die äußeren wagerechten Platten an den Knotenpunkten durchgehen konnten, wurden die daselbst befindlichen alten Zwischenlaschen beseitigt. Die Stöße der sämtlichen, in ihrer Breite verschiedenen Platten sind dicht bei den Knotenpunkten angeordnet, ihre Deckung erfolgt durch Laschenbleche. Die nach den Querconstructionen zu gelegenen, wagerechten Platten stossen gegen die Knotenbleche des Windverbandes, die mit Rücksicht auf die

Aenderung desselben und behufs Unterbringung der erforderlichen Nietzahl vergrößert und erneuert worden sind. Nach Zurichtung und Lochung der einzelnen Platten wurden zuerst die mittleren wagerechten Platten an ihre Stelle eingeschoben und vernietet; alsdann wurden die aus einem Stück bestehenden senkrechten Platten wegen der Abschrägung der Knotenbleche von unten und nach oben eingeschoben und nach Aufbringung der Decklaschen vernietet; hierauf wurden die übrigen wagerechten Laschen nebst den Decklaschen eingeschoben und befestigt. Behufs Aufbringung der Decklaschen wurde hinsichtlich der Befestigung in gleicher Weise wie an den Knotenpunkten des Obergurtes verfahren. Zur besseren Verbindung des Obergurtes mit dem Untergurte am Knotenpunkte 0 sind daselbst noch senkrechte Laschen mit Futterstücken befestigt. Da die Knotenbleche am Knotenpunkte 0 eine Stärke von 26,15 mm, am Knotenpunkt II dagegen eine solche von 13,08 mm haben, so mußten die in dieses Gurtstück einzuschiebenden senkrechten Platten eine diesen Mafsen entsprechende keilförmige Form erhalten (Abb. 5 Bl. 30).

Die Verstärkung der Pfosten war nur bei den Pfosten III/IV und V/VI erforderlich und geschah durch Aufbringen von 163 bzw. 216 mm breiten und 13 mm starken Blechen auf die Aufsenseiten der \square förmigen Pfosten; die Bleche wurden stumpf gegen die Knotenbleche der Gurtknotenpunkte bzw. gegen die Anschlußwinkel der Querträger gestossen und die Stöße daselbst durch Laschen von gleichen Abmessungen bzw. durch Winkeleisen gedeckt. Die Aufbringung der Laschen geschah in gleicher Weise mittels Nieten mit versenkten Köpfen wie bei den Knotenpunkten des Ober- und Untergurtes. Am Obergurt waren die Pfosten nur an den Knotenblechen befestigt; um an diesen Stellen einen kräftigeren und festeren Anschluß zu erzielen, wurden die Pfosten mittels eines senkrechten Knotenbleches und zweier Winkeleisen bis zur Gurtmitte verlängert und daselbst mittels eines wagerechten Winkeleisens befestigt. (Abb. 4 Bl. 30.) Der Anschluß des Pfostens I/II, welcher am Untergurt nicht genügend stark war, wurde mittels zweier Winkeleisen nebst Futterblechen vergrößert. Zur besseren Aussteifung der Pfosten mit den Querträgern wurden die durch die schrägen Winkeleisen gebildeten offenen Dreiecksflächen durch entsprechende Eckbleche, die an den Pfosten und den Querträgern durch Winkeleisen befestigt wurden, ausgefüllt; außerdem wurde an den Stellen der Pfosten, wo die schrägen Winkel der Eckaussteifung befestigt sind, eine Verstärkung derselben durch Anbringung zweier Bleche nebst Futterstücken bewirkt.

Die aus doppelten Flacheisen gebildeten Streben, die im zweiten bis vierten Felde Druckspannungen erleiden, sind in diesen Feldern mittels innen aufgelegter Winkeleisen, die Streben im fünften Felde durch innen angebrachte Bleche verstärkt worden. Um den Anschluß an die Knotenbleche bewirken zu können, wurden nur die in der Ebene der Streben liegenden Schenkel der Verstärkungswinkel bis an die Knotenbleche geführt, während die anderen Schenkel am Stofs mit den neu anzubringenden Knotenblechen abgeschnitten wurden; die letzteren wurden auf den alten Knotenblechen und zum Theil auch an den Gurten befestigt. An den Enden und in der Mitte der Streben sind die abstehenden Schenkel der Winkeleisen noch durch doppelte, aufgelegte Laschen verbunden. Die im mittleren Felde aufgelegten Bleche sind in gleicher Weise mittels neuer Knotenbleche an den alten Knotenblechen befestigt.

Zur Befestigung der neuen Knotenbleche mußte, wie bei den Knotenpunkten der Gurte, ein Theil der Anschlußniete entfernt und durch Niete mit einseitig versenktem Kopfe ersetzt werden, welche später wieder ausgebohrt und durch neue Niete ergänzt wurden. Die im vierten Felde befindliche Gegenstrebe ist in Wegfall gekommen, da die Hauptstrebe knicksicher gemacht worden ist.

Um bei dem Windverband nicht beide Scharen der aus Flacheisen bestehenden Windstreben verstärken zu müssen, ist die eine Schar durch T-Eisen, N. P. 16/18 und 14/7, ersetzt worden; die Befestigung am Untergurte erfolgte mittels neu angebrachter Knotenbleche.

Bei den beweglichen Lagern war die Anzahl der Pendel zur Uebertragung des größeren Druckes auf Grund der statischen Berechnung ausreichend. Dieselben hatten jedoch den Uebelstand, daß sie zur Sicherung gegen ungleichmäßige Verschiebungen nur von einem Rahmen, in der Mitte der Pendel, umfaßt wurden, infolge dessen auch die Pendel sämtlicher Lager ihre parallele Lage zu einander nicht beibehalten hatten, sondern mehr oder weniger schräg gegen einander standen. Zur Beseitigung dieses Uebelstandes wurde der alte Rahmen mittels neuer Zapfen auf $\frac{1}{4}$ von oben, und in gleicher Höhe von unten ein neuer Rahmen angebracht. Behufs Verhinderung des Eindringens von Schmutz, Staub und Regen wurden die sämtlichen Pendellager mit Blechkästen mit verschließbaren Thüren umgeben.

Mit Rücksicht auf die Verkehrserschwernisse, infolge des erforderlichen eingeleisigen Betriebes auf der Strecke Rathenow — Grofs-Wudicke, war seitens der Verwaltung großer Werth darauf gelegt worden, daß die Verstärkungsarbeiten in möglichst kurzer Zeit ausgeführt wurden. In dem Verdingungshefte war dieser Umstand besonders hervorgehoben und die Angabe der Dauer der Arbeiten dem Unternehmer selbst überlassen worden. Da bei der erfolgten engeren Ausschreibung ein Unternehmer sich zur Herstellung der Arbeiten innerhalb vier Monate verpflichtete, während die übrigen Unternehmer fünf Monate hierzu beanspruchten, so wurde diesem Unternehmer mit Rücksicht auf die geringere Zeitdauer und den nur wenig höheren Preis dem niedrigsten Angebot gegenüber der Zuschlag erteilt. Die festgesetzte viermonatliche Vollendungsfrist der Arbeiten wurde jedoch nicht eingehalten, sondern sogar noch um vier Monate überschritten. Der Grund dieser bedeutenden Ueberschreitung war jedoch nicht in den Leistungen des Unternehmers zu suchen, sondern in der nicht vorauszu sehenden, außerordentlich erschwerenden Arbeit der Verstärkung der Gurte. Während die Verstärkung der Querträger, der Pfosten und Streben der Hauptträger infolge der nur von außen aufzubringenden Eisentheile keine Schwierigkeiten bot, war diejenige der Gurte, wo die einzelnen Platten zwischen die alten Constructionstheile eingeschoben werden mußten, eine sehr zeitraubende und für den Unternehmer theuere Arbeit. Durch das 25 Jahre lange Befahren der Brücke mit immer schwerer werdenden Lasten waren nicht nur senkrechte Durchbiegungen der einzelnen Gurttheile, sondern auch seitliche Ausbiegungen eingetreten, sodaß die einzuschiebenden senkrechten und wagerechten Platten sich nur mit großer Mühe zwischen die nicht mehr denselben Abstand aufweisenden Winkeleisen und Platten einbringen ließen. Es kam öfter vor, daß Platten, die sich nicht von der einen Seite einschieben ließen, mit großer Mühe wieder herausgezogen und von einer anderen Seite eingeschoben werden mußten. Für die Verzögerung

der Arbeiten kam weiter in Betracht, daß beim Bau der Brücke die fünf Ueberbauten nicht in allen Einzelheiten durchgängig gleichmäßig hergestellt worden waren, sodaß die nach einer Schablone eines Ueberbaues hergestellten Verstärkungstheile bei den anderen Ueberbauten nicht vollständig paßten und ein Nacharbeiten auf der Baustelle erfolgen mußte. Außerdem fiel die verlängerte Ausführung der Arbeiten in die Monate November bis März, in denen die Arbeitszeit eine nur kurze war und die ungünstige Witterung ein schnelles Fortschreiten der Arbeiten beeinträchtigte. Seitens des Unternehmers, welcher durchschnittlich 90 Schlosser und Arbeiter beschäftigte, war alles aufgebieten worden, um die Arbeiten in möglichst kurzer Frist zu vollenden.

Mit Rücksicht auf die entstandenen Schwierigkeiten dürfte es sich daher bei Verstärkung von Ueberbauten mit ähnlichen Gurtquerschnitten empfehlen, die anzubringenden Verstärkungstheile so anzuordnen, daß dieselben nur von außen auf die vorhandenen Constructionstheile aufgebracht werden, daß aber jedes Einschieben von Platten zwischen diese Theile vermieden wird. Der Vortheil der Beseitigung der offenen Zwischenräume, der im vorliegenden Falle für die Anordnung der Verstärkung mit maßgebend gewesen war, geht dabei aber verloren.

Die Kosten für die Herstellung der Verstärkungsarbeiten, sowie diejenigen der sonstigen erforderlichen anderen Arbeiten ergeben sich aus nachfolgender Zusammenstellung.

- | | |
|---|-------------|
| 1) 231 175,47 kg Flußeisen frei Baustelle angeliefert und angebracht, einschließlichs aller Nebenarbeiten, Vorhalten sämtlicher Geräte und Rüstungen sowie der Werkzeuge, und Herstellung eines dreimaligen Oelfarbenanstriches, für 1000 kg je 290 M . | 67 040,89 M |
| 2) 48 880 Stück Niete von 16 bis 26 mm Durchmesser neu geschlagen, die Nietlöcher theilweise neu gebohrt, einschließlichs Vorhalten sämtlicher Geräte und Werkzeuge usw. für 100 Stück 50 M | 24 440,00 „ |
| 3) 22 000 Stück alte Niete von 20 bis 26 mm Durchmesser herausgeschlagen und nach Anpassen der neuen Eisentheile neu geschlagen, im übrigen wie unter Nr. 2, für 100 Stück 40 M | 8 800,00 „ |
| 4) 2300 Stück alte Niete von 20 bis 26 mm Durchmesser herausgeschlagen und durch solche mit ein- oder beiderseitig versenktem Kopfe ersetzt, im übrigen wie unter Nr. 2, für 100 Stück 80 M | 1 840,00 „ |
| 5) 780 Stück Niete an den Hauptauflagern herausgeschlagen und durch solche mit beiderseits versenkten Köpfen ersetzt, im übrigen wie unter Nr. 2, für 100 Stück 100 M . | 780,00 „ |
| 6) 170 Stück Niete von 20 mm Durchmesser herausgeschlagen, die Löcher weiter gebohrt und Niete von 26 mm Durchmesser eingesetzt, im übrigen wie unter Nr. 2, für 100 Stück 60 M | 102,00 „ |
| 7) 150 Stück Wasserlöcher zum Abfluß des Wassers in den Untergurten hergestellt, für 1 Stück 0,80 M | 120,00 „ |

Seitenbetrag 103 122,89 M

Seitenbetrag 103 122,89 *M*

- 8) 10 Stück bewegliche Lager mit einem zweiten neuen Rahmen versehen, hierzu je 32 Löcher für die Stehbolzen der beiden Rahmen gebohrt, die 8 Pendel eines jeden Lagers senkrecht gestellt, die Lager gereinigt und die Schutzkästen angebracht, für 1 Stück als Zulage zu Nr. 1 40 *M* 400,00 „
 - 9) Für unvorhergesehene Arbeiten, wie Abstemmen von Eisentheilen behufs Einziehen von Nieten, Einziehen von Stiftschrauben anstatt von Nieten mit versenkten Köpfen, für Kröpfungen von Blechen, Losnieten von Querträgern behufs Anbringung von wagenrechten Platten für den Windverband usw. 2726,89 „
 - 10) Für die Anlage von Sicherungs- und Stellwerks-Einrichtungen auf den Bahnhöfen Rathenow und Groß-Wudicke während des eingleisigen Betriebes und zur weiteren Benutzung derselben beim zweigleisigen Betriebe 4691,00 „
 - 11) Für Besoldungen und Löhne beim Beseitigen des Oberbaues, des Bohlenbelages, sowie Wiederaufbringen derselben, für Aufsicht auf der Baustelle 4833,28 „
 - 12) Für Frachten, Reisekosten, Drucksachen und sonstige Ausgaben 3343,83 „
- zusammen 119 117,89 *M*

Das verwandte Material vertheilte sich auf die einzelnen Constructionstheile eines Ueberbaues wie folgt:

Constructionstheil	Eisenmenge kg	Stück Niete zu				
		Nr. 2	Nr. 3	Nr. 4	Nr. 5	Nr. 6
Obergurt	6200,00	2196	984	—	32	—
Untergurt	6393,00	2478	728	—	124	—
Pfosten	15100,00	1296	388	—	—	—
Streben	3043,094	1968	344	—	—	—
Querträger	9400,00	868	1836	—	—	34
Schwellenträger . .	1450,00	244	440	—	—	—
Windverband und Lager }	4649,00	726	140	—	—	—
zusammen	46 235,094	9776	4860	—	156	34
Hiervon ab: von Nr. 3 zu Nr. 4	—	—	460	460	—	—
giebt	46 235,094	9776	4400	460	156	34
mithin f. 5 Ueberbauten	231 175,47	48880	22000	2300	780	170

Magdeburg, im October 1896.

Teichgräber, Regierungs-Baumeister.

Schwellenabstand und Bettungsstoff im Eisenbahngleise.

(Mit Abbildungen auf Blatt 31 und 32 im Atlas.)

(Alle Rechte vorbehalten.)

I. Der Einfluss des Schwellenabstandes auf die feste Lage des Gleises und die Unterhaltungskosten.

Im Anschluss an die auf Seite 79 u. f. des vorigen Jahrgangs dieser Zeitschrift beschriebenen Versuche sind auch über den Einfluss des Schwellenabstandes Untersuchungen mit den beiden in Wettstreit gestellten Schwellenformen, nämlich der vollkoffrigen Schwelle Nr. 51 der preussischen Staatsbahn und der Schwelle mit Mittelrippe, angestellt worden, und zwar mit ersterer Form bei Schwellenabständen von 0,75 m und 0,55 m und mit letzterer außerdem noch mit dem nur bei ihr möglichen, sehr geringen Abstände von 0,36 m. Die Ausführung der Versuche geschah im übrigen genau in der früheren Weise und unter Verwendung von gesiebttem Kies, sowie mit einer jedesmaligen Stopfhöhe von 3 cm. Hierbei möge bemerkt werden, dass die vollkoffrige Schwelle beim Stopfen ebenfalls seitlich festgelegt wurde, wie es auf Seite 91 des vorjährigen Aufsatzes bei der Schwelle mit Mittelrippe angegeben ist. Der engere Schwellenabstand wurde bei den folgenden Versuchen erreicht, indem der Versuchskasten beiderseits durch Einsetzen von Holzstücken auf das Mafs von 0,75 m, 0,55 m und 0,36 m verkürzt wurde. Die Belastungen und die Hubverhältnisse waren dieselben wie früher, auch wurde durch häufigeres Benetzen mit Wasser der Einfluss der atmosphärischen Niederschläge wiedergegeben. Die Ablesungen der Senkungen wurden wie in früherer Weise an der Theilung und die Anzahl der Belastungen mittels des Umdrehungszählers bewirkt. Die abgelesenen Werthe sind in den

Tabellen Nr. 1—6 S. 231 u. f. zusammengestellt und danach die Senkungslinien auf Blatt 31 u. 32 entworfen.

I. Die vollkoffrige Schwelle Nr. 51 der preussischen Staatsbahn.

a) Schwelle mit 0,75 m Schwellenabstand. Abb. 1 Bl. 31 u. 32 zeigt die Senkungslinien der vollkoffrigen Schwelle bei 0,75 m Abstand. Man erkennt bei deren Betrachtung sofort, dass ihre Eigenthümlichkeiten mit denen der Schwelle bei 0,95 m Abstand, welche früher beschrieben wurde, im wesentlichen übereinstimmen und dass sie sich nur dadurch unterscheiden, dass der Beharrungszustand, d. h. die als stetig anzusehende feste Lagerung der Schwelle hier viel früher eintritt.

Die ersten vier Senkungslinien Abb. 1 Bl. 31 u. 32 fallen zwar auch noch rasch ab, doch bei der V. und VI. tritt schon in den untersten 4 mm (zwischen 26 und 30 mm) eine etwas festere Lage ein, die sich bis zur IX. Stopfung ziemlich rasch auf 213 161 Belastungen erhebt und nach der XI. Stopfung mit 260 700 Belastungen ihren größten Werth erreicht. Der Beharrungszustand ist somit viel früher erreicht, als bei der Schwellenlage mit 0,95 m Abstand (vgl. Zusammenstellung Nr. 3, Seite 94, Jahrg. 96). Es mufs hierbei auf einen Fehler in der Zusammenstellung Nr. 3 der vorigen Arbeit hingewiesen werden, indem die letzte Zahl der XIX. Stopfung nicht 424 932, sondern 324 932 heifsen mufs. Die Vergleichung der beiden Senkungslinien zeigt ferner, dass der Verlust an Stopfhöhe, d. h. dasjenige Mafs, um welches die Schwelle nach dem Stopfen rasch

wieder hinabsinkt, auch bei der engeren Schwellenlage fast genau dieselbe Größe hat, wie bei 0,95 m Schwellenabstand; denn in beiden Fällen wurde nach etwa 30 000 Belastungen die Tiefe von 22 mm erreicht, ehe der Beharrungszustand eintrat.

In Text-Abb. 2 ist der photographisch aufgenommene Querschnitt des Kieskoffers der Schwelle mit 0,75 m Abstand wiedergegeben, der nach Abnahme der vorderen Wand des Kastens sich scharf und bestimmt abgrenzte. Er ist wesentlich kleiner, als der in Text-Abb. 1 nochmals mitgetheilte Querschnitt des Koffers bei 0,95 m Abstand. Während letzterer in der Höhe der Stopfkante gemessen 70 cm breit und 15,5 cm tief ist und, wenn man die untere Umgrenzungslinie als Parabel ansieht, 732 qcm Querschnitt hat, besitzt ersterer nur eine Breite von 55 cm bei 11 cm Tiefe und 513 qcm Flächeninhalt. Die Größe des Kieskoffers nimmt also fast in demselben Maße ab, in dem die Schwellen einander näher gerückt worden sind. Der außerhalb und unterhalb des Kieskoffers befindliche Kies wird zwar zusammengepresst, nimmt aber an der kreisenden Bewegung keinen Antheil, da die seitlich feste Wand, d. h. der von der Nachbarschwelle ausgehende Gegen- druck, eine Bewegung der tiefer liegenden Mengen nicht gestattet. Dieser Kies bleibt deshalb auch unversehrt, rein und durchlässig.



Abb. 1.

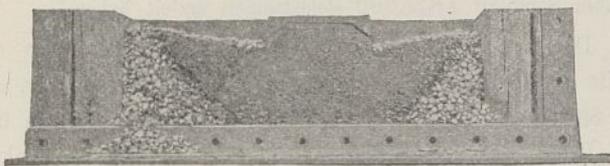


Abb. 2.

Nach Beendigung des Versuches wurde der Bettungsstoff in gleicher Weise, wie früher, gesiebt. Der mehr oder weniger zerkleinerte Kies, also derjenige unter der ursprünglichen Korngröße von 6 mm, bestand aus:

0,31 l	in Korngröße von	6—5 mm
1,24 „	„	„ 5—4 „
1,92 „	„	„ 4—3 „
0,92 „	„	„ 3—2 „
0,40 „	„	„ 2—1 „
0,85 „	„	„ 1— $\frac{3}{4}$ „
3,36 „	„	„ Staub

zus. 9,00 l zerkleinerter Bettungsstoff, worunter, wenn man wie früher die drei letzten Mengen zusammenfasst, 4,61 l als zerstörter Kies anzusehen sind. Da bis zur XII. Stopfung im ganzen 832 Stopfschläge ausgeführt waren, so entfallen auf:

1 l	zerkleinerten Bettungsstoff	92	Stopfschläge,
1 „	zerstörten Kies	180	„
1 „	Staub	247	„

Zum Stopfen einer gewöhnlichen Holzschwelle von 2,70 m Länge sind bei Kiesbettung 300 bis 500 Stopfschläge erforderlich, wodurch nach obigem $1\frac{1}{2}$ bis 2 l Staub erzeugt werden; ein Ergebnis, das vielleicht überraschen, aber eine Erklärung abgeben wird für den Staub, der beim Befahren eines alten Kiesgleises aufgewirbelt zu werden pflegt.

b) Vollkoffrige Schwelle mit 0,55 m Abstand. Durch Einsetzen je 10 cm breiter Stücke beiderseits wurde der Versuchskasten auf die Länge von 0,55 m verkürzt, wodurch für die eingelegte Schwelle eine Lage geschaffen wurde, die der eines Schwellenabstandes von 0,55 m entsprach. Wie aus den in der Zusammenstellung Nr. 2 S. 233 aufgeführten Belastungen und Senkungen und den in Abb. 2 Bl. 31 u. 32 dargestellten Senkungslinien zu ersehen ist, wurde durch diese engere Lagerung eine noch wesentlich rascher sich festigende Lage der Schwelle erzielt. Die Einsenkung der I. Stopfung um das angenommene Maß von 30 mm erfolgte erst nach 600 Belastungen. Nach der II. Stopfung waren 3000, nach der III. sogar schon 11 000 Belastungen erforderlich, und bereits nach der VI. Stopfung hatte das Lager die Festigkeit der besten (XI.) Stopfung der Schwelle mit 0,75 m Abstand erreicht. Bei der VII. Stopfung trat noch eine wesentliche Steigerung ein, doch schien damit auch die günstigste Senkungslinie erreicht zu sein, da eine noch vorgenommene VIII. Stopfung kein besseres Ergebnis lieferte.

Vergleicht man die Versuche der drei Schwellenabstände von 95 cm, 75 cm und 55 cm mit einander, so kann man die XVIII. Stopfung der Schwelle mit 95 cm Abstand (vgl. die Zusammenstellung Nr. 3, Seite 94 des vorigen Aufsatzes) gleichstellen mit dem Ergebnis der XI. Stopfung der Schwelle mit 0,75 m und der VI. Stopfung derjenigen mit 0,55 m Abstand, sodafs die Schwellenabstände sich zu der Anzahl der zur Erzielung einer festen Lage erforderlichen Stopfungen verhalten wie $95:75:55 = 18:11:6$ oder, wenn man die aufgewandten Stopfschläge einführt, wie $1221:776:444 = 2,75:1,75:1$.

Der Querschnitt des Kieskoffers der Schwelle mit 0,55 m Abstand ist, wie aus Text-Abb. 3 zu ersehen, ebenfalls kleiner geworden; er ist in dem unteren Theile noch nicht so scharf ausgeprägt, auch bei weitem nicht so verschlammt, als die vorigen. Dahingegen ist der Querschnitt insofern lehrreich, als er — besonders auf der linken Seite — deutlich die von der Mitte der Schwelle ausgehende Bewegungsrichtung des Bettungsstoffes erkennen läßt. Sowohl beim Stopfen selbst, als später beim Niederfahren der Schwelle senkt sich der unter ihr befindliche Kies zunächst nach unten und presst die hier befindlichen Massen zusammen. Gleichzeitig, oder sobald eine stärkere Zusammenpressung nicht mehr möglich ist, wenden sich die nachgedrückten Massen dorthin, wo der geringere Widerstand

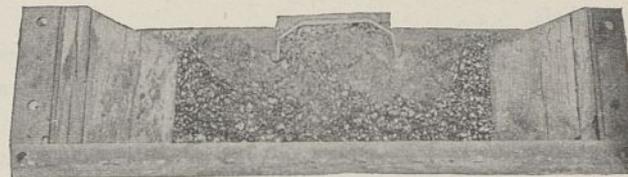


Abb. 3.

vorhanden ist, d. h. nach beiden Seiten, und steigen später, nachdem auch die da befindlichen Theile des Kiesbettes zusammengepresst sind, zu beiden Seiten der Schwelle in die Höhe. Die Umgrenzungslinien dieser seitlich bewegten Körper sind deutlich als Schneckenlinien zu erkennen. Dieselben bestätigen somit die Richtigkeit der von Herrn Geheimen Ober-Baurath Dr. Zimmermann in seinem Werke „Die Berechnung des Eisenbahn-Oberbaues“ S. 112 u. f. rechnerisch, als logarithmische Schneckenlinie ermittelte Umgrenzung des beweglichen Bettungsstoffes. Die

Ungleichheit der beiden Theile des Kieskoffers links und rechts der Schwelle ist theils auf den nicht ganz gleich großen Abstand der Schwelle von den beiden Seitenwandungen, theils darauf zurückzuführen, daß beim Stopfen stets dieselbe Seite (rechts) zuerst gestopft und das frisch hineingestopfte Material zum Theil über die Mitte hinaus geprefst wurde. Die Größe des Kieskoffers läßt sich nur annähernd ermitteln, da er unterhalb der Schwelle selbst nicht hinreichend ausgeprägt ist. In der Höhe der Stopfkante hat er eine Breite von 48 cm bei etwa 11 cm Tiefe, somit, wie früher berechnet, einen Querschnitt von 352 qcm. Die Querschnitte der Kieskoffer der drei Schwellen verhalten sich daher wie 723 : 513 : 352 oder wie 2,08 : 1,46 : 1. Vergleicht man diese Zahlen mit den oben für Stopfschläge ermittelten, so ergibt sich fast genau dasselbe Verhältniß. Der doppelt so große Koffer der Schwelle mit 0,95 m Abstand erforderte bis zur Erzielung eines festen Lagers $2\frac{3}{4}$ mal soviel Stopfschläge, als der Schwelle mit 0,55 m Abstand.

Die Siebung dieses Versuches ergab:

0,18 l in Korngröße von 6—5 mm	
0,95 " " " " 5—4 "	
1,72 " " " " 4—3 "	
0,72 " " " " 3—2 "	
0,32 " " " " 2—1 "	
0,68 " " " " 1— $\frac{3}{4}$ "	
2,28 " " " " Staub	

zus. 6,86 l zerkleinerten Kies und 0,32 + 0,68 + 2,28 = 3,28 l zerstörtes Stopfmateriale. Die zerkleinerten Kiesmengen der drei Schwellenabstände verhalten sich somit, wie 14 : 9 : 6,86 = 2,03 : 1,31 : 1, mithin fast genau so, wie die Größe der Bettungskoffer. Die Staubmengen verhalten sich wie 4,60 : 3,36 : 2,28 = 2,02 : 1,47 : 1, mithin fast ebenso.

Bei den stattgehabten acht Stopfungen des letzten Versuches wurden 566 Stopfschläge ausgeführt, sodafs entfallen auf

1 l zerkleinerten Bettungsstoff	82 Stopfschläge
1 „ zerstörten Kies	172 „
1 „ Staub	248 „

2. Die Schwelle mit Mittelrippe.

Mit dieser Schwelle sind nicht nur Abstände von 0,75 und 0,55 m wie bei der vorigen versucht, sondern es ist auch noch eine engere Schwellenlage von 0,36 m in den Kreis der Betrachtung gezogen, da nach den angestellten Versuchen sich die Schwelle infolge der hohen Lage der Stopfkante noch recht gut stopfen liefs.

a) Schwelle mit 0,75 m Abstand. Der Verlauf dieses Versuches ist aus der Zusammenstellung Nr. 3 S. 234, sowie aus den in der Abb. 3 Bl. 31 u. 32 dargestellten Senkungslinien zu ersehen. Schon die II. Stopfung hat 10 365 Belastungen ausgehalten, deren Zahl nach der V. Stopfung auf 191 790, bei der VI. auf 647 577 stieg und die durch die VII. Stopfung noch wesentlich übertroffen wurde. Man erkennt, daß die Schwelle schon ziemlich rasch in größerer Höhe eine stetige Lage annimmt, der Verlust an Stopfhöhe also hier auch wieder wesentlich kleiner ist, als bei der vollkoffrigen Schwelle. Während bei der letzteren bei 50 000 Belastungen der XI. Stopfung (Abb. 1 Bl. 31 u. 32) die Senkung bereits 23 mm betrug, ist dieses Maß bei der Rippenschwelle mit gleichem Abstände (Abb. 3 Bl. 31 u. 32) bei der VII. Stopfung nach ebenfalls 50 000 Belastungen nur 11 mm, also nur etwa halb soviel gewesen. Dahingegen ist

bei der Rippenschwelle ein erheblicher Unterschied der Senkungslinien der beiden Schwellenabstände von 0,95 und 0,75 m, wenn man die ersten sechs Senkungslinien mit einander vergleicht, nicht zu erkennen; denn in beiden Fällen (Abb. 14 Bl. 18 des vorigen und Abb. 3 Bl. 31 u. 32 des gegenwärtigen Jahrgangs) trat nach der IV. und V. Stopfung der Beharrungszustand ein, nur bei der Schwelle mit geringerem Abstände in etwas höherer Lage. Die VII. Senkungslinie der Schwelle mit 0,75 m Abstand (Abb. 3 Bl. 31 u. 32) übertrifft die vorangegangene allerdings noch wesentlich, und es ist auch wohl anzunehmen, daß bei ferneren Stopfungen ein Unterschied, wenn auch vielleicht nicht in solcher Größe, bestehen bleiben wird. Der weitere Verlauf dieser Senkungslinie bis zur Senkung auf 30 mm läßt sich nach den vorangegangenen Zahlen und dem Verlauf der ermittelten Linie etwa veranschlagen, wie in der Verlängerung punktirt angegeben ist, und zwar auf:

150 000 Belastungen bei 14 mm	
240 000 " " 16 "	
360 000 " " 18 "	
530 000 " " 20 "	
750 000 " " 22 "	
1 060 000 " " 24 "	
1 480 000 " " 26 "	
2 030 000 " " 28 "	
2 730 000 " " 30 "	

Die letzte, VI. Senkungslinie der Schwelle mit Mittelrippe und 0,95 m Abstand (Zusammenstellung Nr. 6, Seite 94 des vorigen Aufsatzes) würde, in ähnlicher Weise veranschlagt, bis 30 mm Senkung 1 875 000 Belastungen erzielt haben.

Da die seither verwandte Schwelle mit Mittelrippe eine Breite von 25 cm hatte, dieselbe auch so tief gebettet war, daß ihre Stopfkante, wie die der vollkoffrigen Schwelle, 0,20 m über dem Boden des Versuchskastens lag, so erschien es werthvoll zu untersuchen, wie sich eine Rippenschwelle von geringerer Breite verhalten würde und ob es von wesentlichem Einfluß sei, nicht die Stopfkante, wie bis jetzt angenommen, sondern die Schwellenoberfläche in dieselbe Höhe zu legen, wie es bei der vollkoffrigen Schwelle geschehen war. Deshalb wurde ein zweiter Versuch mit einer 24 cm breiten Rippenschwelle und der Schwellenweite von 0,75 m ausgeführt, wobei die Schwellenoberkante wie bei der vollkoffrigen Schwelle 275 mm über den

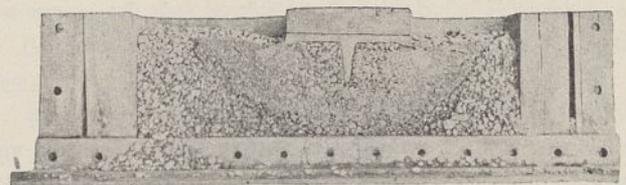


Abb. 4.



Abb. 5.

Boden des Kastens gelegt wurde. Die Ergebnisse dieses Versuches sind in der Zusammenstellung Nr. 4 S. 233 aufgeführt und die zugehörigen Senkungslinien in Abb. 3 Bl. 31 u. 32

punktirt eingezeichnet. Dieselben sind anfänglich günstiger gestaltet als jene, die 5. Linie trifft sogar ziemlich genau mit der VI. Stopfung des ersten Versuches zusammen, doch erheben sich die folgenden Linien nicht mehr wesentlich darüber. Ein gewisser Einfluß der geringeren Schwellenbreite ist daher nicht zu verkennen, wenn auch anderseits deutlich zu ersehen ist, daß die 6., um etwa 5 mm tiefer liegende Senkungslinie der VII. Linie des ersten Versuches parallel läuft. Die von beiden Versuchen photographisch aufgenommenen Kieskoffer sind in Text-Abb. 4 und 5 wiedergegeben. Ersterer hat eine Breite von 55 cm bei 19,2 cm Tiefe und letzterer eine solche von 51,2 cm bei 16,8 cm Tiefe. Die beiden Querschnitte enthalten, wie früher berechnet, 704 bzw. 504 qcm, sodafs ein Mittelwerth von 604 qcm sich ergibt, der mithin nicht unwesentlich kleiner ist, als der der vollkoffrigen Schwelle.

Die Siebung des ersten Versuches ergab:

Korngröße von	6—5 mm	=	0,24 l
"	" 5—4 "	=	1,05 "
"	" 4—3 "	=	1,47 "
"	" 3—2 "	=	0,67 "
"	" 2—1 "	=	0,26 "
"	" 1— $\frac{3}{4}$ "	=	0,65 "
	Staub	=	1,89 "
	im ganzen		6,23 l

zerkleinerten Bettungsstoff oder, da 449 Stopfschläge ausgeführt waren, 1 l zerkleinerten Kies auf 72 Stopfschläge, 1 l zerstörtes Stopfmateriel (die letzten drei Mengen) auf 161 Stopfschläge und 1 l Staub auf 238 Stopfschläge.

Beim zweiten Versuche wurden ermittelt:

Korngröße von	6—5 mm	=	0,21 l
"	" 5—4 "	=	1,16 "
"	" 4—3 "	=	1,47 "
"	" 3—2 "	=	0,66 "
"	" 2—1 "	=	0,30 "
"	" 1— $\frac{3}{4}$ "	=	0,56 "
	Staub	=	2,17 "
	im ganzen		6,53 l

zerkleinerter Kies oder, da 464 Stopfschläge nöthig gewesen waren, 1 l zerkleinerter Bettungsstoff auf 71 Stopfschläge, 1 l zerstörter Kies (die letzten drei Mengen) auf 153 Stopfschläge und 1 l Staub auf 214 Stopfschläge.

b) Schwelle mit 0,55 m Abstand. Bei dem folgenden Versuche, dessen Ergebnifs in der Zusammenstellung Nr. 5 S. 234 und dessen zugehörige Senkungslinien in Abb. 4 Bl. 31 u. 32 dargestellt sind, hat die Schwelle schon nach der III. Stopfung eine ziemlich feste Lage erhalten, da sie 132860 Belastungen aushielt, ehe sie sich um das angehobene Mafs von 3 cm herabsenkte. Nach der IV. Stopfung ergaben sich sogar schon 763613 Belastungen, und die folgende Stopfung steigerte die Tragfähigkeit noch so bedeutend, daß 751579 Belastungen nöthig waren, um die Schwelle bis auf 20,6 mm zu senken. Um zu erforschen, ob die Tragfähigkeit der Schwelle sich noch steigern, im besonderen der Verlust an Stopfhöhe sich noch vermindern würde, wurde die fünfte Belastungsreihe unterbrochen und die Schwelle zum sechsten Mal gestopft. Danach zeigte sich jedoch, daß eine Verringerung des Verlustes an Stopfhöhe nicht mehr eintrat. Man muß daraus folgern, daß bei einer Stopfhöhe von 30 mm die Schwelle mit Mittelrippe um etwa 8 mm (bei 10000

Belastungen) wieder rasch einsinkt und dann erst eine stetig feste Lage annimmt, während die vollkoffrige Schwelle unter gleichen Umständen 18 mm Verlust an Stopfhöhe aufzuweisen hat. Die Senkungslinie V würde, ähnlich den früheren veranschlagt, erst nach 3290000 Belastungen in der Tiefe von 30 mm angelangt sein.

Der Querschnitt des Kieslagers ist in Text-Abb. 6 wiedergegeben. Bei der Betrachtung desselben ist sofort zu erkennen, daß die beiderseitig nach oben ansteigenden Umgrenzungslinien

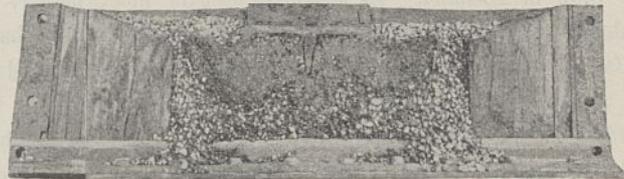


Abb. 6.

des Kieskoffers, durch die benachbarten festen Wandungen beeinflusst, sich rascher nach oben richten und nicht so flach verlaufen, wie in Text-Abb. 5 und 4. Beim Abnehmen der vorderen Kastenwand wurde der Kies etwas gelockert, und es rollten aufser dem beiderseits vollständig rein gebliebenen Kiese auch noch die unterhalb und seitlich der Mittelrippe ersichtlichen Zwickel ab, die etwas weniger von zerkleinerten Theilen durchsetzt waren, als der übrige Koffer. Dadurch sind die Umgrenzungslinien der nach den Seiten emporsteigenden Kiesmassen recht deutlich erkennbar geworden, wie auch zu ersehen ist, daß der Theil mitten unter der Schwelle nach unten keilartig sich abspitzt. Wenn auch auf die Bildung dieses Keiles die Mittelrippe nicht ohne Einfluß gewesen sein wird, so wird man doch dessen Gestalt dadurch allein nicht erklären können, in der äußeren Form desselben vielmehr den keilförmigen Körper erblicken, von dem aus auf Seite 108 u. f. der Berechnung des Eisenbahn-Oberbaues von Herrn Dr. Zimmermann bei der Ermittlung der Gestalt der seitlichen Auftreibungen ausgegangen ist.

Der Flächeninhalt des Kieskoffers, der eine Breite von 44 cm und eine Höhe von 14,3 cm hatte, betrug 419 qcm; er ist somit wesentlich kleiner, als der 604 qcm enthaltende Koffer der Schwelle mit 0,75 m Abstand.

Die Siebung des Kieses ergab:

Korngröße von	6—5 mm	=	0,26 l
"	" 5—4 "	=	1,08 "
"	" 4—3 "	=	1,66 "
"	" 3—2 "	=	0,72 "
"	" 2—1 "	=	0,33 "
"	" 1— $\frac{3}{4}$ "	=	0,66 "
	Staub	=	1,80 "
	im ganzen		6,51 l

zerkleinerten Kies oder, da 433 Stopfschläge ausgeführt wurden, 1 l auf 66 Schläge. Auf 155 Stopfschläge entfällt 1 l zerstörtes Stopfmateriel (die letzten drei Mengen) und auf 241 Schläge 1 l Staub.

c) Schwelle mit 0,36 m Abstand. Die hohe Lage der Stopfkante gestattete es, einen Versuch mit einer noch engeren Schwellenlage zu machen, und zwar wurde, nach den seit einigen Jahren mit mehreren Probeschwellen in einem stark betriebenen Gleise angestellten Versuchen, das Mafs von 0,36 m von Mitte bis Mitte Schwelle bei 0,24 m Schwellenbreite gewählt. So

ergab sich ein Zwischenraum von 0,12 m zwischen den benachbarten Schwellen, der ausreichend war, um mit der Stopfhacke noch recht gut und tief unter die Schwelle untergreifen zu können, ohne daß die Arbeiter besondere Sorgfalt und Vorsicht anzuwenden brauchten, um die Stopfschläge kräftig und sicher auszuführen. Das Ergebniss des bei diesem Schwellenabstande ausgeführten Versuches ist aus der Zusammenstellung Nr. 6 S. 235 und den zugehörigen Senkungslinien in Abb. 5 Bl. 31 u. 32 zu ersehen. Bereits bei der ersten Stopfung zeigt die Schwelle eine feste und stetige Lage, ähnlich derjenigen der IV. Stopfung der Schwelle mit 0,55 m Abstand. Es erschien deshalb nicht nöthig, die Senkung bis 0,30 m unter der Stopfhöhe abzuwarten, vielmehr mußte es wünschenswerth sein zu ermitteln, in welchem Mafse bei fernerm Stopfen die Schwelle in noch höherer Lage fest würde und auf welches geringste Mafse der Verlust an Stopfhöhe sich vermindern würde. Die II. Stopfung zeigte auch eine wesentliche Besserung; sie war der V. Stopfung des vorigen Versuches ziemlich gleich. Doch auch diese Senkung wurde unterbrochen, um auch noch den Verlauf nach der III. Stopfung zu erkennen. Letztere zeigte, daß der Höhepunkt noch nicht ganz erreicht sei; denn die Senkungslinie hatte zwar anfänglich kleinere Werthe, doch erhob sie sich später etwas über die Linie der II. Stopfung und würde dieses im weiteren Verlaufe auch in noch höherem Mafse gethan haben, da die Unterschiede der auf einander folgenden Ablesungen größer wurden, als die der betreffenden Werthe der vorhergehenden Stopfung. Nach den früheren Grundsätzen berechnet, würde man zu 4 425 000 Belastungen gelangen, ehe diese III. Senkungslinie sich bis auf 30 mm gesenkt haben würde. Der Versuch wurde jedoch abgebrochen, da es nach dem gesteckten Ziele nur darauf ankam festzustellen, wie bald die Schwelle ein sicheres Lager erhalte.

Der Querschnitt des Kieskoffers, Text-Abb. 7, zeigt wiederum eine verminderte Fläche, denn nur etwa 320 qcm sind als bewegte Theile zu erkennen. Der Kieskoffer füllt mit seiner Breite zwar fast die ganze Kastenlänge aus, doch reicht derselbe nur

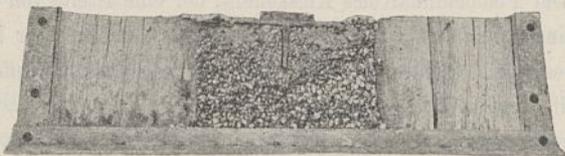


Abb. 7.

wenige Centimeter unter die Mittelrippe hinab. Die dreitheilige, den Bewegungsrichtungen des Kieses entsprechende Form ist auch hier wiederum ganz deutlich zu erkennen.

Das zu diesem Versuche benutzte Schwellenstück war aus einer 8 mm starken, schmiedeeisernen Platte gefertigt, an welche die — etwas zu hoch und zu schlank ausgefallene — Mittelrippe angenietet war. Auf die Schwelle war in der Breite einer Unterlagsplatte ein eichener Klotz befestigt, auf den dann die Belastungsschneide gesetzt war. Man konnte nun bei den Belastungen ganz deutlich erkennen, wie das Schwellenstück federte, d. h. wie bei jeder Belastung die Mitte der Schwelle sich senkte, während die seitlichen Enden unverrückbar auflagen. Danach ist wohl anzunehmen, daß diese Schwelle im Gleise ebenfalls in gewissem Mafse elastisch sein, sich somit ruhiger fahren wird, als die vollkoffrige Schwelle, bei der nach ihrer Form und den Stopfwirkungen die senkrechten Rippen nicht fest aufliegen können, und deshalb ein Federn des Schwellendeckels ausgeschlossen ist.

3. Vergleiche und Endergebnisse.

In Abb. 6 Bl. 31 u. 32 sind die besten Senkungslinien der Rippenschwelle mit 0,95 m, 0,75 m, 0,55 m und 0,36 m Schwellenabstand, sowie auch die Senkungslinien der vollkoffrigen Schwelle mit 0,95 m, 0,75 m und 0,55 m Abstand eingetragen. Eine Vergleichung der beiden Linien-Gruppen bestätigt das im vorigen Aufsatze gegebene Urtheil, wonach die vollkoffrige Schwelle nach dem Stopfen rasch wieder auf $\frac{2}{3}$ bis $\frac{3}{4}$ der angestopften Höhe hinabsinkt und der Verlust an Stopfhöhe bei ihr 10 bis 12 mm größer ist, als bei der Schwelle mit Mittelrippe. Bei der ersteren kann man dieses Mafse auf 22 mm, bei der letzteren auf 12 mm ansetzen, und zwar bleibt diese Höhe fast dieselbe, gleichgültig, ob die Schwellen einander nahe liegen oder nicht, was dadurch begründet ist, daß beim Stopfen jedesmal der Kieskörper um dieselbe Höhe beunruhigt, d. h. vorher gelockert und dann wieder festgestopft wird. Man kann hier vielleicht einwenden, daß das tiefere Einsinken der vollkoffrigen Schwelle ja von keinem weiteren Nachtheil begleitet sei, da man das Gleis entweder entsprechend höher anheben oder es unbeschadet in der tieferen Lage liegen lassen könne. Dieses mag angängig sein, wenn man das Gleis in seiner ganzen Länge im Zusammenhange durchstopft, und dann alle Schwellen sich gleichmäfsig senken würden, wenn also Bauwerke (eiserne Brücken), auf denen die Schienenhöhe anderweit unabänderlich festgelegt ist, fehlen. Wenn jedoch, wie es bei ungleichmäfsigem Untergrunde der Fall ist, sich einzelne Schwellen oder kurze Gleisstrecken senken, so erwächst die Schwierigkeit, die anzuhebenden Schwellen so zu stopfen, daß sie in der gewünschten Höhenlage verbleiben. Daß diese Schwierigkeiten bei den Hohlschwellen thatsächlich auch auftreten, und daß sie um so schlimmer und nachtheiliger erscheinen, je mangelhafter das Bettungsmaterial ist, lehrt die Erfahrung; ebenso wie andere, man möchte sagen, krankhafte Erscheinungen, wie das Schlammumpfen, Staubbblasen usw. nur allein auf diesen Mangel der Schwellenform zurückzuführen sind.

Wie im vorstehenden bewiesen wurde, ist die Rippenschwelle in dieser Hinsicht wesentlich günstiger gestellt. Bei ihr kann ferner der am festesten gestopfte Theil, an der Stopfkante, unmittelbar zum Tragen herangezogen werden, woraus sich eine federnde Bewegung ergibt, die dem Gestänge eine gewisse Elasticität verleiht. Die in der Mitte der Schwelle angeordnete Rippe schmiegt sich den Bewegungen des Bettungsstoffes organisch an, indem sie ihm gleichsam den Weg zeigt, den er, vom Schwellendeckel ausgehend, nach beiden Seiten der Schwelle nehmen muß. Man darf in diesem Sinne den Querschnitt mit Mittelrippe wohl als den der natürlichen Schwellenform bezeichnen.

Die weiteren zur Vergleichung geeigneten Angaben der angestellten Versuche ergeben die nachstehende Zusammenstellung.

Spalte 4 läßt das Verhältniss des Arbeitslohnes erkennen, welches sich aus der Anzahl der Stopfhammerschläge ergibt, die bis zur Erreichung von einer Million Belastungen bei den einzelnen Versuchen erforderlich waren, wobei die vollkoffrige Schwelle mit 0,95 m Schwellenabstand als Einheit angenommen ist.

Wie ersichtlich ist, verhalten sich die beiden Schwellenarten der zu einander gehörigen Schwellenabstände fast durchweg wie 2 : 1; die Rippenschwelle ist also in jedem Falle doppelt so günstig, als die vollkoffrige. Der günstige Einfluß der engeren Schwellenlage macht sich bei beiden Schwellen in fast gleichem Verhältniss geltend; denn die Arbeitskosten sinken bei der vollkoffrigen

Nr.	Schwellenart und Schwellenabstand	Arbeitskosten				Kiesverbrauch						
		Anzahl der			Arbeitskosten auf eine Million Belastungen und auf die Schwelle Nr. 1 bezogen	Zerklein- erter Bettungs- stoff von 6 mm bis zum Staub 1	Zerstörter Kies von 2 mm Korngröße bis zum Staub 1	Staub 1	Anzahl der Stopfschläge, die entfallen auf 11			Zerstörter Kies der Spalte 6 im Vergleich mit Schwelle Nr. 1 auf 1 Million Belastungen berechnet
		Stopfun- gen	Stopf- hammer- schläge	Be- lastungen im gan- zen					zerklein- erten Bettungs- stoff	zerstör- ten Kies	Staub	
Spalte	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
1.	Vollkoffrige } Schwelle } mit 0,95 m Abstand	17 + 19 2 = 18	1070 + 1287 2 = 1178	1000000	1	14,0 + 15,2 2 = 14,6	6,6 + 8,08 2 = 7,34	4,6 + 6,02 2 = 5,31	90	162	223	1
2.	dieselbe mit 0,75 m Abstand	12	832	1000000	0,71	9,00	4,61	3,36	92	180	247	0,63
3.	dieselbe mit 0,55 m Abstand	8	566	1110000	0,44	6,86	3,28	2,28	81	172	248	0,43
4.	Rippenschwelle mit 0,95 m Abstand	10 + 6 2 = 8	638 + 400 2 = 519	1000000	0,44	8,48 + 6,42 2 = 7,45	3,88 + 2,62 2 = 3,25	2,75 + 1,86 2 = 2,31	69	159	225	0,44
5.	dieselbe mit 0,75 m Abstand	7	449 + 464 2 = 457	1114000	0,36	6,23 + 6,53 2 = 6,38	2,80 + 3,03 2 = 2,92	1,89 + 2,17 2 = 2,03	72	157	226	0,36
6.	dieselbe mit 0,55 m Abstand	6	443	1777000	0,21	6,53	2,79	1,80	66	155	241	0,22
7.	dieselbe mit 0,36 m Abstand	3	215	1132000	0,16	3,70	1,56	1,04	58	138	207	0,19

Schwelle von 1 auf 0,44 und bei der Rippenschwelle von 0,44 auf 0,16. Fast in dem gleichen Verhältnifs steht der Kiesverbrauch, der in der Spalte 11, ebenfalls bezogen auf die vollkoffrige Schwelle mit 0,95 m Abstand, angegeben ist.

Durch Vereinigung der in den Spalten 4 und 11 ermittelten Werthe und unter Berücksichtigung der bei der Betrachtung der einzelnen Schwellen — wenn auch bei einigen nur schätzungsweise — angegebenen Zahlen über die Liegedauer der günstigsten Stopfung erhält man ein Gesamtbild nicht nur von der Ueberlegenheit der Schwelle mit Mittelrippe, sondern auch von den Vortheilen, die durch die engere Schwellenlage erzielt werden. Gerade die letzteren Ergebnisse, im besonderen die außerordentlich rasch eintretende feste Lagerung der Rippenschwelle mit 0,36 m Abstand, erscheinen geeignet, die Befestigung des Schienenstosses in einem wesentlich höheren Mafse zu bewirken, als es durch die jetzt gebräuchlichen Bauweisen geschieht.

4. Die Schwellentheilung beim Querschwellen-Oberbau.

Diejenige Gleislage würde als die vollkommenste anzusehen sein, bei der die sämtlichen Schwellen die ihnen gegebene Höhenlage unverändert beibehielten, oder bei der die Höhenlage der Schwellen gegen einander stets dieselbe bliebe, keine Schwelle sich also mehr senkte als die übrigen. Ersteres zu erreichen, ist nicht möglich; letzteres zu erstreben, ist als eines der Hauptziele in der Verbesserung des Eisenbahn-Oberbaues anzusehen.

Der schwächste Punkt des Gleises ist der Schienenstofs; seine Schwäche macht sich geltend:

1. durch die am Schienenkopf und an den Anlageflächen entstehenden Formveränderungen und Abnutzungen,
2. durch die besonders häufig an ihnen vorkommenden Schienenbrüche und
3. dadurch, dafs die dem Schienenstofs-benachbarten Schwellen sich am ehesten lockern und zum Nacharbeiten Veranlassung geben.

Besonders bemerkbar machen sich die erwähnten Schäden auf zweigleisigen Strecken, weil die Schienen vorwiegend in ein und derselben Richtung befahren werden, und deshalb die Anfahrtsstelle der Schiene a, Text-Abb. 8, bei der angegebenen Fahrtrichtung am meisten abgenutzt und breit gefahren, die Schwelle b am ehesten gelockert wird. Auch die Schienenbrüche finden sich vorwiegend an der Stelle a; so sind z. B. im Bezirk der Betriebsinspektion Sorau von den in den letzten sechs Monaten stattgehabten 61 Schienenbrüchen 43, mithin etwa 70 v. H. an diesen Stellen eingetreten.

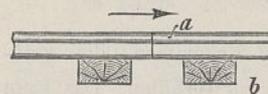


Abb. 8.

Die Ursachen der Formveränderungen der Schienen an den Stößen sind von Herrn Regierungs- und Baurath Bräuning in der Zeitschrift für Bauwesen 1893 Seite 145 u. f. eingehend ergründet, und es ist besonders die Weite der Stofslücke als eine diese Schäden hervorrufende Ursache hingestellt und erwiesen worden. Die durch das auflaufende Rad auf den Schienenkopf ausgeübte Stofswirkung pflanzt sich auf die unterliegende Schwelle fort, überträgt sich auf die Bettung und zieht diese in Mitleidenschaft. Letzteres geschieht in um so höherem Mafse, je weniger widerstandsfähig das zu derselben verwandte Material ist. Die theilweise Beseitigung der schädigenden Wirkung des Stofses kann erreicht werden, indem man eine bessere Befestigung der Schienen unter einander zu gewinnen sucht, sei es durch eine Verstärkung der Laschen, oder durch Anordnung des Blattstosses oder durch Einschaltung eines Zwischenstückes unter der Schiene, der Stofsbrücke, oder seitlich derselben, der Stofsfangschiene.

Ein anderes Mittel, den Schienenstofs zu kräftigen, besteht darin, dafs man bestrebt ist, den schwächsten Theil des Gleises selbst, also den, der am meisten und am ehesten zerstört wird, nämlich die Bettung, zu schonen und sie in einen festen und möglichst unveränderlichen Zustand zu versetzen. Denn alle Mittel, die eine feste Verbindung der Schienen unter einander

sichern, werden in ihrer Wirksamkeit beeinträchtigt, sobald die unterliegende Bettung ungleichmäßig nachgibt und dadurch die Schwellen in ihrer Höhenlage verändert werden.

Wie in dem vorigen Abschnitte bewiesen wurde, ist in der Näherlegung der Schwellen ein sehr wirksames Mittel gegeben, um sie bald in eine feste Lage zu bringen und darin zu erhalten, d. h. ein langsames, der Verkehrslast entsprechendes Einsinken zu gewährleisten. Wenn man daher diejenigen Schwellen des Gleises, die am meisten auszuhalten haben (an den Schienenstößen), so nahe an einander legen würde, daß sie von vornherein ebenso fest die gegebene Höhenlage bewahren, wie die anderen, weniger in Anspruch genommenen (Mittel-) Schwellen, so würde die gewünschte Gleichmäßigkeit in der Lage des Gleises erreicht werden. In diesem Sinne hat man in den letzten Jahren die Anzahl der Schwellen vermehrt und die Stofsschwellen bis auf 530 mm und 500 mm von Mitte zu Mitte an einander gerückt, ohne jedoch einen hinreichenden Erfolg damit zu erzielen. Denn, wie die Erfahrung lehrt, sind zwar bei einem solchen neu eingebauten Gleise die Stöße in den ersten Wochen beim Befahren nur wenig zu bemerken; nach und nach macht sich jedoch die Stofslücke deutlicher hörbar, und nach einigen Monaten ist (hauptsächlich bei zweigleisigen Betrieben und wenn Kiesbettung vorhanden ist) schon deutlich zu erkennen, daß einzelne Schwellen und zwar fast ausschließlich solche unter den Anfahrtsschienenenden (a Text-Abb. 8) sich zu lockern beginnen. Dadurch wird auch zugleich die Abnutzung an den Schienen- und Laschenanlageflächen eingeleitet, welche, wenn sie einmal, sei es auch in noch so geringem Maße, begonnen hat, durch späteres Anheben der Schwellen nicht wieder beseitigt oder schadlos gemacht werden kann.

Es muß daher vor allem darauf ankommen, die Entstehung dieser Mängel von vornherein zu verhüten. Das kann aber nur geschehen, wenn es gelingt, der betreffenden Stofsschwelle ein rasch sich festigendes Lager zu schaffen. Dieses Ziel zu erreichen, dürfte die Schwelle mit Mittelrippe und 0,36 m Schwellenabstand besonders geeignet sein; denn sie erhält schon bei der II. Stopfung die erforderliche feste Lage, während solches bei den Schwellen mit größerem Abstände erst bei der IV. Stopfung und noch später der Fall ist.

Der Abstand, der den beiderseits der Stofsschwellen anzuordnenden Schwellen zu geben ist, dürfte zu 0,55 m anzunehmen sein, damit nicht durch eine zu große Verschiedenheit der Abstände eine Bewegung der Schwellen nach der Seite der geringeren Widerstandsfähigkeit begünstigt werde. Diesem Schwellen-

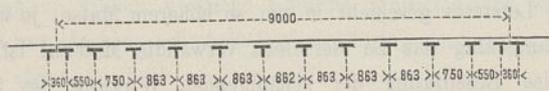


Abb. 9.

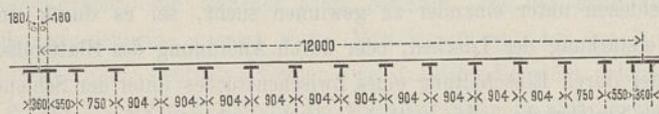


Abb. 10.

abstände würde sich der von 0,75 m anschließen müssen, während die übrigen Mittelschwellen gleichmäßig zu vertheilen sein würden. Hiernach ergeben sich für eine 9 m bzw. 12 m lange Schiene die in den Text-Abb. 9 und 10 angegebenen Schwellentheilungen.

Bei zweigleisigen, stark betriebenen Strecken erscheint es zweckmäßig, mit Rücksicht auf die stärkere Inanspruchnahme der Anfahrtstelle (a Text-Abb. 8), die Stofsschwelle unter derselben noch besonders zu kräftigen, indem ihr zunächst noch

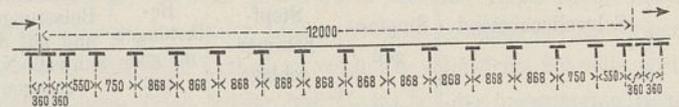


Abb. 11.

eine Schwelle von nur 0,36 m Abstand eingefügt wird. Man erhält dann 16 Schwellen auf eine Schienenlänge von 12 m (Text-Abb. 11).

II. Stopfversuche mit Steinschlag.

Durch die Versuche mit Steinschlag, die mit denselben Einrichtungen und in derselben Weise, wie die vorigen, ausgeführt wurden, sollte in erster Linie bezweckt werden, die verschiedenen Bettungsstoffe mit einander in Vergleich zu stellen. Es war deshalb nöthig, bei allen Gesteinsarten dieselbe Schwellenform anzuwenden, auch die Anzahl der Stopfungen und der Stopfschläge gleich zu machen, sodafs also der Arbeitslohn überall gleich wurde. Zur Abkürzung des Verfahrens erschien es zweckmäßig, die Stopfhöhe auf 20 mm zu verringern und als Versuchsschwelle die vollkoffrige Schwelle Nr. 51 zu wählen, da sich diese erfahrungsmäßig rasch herunterfährt und deshalb in derselben Zeit eine größere Anzahl Stopfungen ausgeführt werden konnten, als bei anderen Schwellenquerschnitten.

Bei jedem der einzelnen Versuche ist eine sechsmalige Stopfung vorgenommen, wobei jedesmal im ganzen 419 Stopfschläge ausgeführt wurden. Die Summe der Belastungen, die nöthig waren, um die sechs Stopfungen um 20 mm herunterzufahren, kann als die Leistungsfähigkeit der Schwelle bei dem betreffenden Bettungsstoffe bezeichnet werden. Um hierbei den Einfluss erkennen zu können, den das Hohlliegen einer Schwelle ausübt, war eine Einrichtung getroffen, durch welche die Schwelle, sobald sie mehr als 10 mm hinabgefahren war, wieder angehoben, mithin ebenso bewegt wurde, wie eine Schwelle im Gleise, die nach und nach um 10 mm gegen ihre Nachbarschwellen sich herunterfährt, also um 10 mm hohl liegt. Nach Beendigung jedes Versuches wurde eine Siebung des Steinschlages vorgenommen, wobei die unter 12 mm Korngröße gebildete Menge ermittelt und bis zum Staube weiter ausgesiebt wurde. Die hierbei erhaltenen Zahlenwerthe geben die Vergleichswerthe für den Verbrauch an Bettungsstoff und somit für die Güte des betreffenden Gesteins.

Es wurden versucht:

1. Basaltkleinschlag aus den Brüchen der Sproitzer Werke bei Mücke (Strecke Falkenberg-Kohlfurt),
2. Grauwackenkleinschlag aus den Brüchen in der Nähe von Wildemann (Linie Goslar-Clausthal),
3. Granit aus den besten Lagen der Steinbrüche bei Striegau,
4. Diorit aus Saarbrücken,
5. Quarzit aus den Brüchen in See bei Niesky (Strecke Falkenberg-Kohlfurt),
6. Hochofenschlacke aus Oberschlesien.

Der Steinschlag war theils mit Steinbrechmaschinen, theils von Hand hergestellt; im letzteren Falle war die Größe des Kornes dem des ersteren möglichst gleich gewählt mit einer einzigen Ausnahme (Quarzit), mit welchem Gestein zwei Versuche, mit

größerem und feinerem Korn, angestellt wurden. Die Ergebnisse der Versuche sind in den Zusammenstellungen Nr. 7 bis 15 S. 235 u. f. aufgeführt und die Senkungslinien danach in Abb. 7 bis 14 Bl. 31 u. 32 entworfen. Im besonderen möge folgendes bemerkt werden.

a) Versuch mit Basaltkleinschlag. (Zusammenstellung Nr. 7 Seite 236, Abb. 7 Bl. 31 u. 32 und Text-Abb. 12.) Gleich bei der ersten Senkung macht sich ein großer Unterschied geltend im Vergleich zu der ersten Senkung des früheren Versuches mit Kiesbettung. Während die vollkoffrige Schwelle mit Kiesbettung (Zusammenstellung Nr. 2 Seite 94 des früheren Aufsatzes) bereits nach 42 Belastungen bis auf 20 mm herabgesunken war, hielt dieselbe Schwelle mit Basaltkleinschlag 1315 Belastungen aus. Die zweite Stopfung ertrug 30 638, die dritte 38 400 usw. steigend bis zur sechsten, die 195 000 Belastungen ergab, während bei der Kiesbettung keine der 17 bzw. 19 Stopfungen, bis zu einer Senkung von 20 mm, sich über 36 138 Belastungen erhoben hatte. Dabei war die Schwelle beim Steinschlag von der dritten Senkung an als hohlliegend behandelt, d. h. sie wurde, sobald sie tiefer als 10 mm gesunken war, bei jeder Umdrehung der Maschine wieder auf diese Höhe mit angehoben. Dieses Hohlliegen macht sich bei der III. und IV. Senkungslinie (Abb. 7 Bl. 31 u. 32) besonders ersichtlich, denn von 10 mm ab fallen die Linien plötzlich rascher als zuvor. Diese Erscheinung ist vielleicht auch auf den Umstand zurückzuführen, daß das sehr feste und scharfkantige Gestein beim Stopfen sich mit den spitzen Ecken etwas in die Seitenwangen des Versuchskastens, sowie der Schwelle eingebohrt hatte und sich erst wieder lockerte, als die Schwelle nach jeder Belastung angehoben wurde.

Einen besonderen Einfluß scheint auch die Korngröße des Gesteins zu haben, indem größere Steine diese Unregelmäßigkeiten begünstigen und ein rascheres Hinabfahren der Schwelle herbeizuführen scheinen, während Steine mit kleinerem Korn solche Unregelmäßigkeiten nicht nur nicht aufkommen lassen, sondern ein regelmäßiges und wesentlich langsames Niederfahren der Schwelle gewährleisten. Als nach der VI. Stopfung die Schwelle sich wieder um 20 mm gesenkt hatte, wurde der Versuch als beendet angesehen, die Vorderwand des Kastens losgenommen und der sich darbietende Querschnitt photographisch aufgenommen (Text-Abb. 12). Eine ausgeprägte Kofferbildung,

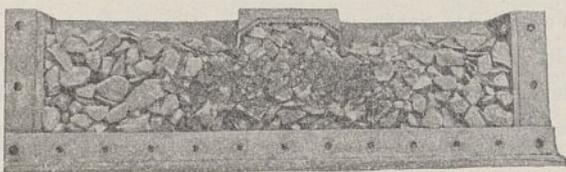


Abb. 12.

wie beim Kies, ist hier zwar nicht zu erkennen, doch kann man soviel ersehen, daß das zerkleinerte, also zuvor unter die Schwelle untergestopfte Gestein, nicht nur unterhalb der Schwelle, sondern auch beiderseits außerhalb derselben (bis 300 cm von Schwellenmitte entfernt) an Stellen sich befindet, an die es beim Stopfen mit der Stopfhacke nicht unmittelbar hingebracht sein kann. Mithin muß eine kreisende Bewegung im Bettungskörper eingetreten sein, ähnlich derjenigen, die im Kieskörper sich vollzieht. Im übrigen zeigt der Steinkörper, abweichend vom Kieskoffer, daß der in der Schwelle selbst verbleibende Theil nicht wesentlich zerkleinert oder von zerkleinerten Theilen durchsetzt,

sondern fast ganz rein und grobkörnig geblieben ist. Die zerkleinerten Theile, vor allem die zu Staub gewordenen Mengen, sickern durch das Gestein hindurch und lagern sich am Boden ab. Dadurch erklärt es sich, daß einerseits Verschleimmungen bei Steinschlagbettung auf viele Jahre hinaus nicht eintreten, andererseits jedoch, daß, wenn sie sich zeigen, das ganze Steinbett bis untenhin zerstopft und verschlammmt ist, sodaß eine vollständige Erneuerung in ganzer Höhe bzw. Aussiebung desselben vorgenommen werden muß.

Nachdem das Gestein aus dem Kasten ausgeräumt und gut getrocknet war, wurde es in früherer Weise, jedoch von 12 mm Korngröße ab bis zum Staube ausgesiebt und gemessen, wobei sich nach der Zusammenstellung Nr. 7 im ganzen 2,32 l zerkleinerter Bettungsstoff, darunter 1,06 l zerstörtes Material von 2 mm Korngröße bis zum Staube und 0,65 l Staub ergab. Da im ganzen 419 Stopfschläge ausgeführt worden waren, so ergibt sich 1 l zerkleinerter Bettungsstoff auf 181 Stopfschläge und 1 l Staub auf 645 Stopfschläge. Die zugehörigen Zahlen des Kiesversuches mit vollkoffriger Schwelle und 0,95 m Abstand ergeben sich nach S. 88 des vorjährigen Aufsatzes zu

$$\frac{1070}{14} = 76 \text{ und } \frac{1070}{4,6} = 211.$$

Basaltkleinschlag und Kies verhalten sich hiernach zu einander wie

$$\frac{181}{76} = \frac{2,38}{1} \text{ oder } \frac{645}{211} = \frac{3,06}{1}.$$

Der Materialverbrauch ist, bezogen auf die gleiche Anzahl Stopfschläge, mithin beim Basaltkleinschlag etwa nur halb bis ein Drittel so groß als beim Kies.

Die Anzahl der während der sechs Belastungsgruppen nach der Zusammenstellung Nr. 7 eingetretenen Belastungen, die im vorliegenden Falle 496 159 betrug, stellte die Leistungsfähigkeit der Schwelle bei diesem Gestein dar. Um auch hier einen Vergleich mit der Kiesbettung zu ziehen, mögen die Belastungszahlen der Zusammenstellung Nr. 2 Seite 94 des vorjährigen Aufsatzes (Jahrg. 1896) herangezogen und die Anzahl der Belastungen ermittelt werden, welche die ersten sechs Stopfungen bis zur Senkung von ebenfalls 20 mm ausgehalten haben. Man erhält daraus nur $42 + 105 + 237 + 307 + 421 + 836 = 1948$; selbst wenn man die Zahl der Senkungen bis zur vollen Tiefe = 30 mm in Rechnung ziehen will, so erhält man doch nur 29 817 gegen 496 157 der Basaltbettung.

Die Vorzüge der letzteren gegenüber der Bettung aus gesiebttem Kies treten hiernach recht grell hervor.

Diese Ergebnisse sind auch besonders geeignet, erkennen zu lassen, wie unzulässig es ist, zwei Schwellenarten mit einander in Vergleich zu stellen, deren Bettungskörper nicht von gleichem Gestein ist, und wie leicht man in einem solchen Falle die erzielten Vorzüge fälschlich der Oberbau-Anordnung zuschreibt, während sie in Wirklichkeit dem besseren Bettungsstoffe gebühren.

Um auch das Verhalten der Schwelle mit Mittelrippe bei Steinschlagbettung zu erproben, wurde mit derselben ebenfalls ein Versuch mit Basaltkleinschlag angestellt. Zusammenstellung Nr. 8 S. 235 enthält die Ablesungen der hierbei bewirkten vier Stopfungen, Abb. 8 Bl. 31 u. 32 die Senkungslinien und Text-Abb. 13 den Bettungsquerschnitt. Der Verlauf der Senkungslinien ist ebenfalls wieder wesentlich besser, als bei der voll-

koffrigen Schwelle; denn schon die dritte Senkungslinie verbleibt von vornherein in größerer Höhe und deutet auf eine so feste Lage, wie sie selbst bei den letzten Stopfungen der vollkoffrigen

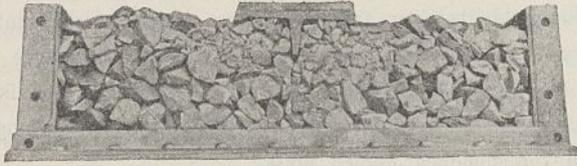


Abb. 13.

Schwelle auch in größerer Tiefe nicht erreicht wurde. Bemerkenswerth ist dabei, daß das Hohlliegen bei der Rippenschwelle sich nicht nachtheilig bemerkbar machte.

Um die Belastungszahl von 496 159 der vollkoffrigen Schwelle zu erreichen, würde es nicht nöthig gewesen sein, die Rippenschwelle noch ein viertes Mal zu stopfen, da die dritte Stopfung voraussichtlich allein schon mehr ausgehalten haben würde. Es geschah dieses jedoch, um den Verlauf der IV. Senkungslinie zu erkennen. Der Vergleich der beiden Schwellenarten liefert dasselbe Ergebnis, wie bei den Kiesversuchen. Aehnlich verhält es sich mit dem Verbrauch an Bettungsstoff, wenn man bei der Rippenschwelle für die nicht nöthige IV. Stopfung einen der Anzahl der Stopfschläge entsprechenden Abzug macht. Man erhält nach der Zusammenstellung Nr. 8 S. 235 nur $\frac{(76 + 70 + 60) \cdot 1,51}{283} = 1,10$ l zerkleinerten Bettungsstoff, so daß der Stopfmaterialverbrauch der beiden Schwellenarten sich verhält wie

$$\frac{\frac{\text{---}}{\text{T}}}{\frac{\text{---}}{\text{T}}} = \frac{2,32}{1,10} = \frac{2,11}{1}$$

Die Rippenschwelle ist somit auch bei Basaltkleinschlagbettung der Schwelle Nr. 51 in beiden Beziehungen um das doppelte überlegen; die Ueberlegenheit steigert sich, wie der weitere Verlauf der Senkungslinien zeigt, bei den folgenden Stopfungen in noch erheblicherer Weise.

b) Versuch mit Grauwacke. (Zusammenstellung Nr. 9 u. 10 S. 236 u. 237, Abb. 9 u. 10 Bl. 31 u. 32 und Text-Abb. 14.) Es wurden ebenfalls Versuche mit der Schwelle Nr. 51 und mit der Rippenschwelle ausgeführt, wobei erstere sechsmal mit 419 Schlägen, letztere viermal mit 283 Schlägen gestopft und bei ersterer 386 338, bei letzterer 518 080 Belastungen erzielt wurden.

Die Senkungslinien der Schwelle 51, Abb. 9 Bl. 31 u. 32, fallen im allgemeinen rascher ab, als beim Basalt, jedoch bleibt die Liegedauer der letzten beiden Stopfungen nicht erheblich hinter der letzten Linie bei der Basaltbettung zurück. Der Verlust an Stopfhöhe kann zu etwa 14 mm angenommen werden. Die Siebung ergab 1,84 l zerkleinerte Grauwacke, darunter 0,65 l Staub; letztere Menge ist also ebenso groß, erstere nicht unwesentlich kleiner als beim Basalt, so daß auf 1 l zerkleinerten Bettungsstoff 228 und auf 1 l Staub 645 Stopfschläge entfallen. Die größere Liegedauer beim Basalt wird somit aufgewogen durch einen entsprechend geringeren Stoffverbrauch bei der Grauwacke, und beide Gesteinsarten können als gleichwerthig angesehen werden.

Der Versuch mit der Rippenschwelle, dessen Ergebnisse in der Zusammenstellung Nr. 10 S. 237 und Abb. 10 Bl. 31 u. 32 zu ersehen sind, bestätigt wiederum das über die beiden wettstreitenden Schwellen beim Basalt gewonnene Urtheil. Auch hier

hätten drei Stopfungen genügt, um die bei der vollkoffrigen Schwelle erreichte Zahl von 386 338 Belastungen auszuhalten. Es wurde jedoch diese Senkung ebenfalls unterbrochen, um den

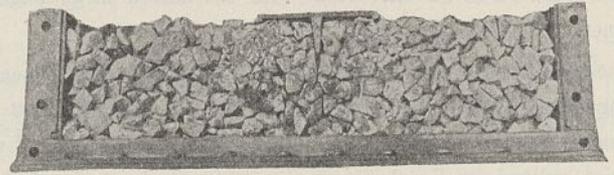


Abb. 14.

Verlauf der IV. Senkungslinie zu erkennen, die, wenn sie auch nicht ganz die Höhe der letzten Basaltlinie erreicht, doch im wesentlichen denselben Verlauf nimmt. Auch der in Text-Abb. 14 dargestellte Querschnitt des Bettungskörpers ist dem des Basalts ähnlich. Die Siebung ergab 1,119 l zerkleinertes Gestein, darunter 0,50 l Staub, so daß bei 283 Stopfschlägen 1 l zerkleinerter Bettungsstoff auf 253 und 1 l Staub auf 556 Stopfschläge entfallen.

Zur Vergleichung mit der Schwelle Nr. 51 darf wiederum nur der auf drei Stopfungen entfallende Theil des zerkleinerten Gesteins, nämlich $\frac{76 + 70 + 60}{283} \cdot 1,119 = 0,81$ l angerechnet werden, und danach ergibt sich der Stopfmaterialverbrauch der beiden Schwellenarten wie

$$\frac{\frac{\text{---}}{\text{T}}}{\frac{\text{---}}{\text{T}}} = \frac{1,84}{0,81} = \frac{2,27}{1}$$

mithin fast genau dasselbe Ergebnis, wie beim Basalt.

c) Versuch mit Granitkleinschlag. (Zusammenstellung Nr. 11 S. 238, Abb. 11 Bl. 31 u. 32 und Text-Abb. 15.) Die Leistungsfähigkeit stellt sich bei den ausgeführten sechs Stopfungen auf 389 296 Belastungen, mithin fast eben soviel, wie bei Grauwackenkleinschlag. Dahingegen ist der Verbrauch an Bettungsstoff wesentlich größer, als bei dem zuvor geprobten Gestein, denn die Siebung ergab 3,99 l zerkleinerten Bettungsstoff, darunter 1,68 l Staub. Es entfallen mithin nach der früheren Berechnungsweise auf 1 l zerkleinerten Bettungsstoff 105 und auf 1 l Staub 249 Stopfschläge. Diese Zahlen lassen erkennen, wie bedeutend der Granit in Bezug auf seine Widerstandsfähigkeit hinter den beiden vorher betrachteten Gesteinsarten zurücksteht und wie er sich nur wenig über den gesiebten Kies erhebt. Während somit die Haltbarkeit des Schwellenlagers und der Verlauf der Senkungslinien beim Granit denen bei Basalt und Grauwacke nicht wesentlich nachstehen, kann diesem Gestein in Bezug auf Stoffverbrauch kaum die Hälfte des Werthes der vorigen beigegeben werden. Text-Abb. 15 giebt den Quer-

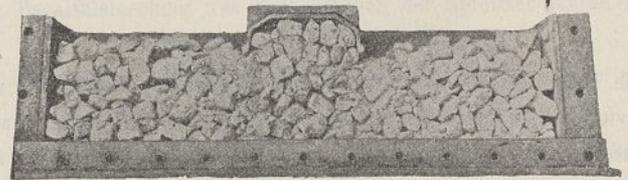


Abb. 15.

schnitt des Bettungskörpers, der hauptsächlich unterhalb der Stopfkanten mehr verdichtet und mit Staubtheilen untermischt ist, so daß man schon den Zeitpunkt abzusehen vermag, an dem er undurchlässig werden und verschlammen wird.

d) Versuch mit Diorit. (Zusammenstellung Nr. 12 S. 237, Abb. 13 Bl. 31 u. 32 und Text-Abb. 16.) Das Ergebnis

dieses Versuches unterscheidet sich von den früheren durch den erheblich günstigeren Verlauf der Senkungslinien. Während die erste Senkung beim Basalt nur 1315 Belastungen aufweist, sind beim Diorit 6557 erforderlich gewesen; die IV. Stopfung bei letzterem Gestein konnte bis zur Senkung von 16,6 mm Tiefe 242 900 mal belastet werden, die VI. Stopfung würde voraussichtlich sogar 500 000 Achsen ausgehalten haben, während keine der sechs Senkungen beim Basalt, wie bei Grauwacke, sich über 195 000 erhob. Der Stoffverbrauch stellt sich jedoch wesentlich ungünstiger als bei dem in Vergleich gezogenen Gestein, er ist sogar theilweise größer als beim Granit, da 4,99 l Gestein zerstört und 1,15 l Staub erzeugt wurde, sodafs auf 1 l des ersteren nur 84 und auf 1 l Staub 364 Stopfschläge entfallen.

Dieser Widerspruch zwischen dem bedeutenden Stoffverbrauch und der größeren Liegedauer mufs auf die geringere Korngröfse des Steinschlags, sowie auf die mehr längliche und muschelförmige Gestalt der einzelnen Steine zurückgeführt werden. Denn diese Eigenschaften ermöglichen es, die einzelnen Steine dichter in einander zu stopfen und besser zusammenzufügen, als es bei größeren Gesteinstücken und solchen mit würfelförmiger Gestalt der Fall ist. Je mehr aber der Bettungskörper zu einer festen Masse vereinigt ist, desto mehr wird er unbeweglich und desto größeren Widerstand setzt er den überrollenden Lasten

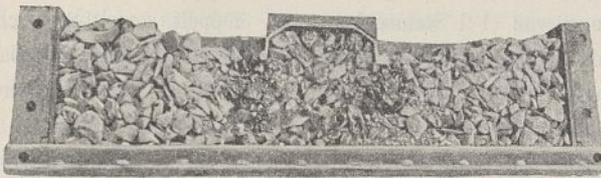


Abb. 16.

entgegen. Da nun diese Festigung des Lagers mit kleinerem Gestein sich rascher vollzieht, so müssen auch die Senkungslinien eher einen stetigen Verlauf nehmen, als bei Verwendung größerer Steinstücke, bei denen dieser erst später und nach häufigerer Stopfung eintritt. Andererseits wird aber beim Aufhauen und Stopfen eines Lagers, das schon vorher sehr haltbar war, mehr Material zerstört, als bei einem, das noch nachgiebiger und weniger fest zusammengedrückt ist.

Mit diesen Ausführungen stehen scheinbar im Widerspruch die günstigeren Ergebnisse der Rippenschwelle. Doch nur scheinbar; denn durch die vorhandene Mittelrippe wird nicht nur verhütet, dafs beim Stopfen der einen Seite die andere wieder gelockert wird, sondern es wird durch die Mittelrippe das eingestopfte Material nach unten gelenkt, wo es das unterliegende Gestein zusammenpressen und das Lager befestigen mufs. Bei der Rippenschwelle kommt jeder Stopfschlag voll zur Geltung, ohne — wie bei der anderen Schwelle — schädigende Nebenwirkungen auszuüben.

e) Versuch mit Quarzit. (Zusammenstellung Nr. 13 u. 14 S. 238 u. 239, Abb. 12 Bl. 31 u. 32 und Text-Abb. 17 u. 17a.) Es wurden zwei Versuche, nämlich mit Steinschlag von gröberem und feinerem Korn zur Ausführung gebracht, deren Senkungslinien, in Abb. 12 Bl. 31 u. 32 gestrichelt und ausgezogen, sehr verschiedenartigen Verlauf genommen haben. Die gestrichelten Linien des groben Gesteins sind sehr unregelmäßig und erreichen nach der VI. Stopfung mit 115 870 ihren größten Werth, während die ausgezogenen Linien des Gesteins mit weniger grobem

Korn von vornherein einen regelmässigen Verlauf nehmen und, abgesehen von dem Rückgange bei der III. Stopfung, sich dauernd heben, bei der VI. Stopfung sogar mit 169 740 Belastungen noch in einer Höhe verbleiben, die hinter der IV. Senkungslinie

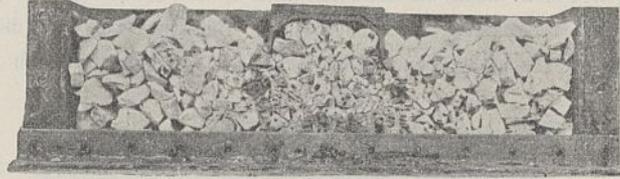


Abb. 17.

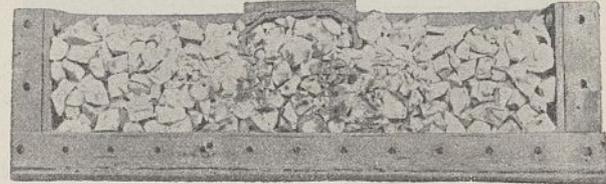


Abb. 17a.

der Rippenschwelle mit Grauwackenkleinschlag nicht zurückbleibt. Der Verbrauch an Bettungsstoff ist hingegen bei diesem zweiten Versuche recht erheblich, indem 4,62 l Gestein zerstört und dabei 1,10 l Staub erzeugt wurden. Der erste Versuch mit grobem Gestein hat zwar weniger zerkleinertes Material (2,55 l), dabei aber auch nur 294 521 Belastungen im ganzen ausgehalten. Es bestätigt sich somit auch hier, was beim Diorit gesagt wurde: Bettung aus Gestein mit kleinerem Korn (2 bis 5 cm) stopft sich besser und liefert ein festeres Lager, als wenn die Gesteinstücken größer und würfelförmig sind.

Text-Abb. 17 und 17a zeigen die Querschnitte der Bettungskoffer der beiden Versuche; ersterer enthält nur wenige grofse Steine und grofse Hohlräume im Schwellenkörper, während letzterer kleineres Gestein und ein wesentlich dichteres Gefüge zeigt.

f) Versuch mit Hochofenschlacke. (Zusammenstellung 15 S. 240, Abb. 14 Bl. 31 u. 32 und Text-Abb. 18.) Die Schlacke war von einem größeren Hüttenwerke bezogen, das auf die Verwerthung dieses Materials zur Gleisunterhaltung seither nicht bedacht gewesen war und deshalb bei der Erzeugung der Schlacke auf die hierfür nöthigen besonderen Eigenschaften keine Rücksicht genommen hatte. Dies möge zur Erklärung dienen gegenüber den im Saargebiet mit Schlackenkleinschlag erzielten wesentlich günstigeren Ergebnissen. Wenn auch die Anzahl der erzielten Belastungen der beim Granit nahe kommt, so ist doch das Siebergebnis viel ungünstiger; denn der Stoffverbrauch betrug 4,21 l bei 2,01 l Staub. Auf die Stopfhammerschläge bezogen, entfallen nur 99 Schläge auf 1 l zerkleinerten Bettungs-

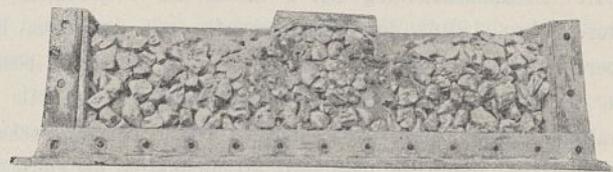


Abb. 18.

stoff und 208 auf 1 l Staub. Der Querschnitt des Bettungskoffers läfst, abweichend von den früheren, erkennen, wie ein Theil des zerstörten Stopfmaterials bereits in den Schwellenkörper eingetreten ist.

g) Versuch mit gewöhnlichem, ungesiebttem Kies. (Zusammenstellung Nr. 16 S. 239, Abb. 15 Bl. 31 u. 32 und Text-

Abb. 19.) Um endlich auch den gewöhnlichen, sandigen Grubenkies, wie er sich im Flachlande vielfach vorfindet, mit zum Vergleich heranzuziehen, wurde auch damit ein Versuch angestellt und dazu die Rippenschwelle gewählt, ebenfalls 20 mm Stopfhöhe angenommen, auch die Schwelle nach 10 mm Senkung als hohl liegend behandelt, d. h. nach jeder Belastung bis zu dieser Höhe wieder angehoben. Ueber 51762 Belastungen nach der

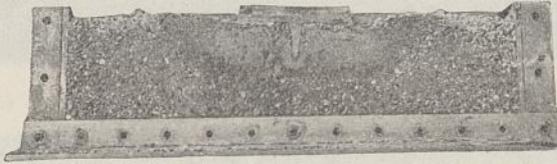


Abb. 19.

VII. Stopfung hat sich dieses Bettungsmaterial nicht erhoben, die Gesamtsumme der ausgeführten acht Stopfungen hat nur 162844 betragen. Der in Text-Abb. 19 wiedergegebene Querschnitt des Bettungskoffers ist insofern bemerkenswerth, als er dessen dreitheilige Gestalt noch besser als die früheren Aufnahmen erkennen läßt, aber auch zugleich ersichtlich macht, wie die Bildung eines keilförmigen Körpers unter der Schwelle nicht eingetreten zu sein scheint, sondern die spiralförmigen Bewegungen bereits vom Schwellendeckel aus ihren Anfang genommen haben.

Vergleiche und Endergebnisse. In Abb. 16 Bl. 31 u. 32 sind die besten Senkungslinien der beiden Schwellenformen mit Kies, wie auch mit Basalt-, Diorit- und Quarzit-Kleinschlag zusammengetragen, wodurch man ein in die Augen springendes Bild von deren außerordentlicher Verschiedenheit erhält. Die unterste gestrichelte Linie stellt den oberen Theil bis zu 20 mm Senkung der günstigsten Senkungslinie Nr. XV der vollkoffrigen Schwelle mit 0,95 m Schwellenabstand und unter Verwendung von gesiebttem Kies dar (vergl. die Zusammenstellung Nr. 2 S. 94 des vorjährigen Aufsatzes, Jahrg. 1896), bei welcher die Schwelle nach 36138 Belastungen sich um 20 mm gesenkt hatte. Dieser Werth ist zweifellos als Durchschnittswerth zu hoch, denn es hat keine der folgenden Senkungen diese Höhe auch nur annähernd wieder erreicht; auch ist bei den derzeitigen Versuchen die Schwelle stets als festliegend behandelt.

Die zweite, schwach gestrichelte Linie gehört der Rippenschwelle mit gewöhnlichem ungesiebttem Kies an, Abb. 15 Bl. 31 u. 32, bei der nach 10 mm Senkung die Schwelle als hohl liegend behandelt worden ist. Trotz des wesentlich schlechteren Bettungsstoffes und trotzdem die Schwelle nur siebenmal gestopft war, ist doch die Senkungslinie besser als die vorhergehende. Die dritte, voll ausgezogene Linie ist der obere Theil der Senkungslinie Nr. IX (Zusammenstellung Nr. 4 S. 94 des vorjährigen Aufsatzes, Jahrg. 1896) der Rippenschwelle mit gesiebttem Kies. Ueber ihr und im unteren Theile sich ihr nähernd, befindet sich die sechste Senkungslinie der vollkoffrigen Schwelle mit Basaltkleinschlag (punktirte Linie). Dann kommt, schwach strichpunktirt, die dritte und, stark strichpunktirt, die vierte Senkungslinie der Rippenschwelle mit Basalt und, zwischen ihnen liegend, die Linie der Schwelle Nr. 51 mit Diorit (schwach gestrichelt mit zwei Punkten) und mit Quarzit (stark gestrichelt mit zwei Punkten).

Wie bei der Vergleichung der Linien einerseits der Unterschied der beiden Schwellenformen deutlich hervortritt, so erkennt man andererseits auch, einen wie großen Einfluß die Beschaffen-

heit des Bettungsstoffes auf die feste Lage des Gleises ausübt. Der Unterschied der untersten, gestrichelten Linie gegen die dritte darauf folgende, punktirte Linie kennzeichnet die Tragfähigkeit der Schwelle Nr. 51 mit Basaltkleinschlag gegen die gleiche Schwelle bei Verwendung gesiebten Kieses; ein Unterschied, der noch greller zu Tage tritt, wenn man die besten Senkungslinien beim Quarzit und Diorit in Vergleich stellt. Der Verlauf der obersten strichpunktirten Linie im Vergleich zu der voll ausgezogenen zeigt an, wie sehr auch bei Verwendung der Rippenschwelle die Steinbettung der Bettung aus gesiebttem Kies überlegen ist.

Den Unterschied in Zahlen auszudrücken, hält insofern schwer, als man unter genauer Ermittlung der Betriebslast den Versuch hätte solange fortsetzen müssen, bis auch die beste Gesteinsart bis zur vollständigen Unbrauchbarkeit und Verschlammung zerkleinert worden wäre. Das würde aber selbst bei der angewandten Versuchsart eine lange Zeit in Anspruch genommen haben. Ein ziemlich richtiges Urtheil dürfte jedoch die folgende Ueberlegung ergeben.

Nimmt man an, daß der Basaltkleinschlag in demselben Maße mit zerstörten und zerkleinerten Theilen durchsetzt sein könne, wie der Kies, bei dem 7,34 l zerstörter Bettungsstoff von 2 mm Größe bis zum Staube sich gefunden hatte (Mittelwerth der früheren Versuche Seite 88 und 90 der vorjährigen Arbeit), ehe er ungeeignet wurde, so müßte man, da zur Zerstörung von 1 l Steinschlag etwa doppelt soviel Stopfschläge nöthig waren, als beim Kies, die Schwelle Nr. 51 mit Basaltbettung auch doppelt so oft stopfen, d. h., da die Schwelle mit Kiesbettung 18 mal gestopft wurde, 36 mal. Die ersten sechs Stopfungen mit Basaltkleinschlag haben im ganzen 496159 Belastungen ergeben; jede der folgenden würde mindestens ebensoviel, als die sechste Stopfung, nämlich 195000 aushalten, sodafs die noch auszuführenden 30 Stopfungen eine Belastungszahl von

$$30 \times 195000 = 5850000,$$

der Basaltkleinschlag somit im ganzen = 6346159 ertragen haben würde, ehe er so unbrauchbar geworden wäre, wie der Kies. Nimmt man nun zu gunsten des Kieses an, daß dessen Schwelle, wie es in den Versuchen geschehen ist, bis auf 30 mm hinuntergefahren würde, ehe man sie wieder stopft, so würde, da der Kies nach einer Million Belastungen unbrauchbar geworden war, die Kiesbettung mindestens sechsmal zu erneuern und $6 \times 18 = 108$ mal zu stopfen gewesen sein. Der Basaltkleinschlag brauchte während dessen aber überhaupt nicht erneuert und die Schwelle nur $2 \times 18 = 36$ mal gestopft zu werden. Mithin ist trotz der für Kies günstigeren Annahme bei der Kiesbettung der Verbrauch an Stopfmateriale mindestens sechsmal und der Arbeitslohn dreimal so groß, als beim Basaltkleinschlag. Da nun bei der heutigen Preislage der Steinschlag aus Hartgestein nur etwa doppelt soviel kostet, als guter Kies, so ist es vortheilhafter, ohne Rücksicht auf die Art des Oberbaues und die Form der Schwelle, bei Bahnen mit stärkerem Verkehr ausschließlich Kleinschlag aus festem Gestein zu verwenden.

Zur Beurtheilung der Güte des Bettungsstoffes muß man unterscheiden einerseits die Haltbarkeit desselben gegen die zerstörende Wirkung der Stopfschläge und andererseits dessen Eigenschaft, möglichst zeitig ein festes Lager für die Schwelle zu bilden.

Die Haltbarkeit kommt zum Ausdruck in der Menge des nach Beendigung jedes Versuches vorgefundenen zerkleinerten bzw. zerstörten Materials und die Tragfähigkeit durch die Anzahl der Belastungen bzw. durch den Verlauf der Senkungslinie. In der Zusammenstellung Nr. 17 S. 239 sind die dahingehenden Zahlenangaben übersichtlich zusammengestellt. Es erschien wünschenswerth auch hier nicht nur die Mengen des zerkleinerten Gesteins (Reihe 5), sondern auch (in Reihe 7 und 9) das zerstörte Material bzw. den Staub besonders aufzuführen, da unter ersterer beim Diorit und Quarzit ungewöhnlich viel Rückstände von 12 bis 6 mm Korngröße sich vorgefunden hatten, die aber noch nicht als unbrauchbar angesehen werden können, andererseits bei den letzteren Mengen auch der gesiebte Kies mit zum Vergleich herangezogen werden kann. Der Güte nach würden sich demnach die einzelnen Gesteine gruppieren:

Nach Reihe 8

Grauwacke mit 444 Stopfschlägen auf 1 l zerstörten Bettungsstoff					
Basalt	"	422	"	"	1 " " "
Quarzit	"	322	"	"	1 " " "
Diorit	"	245	"	"	1 " " "
Granit	"	175	"	"	1 " " "
Schlacke	"	158	"	"	1 " " "
Kies	"	142	"	"	1 " " "

Nach Reihe 10

Basalt mit 676 Stopfschlägen auf 1 l Staub					
Grauwacke	"	606	"	"	1 " " "
Quarzit	"	434	"	"	1 " " "
Diorit	"	364	"	"	1 " " "
Granit	"	249	"	"	1 " " "
Schlacke	"	208	"	"	1 " " "
Kies	"	198	"	"	1 " " "

Nach beiden Ergebnissen sind Grauwacke und Basalt in Bezug auf die Haltbarkeit des Gesteins als die besten Bettungsstoffe zu bezeichnen, ihnen zunächst — und etwa $\frac{1}{3}$ gegen sie zurück — stehen Quarzit und Diorit, während Granit und Schlacke den gesiebten Kies nur wenig überragen.*)

Um ähnliche Verhältniszahlen bezüglich der Tragfähigkeit und Haltbarkeit des Schwellenlagers zu erhalten, ist in Reihe 11 der Zusammenstellung Nr. 17 die Anzahl der Belastungen aufgeführt, welche die beste Stopfung (bis zur Senkung von 20 mm) ausgehalten hat bzw. ausgehalten haben würde, wobei die letzteren Werthe nach dem Verlauf der längsten und nächstliegenden Linien veranschlagt worden sind.

Die so gewonnenen Zahlen sind durch die Zahlen der Reihe 5, 7 und 9 getheilt, und die dadurch gewonnenen Werthe als ein Maßstab angesehen, der zur Erzielung eines Vergleiches nicht ungeeignet ist. Wählt man wiederum die Reihen des zerstörten Bettungsstoffes (13) und des Staubes (14) aus, so ergibt sich:

*) Ein inzwischen mit Quarz-Porphyr aus dem Beutegrunde bei Neurode (Grafschaft Glatz) angestellter Versuch ergab für dieses Gestein 165 Stopfschläge auf 1 l zerkleinerten Bettungsstoff von 12 mm Korngröße und darunter, 585 Schläge auf 1 l zerstörtes Gestein von 2 mm Korngröße und darunter, und 772 Stopfschläge auf 1 l Staub. Der Kleinschlag aus Porphyr ist somit dem aus Basalt und aus Grauwacke gleichzustellen, zumal auch dessen Senkungslinien hinter denen bei Grauwacke nicht zurückbleiben.

Nach Reihe 13

Diorit mit 310 000 Belastungen		
Quarzit	"	278 000 "
Grauwacke	"	200 000 "
Basalt	"	184 000 "
Schlacke	"	73 000 "
Granit	"	70 000 "
Kies	"	49 000 "

Nach Reihe 14

Diorit mit 461 000 Belastungen		
Quarzit	"	376 000 "
Basalt	"	300 000 "
Grauwacke	"	290 000 "
Schlacke	"	101 000 "
Granit	"	101 000 "
Kies	"	83 000 "

Die ungünstigeren Zahlen für Basalt und Grauwacke sind zum Theil auf das gröbere Korn des Gesteins zurückzuführen; denn mit kleinerem Gestein, hauptsächlich solchem mit schieferiger, muschelartiger Gestalt, kann der Hohlraum in und unter der Schwelle besser unterkeilt werden, als mit einem Gestein, das würfelförmig ist und größeres Korn hat. Es ist deshalb nach den beiden Versuchen mit Quarzit wohl anzunehmen, daß auch Basalt und Grauwacke bei kleineren Steinen günstigere Ergebnisse erzielen werden. Bei Granit und Schlacke mag unter Verwendung geeigneteren Kornes eine gewisse Besserung ebenfalls ermöglicht, jedoch können dadurch die Zahlen der ersteren Gesteine niemals erreicht werden.

Aus dem bei den einzelnen Versuchen gewonnenen Staube wurden durch Wasserzusatz Schlammkuchen gefertigt und diese später getrocknet, wobei die Wasseraufnahme ermittelt, auch später durch Wiegen festgestellt wurde, wann die Kuchen wieder ausgetrocknet waren. Es hatten an Wasser aufgenommen:

der Basaltstaub	21,0 v. H.
der Staub von Grauwacke	25,0 "
" " " Diorit	26,5 "
" " " Quarzit	26,5 "
" " " Granit	24,0 "
" " " Schlacke	19,0 "
" " " Kies	20,0 "

Die Wasseraufnahme erfolgte rasch bei Basalt und Schlacke, etwas langsamer bei Kies, Granit und Grauwacke, während das auf den Dioritstaub aufgegebene Wasser anfänglich wie Quecksilber sich zusammenrollte und erst nach 3 bis 5 Minuten eindrang. Beim Quarzitstaub trat diese Erscheinung in noch ausgeprägter Weise auf; das Wasser blieb vollständig klar stehen und hatte sich erst nach etwa 40 Minuten mit dem Staube vereinigt.

Das Austrocknen der Schlammkuchen geschah ziemlich gleichmäßig bei allen Proben. Quarzit, Schlacke, Kies und Granit waren nach etwa 30 Stunden, die übrigen nach 40 bis 50 Stunden vollständig ausgetrocknet. Die Beschaffenheit der getrockneten Schlammkuchen war sehr verschieden. Die Kuchen von Hochofenschlacke, Granit und Quarzit waren lose und sandig, etwas fester war der Basaltkuchen, während Kies, Grauwacke und Diorit ziemlich feste Kuchen ergaben, deren Beschaffenheit die Undurchlässigkeit der durch solchen Schlamm verunreinigten Gleisstrecken hinreichend erklärt.

Die Hauptergebnisse der fast zwei Jahre andauernden Untersuchungen können wie folgt zusammengefaßt werden:

1. Unter jeder Eisenbahnschwelle bildet sich, infolge des Stopfens und des Niederfahrens derselben, in der Bettung ein kofferartiger Körper, dessen Breite und Höhe abhängig ist vom Schwellenabstande und vom Bettungsstoff. Je weiter die Schwellenlage ist, desto breiter und höher ist der Koffer und umgekehrt.
2. Je näher die Schwellen an einander liegen, desto eher wird das Lager unter der Schwelle fest, und desto geringer sind Unterhaltungskosten und Stopfmaterialverbrauch.
3. Schwellen der vollkoffrigen Form (Nr. 51 der preussischen Staatsbahn) sind mit einem bedeutenden Verlust an Stopfhöhe behaftet, d. h. sie sinken nach dem Stopfen rasch wieder

um ein bestimmtes Maß zurück. Dieses Maß beträgt bei Kiesbettung 18 bis 24 mm, beim Steinschlag 10 bis 14 mm, während bei der Schwelle mit Mittelrippe, wie auch bei der Holzschwelle, dieser Verlust an Stopfhöhe nur etwa halb soviel beträgt.

4. Die vollkoffrige Schwelle (Nr. 51) erfordert bei der Gleisunterhaltung doppelt soviel Arbeitslohn und gebraucht doppelt soviel Stopfmaterial, als die Schwelle mit Mittelrippe und die Holzschwelle.

5. Steinschlagbettung aus hartem Gestein ist der Kiesbettung in Bezug auf Arbeitslohn um das dreifache, in Bezug auf Verbrauch an Bettungsstoff um das sechsfache überlegen.

6. Bettungsstoff aus kleineren und muschelartig geformten Steinen eignet sich besser zur Erzielung eines festen Schwellenlagers, als Gestein mit größerem und würfelförmigem Korn.

Zusammenstellung Nr. 1

der Senkungen und Belastungen der vollkoffrigen Schwelle Nr. 51 der preussischen Staatsbahn mit Kiesbettung bei 0,75 m Schwellenabstand.

Nr. der Stopfung	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	12 Stopfungen
Anzahl der Stopfschläge	87	80	80	75	70	70	65	65	64	60	60	56	832 Stopfschläge
Senkung in mm	Anzahl der Belastungen beim Eintritt der Senkung												
2	0	0	0	0	4	7	6	12	13	13	21	30	
4	0	6	5	7	11	15	18	21	32	29	51	78	
6	0	15	10	16	22	28	24	41	63	59	122	162	
8	5	24	21	29	40	52	51	67	117	91	202	303	
10	14	35	35	47	64	82	98	110	204	159	366	636	
12	22	48	52	79	97	138	144	192	305	243	761	1183	Summe der Belastungen = 1032279.
14	26	60	76	132	142	214	259	327	420	652	1737	2719	
16	34	75	104	197	211	343	455	525	893	1112	3547	4943	
18	47	97	139	287	293	488	896	1010	1376	1902	6587	8533	
20	60	126	205	467	427	830	2091	2650	2800	3326	13497	18893	
22	74	167	252	769	607	1318	3644	5043	8000	4418	28015	30167	
24	89	215	280	1133	911	1832	8291	8677	15300	6327	62793	54093	
26	96	290	427	1671	1687	3673	16905	19797	42307	20448	103757	101889	
28	110	427	595	2291	2257	6094	26164	43647	90000	63316	146807	146603	
30	126	790	1050	3397	8889	16167	42300	132764	213161	142935	260700	212000*)	*) bei 29,0 mm.

Ergebnis der Siebung:

Korn von 6—5 mm = 0,31 l

4 „ = 1,24 „

3 „ = 1,92 „

2 „ = 0,92 „

1 „ = 0,40 „

3/4 „ = 0,85 „

Staub = 3,36 „

} 4,61 l zerstörter Kies, mithin
1 l auf 180 Stopfschläge,
1 l Staub auf 247 Stopfschläge.

zus. 9,00 l.

9,00 l zerkleinerter Bettungsstoff oder 1 l auf 92 Schläge.

Zusammenstellung Nr. 2

der Senkungslinien der vollkoffrigen Schwelle Nr. 51 der preussischen Staatsbahn mit Kiesbettung bei 0,55 m Schwellenabstand.

Nr. der Stopfung	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	8 Stopfungen
Anzahl der Stopfschläge	84	80	75	70	70	65	60	62	566 Stopfschläge
Senkung in mm	Anzahl der Belastungen beim Eintritt der Senkung								
2	0	11	7	15	11	15	11	13	Summe der Belastungen = 1110057 *) bei 28,5 mm.
4	0	24	17	34	32	36	78	56	
6	2	43	35	66	73	77	188	115	
8	6	64	59	104	159	144	350	314	
10	11	87	89	187	339	243	768	709	
12	18	116	138	254	587	461	1112	1769	
14	27	158	213	404	877	774	1604	2453	
16	36	201	299	476	1143	1146	2610	5047	
18	47	250	449	594	1363	2015	7154	15321	
20	62	308	577	744	1680	2911	11902	35413	
22	86	392	771	1176	2075	5455	42274	59179	
24	115	506	1157	2324	2641	17055	89028	94529	
26	201	790	1833	4622	4701	46021	184728	157329	
28	316	1385	3903	10457	14096	159053	320000	330600	
30	600	3057	11161	36844	44895	224000	451000	338500	

Ergebnis der Siebung:

Korn von 6—5 mm = 0,181
 4 " = 0,95 "
 3 " = 1,72 "
 2 " = 0,72 "
 1 " = 0,32 "
 3/4 " = 0,68 "
 Staub = 2,28 " } 3,281 zerstörtes Stopfmater., mithin
 } 11 auf 172 Stopfschläge,
 } 11 Staub auf 248 Stopfschläge.
 zus. 6,86 l.

6,86 l zerkleinerter Bettungsstoff oder 11 auf $\frac{566}{6,86} = 81$ Schläge.

Zusammenstellung Nr. 4

der Senkungslinien der Schwelle mit Mittelrippe von 0,24 m Breite mit Kiesbettung bei 0,75 m Schwellenabstand und hoher Lage

Nr. der Stopfung	I	II	III	IV	V	VI	VII	7 Stopfungen
Anzahl der Stopfschläge	87	64	63	67	55	62	66	464 Stopfschläge
Senkung in mm	Anzahl der Belastungen beim Eintritt der Senkung							
2	0	0	33	8	28	35	56	Summe der Belastungen = 699188.
4	8	8	141	57	257	410	314	
6	21	25	415	181	1178	1754	604	
8	42	76	731	416	2718	6990	1600	
10	67	197	1077	1128	7028	14690	3500	
12	114	336	1577	2152	14228	23190	7880	
14	183	512	2077	4174	24890	31700	21900	
16	267	836	2933	8694	44628	60700	27100	
18	381	1242	3601	17928	82200	96000	—	
20	759	1912	4177	47200	161638	159390	—	
22	863	2876	5077	89430	—	—	—	
24	1557	3738	5877	115328	—	—	—	
26	1753	4896	6977	157000	—	—	—	
28	2363	6712	7670	227400	—	—	—	
30	3703	13412	11145	322800	—	*) bei 19,2 mm	*) bei 14,4 mm	

Ergebnis der Siebung:

Korngröße von 6—5 mm = 0,211
 5—4 " = 1,16 "
 4—3 " = 1,47 "
 3—2 " = 0,66 "
 2—1 " = 0,30 "
 1—3/4 " = 0,56 "
 Staub = 2,17 " } 3,031 zerstörter Kies, mithin
 } 11 auf 153 Stopfschläge,
 } 11 Staub auf 214 Stopfschläge.
 zus. 6,53 l.

6,53 l zerkleinertes Stopfmater. oder $\frac{464}{6,53} = 71$ Schläge auf 11.

Zusammenstellung Nr. 3

der Senkungslinien der Schwelle mit Mittelrippe mit Kiesbettung bei 0,75 m Schwellenabstand und tiefer Lage.

Nr. der Stopfung	I	II	III	IV	V	VI	VII	7 Stopfungen
Anzahl der Stopfschläge	80	72	67	65	60	50	55	449 Stopfschläge
Senkung in mm	Anzahl der Belastungen beim Eintritt der Senkung							
2	1	4	3	13	32	29	127	Summe der Belastungen = 1115302.
4	4	9	12	42	152	104	534	
6	7	37	52	157	422	418	1920	
8	11	86	112	295	904	1080	4904	
10	23	196	270	650	1748	2425	17954	
12	36	379	532	1077	3264	5541	74964	
14	60	641	1144	1986	6056	19485	149500	
16	90	947	1737	3350	10235	49485	154305	
18	135	1257	2508	4472	15370	91319	—	
20	190	1594	3596	6708	27486	125407	—	
22	290	2287	5928	9022	47498	196535	—	
24	336	2757	8695	13570	70570	277081	—	
26	460	3477	11618	17574	100170	355081	—	
28	633	4648	20732	24144	147970	486681	—	
30	963	10365	50878	59424	191790	647577	*) bei 14,4 mm	

Ergebnis der Siebung:

Korn von 6—5 mm = 0,241
 4 " = 1,05 "
 3 " = 1,47 "
 2 " = 0,67 "
 1 " = 0,26 "
 3/4 " = 0,65 "
 Staub = 1,89 " } 2,801 zerstörtes Stopfmater., mithin
 } 11 auf 161 Stopfschläge,
 } 11 Staub auf 238 Stopfschläge.
 zus. 6,23 l.

6,23 l zerkleinerter Bettungsstoff oder 11 auf 72 Schläge.

Zusammenstellung Nr. 5

der Senkungslinien der Schwelle mit Mittelrippe von 0,25 m Breite mit Kiesbettung bei 0,55 m Schwellenabstand und tiefer Lage.

Nr. der Stopfung	I	II	III**)	IV	V	VI	6 Stopfungen
Anzahl der Stopfschläge	84	80	86	58	60	65	433 Stopfschläge
Senkung in mm	Anzahl der Belastungen beim Eintritt der Senkung						
2	4	2	3	54	129	56	**) Die III. Stopfung wurde von einem anderen Arbeiter ausgeführt, der hierin noch nicht gewandt war und der die Stopfhacke tiefer ansetzte, wodurch das Bett in einer größeren Tiefe gelockert wurde. Summe der Belastungen = 1778012.
4	8	15	13	240	608	256	
6	14	118	35	616	2565	1702	
8	23	340	74	2736	10733	4454	
10	45	571	140	5546	35033	18354	
12	70	776	250	10266	70983	57554	
14	96	988	474	24180	167463	108630	
16	128	1210	690	43408	261587	—	
18	163	2076	1161	76596	427113	—	
20	204	2205	1706	123022	667533	—	
22	264	2978	5044	168606	751579	—	
24	340	4556	12240	246686	—	—	
26	451	5659	26862	335746	—	—	
28	640	6892	69001	475846	—	—	
30	1876	19454	132860	763613	*) bei 20,6 mm	*) bei 13 mm	

Ergebnis der Siebung:

Korngröße von 6—5 mm = 0,261
 5—4 " = 1,08 "
 4—3 " = 1,66 "
 3—2 " = 0,72 "
 2—1 " = 0,33 "
 1—3/4 " = 0,66 "
 Staub = 1,80 " } 2,791 zerstörtes Stopfmater., mit-
 } hin 11 auf 155 Stopfschläge,
 } 11 Staub auf 241 Stopfschläge.
 zus. 6,51 l.

6,51 l zerkleinertes Stopfmater. oder $\frac{433}{6,51} = 66$ Schläge auf 11.

Zusammenstellung Nr. 6

der Senkungslinien der Schwelle mit Mittelrippe von 0,24 m Breite mit Kiesbettung bei 0,36 m Schwellenabstand und hoher Lage.

Nr. der Stopfung	I	II	III	3 Stopfungen
Anzahl der Stopfschläge	76	79	60	215 Stopfschläge
Senkung in mm	Anzahl der Belastungen beim Eintritt der Senkung			
2	64	400	101	Summe der Belastungen = 1133085.
4	295	800	440	
6	710	2600	2100	
8	1585	13000	16900	
10	3085	40000	45700	
12	7835	76000	82000	
14	20785	166000	188000	
16	34885	292000	326400	
18	63385	431000	348300*)	
20	118985	586400	—	
20,8	198385	—	*) bei 16,4 mm	

Ergebnis der Siebung:

Korngröße von 6—5 mm = 0,15 l
 5—4 „ = 0,62 „
 4—3 „ = 1,00 „
 3—2 „ = 0,36 „
 2—1 „ = 0,19 „
 1—³/₄ „ = 0,33 „
 Staub = 1,04 „
 } 1,56 l zerstörtes Stopfmateriel, mithin
 } 1 l auf 138 Stopfschläge,
 } 1 l Staub auf 207 Stopfschläge.
 zus. 3,70 l.

Zerkleinertes Stopfmateriel = 3,70 l oder $\frac{215}{3,70} = 11$ auf 58 Schläge.

Zusammenstellung Nr. 8

der Senkungslinien der Schwelle mit Mittelrippe von 0,25 m Breite mit Basaltkleinschlag bei 0,95 m Schwellenabstand.

Nr. der Stopfung	I	II	III	IV	4 Stopfungen
Anzahl der Stopfschläge	76	70	70	67	283 Stopfschläge
Senkung in mm	Anzahl der Belastungen beim Eintritt der Senkung				
2	23	53	480	1100	Summe der Belastungen = 512865.
4	135	410	7316	21540	
6	365	1050	21300	97740*)	
8	1285	4350	38200	—	
10	3615	7450	62816	—	
12	6300	13550	128500	—	
14	9400	19850	273810	—	
16	12200	33540	328076*)	—	
18	18260	50400	—	—	
20	26765	61634	—	—	
20,8	31415	—	*) bei 14,4 mm	*) bei 5,9 mm	

Ergebnis der Siebung:

Korngröße von 12—4 mm = 0,21 l
 4—3 „ = 0,46 „
 3—2 „ = 0,21 „
 2—1 „ = 0,08 „
 1—³/₄ „ = 0,15 „
 Staub = 0,40 „
 } 0,63 l zerstörter Bettungsstoff, mithin
 } 1 l auf 449 Stopfschläge,
 } 1 l Staub auf 707 Stopfschläge.
 zus. 1,51 l.

Zerkleinerter Steinschlag = 1,51 l oder 1 l auf 188 Stopfschläge.

Zusammenstellung Nr. 7

der Senkungslinien der vollkoffrigen Schwelle Nr. 51 der preussischen Staatsbahn unter Verwendung von Basaltkleinschlag bei 0,95 m Schwellenabstand.

Nr. der Stopfung	I	II	III	IV	V	VI	6 Stopfungen
Anzahl der Stopfschläge	76	70	70	67	68	68	419 Stopfschläge
Senkung in mm	Anzahl der Belastungen beim Eintritt der Senkung						
2	0	11	62	500	352	333	Summe der Belastungen im ganzen = 496159.
4	17	78	265	5146	3892	4515	
6	54	164	865	16416	5890	15300	
8	115	389	7160	36816	10800	31000	
10	170	803	16078	50100	15890	41900	
12	250	1573	18567	58116	25400	63700	
14	415	6703	20870	64210	44400	85700	
16	645	12350	24465	76817	70500	113600	
18	965	17050	29670	90300	88000	144000	
20	1315	30638	38400	119414	111392	195000	

Ergebnis der Siebung:

Korngröße von 12—4 mm = 0,26 l
 4—3 „ = 0,66 „
 3—2 „ = 0,34 „
 2—1 „ = 0,15 „
 1—³/₄ „ = 0,26 „
 Staub = 0,65 „
 } 1,06 l zerstörter Steinschlag, mithin
 } 1 l auf 395 Schläge,
 } 1 l Staub auf 645 Stopfschläge.
 zus. 2,32 l.

Zerkleinertes Stopfmateriel = 2,32 l oder 1 l auf $\frac{419}{2,32} = 181$ Stopfschläge.

Zusammenstellung Nr. 9

der Senkungslinien der vollkoffrigen Schwelle Nr. 51 der preussischen Staatsbahn mit Grauwackenkleinschlag bei 0,95 m Schwellenabstand.

Nr. der Senkung	I	II	III	IV	V	VI	6 Stopfungen
Anzahl der Stopfschläge	76	70	70	67	68	68	419 Stopfschläge
Senkung in mm	Anzahl der Belastungen beim Eintritt der Senkung						
2	0	0	0	0	0	0	Summe der Belastungen = 386388.
4	0	1	2	11	10	11	
6	2	5	4	54	50	80	
8	5	27	11	113	198	424	
10	10	212	29	270	798	9674	
12	16	288	46	620	10068	16000	
14	27	368	107	5320	17068	21174	
16	53	478	335	22020	30460	38474	
18	76	618	505	37820	65780	88674	
20	99	1034	1485	90852	188794	104074	

Ergebnis der Siebung:

Korngröße von 12—4 mm = 0,01 l
 4—3 „ = 0,21 „
 3—2 „ = 0,68 „
 2—1 „ = 0,11 „
 1—³/₄ „ = 0,18 „
 Staub = 0,65 „
 } 0,94 l zerstörter Bettungsstoff, mithin
 } 1 l auf 446 Stopfschläge,
 } 1 l Staub auf 645 Stopfschläge.
 zus. 1,84 l

1,84 l zerkleinerter Steinschlag oder 1 l auf 228 Stopfschläge.

Zusammenstellung Nr. 10

der Senkungslinien der Schwelle mit Mittelrippe von 0,24 m Breite mit Grauwackenkleinschlag bei 0,95 m Schwellenabstand.

Nr. der Stopfung	I	II	III	IV	4 Stopfungen
Anzahl der Stopfschläge	76	70	70	67	283 Stopfschläge
Senkung in mm	Anzahl der Belastungen beim Eintritt der Senkung				
2	0	11	38	230	Summe der Belastungen = 518080.
4	0	88	230	5 770	
6	0	336	3 000	26 060	
8	2	677	14 600	133 800	
10	6	2 331	34 130	136 113*)	
12	13	8 956	82 000	—	
14	28	17 630	170 400	—	
16	55	26 456	194 658*)	—	
18	93	58 646	—	—	
20	189	187 120	*) bei 14,2mm	*) bei 8,2mm	

Ergebnis der Siebung:

Korngröße von 12—4 mm = 0,095 l
 3 " = 0,265 "
 2 " = 0,118 "
 1 " = 0,047 "
 3/4 " = 0,094 " } 0,641 l zerstörter Bettungsstoff, mithin 1 l auf 441 Stopfschläge,
 Staub = 0,500 " } 1 l Staub " 566 "
 zus. 1,119 l.

Zerkleinerter Steinschlag = 1,12 l oder 253 Schläge auf 1 l.

Zusammenstellung Nr. 11

der Senkungslinien der vollkoffrigen Schwelle Nr. 51 der preussischen Staatsbahn mit Granitkleinschlag bei 0,95 m Schwellenabstand.

Nr. der Stopfung	I	II	III	IV	V	VI	6 Stopfungen
Anzahl der Stopfschläge	76	70	70	67	68	68	419 Stopfschläge
Senkung in mm	Anzahl der Belastungen beim Eintritt der Senkung						
2	0	0	2	16	4	3	Summe der Belastungen = 389296.
4	3	10	22	182	50	49	
6	8	41	72	2218	232	165	
8	14	118	244	10690	346	1060	
10	28	210	756	38818	1286	3390	
12	52	1696	1369	47118	2986	10384	
14	104	4600	4756	60118	7886	20610	
16	232	7077	7256	77000	16286	46800	
18	630	11922	16756	93100	27590	117865	
20	1272	27172	27638	122632	41072	169510	

Ergebnis der Siebung:

Korngröße von 12—4 mm = 0,30 l
 4—3 " = 0,82 "
 3—2 " = 0,47 "
 2—1 " = 0,24 "
 1—3/4 " = 0,48 " } 2,40 l zerstörter Steinschlag oder 1 l auf 175 Schläge,
 Staub = 1,68 " } 1 l Staub auf 249 Stopfschläge.
 zus. 3,99 l.

3,99 l zerkleinertes Stopfmateriale oder 1 l auf 105 Stopfschläge.

Zusammenstellung Nr. 12

der Senkungslinien der vollkoffrigen Schwelle mit Dioritkleinschlag aus Saarbrücken.

Nr. der Stopfung	I	II	III	IV	V	IV	6 Stopfungen
Anzahl der Stopfschläge	76	70	70	74	61	68	419 Stopfschläge
Senkung in mm	Anzahl der Belastungen beim Eintritt der Senkung						
2	3	5	100	186	19	908	692 529 Belastungen.
4	14	46	345	1800	231	5600	
6	44	82	3825	11400	3800	17700	
8	61	332	21630	26600	16000	44200	
10	93	3082	24620	59300	53300	98400	
12	157	14880	27460	116100	122350	169740	
14	331	24900	32600	220900	—	—	
16	617	37400	50800	242900*)	—	—	
18	1757	54790	84500	*) bei	—	—	
20	6557	58382	92600	16,6 mm	—	—	

Ergebnis der Siebung:

Korngröße von 12—4 mm = 2,20 l
 4—3 " = 0,74 "
 3—2 " = 0,34 "
 2—1 " = 0,15 "
 1—3/4 " = 0,41 " } 1,71 l zerstörter Bettungsstoff, mithin 1 l auf 245 Stopfschläge,
 3/4 bis zu Staub = 1,15 " } 1 l Staub auf 364 "
 zus. 4,99 l

499 l zerkleinertes Gestein oder 1 l auf 84 Stopfschläge.

Zusammenstellung Nr. 13

der Senkungslinien der vollkoffrigen Schwelle mit Quarzitkleinschlag aus See bei Niesky (Kohlfurt-Falkenberg). Erster Versuch mit grobem Korn.

Nr. der Stopfung	I	II	III	IV	V	VI	VII	7 Stopfungen
Anzahl der Stopfschläge	76	70	70	67	68	68	67	486 Stopfschläge
Senkung in mm	Anzahl der Belastungen beim Eintritt der Senkung							
2	0	0	1	0	0	0	0	Summe der Belastungen = 294 521
4	0	12	18	36	4	12	8	
6	5	36	125	1020	27	130	1836	
8	13	64	352	2640	105	1050	11200	
10	31	106	548	12242	460	3460	34910	
12	43	231	1008	14040	1160	7055	39873	
14	72	324	1340	15000	2260	9800	42329	
16	120	434	3448	16000	4660	16700	45100	
18	146	624	10750	21000	10200	40600	54000	
20	211	934	18506	49500	22800	115870	86700	

Ergebnis der Siebung:

Korngröße von 12—4 mm = 0,27 l
 4—3 " = 0,64 "
 3—2 " = 0,30 "
 2—1 " = 0,12 "
 1—3/4 " = 0,22 " } 1,34 l zerstörter Steinschlag oder 1 l auf 363 Stopfschläge,
 Staub = 1,00 " } 1 l Staub auf 486 Schläge.
 zus. 2,55 l

2,55 l zerkleinertes Stopfmateriale oder 1 l auf 191 Stopfschläge.

Zusammenstellung Nr. 14
der Senkungslinien der vollkoffrigen Schwelle mit Quarzitkleinschlag aus See bei Niesky (Kohlfurt-Falkenberg). Zweiter Versuch mit kleinerem Korn.

Nr. der Stopfung	I	II	III	IV	V	VI	6 Stopfungen
Anzahl der Stopf-schläge	76	70	70	67	68	68	419 Stopf-schläge
Senkung in mm	Anzahl der Belastungen beim Eintritt der Senkung						
2	3	2	10	12	34	188	588172 Belastungen.
4	24	26	157	74	405	3900	
6	74	132	450	1150	1000	30200	
8	169	740	1200	3450	3200	139600	
10	310	4244	2300	8500	10400	169740*)	
12	700	7640	3400	16150	51900	—	
14	2649	13450	4450	70900	85000	—	
16	7850	19800	6250	139000	131782*)	—	
18	13950	26700	10000	169200	*) bei 14,8 mm	*) bei 8,2 mm	
20	24550	34100	20000	208000	—	—	

Ergebnis der Siebung:
Korngröße von 12-4 mm = 2,05 l
4-3 " = 0,73 " }
3-2 " = 0,35 " } 1,49 l zerstörter Bettungsstoff
2-1 " = 0,13 " } oder 1 l auf 281 Schläge,
1-3/4 " = 0,26 " } 1 l Staub auf 381 Schläge.
3/4 bis zu Staub = 1,10 " }
zus. 4,62 l
4,62 l zerkleinertes Gestein oder 1 l auf 91 Stopfschläge.

Zusammenstellung Nr. 15
der Senkungslinien der vollkoffrigen Schwelle mit Kleinschlag aus Hochofenschlacke.

Nr. der Stopfung	I	II	III	IV	V	VI	6 Stopfungen
Anzahl der Stopf-schläge	76	70	70	67	68	68	419 Stopfschläge
Senkung in mm	Anzahl der Belastungen beim Eintritt der Senkung						
2	0	0	8	36	38	60	Summe der Belastungen = 302916.
4	0	4	48	120	147	350	
6	0	17	148	467	440	1580	
8	6	32	816	1561	942	4790	
10	15	60	1960	5300	3650	9200	
12	25	146	2450	9200	6540	15700	
14	42	332	3670	15100	12500	21680	
16	66	932	4960	24200	20250	30810	
18	148	2032	6870	30500	30042	91380	
20	298	5332	10860	42066	41090	203330	

Ergebnis der Siebung:
Korngröße von 12-4 mm = 0,27 l
4-3 " = 0,75 " }
3-2 " = 0,42 " }
2-1 " = 0,26 " } 2,77 l zerstörter Bettungsstoff
1-3/4 " = 0,50 " } oder 1 l auf 158 Schläge,
Staub = 2,01 " } 1 l Staub auf 208 Schläge.
zus. 4,21 l
Zerkleinerter Bettungsstoff = 4,21 l oder 99 Stopfschläge auf 1 l.

Zusammenstellung Nr. 16
der Senkungslinie der Schwelle mit Mittelrippe unter Verwendung von ungesiebttem Grubenkies.

Nr. der Stopfung	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	8 Stopfungen
Anzahl der Stopfschläge	76	70	70	67	68	68	66	60	545 Stopfschläge
Senkung in mm	Anzahl der Belastungen beim Eintritt der Senkung								
2	0	0	0	0	4	4	16	4	Summe der Belastungen = 162844.
4	0	2	16	25	86	103	252	55	
6	0	16	77	161	371	408	1502	320	
8	0	47	210	400	1411	2050	4300	1640	
10	3	123	486	1925	3020	5240	7700	3300	
12	13	230	700	3225	4310	8848	13800	5340	
14	25	451	1015	4400	6611	13050	21800	8900	
16	48	1291	1480	6330	9300	17238	34100	15000	
18	72	1981	2230	8325	16400	21550	45600	23800	
20	139	3900	3630	10004	26063	33746	51762	33600	

Zusammenstellung Nr. 17
des Verbrauchs an Bettungsstoff und der Belastungen bei sämtlichen Versuchen.

Bezeichnung des Bettungsstoffes	Schwellenform	Anzahl der		Zerkleinerter Bettungsstoff von 12 mm bis zum Staube		Zerstörtes Material von 2 mm bis zum Staube		Staub		Anzahl der Belastungen der besten Stopfung	Anzahl der Belastungen, die unter Zugrundelegung der besten Stopfung (Reihe 11) entfallen auf 1 Liter		
		Stopfungen	Stopf-schläge	1	auf 1 l entfallen Stopf-schläge	1	auf 1 l entfallen Stopf-schläge	1	Anzahl der Stopf-schläge auf 1 l		zerkleinertes Gestein Reihe 5	zerstörter Bettungsstoff Reihe 7	Staub Reihe 9
1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	9.	10.	11.	12.	13.	14.
Basalt	Mittelwerthe	6	419	2,32	181	1,06	395	0,65	645	195 000	84 000	184 000	300 000
		4	283	1,51	188	0,63	449	0,40	707	1 230 000	814 000	1953 000	3075 000
Grauwacke	Mittelwerthe	6	419	1,84	228	0,94	446	0,65	645	188 794	103 000	200 000	290 000
		4	283	1,119	253	0,641	441	0,50	566	1 040 000	929 000	1622 000	2080 000
Granit Diorit	Mittelwerthe	6	419	3,99	105	2,40	175	1,68	249	169 510	43 000	70 000	101 000
		6	419	4,99	84	1,71	245	1,15	364	530 000	106 000	310 000	461 000
Quarzit	Mittelwerthe	7	486	2,55	191	1,34	363	1,00	486	115 870	45 000	86 000	116 000
		6	419	4,62	91	1,49	281	1,10	381	700 000	151 000	470 000	636 000
Schlacke Gesiebter Kies	Mittelwerthe	6	419	3,59	141	1,42	322	1,05	434	408 000	98 000	278 000	376 000
		6	419	4,21	99	2,77	158	2,01	208	203 330	48 000	73 000	101 000
Gesiebter Kies	Mittelwerthe	18	1178	—	—	7,34	160	5,31	221	36 138	—	49 000	68 000
		6	400	—	—	3,25	123	2,30	174	190 000	—	58 000	83 000
		—	—	—	—	—	142	—	198	—	—	—	—

Baugeschichte des Hafens von Stolpmünde.

(Mit Abbildungen auf Blatt 12 bis 14 im Atlas.)

(Schluß.)

(Alle Rechte vorbehalten.)

Die staatlichen Hafenbauten seit 1864.

a) Die Molen und die Hafeneinfahrt. Um die Hafeneinfahrt den Verflachungen, denen sie infolge der Nähe des westlichen Strandes ausgesetzt war, zu entrücken, entschloß man sich, dieselbe in eine Wassertiefe von etwa 5 m hinauszuschieben, weil dann zu hoffen war, daß für längere Zeit eine Einfahrtstiefe von wenigstens 3,8 m (13 Fuß) behauptet werden konnte. Die Länge der Hafenstraße betrug damals zwischen den annähernd parallelen Molen etwa 165 m, ihre Breite ungefähr 17 m. Eine Verlängerung dieser sehr schmalen Hafenstraße bis zu der Wassertiefe von 5 m, die sich in einem Abstand von etwa 200 m vom Westmolenkopf vorfand, würde große Schwierigkeiten für das Einlaufen der Schiffe zur Folge gehabt haben. Es wurde daher auf Veranlassung des Geheimen Ober-Bauraths Hagen hiervon Abstand genommen und ein bis zu der erstrebten Wassertiefe reichender breiter Vorhafen gebaut. Dieser ist der erste derartige Hafen an den deutschen Küsten, und die bei seiner Anlage und bei der Ausführung seiner Hafendämme gemachten Erfahrungen sind für die bald darauf folgenden anderweitigen großen Hafenbauten verwertbar worden. Mit Rücksicht auf den außerordentlich starken westlichen Sandzufluß längs der Küste erschien es bei der Anlage des Stolpmünder Hafens notwendig, von vornherein auf seine einstige Verlängerung Bedacht zu nehmen. Im Hinblick hierauf hielt man es für zweckmäßig, den Vorhafen mit zwei annähernd parallelen Molen seitlich einzufassen, nach See zu aber mit einem solchen Abschlußwerk zu schützen, das dessen spätere Beseitigung mit möglichst geringen Kosten und ohne wesentliche Änderungen der seitlichen Einfassungen ausführbar war. Dieser seeseitige Abschluß sollte anfänglich durch einen Molenflügel geschehen, der sich rechtwinklig an die Westmole anschloß, wobei die Hafeneinfahrt zwischen dem Kopfe dieses Flügels und dem Kopfe der Ostmole gelegen hätte. Leider ist diese von Hagen empfohlene Ausbildung der Vorhafeneinfahrt nicht zur Ausführung gekommen, insofern mit Rücksicht auf die größtmögliche Erleichterung des Einsegelns auch die Ostmole einen wenn auch etwas kürzeren Flügel erhalten hat, sodaß die Hafeneinfahrt mehr nach der Mitte der Außenseite des Vorhafens verschoben ist.

Der Vorhafen (Lageplan Abb. 10 Bl. 12) besteht aus einem rd. 305 m langen, im Mittel 120 m breiten, länglich viereckigen Becken, das an der Ostseite theils von der alten Ostmole, theils von der an diese sich anschließenden neuen Ostmole eingefasst wird. Die neue Mole reicht in Fortsetzung der alten Mole in schwach gekrümmter, fast gerader Richtung bis zum Flügelanschluss. Da der Querschnitt der neuen Mole wesentlich schmäler als der der alten ist und die ununterbrochene Fortsetzung für die Krone der Molen gewählt wurde, so bildet die hafenseitige Einfassung der ganzen Ostmole nicht eine fortlaufende Linie, sondern es tritt an der Anschlussstelle der neuen Mole an den alten Ostmolenkopf die hafenseitige Wand der neuen Mole um fast 10 m hinter die Linie der Gerdungswand der alten Mole zurück. Die

vollständig neue Westmole, die in das Dünenland eingreift, ist bis zum Flügel in einer Geraden von 282 m Länge hergestellt. Die beiden Flügel schließen sich an die Molen, abgesehen von einer scharfen Uebergangskrümmung, rechtwinklig an und endigen in binnenwärts verbreiterten, halbkreisförmig abgeschlossenen Köpfen. Die Länge des Westflügels beträgt, von der Hafenseite der Mole gerechnet, 55 m, die des Ostflügels 22 m, die Weite der Hafeneinfahrt 36 m.

Die den Vorhafen umgebenden neuen Molen sind die ersten steilen Hafendämme in den Ostseehäfen. Sie bestehen aus einer bis etwa 0,4 m unter M. W. hinaufreichenden Steinschüttung, die von zwei unter sich verankerten Pfahlwänden eingeschlossen wird, sowie aus einer Uebermauerung der Steinschüttung. Die Pfahlwände sind in einer Neigung von annähernd $1:1/4$ angeordnet und werden aus 37 bis 42 cm im mittl. Durchmesser starken Rundpfählen gebildet, die in einem Abstand von 47 cm von Mitte zu Mitte durchschnittlich 4,40 m tief eingeschlagen sind. Die lichte Weite zwischen den beiden Wänden beträgt in der Mittelwasserlinie 6,30 m. Die Uebermauerung der Molen ist an beiden Seiten in etwa $1/5$ facher Anlage abgeböschet. Die Molenkrone liegt durchschnittlich 2,60 m über M. W., ist 4,75 m breit und mit einem hafenseitigen Gefälle von $1:24$ angelegt. Sie trägt an der Seeseite eine um die Molenköpfe herumgeführte 0,94 m hohe Brustmauer, die durchschnittlich auf den Köpfen 0,9 m, auf den Flügeln und seeseitigen Enden der Molen 1,25 m, im übrigen 0,80 m breit ist.

Die Ausführung der Rammarbeiten geschah in der nunmehr allgemein üblichen Weise von hohen, festen Rüstungen aus (Abb. 24 Bl. 13). Mit einer leichten, weit ausladenden Pionierramme wurden zunächst 26 cm im mittl. Durchmesser starke Pfähle der meist in 2,83 m (9 Fuß), nur in kleineren Strecken in 2,35 m ($7\frac{1}{2}$ Fuß) weiten Abständen angeordneten Rüstjoche, und zwar je drei Pfähle für ein Joch, senkrecht eingeschlagen. Auf den vorläufig durch Holm und Kreuzstreben verbundenen Rüstjochen folgten sogleich hinter der Pionierramme zwei Kunstrammen, die zu den weiteren Rammarbeiten, die eine an der Seeseite, die andere an der Hafenseite bestimmt waren. Dieselben rammten zu beiden Seiten der Joche, in der Linie der Molenwände, je ein Paar Pfähle, die Wandhauptpfähle, bis auf 2,2 m über M. W. Letztere wurden mit den Rüstpfählen durch 21/26 cm starke Holme, deren Oberkante 1,88 m über M. W. lag, zu endgültigen Rüstjochen verbunden. Die Verbindung sowohl der Jochpfähle als auch der beiderseitigen Pfahlpaare mit den Holmen erfolgte mittels Verkämmung und Verbolzung (Abb. 24 a Bl. 13). Zur Herstellung eines Längsverbandes dienten zwei 20/31 cm starke Gurtungen an der inneren Seite der Köpfe der Wandhauptpfähle. Dieselben wurden mit den Jochholmen überkämmt und durch Schraubenbolzen verbunden. Vier weitere auf den Holmen mittels Schraubenbolzen befestigte Längsbalken von 20/26 cm Stärke, die später zum Tragen von zwei Gleisen behufs Heranschaffens von Steinen und Maurermaterialien benutzt wurden, vervollständigten die

Rüstung. An die Wandhauptpfähle wurden 0,6 m über M. W. 16/31 cm starke Doppelgurtungen angebracht, die zuerst als Rammzwingen für das Einschlagen der übrigen Wandpfähle, der Zwischenpfähle, dann zur Verbindung der vollen Pfahlwände dienten. Die endgültigen Rüstjoche stellten somit eine äußerst feste Verankerung der beiden Pfahlwände dar, und die an sich vielleicht etwas schwachen Holme bildeten den Haupttheil dieser Verankerung, die Ankerbalken. Für die ferneren Rammarbeiten kamen Zug- und Kunstrammen, nur in der letzten Zeit des Baues gelangte auch eine Dampf-ramme zur Verwendung.

Der Fertigstellung der Pfahlwände folgte das Einbringen der Steinschüttung auf dem Fusse sowohl zur Beschleunigung des Baues als auch besonders zur Sicherung der auf große Höhe frei stehenden Pfahlwände gegen den Wellendruck. Die Steine wurden theils aus Steinfahrzeugen sogleich über die Pfahlwände in die Mole verstürzt, theils von den Lagerplätzen in Wagen auf den Rüstungsgleisen herangefahren; auch kamen die aus dem Abbruch der bisherigen Westmole gewonnenen Steine, sowie für den östlichen Molenbau die des östlichen Seedeiches, der im Jahre 1865 beseitigt wurde, zur Verwendung. Die Rammarbeiten wurden in der Zeit vom December 1864 bis August 1866, die Steinschüttungsarbeiten bis October 1866 beendet.

Mit der Herstellung des Oberbaues der längeren Westmole wurde zuerst, bereits im August 1866 begonnen, und zwar nicht bloß am landseitigen Ende, sondern auch annähernd gleichzeitig an der Anschlussstelle des Molenflügels. Die Beschleunigung der Maurerarbeiten geschah aus dem Grunde, weil bei starkem Seegang die Füllsteine in großer Masse von der äußeren nach der hafenseitigen Pfahlwand trieben, auch über diese fort in den Hafen stürzten, und man bei anhaltenden Stürmen eine Freilegung der äußeren Wand auf eine größere Tiefe und ihre Zerstörung in einem solchen ungedeckten Zustand befürchtete. Auch glaubte man durch unausgesetzte Beobachtungen der Steinschüttung und der Wassertiefen vor den äußeren Wänden, wobei die gelegentlich längs der Molen entstandenen Auskolkungen mit Faschinen und Steinen ausgefüllt wurden, sich vergewissert zu haben, daß ein irgend erhebliches weiteres Sinken der Molenschüttung und größere Vertiefungen an der Außenseite nicht mehr zu erwarten ständen. Die Uebermauerung erfolgte nicht gleich in der ganzen Breite der Steinschüttung, sondern nur in deren seeseitigem Theil, zwischen der äußeren Wand und der Mittelreihe der Jochpfähle; nur die beiden Köpfe wurden sogleich ganz aufgemauert.

Da die Jochholme, deren Unterkante 0,98 m unter der Molenkrone lag, die Fertigstellung des Mauerwerks bis zur Molenkrone gehindert hätten, so wurden sie um ihre äußere Hälfte, bis zu den mittleren Jochpfählen gekürzt (Abb. 25 Bl. 13), vorher aber zum Ersatz der dadurch aufgehobenen Verankerungen der seeseitigen Wand neue Verankerungen, 10 cm unter M. W., hergestellt. Hierzu dienten 36 mm starke Ankerketten, die an beiden Seiten in Schraubenbolzen endigten. Die Kettenanker wurden an der seeseitigen Pfahlwand an einer vorgelegten, 16/31 cm starken Ankergurtung befestigt. Sie reichten nicht durch die Mole hindurch und waren von ungleicher Länge. Zu ihrer Befestigung innerhalb des Molenkörpers benutzte man abwechselnd die mitt-

leren und die seeseitigen Pfähle der Rüstjoche, durch welche die Bolzen-Enden hindurchgezogen wurden. Für die Kettenanker wurden in dem Mauerwerk 16 cm breite, 31 cm hohe Ankeranäle ausgespart, um ein geringes nachträgliches Setzen des Mauerwerks ohne Belastung der Ketten zu ermöglichen. Die seeseitigen Jochpfähle mußten der Uebermauerung wegen dicht über, und soweit sie nicht zur Verankerung selbst dienten, dicht unter den Kettenankern abgeschnitten werden, während die Mittelpfähle unverkürzt und am Kopf noch mit den halben hölzernen Balkenankern verkämmt und verbolzt blieben, welche die hafenseitige Pfahlwand halten sollten: In den gekrümmten Flügelansätzen und in den Flügeln wurden einige Monate später, als sich während der Maurerarbeiten einzelne Bewegungen bemerkbar machten, nachträglich noch durch die Mole ganz durchgehende Kettenanker, und zwar in den gekrümmten Molenstrecken in jedem Joch, in den Flügeln in jedem zweiten Joch eingezogen, welche die Gurthölzer der seeseitigen Pfahlwand mit den an der hafenseitigen Wand angebrachten in unmittelbare Verbindung setzten. Zur Verankerung der Molenköpfe wurden in ihrer Mitte je sieben Pfähle bündelartig eingeschlagen und von einer Kette umschlungen. Diese diente zur Befestigung der inneren Enden von sechs Ankerketten, die strahlenförmig nach der Gurtung der Pfahlwand führten. Die Gurtung bestand anfänglich aus eichenen Krümmlingen; nachdem dieselben aber bald durch Seegang zerschlagen waren, ersetzte man sie durch eine mittels starker Krammen an den Wandpfählen befestigte, 36 mm starke Stegkette. Die Verbindung zwischen den Kettenankern und Gurtungen erfolgte durch Schäcksel.

Für die Aufmauerung wurden zunächst die oberen Steine der bis zur Höhe der Doppelzwingen eingebrachten Schüttung in den zu übermauernden Flächen bis etwa 0,45 m unter M. W. beseitigt; alsdann wurde die Schüttung geebnet und mit einer 0,3 m starken Betonlage abgeglichen und auf dieser Sohle das Mauerwerk aus gespaltenen Granitsteinen von ungefähr 0,03 cbm Größe in Cementmörtel aufgeführt. In der Anschlussstelle der neuen Ostmole an den alten Ostmolenkopf war es auf der aus Steinen und Senkstücken bestehenden, etwa 16 m langen, unregelmäßigen Vorböschung desselben nicht möglich gewesen, geschlossene Pfahlwände zur Aufnahme der Steinschüttung herzustellen, vielmehr konnten hier nur vereinzelte Wandpfähle eingeschlagen werden. Diese wurden von dem Steingrund bis zur Mittelwasserlinie mit Blockwänden hintersetzt, sodafs dadurch ein abgeschlossener Raum zur Ausführung der Steinschüttungs- und Betonierungsarbeiten entstand. Im übrigen erhielt die von den Blockwänden begrenzte Unterlage eine erheblich größere Breite, als es der Querschnitt der Molenaufmauerung erforderte, infolge dessen besonders an der Hafenseite breite Bermen in der Anschlussstrecke entstanden sind (vgl. auch Abb. 1 Bl. 14).

Der in Angriff genommene seeseitige Theil der Uebermauerung war mit der Brustmauer an beiden Molen fast vollendet, als die neuen Molen im November 1867 schweren, erst nordwestlichen, dann nordöstlichen Stürmen ausgesetzt wurden. Hierbei bildeten sich theils infolge des heftigen Stoßes der brandenden Wellen, theils infolge des durch den Küstenstrom verstärkten unteren Rückstromes der auflaufenden Wassermassen vor der äußeren Pfahlwand der Enden

und Flügel beider Molen Auskolkungen bis zu 7 m, welche die Tiefe der Sohle der Steinschüttung erreichten oder sogar übertrafen. An diesen Stellen gerieth daher der ganze vordere Theil der Steinschüttung in Bewegung, und das darüber befindliche, nicht mehr unterstützte Mauerwerk sank nach. Der Druck auf die vordere Pfahlwand vergrößerte sich, und es trat an mehreren Stellen der Molen eine wenn auch geringe Trennung ihres seeseitigen Theiles von dem hafenseitigen ein, die sich deutlich an den mittleren Jochpfählen kennzeichnete. Diese, sofern sie den Zug der beiden in verschiedener Höhe befindlichen Anker übertragen sollten, waren zum Theil stark gebogen oder gespalten oder hatten die oberen Kämme durchbrochen. An mehreren Stellen, an denen die Bewegungen sehr stark und plötzlich eintraten, wurde der Druck auf die Pfahlwand so stark, daß die vordere, an sich schwache Ankergurtung zerbrach bzw. bei ihrer starken Spannung zerschlagen wurde, und nun die Wand vollständig überwich. An den beiden Molenkrümmungen, wo in jedem Joch durchgehende Kettenanker lagen, waren keine wesentlichen Beschädigungen bemerkbar.

Nach vorläufiger Sicherung der Molen gegen weitere Zerstörungen durch äußere Steinschüttungen und Verankerung der beiden Pfahlwände mittels Ketten wurde im Februar 1868 mit der Wiederherstellung und Verstärkung der beschädigten Hafendämme begonnen. Die Verstärkung, welche jedoch nicht die (abgesehen von einer Versackung des Mauerwerks unverletzt gebliebene) etwa 140 m lange landseitige Westmolenstrecke begriff, bestand in der Herstellung einer zweiten Pfahlwand vor der äußeren Molenwand und einer mit Betonblöcken beschwerten Steinvorlage (Abb. 26 Bl. 13). Die neue Wand wurde mit der hafenseitigen Wand mittels durchgehender, 5 cm starker eiserner Stabanker in einer Höhe von 10 cm über M. W. verbunden. Die Anker konnten in denjenigen Molenstrecken ohne Schwierigkeit in Entfernungen von durchschnittlich 2,5 m angebracht werden, in welchen das völlig zerstörte Mauerwerk zunächst beseitigt werden mußte. Im übrigen war es nicht möglich, diese geringere Verankerungsweite durchweg einzuhalten; man legte die durchgehenden Anker theils in die Ankerstollen der bisherigen Kettenanker (Abb. 26 a Bl. 13), theils in Ankerlöcher, die erst in das versackte vordere Mauerwerk gebohrt werden mußten, und begnügte sich mit einer Verankerungsweite von im allgemeinen etwa 5 m. Die Befestigung der beiden Anker-Enden erfolgte mittels Doppelmuttern an neuen, 31/36 cm starken Gurthölzern. Um ein Forttreiben der Schüttsteine innerhalb der Molenwände an den Stellen, die durch den Einsturz und die Beseitigung der vorderen Mauern dem Angriff der See wieder bloßgelegt waren, zu verhindern, verwandte man nunmehr Betonblöcke als Belastung der Schüttung. Da die neue Wand nicht unmittelbar vor der Gurtung der alten Wand hatte eingerammt werden können, so wurden die vorderen Pfähle mit der alten seeseitigen Wand durch Schraubenbolzen verbunden und durch eingetriebene Keile oder Futterhölzer gegen die Gurtung der alten Wand abgesteift, um den Druck der Molenschüttung auf beide Wände zu übertragen.

Die Steinvorlage, die sowohl zur Verstärkung der Mole als auch zur Verhinderung von Unterspülungen der Molenschüttung diente, erhielt anfänglich eine etwa $1\frac{1}{2}$ fache

Böschung und eine 1,6 m breite Krone, die 0,94 m unter Wasser lag. Die zur Belastung verwandten Betonblöcke hatten einen Inhalt von ungefähr 3,7 cbm. Die steile Steinschüttung, die im Hinblick auf die Belastung der großen Böschungssteine durch die darüber liegenden Steine und Betonblöcke für widerstandsfähig gegen Seegang gehalten wurde, war von keinem Bestand. Einmal waren wohl die verwandten Betonblöcke noch nicht schwer genug, ferner aber traten vor dem Fuß der Böschung häufig Vertiefungen durch Sturm und Küstenstrom ein, wodurch die Zerstörung der Böschung von den unteren Steinlagen ausging. Die Blöcke wurden wiederholt mit den Steinen der Vorlage hinabgeworfen und mußten durch neue ersetzt werden, bis sich allmählich eine festere Deckung auf breiterer Grundlage ausbildete.

Um das Eintreiben der Steine der Schutzvorlagen in die Hafeneinfahrt zu verhindern, erhielt die Böschung vor den Molenflügeln, in Nähe der Köpfe, von Grund aus eine Ueberdeckung mit einer dichten Lage Betonblöcke. Zur Sicherung der Schiffe vor Beschädigungen an der Stein- und Betonblock-Vorlage wurde diese vor beiden Molenflügeln mit einer starken, gegen das Molenmauerwerk abgesteiften Gordingwand umschlossen.

Nach Beendigung dieser Sicherungsarbeiten kam auch für die landseitigen Strecken beider Molen eine neue Verankerung mittels eiserner Stabanker zur Ausführung. Soweit es möglich war, wurden auch hier durch die ganze Molenbreite hindurchgreifende Anker verwandt; wo aber dieselben infolge zu starker Versackung des vorderen Mauerwerks in die alten Ankerstollen der Kettenanker nicht mehr eingezogen werden konnten, nahm man von dem schwierigen und kostspieligen Bohren neuer Ankerlöcher Abstand und benutzte etwa halb so lange Anker, deren innere Enden an den mittleren Rüstungspfählen befestigt wurden. Ebenso wurden auch in den verstärkten Molenstrecken derartige halbe Anker in den weiteren Zwischenräumen zwischen zwei durchgehenden Ankern verwandt. Im allgemeinen sind in beiden Molen in ihrer ganzen Länge mit Ausschluß der Strecke, in der nach Beseitigung des zertrümmerten Mauerwerks die ganzen Anker in geringeren Abständen verlegt werden konnten, durchgehende Stabanker in Weiten von etwa zwei Jochen eingezogen, während zwischen je zwei durchgehenden Stabankern an der Hafenseite ein an dem mittleren Jochpfehl befestigter halber Stabanker und an der Seeseite der ursprüngliche Kettenanker liegt, der an dem seeseitigen Jochpfehl befestigt ist (Abb. 27 Bl. 13). Um die Muttern der inneren Enden der halben Stabanker nachziehen zu können, sind Schächte von $0,55 \times 0,7$ m Querschnitt in der Molenübermauerung hergestellt; die inneren Enden der Kettenanker sind bei der ersten Anlage des seeseitigen Mauerwerks ganz ummauert und unzugänglich. Die an der Hafenseite vor die Gurtung vortretenden Anker-Enden und Muttern erhielten zur Verhütung von Beschädigungen der Schiffe eine Ueberdeckung mittels hölzerner Schutzknaggen.

Nachdem die Molen so verstärkt und verankert waren, erfolgte in den Jahren 1869 bis 1872 die Fertigstellung ihres Oberbaues in ganzer Breite. Als Grundlage des hafenseitigen Theiles der Aufmauerung diente nicht wie früher ein Betonbett, sondern eine möglichst dichte und ebene Abgleichung der Schüttung mittels gespaltener und nachgearbeiteter

ter Granitsteine, deren Fugen mit steifem Cementmörtel verstrichen wurden. Die Herstellung des Oberbaues geschah in vollem Mauerwerk nur in den Flügeln sowie in den anschließenden Enden der Molen auf je rd. 110 m Länge. Im übrigen, auf eine Erstreckung von 192 m der Westmole und von 92 m der Ostmole, wurde auf der 31 cm starken Abgleichungsschicht nur das Mauerwerk an der Hafenseite in Gestalt einer Futtermauer von 64 cm oberer Breite ausgeführt, der zwischen dieser Mauer und dem älteren seeseitigen Mauerwerk verbleibende 1,62 m weite Zwischenraum aber mit magerem Sandbeton, der aus einer Mischung von 1 Theil Cement und 12 Theilen grobem Sand bestand, ausgefüllt und in Höhe der Molenkrone mit einer Mauerwerkslage abgedeckt. Da bei den früheren Rammarbeiten der Raum zwischen den beiden Molenwänden breiter ausgefallen war, als es der an sich etwas verschmälerte Querschnitt der Uebermauerung erfordert hätte, so waren zwischen ihnen und dem Molenmauerwerk 25 bis 40 cm weite Lücken entstanden. Diese wurden nachträglich nebst einzelnen infolge der Versackungen der Steinschüttung unter der Uebermauerung an der seeseitigen Pfahlwand eingetretenen Hohlräumen mit Beton ausgefüllt.

Zur Bezeichnung der Hafenmündung schon aus größerer Entfernung fand auf jedem der beiden Molenköpfe eine rund 8,5 m über M. W. hohe Bake Aufstellung, von denen die östliche aus einer weißen Kugel auf schwarzem Stiel, die westliche aus einer rothen Pyramide auf weißem Stiel besteht. Eichene Pfähle, die in 19 cm weiten Abständen auf der Krone der Molen dicht neben der Brustmauer angeordnet sind, dienen zum Abstoppen und Festmachen der Schiffe. Um die neuen Molen von Booten und kleinen Fahrzeugen aus leichter zugänglich zu machen, erhielten sie an der Hafenseite, die Westmole drei, die kürzere aber näher an der Einfahrtstraße liegende Ostmole fünf vor das Mauerwerk vortretende eiserne Leitern mit oberem Handgriff.

Bei der Uebermauerung des alten Ostmolenkopfes in den Jahren 1863 und 1864 war die denselben umgebende Brustmauer an der damals schon in Aussicht genommenen Anschlussstelle der zu erbauenden neuen Ostmole in der Breite der Krone der letzteren ausgespart worden. Der Höhenunterschied zwischen der Plattform des Kopfes und der höheren Molenkrone wurde durch Einfügung von zwei Stufen vermittelt. Die Brustmauer um den alten Molenkopf war bereits im Jahre 1865, zur Herstellung einer sicheren Verbindung nach der Baustelle der neuen Mole, auf der alten Ostmole in einer Erstreckung von 87 m fortgesetzt worden, wobei sie in einer Höhe von 0,94 m und einer Breite von 1,26 m, unter Behauptung der bisherigen 3,8 m betragenden Breite der Molenkrone, auf dem oberen Theile der seeseitigen Böschung, in diesen einbindend, errichtet wurde (vgl. Abb. 31 Bl. 13). In derselben Bauart erfolgte im Jahre 1868 die Verlängerung der Mauer bis zu einem Abstand von etwa 40 m von der Molenwurzel. Von hier aus wurde sie unter Beibehaltung der bisherigen Höhe mit einer scharfen Krümmung in östlicher Richtung, parallel dem Strande, als Schutzmauer zur Verhinderung eines Seedurchbruches in den Hafen, zum Ersatz des weiter landwärts gelegenen, im Jahre 1865 abgebrochenen östlichen Seedeiches, auf eine Erstreckung von etwa 60 m weitergeführt und mit einem 7 m langen, in das

Dünengelände eingreifenden Flügel abgeschlossen (Abb. 10 Bl. 12). Die Bauart der Schutzmauer ist aus Abb. 28 Bl. 13 ersichtlich. Zur Verhinderung einer Hinterspülung des Werkes durch die bei Sturmfluthen überschlagenden Wassermassen dient eine muldenförmige Hinterpflasterung in Cementmörtel, in der das Wasser theils nach dem Hafen, theils seitlich auf den Strand abgeleitet wird. Dieselbe war anfangs in nur 4 m Breite angelegt, mußte aber später auf annähernd 8 m verbreitert werden; auch mußte das östliche Ende der Mauer sowie ihr Flügel noch mit einer breiten Umpflasterung auf einer Unterbettung von kleinen Steinen und mit einer Vorlage von großen Steinen gesichert werden.

An den neuen Hafendämmen sind im allgemeinen bisher größere Beschädigungen nicht eingetreten. Die Ausbesserungen beschränkten sich meist auf den Ersatz der durch Seegang herausgeschlagenen Futterhölzer und Keile zwischen den beiden seeseitigen Pfahlwänden sowie einzelner Gurtbölzer. Auch mußten schon mehrfach einzelne der 5 cm starken Stabanker in den Flügeln und Enden der Molen, die bei heftigen Stürmen gebrochen waren, erneuert werden. Auch die neuen Molenköpfe haben seit ihrer Fertigstellung bis jetzt erhebliche Beschädigungen nicht erlitten, noch sind, abgesehen von einer 7 cm tiefen Senkung nach der Einfahrtseite im Jahre 1868, Bewegungen derselben bisher nicht beobachtet worden. Dies ist jedoch nicht einem günstigen Einfluß der gedachten Kettenverankerung zuzuschreiben; denn die Ketten, die auch unter Voraussetzung einer anfänglichen straffen Verlegung schon nach kurzer Frist bei starkem Seegang in die umschlossenen Pfähle eingedrückt und dadurch gelockert werden mußten, haben sich durch fernere, wenn auch geringe, so doch fast unausgesetzte Bewegung in den einzelnen Gliedern ausgerieben, sodafs sie geschwächt sind und lose hängen.

Seit einiger Zeit macht sich jedoch das Durchfallen von Steinen durch weite Lücken der Pfahlwand, besonders des Westmolenkopfes mehr bemerkbar, da die Pfähle infolge der halbkreisförmigen Linie der Wand von vornherein unten nicht genügend dicht stehen konnten und im Laufe der Zeit durch Abwässerung noch geschwächt sind. Zur Beseitigung dieses Uebelstandes und um den Kopf mehr dem Angriffe der See zu entziehen, wird er nunmehr durch eine vor der bisherigen Gordungswand bis auf M. W. einzuschlagende, möglichst dicht geschlossene Wand von Rundpfählen, von der einzelne höhere Pfähle zur Herstellung einer Gordungswand benutzt werden, sowie durch eine Steinausfüllung des Raumes zwischen der neuen Wand und dem Molenkopf gedeckt werden. Hierdurch wird auch den immer wiederkehrenden schweren Beschädigungen, welchen die jetzige, auf großer Höhe frei stehende Gordungswand vor dem Molenflügel ausgesetzt ist, begegnet werden.

Ferner mag schon an dieser Stelle erwähnt werden, dafs der Ostmolenflügel trotz der nachträglich angeordneten Stein- und Betonblockvorlage bei schweren nordöstlichen Stürmen, von denen er mit voller Gewalt getroffen wird, sich nicht als ausreichend fest erwies. Häufig zeigten sich bedenkliche Schwankungen, und in seinem Mauerwerke, besonders an seiner Anschlussstelle an die Mole, entstanden wiederholt klaffende Risse, auch brachen besonders hier einzelne der Molenanker. Zur Sicherung des Flügels wurde

daher in den Jahren 1883 bis 1885 ein Verstärkungsbau ausgeführt, der aus einer hafenseitigen, von dem Molenkopf nach der Mole führenden 17 m langen Mauer aus Betonblöcken von etwa 6 cbm Inhalt und einer den Zwischenraum zwischen dieser Mauer und dem Molenkörper ausfüllenden Steinpackung besteht (Abb. 29 Bl. 13 u. Abb. 13 Bl. 12). Um die Mauer in der sicheren Tiefe von 6 m unter M. W. zu gründen, mußte die Baugrube ausgebaggert werden und, da ein sehr starker Sandzufluß von der etwa 2 m höheren Sohle des Vorhafens stattfand, noch durch Taucher stets die Stelle, auf die gerade ein Betonblock der untersten Lage mittels eines schwimmenden Krahns versetzt werden sollte, nachgeräumt und geebnet werden. Die Lücken in den Anschlüssen der Mauer an die Mole und den Molenkopf wurden mit Betonsäcken gedichtet. Zum Schutze der Schiffe vor Beschädigungen an der Mauer wurde vor dieser eine Gordungswand errichtet.

In der Absicht, den neuen Vorhafen binnenwärts zu vergrößern und auch hier für den Schiffsverkehr nutzbar zu machen, wurde die alte, innerhalb des Vorhafens liegende Westmole in den Jahren 1865 bis 1879 unter großen, durch die Forträumung der unteren Steinkistenreste bedingten Schwierigkeiten beseitigt. Hierbei kam der untere größere Theil der früheren schmalen Einfahrtstraße in Wegfall. Ihre obere etwa 55 m lange Strecke blieb jedoch in ihrer bisherigen Breite von 17 m erhalten, um den inneren Hafen nicht allzusehr gegen die einlaufenden Wellen zu öffnen, und erhielt im Jahre 1867 und 1868 in der Linie der früheren Gordungswand der beseitigten Mole eine Einfassung durch ein hohes verankertes Bohlwerk (Abb. 30 Bl. 13). Gleichzeitig wurde der landseitige Abschluß des Vorhafens in einer geraden, gegen die verkürzte Einfahrtstraße zum inneren Hafen etwas schrägen Richtung mit einem ähnlichen Bohlwerke bewirkt, das sich in scharfer Krümmung an das neue westliche Bohlwerk der Einfahrt anschloß (Abb. 10 Bl. 12).

Bereits im Jahre 1866 begann unter Verwendung der beiden Pferdebagger der Hafenbauverwaltung und unter zeitweiser Benutzung noch eines dritten gemietheten Pferdebaggers die Aufbaggerung des sich während des Baues sehr verflachenden neuen Vorhafens auf 4 m, eine Tiefe, die in den nächsten Jahren auch im allgemeinen erreicht und behauptet wurde. Da man glaubte, daß die alte Ostmole für diese auch in der Einfahrt zum inneren Hafen in Aussicht genommene größere Tiefe nicht sicher gegründet sei, so wurde sie, nach Beseitigung der bis zu großer Tiefe reichenden Steinkistenreste der alten Mole, in den Jahren 1871 bis 1873 an der Hafenseite auf eine Länge von 158 m durch eine verankerte dichtere Pfahlwand an Stelle der bisherigen, mit einzelnen Balkenlagen hintersetzten Gordungswand abgeschlossen (Abb. 31 Bl. 13). Statt des unteren Theiles der früher bis unter Wasser hinabreichenden flachen Molenböschung wurde eine annähernd wagerechte Berme 0,71 m über M. W. gebildet, die sich an die Schutzberme um die Aufmauerung des alten Ostmolenkopfes anschloß. Die zum Theil versackten Steine der Krone der alten Mole wurden gehoben und auf einer bis 0,3 m starken Mischmörtel-Unterbettung vermauert. Hierdurch hat die Krone der alten Mole, mit Ausschluß der sich allmählich bis zur ursprünglichen Höhe von 1,8 m über M. W. senkenden Anfangsstrecke, eine Höhe von 2,10 m

über M. W. und eine Breite neben der Brustmauer von 3,1 m erhalten. Gleichzeitig mit diesem Bau wurde der von dem alten Ostmolenkopf und der neuen Ostmole gebildete Winkel, in welchem die bei westlichen Winden einlaufenden Schiffe häufig festkamen und Schaden litten, durch eine 21 m lange, mit einer Schifflieberbrücke verbundene Gordungswand abgeschlossen.

Der Hafen in Stolpmünde leidet unter zwei großen Uebeln, dem allmählichen Vorrücken des westlichen Strandes und der hiermit verbundenen zunehmenden Verflachung vor und in der Hafeneinfahrt, sowie unter einer wenn auch in neuerer Zeit schon wesentlich verminderten Gaiung im inneren Hafen.

Die Versandungen sind besonders die Folge der ungünstigen örtlichen Einwirkungen. Der Hafen liegt ungeschützt an einer ganz offenen, sandigen Küste, deren Dünen, abgesehen von der aus Staatsmitteln erfolgten Befestigung in unmittelbarer Nähe, meilenweit zu beiden Seiten des Hafens ungenügend gedeckt sind; ja sogar nur etwa 10 km westlich befinden sich noch die weit ausgedehnten hohen Vietzker und Krolower Wanderdünen. Von diesen ungeschützten Meeresufern werden beständig große Sandmassen durch die Winde auf dem Strand fortgetrieben oder den Wellen und der Einwirkung des Küstenstroms zugeführt. In welchem Umfang schon das Eintreiben des flüchtigen Sandes in den Hafen stattfindet, ist daraus zu entnehmen, daß der sehr geringe Theil der Sandeinwehungen, der nicht in die Wasserfläche des Vorhafens selbst, sondern auf sein südliches Ufer und das landseitige Ende der Westmole fällt oder sich unmittelbar neben diesem ablagert und durch Abfuhr beseitigt wird, in letzter Zeit jährlich etwa 3000 cbm betragen hat, während in gleicher Weise etwa 700 cbm neben der Ostmole entfernt sind.

Noch weit bedeutender aber sind die Verflachungen des Hafens durch die von Wellen und Küstenstrom herbeigeführten Sand- und Kiesmassen. Diese werden theils vor den entgegenstehenden Molen, theils bei geringer oder aufgehobener Hafenausströmung in oder vor der Hafeneinfahrt abgelagert, bei stärkerem Seegange und eingehendem Strome aber in den Hafen geworfen. Die Peilungspläne, Abb. 4 bis 10 und 13 bis 16 Bl. 12, geben ein Bild der Untiefen, die je nach der Richtung der vorhergegangenen Stürme oder länger anhaltenden Winde von Westen oder Osten her sich vor die Hafeneinfahrt schieben.

Die Stolpe, deren Zuflußgebiet nur 1650 qkm beträgt, besitzt nicht die genügende Spülkraft zur vollständigen Beseitigung der Verflachungen; vielmehr sind hierzu fast unausgesetzt Baggerungen nothwendig, und zwar sind in den letzten zehn Jahren bis Ende 1894 im Durchschnitt jährlich vor dem Hafen und in der Hafeneinfahrt rd. 14 000 cbm und im Vorhafen 11 000 cbm Sand und Kies gebaggert worden. Trotz dieser regen Baggerthätigkeit können jedoch theilweise Sperrungen der Hafeneinfahrt nicht verhindert werden. So wurden beispielsweise nach Einstellung der Baggerungen im Jahre 1890, durch welche in und vor der Hafeneinfahrt 17 600 cbm und im Vorhafen 16 900 cbm Boden gehoben waren, in einem Zeitraum von nur acht Tagen infolge von zuerst westlichen, dann östlichen Stürmen die im Peilungsplan Abb. 13 Bl. 12 dargestellten Verflachungen

hervorgerufen. Noch bedenklicher ist aber, daß trotz dieser eifrigen Baggerungen ein wenn auch langsames Vorrücken des westlichen Strandes und eine allmähliche Verringerung der Einfahrtstiefe nicht verhindert werden kann, sodaß zur Zeit, nach Verlauf von etwa 30 Jahren, die Einfahrtstiefe von 3,8 m, deren Behauptung man beim Bau des Vorhafens für möglich hielt, zeitweise auch nicht einmal in einer schmalen Fahrwinde vorhanden ist. Es mag hier erwähnt werden, daß im Frühjahr 1895 die Einfahrtstiefe stark verflacht war und nur in der Richtung nach NNO 4,0 m, im übrigen 2,8 bis 3,5 m betrug. Mit Hilfe des Hopperbaggers „Nogat“ aus Pillau wurden bis zum 7. September rd. 67 000 cbm Boden in See und in der Hafeneinfahrt gehoben und Tiefen von 5 und 6 m hergestellt. Westliche Stürme am 19. und 20. September sowie am 12. October führten jedoch die in dem Lageplan Abb. 16 Bl. 12 (vom Jahre 1895) dargestellten Untiefen herbei, welche die Hafeneinfahrt größeren Schiffen wieder völlig verschlossen und diese zwangen, in den Nachbarhäfen ihre Ladung zu löschen.

Eine seeseitige Verlängerung des Vorhafens dürfte daher in kurzer Zeit kaum zu umgehen sein, falls der Handel der aufblühenden Stadt Stolp und das Gedeihen des dortigen ganzen Hinterlandes nicht empfindlich geschädigt werden soll. Wenn auch auf eine Verlängerung des Vorhafens gleich bei seiner Anlage Bedacht genommen wurde, so ist es doch wahrscheinlich, daß die Verflachungen in der Hafeneinfahrt nicht schon jetzt so häufig die Schifffahrt benachteiligen würden, falls die Ausbildung des Vorhafens in etwas anderer Weise stattgefunden hätte. Bei der jetzigen Anlage wird der ausgehende Strom zur Beseitigung der eintretenden Verflachungen nicht ausgenutzt, da er schon am alten Ostmolenkopf infolge des dortigen Zurücktretens der neuen Mole auf eine längere Strecke seine Führung verliert und wahrnehmbar abgeschwächt wird, und weil durch den an der Hafeneinfahrt quer vortretenden Flügel der Ostmole die verminderte Spülkraft im allgemeinen fast ganz aufgehoben wird.

Trotz der Einrichtung der Hafeneinfahrt nach den Wünschen des Lotsenamtes ist das Einsegeln nicht ohne Schwierigkeit. Die Breite der Mündung von 36 m hat sich als etwas zu gering herausgestellt, ein Nachtheil, der um so fühlbarer wird, als oft noch gerade ein westliches Riff theilweise vor die Hafeneinfahrt tritt, sodaß das Einsegeln besonders bei Südwestwinden mit der Gefahr des Verfehlens der beengten Mündung und des Auflaufens auf den Ostflügel bzw. des Strandens neben der Ostmole verbunden ist. Hierdurch verursachte Schiffsunfälle sind mehrfach eingetreten.

Sowohl zur Zusammenhaltung des ausgehenden Stromes und Verstärkung seiner Spülkraft als auch zur Erleichterung des Einfahrens in den Hafen würde es daher von großem Vortheil sein, wenn in Verlängerung der hafenseitigen Einfassung der alten Ostmole ein Uferabschluss in ähnlicher einbuchtender Krümmung, annähernd parallel der neuen Mole, bis an ihren Flügel geführt und das vor die Linie dieser neuen Einfassung vortretende Ende des Molenflügels in der Länge von etwa 10 m beseitigt würde. Eine solche Aenderung würde auch für den Fall der Verlängerung des Vorhafens zweckmäßig sein. Was die Richtung der Westmole betrifft, so ist anzunehmen, daß die vorherrschende west-

liche Küstenströmung an dem Hafen, unter Mitnahme der treibenden Sände, besser vorbeigeführt werden würde, wenn die Mole der Ostmole nicht parallel laufen und der Richtung des Küstenstromes nicht gerade entgegentreten, sondern diesen, wie die Westmole in der neuen Hafenanlage zu Rügenwaldermünde, allmählich vom Ufer nach der Hafeneinfahrt ablenken würde. Ob aber für Stolpmünde, wo die Ursachen zur Versandung in viel stärkerem Maße vorhanden sind, eine solche Führung der Westmole von erheblichem Erfolg für die Verhinderung von Sandablagerungen sein würde, erscheint zweifelhaft. Immerhin dürfte es sich bei einer Verschiebung der Hafeneinfahrt durch Fortsetzung der Ostmole empfehlen, die Westmole in einer im allgemeinen schrägen Richtung nach der vorgeschobenen Mündung zu verlängern.

Der zweite Uebelstand des Stolpmünder Hafens ist eine starke Gaiung, die sich seit dem Ausbau des Vorhafens bei anlandigen und westlichen Winden im inneren Hafen eingestellt hat. Alle in neuester Zeit an dem Vorhafen ausgeführten Bauten zielen daher ganz oder neben ihrer eigentlichen Bestimmung auf eine Verminderung der Gaiung im Hafen ab.

Die Wellenbewegung muß in jedem Hafen sich vergrößern, sobald die Einfahrtstiefe verbessert wird und die Verflachungen außerhalb des Hafens, an denen sich die See bisher mehr oder weniger abbrandete, beseitigt werden. Daher gelangen die Wellen vor die Mündung des Stolpmünder Vorhafens in größerer Höhe, als in früherer Zeit vor die alte Hafeneinfahrt. Sobald die Welle, deren Höhe in der sich verengenden Mündung zwischen den steilen Molenköpfen noch zunimmt, in den Vorhafen tritt, ermäßigt sich ihre Höhe infolge der Verbreiterung der Wasserfläche. Eine Abstillung tritt jedoch hierdurch nicht ein, noch wird eine erhebliche Minderung der Wellenbewegung in der ganzen Länge des Vorhafens bemerkbar, sodaß sich noch eine starke Gaiung durch die schmale, 55 m lange Einfahrtstraße zum inneren Hafen fortsetzt. Da die Gaiung im Binnenhafen besonders beobachtet wurde, seitdem der größere Theil der alten Westmole fortgeräumt war, so sah man die Beseitigung der Westmole als die eigentliche Ursache der verstärkten Wellenbewegung an, insofern nämlich als die in den hinteren Theil des Vorhafens tretenden Wellen nicht mehr von dem Einlaufen in den Binnenhafen zurückgehalten wurden. Um daher eine Abstillung der Wellen vor ihrem Eintritt in den inneren Hafen zu erreichen, wurde bereits im Jahre 1875 das Bohlwerk, welches den landseitigen Abschluß des Vorhafens bildete (Abb. 30 Bl. 13) und welches, obwohl noch nachträglich in der Beplankung und Hinterfüllung verstärkt, durch den heftigen Wellenschlag wiederholt in seinen oberen Theilen beschädigt oder zerstört worden war, bis auf die Spundwand beseitigt und durch eine flache Steinböschung mit oberer Abschlußmauer (Abb. 32 Bl. 13 und Abb. 13 Bl. 12) ersetzt.

Der eine Zweck, dem dieses Bauwerk dienen sollte, die wiederholten Zerstörungen des südlichen Vorhafenabschlusses zu verhüten, wurde erreicht, nicht aber die Abstillung der Wellenbewegung. Wie bereits früher erwähnt und aus dem Lageplan Abb. 16 Bl. 12 ersichtlich, hat die Uferlinie des Vorhafens gegen die Einfahrt in den inneren Hafen eine etwas schräge Richtung, sodaß sowohl die gegen die Spund-

wand treffenden unteren, als auch besonders die auf der flachen, glatten Steinböschung auf- und ablaufenden oberen Wellentheile nach der Einfahrtstraße gedrängt wurden, infolge dessen die Wellenbewegung im inneren Hafen nach der Herstellung des neuen Uferabschlusses sich sogar steigerte. Dieselbe war noch in den oberen Theilen des Binnenhafens und im Winterhafen zeitweise so stark, daß die dort liegenden Schiffe unter dem fortwährenden Zerren und Reissen an den Ketten litten, und zuweilen Trossen und Ketten brachen oder die Poller ausgerissen wurden. Um daher die gegen die südliche Uferfassung laufenden Wellen von der inneren Einfahrt abzusperren, wurde im Jahre 1884 eine sogenannte Leitwand, etwa in der Kronenlinie der beseitigten alten Westmole, in einem Abstand von 25 m von der alten Ostmole errichtet. Dieselbe besteht, soweit sie sich in dem Hafenbecken befindet, aus einer 60 m langen Holzwand (Abb. 33 Bl. 13 und Lageplan Abb. 16 Bl. 12) und auf der Uferböschung bis zur oberen Abschlussmauer aus einer rund 11 m langen Granitsteinmauer in Cementmörtel.

Die landseitige Mauer, die mit ihrer untersten Steinlage in die Abpflasterung der Uferböschung eingebunden ist, erhielt im Anschluß an die hölzerne Leitwand eine Höhe von 1,2 m, an ihrem oberen Ende von 2,6 m über M. W. und wurde in einer oberen Breite von 0,75 m mit $\frac{1}{6}$ fach geböschten Seitenwänden hergestellt. Zur Vermittlung des Höhenunterschiedes zwischen der oberen Abschlussmauer der Uferböschung (Abb. 32 Bl. 13) und dem um 0,5 m höheren oberen Ende der Leitmauer sowie zur Verhinderung des Ueberschlagens der sich hier zusammendrängenden Wassermassen wurde auch die Abschlussmauer neben der Leitmauer auf eine Erstreckung von 15 m in zwei Absätzen um 0,5 m erhöht.

Durch die Leitwand wurde die am südlichen Ufer des Vorhafens vorhandene starke Wellenbewegung vom inneren Hafen abgesperrt und demgemäß für diesen eine Verringerung der Gaiung erreicht. Diese war aber nicht bedeutend; vielmehr zeigte sich bei ungünstigen Winden auch fernerhin noch eine starke Bewegung bis in die oberen Hafentheile. Der Grund für den günstigen Einfluß, welchen die alte Westmole auf die Abstillung der Wellenbewegung ausgeübt hatte, ist daher nicht allein in der Absperrung eines Theiles der Wellen des Vorhafens vom inneren Hafen zu suchen.

Wird ein Hafen von steilen Einfassungen seitlich umschlossen, vor dem eine zum Ausschwingen der Wellen genügende Wassertiefe sich befindet, so setzt sich die Bewegung der in den Hafen eintretenden Wellen mit nur geringer allmählicher Abschwächung auf eine lange Strecke fort, da die auf eine Verzögerung und Abstillung der Bewegung wirkende Reibung bei der steilen Stellung der Hafeneinfassungen nur auf einen sehr kleinen Theil der Wellen von Einfluß ist. Wird die steile Wand durch eine flache Böschung ersetzt, über die der seitliche Theil der Welle läuft, so nehmen hier die Wassertheile infolge der abnehmenden Tiefe eine fortschreitende Bewegung an. Durch Reibung und Gegenstofs gegen die ansteigende Böschung wird die Bewegung der unteren Wassertheile immer mehr verzögert, wodurch der ganze auf der Böschung entlang laufende Wellentheil einen gegen die übrige Welle etwas rückwärts gekrümmten Flügel bildet. Hierbei eilen die oberen in ihrer fortschreitenden

Bewegung noch nicht behinderten Theile des gegen die Einfassung schräg gerichteten Wellenflügels den unteren Wellentheilen voraus und laufen sogar infolge der lebendigen Kraft der Wassermassen noch höher auf die Böschung auf, als der Höhe des oberen Wellenscheitels entspricht. Es wird daher der auf der Böschung laufende Theil der Welle aus einander gezerrt und abgeschlichtet. Je ebener und glatter die Böschung ist, umso mehr wird die Reibung und Verzögerung und demnach auch die Abstillung der Welle verringert. Ist dagegen die Böschung rau und uneben, so erfolgt eine stärkere Verzögerung der Bewegung der Wassertheile, und der Wellenflügel verwandelt sich in eine breitgezogene niedrige Wasserschicht, welcher der höher liegende Theil der auferhalb der Einfassungsböschung laufenden Welle zufließt. Besteht endlich die Böschung aus unregelmäßigen Steinen, so wird die Bewegung der jeweilig gegentreffenden Wassertheile des Wellenflügels aufgehoben und dieser vollständig aufgelöst, so daß sich nun die seitliche Welle, an Höhe verlierend, über die Böschung ausbreitet. Auch dieser neue Wellenzufluß brandet sofort ab, und in gleicher Weise setzt sich die Ausbreitung, Ermäßigung und Abbrandung der im Hafen laufenden Welle unausgesetzt fort. Während sich daher die Höhe der durch die enge Hafenmündung eines mit steilen Dämmen eingeschlossenen Hafenbeckens eintretenden Wellen sogleich infolge ihrer Ausbreitung hinter der Mündung ermäßigt, im weiteren Verlauf aber nur sehr wenig abnimmt, setzt sich dagegen die Abstillung der zwischen geböschten Uferfassungen laufenden Wellen gleichmäßig fort, und zwar um so stärker, je unebener die Böschungsf lächen der Einfassung sind und je tiefer sie unter den Wasserspiegel hinabreichen.

Welche außerordentliche Abstillungskraft der Wellen in derartigen Molenböschungen liegt, zeigen neben anderen Hafenanlagen besonders die den Größenverhältnissen des Stolpmünder Hafens entsprechenden Häfen zu Rügenwaldermünde und Kolbergermünde. Der Rügenwaldermünder Hafen, dessen Einfahrt früher, wie anfangs in Stolpmünde durch eine schmale Hafenstraße erfolgte, die von zwei parallelen Molen mit Steinböschungen gebildet wurde, hat in neuerer Zeit einen Vorhafen mit ähnlichen steilen Hafendämmen wie die Stolpmünder erhalten. Im neuen Vorhafen ist die Dünung bei anlandigen Winden ebenso stark, wie im Stolpmünder Vorhafen; in der Einfahrtstraße zum Binnenhafen, die mit den seitlichen alten Molen nur zum Theil beseitigt wurde, stillen sich die Wellen jedoch derartig ab, daß im allgemeinen unmittelbar oberhalb der Wurzel der alten Molen an den Hafenufern die Schiffe ohne wesentliche Beunruhigung liegen können. Noch deutlicher zeigt sich der Einfluß der alten Molen in Kolbergermünde, wo ein Vorhafen nicht einmal vorhanden ist und die Hafenstraße zwischen den Molen sich sogar nach See zu erweitert. Statt der zu erwartenden allmählichen Erhöhung der Wellen tritt bis zum oberen Ende der Molen fast ihre völlige Abstillung ein.

In Stolpmünde sind gelegentlich des Baues des Vorhafens die Böschungen, welche die Einfahrt zum inneren Hafen an beiden Seiten begrenzten, beseitigt; denn nicht nur die alte Westmole ist fortgeräumt, sondern, wie oben erwähnt, wurde auch die Steinböschung der alten Ostmole auf eine Erstreckung von 158 m durch eine annähernd senkrechte

Uebermauerung mit wagerechter Oberfläche ersetzt und ihre Einwirkung auf die Wellenabstillung aufgehoben. Wie schon aus dem Lageplan ersichtlich, läuft die Hauptwelle an der einbuchtenden alten Ostmole entlang, und es ist daher anzunehmen, daß der Umbau der alten Ostmole noch mehr zur Verstärkung der Wellenbewegung im inneren Hafen beigetragen hat, als die Beseitigung der kürzeren alten Westmole. Daß der Umbau der alten Ostmole in ursächlichem Zusammenhang zur Verstärkung der Gaiung des Binnenhafens steht, ist sogar actenmäßig nachweisbar. Die langwierigen Abbrucharbeiten an der alten Westmole begannen im Jahre 1865 und wurden erst 1879 abgeschlossen. In der Zeit von 1871 bis 1873 erfolgte der Umbau der hafenseitigen Böschung der alten Ostmole, und schon im October 1874 wurde der Entwurf für Ersatz des Bohlwerks am Südufer des Vorhafens durch die oben beschriebene Steinböschung aufgestellt, weil sich eine starke Gaiung zeigte und bis in die oberen Theile des Hafens fortsetzte. Der Ersatz der steilen Uebermauerung der alten Ostmole durch eine etwa 1 m unter Mittelwasser hinabreichende unebene Steinböschung würde daher wieder die Aufhebung der Gaiung im Hafen bewirken.

Von welchem Vortheil solche geböschten Uferabschlüsse für die Wellenabstillung sind, hat sich auch in Stolpmünde durch zwei kleinere Bauausführungen der neuesten Zeit gezeigt. Die die hafenseitige Berme des alten Ostmolenkopfes umgebende Gordungs- und Blockwand sowie die mit einer Laufbrücke verbundene Gordungswand vor der Abschlußstelle der neuen Mole an den alten Molenkopf hatten durch den gerade an dieser vortretenden Molenstelle überaus heftigen Wellenstoß stark gelitten. Die Pfähle derselben waren, wohl auch infolge ihres unsicheren Standes zwischen den Faschinen und Steinen der Vorböschung des Molenkopfes, zum größten Theil abgebrochen und die Balken der Blockwand fortgeschlagen, sodaß die Schüttungsteine unter der Berme herausfielen und das Mauerwerk des Kopfes und des Anschlusses der neuen Ostmole an den alten Molenkopf gefährdet erschien. Um daher den Anschluß und den alten Molenkopf zu sichern, das Festlaufen der mit westlichen Winden einkommenden Schiffe in dem Winkel vor demselben zu verhindern und eine Abstillung der an dieser Stelle besonders starken Wellenbewegung zu erzielen, wurde in den Jahren 1886 bis 1889, unter Ausführung schwieriger Aufräumungsarbeiten, ein neues Deckwerk erbaut. Dies ist 40 m lang und besteht aus einer dichten Abschlußwand mit vorgestellter Gordungswand nebst Schiffzieherbrücke und einer Steinhinterfüllung. Die Wand bildet in ihrer oberen Strecke die gerade Fortsetzung der Pfahlwand der alten Ostmole und ist in der unteren Strecke annähernd in der Richtung der zerstörten Laufbrücke nach der neuen Mole geführt (Abb. 1 Bl. 14 und Abb. 13 Bl. 12).

Obgleich die kleine unebene Böschungsfäche dieses Bauwerks selbstverständlich die starke Gaiung des Hafens nicht erheblich zu ermäßigen geeignet war, so ist ihr günstiger Einfluß doch unverkennbar; denn die Dünung, die früher vor dem alten Molenkopf stand, ist nunmehr verschwunden. Von schon wesentlich größerem Erfolg ist die Herstellung einer Steinböschung zum Ersatz des Bohlwerks, das nach Beseitigung der Westmole die verbleibende obere, 55 m lange Strecke der Einfahrtstraße an der Westseite begrenzte.

Die Spundwand dieses 1867 hergestellten Bohlwerks war in einen mit Steinen und Hölzern der alten Molenkisten untermischten Untergrund geschlagen worden, sodaß die Spundpfähle, wie sich nachträglich herausgestellt hat, fast ausnahmslos durch völlige Aufstauchung in ihrer Länge bedeutend gekürzt waren und wenig zur Festigkeit der Uferfassung beitragen konnten. Infolge der ungewöhnlich heftigen Abwässerung der Stolpe im Frühjahr 1888, bei der die Abflugschwindigkeit in der engen Einfahrtstraße während mehrerer Stunden etwa 2,5 m in 1 Secunde betrug, wurde die hier vorhandene Wassertiefe von 4 m auf 6 m vergrößert. Dem hierdurch verstärkten hinteren Erddruck konnte das Bohlwerk nicht widerstehen und brach zum größten Theil zusammen; zum Theil wurde es so beschädigt, daß es nebst seinen beiden Anschlüssen in einer Gesamtlänge von rd. 70 m durch einen Neubau ersetzt werden mußte.

Die neue Uferfassung (Abb. 2 Bl. 14 und Abb. 16 Bl. 12), deren Ausführung im Jahre 1888 in Angriff genommen und infolge der schwierigen und langwierigen Aufräumungsarbeiten erst im Jahre 1891 zum Abschluß gelangte, entspricht im wesentlichen dem neuen Deckwerk vor dem alten Ostmolenkopf; jedoch wird ein Auflaufen und Abbranden der Wellen hier noch besser erzielt, da die Pfahlköpfe der Abschlußwand hier 0,5 m unter Wasser stehen. Obwohl durch Zurücklegung der Uferlinie die enge Hafenstraße noch von 17 m auf fast 20 m verbreitert wurde, wirkt doch das neue Uferdeckwerk auf die Verminderung der Gaiung im Binnenhafen so günstig, daß jetzt die Schiffe im Winterhafen nicht mehr beunruhigt werden und ohne wesentliche Belästigung nicht weit von der Einfahrtstraße an Stellen löschen und laden können, die früher hierzu nicht verwendbar waren.

b) Die Bauausführungen im inneren Hafen seit 1864. Die zur Ausführung der geplanten großen Erweiterungsbauten des inneren Hafens erforderlichen Flächen wurden durch einen Vertrag vom 12. Februar/4. April 1864 seitens der Stadt Stolp an den Staat unentgeltlich abgetreten; auch verpflichtete sich die Stadt, das Ablagern des bei den Erd- und Baggerarbeiten gehobenen Bodens auf den niedrigen Stellen ihres westlichen Dünengeländes zu gestatten. Der endgültige Abschluß der Verhandlungen erfolgte jedoch erst durch den Vertrag vom 23. August/15. October 1870, in welchem die Grenzen so festgesetzt wurden, wie sie durch die strichpunktirte Linie in dem Hafenplan von 1864 (Abb. 15 Bl. 12) bezeichnet sind. Bei dieser Gelegenheit wurde auch das Arnoldsche Ufergelände durch Austausch gegen eine kleine Fläche des angrenzenden öffentlichen Lagerplatzes erworben.

Die Länge des Hafens, in der Mittellinie der Stolpe gemessen, betrug im Jahre 1864 von der Wurzel der Molen bis zur Einfahrt in den Winterhafen, sowie von hier bis zur Chausseebrücke je rd. 475 m. Seine Uferfassungen bestanden am rechten Ufer sowie an der Ostseite des Winterhafens, mit Ausschluß einer 43 m langen niedrigen Bohlwerkstrecke an der Kielstelle neben der Einfahrt zum Winterhafen, aus 1,5 bis 1,8 m über M. W. hohen, unverankerten Bohlwerken mit mehreren 0,7 m an der Wasserseite hohen Ladebrücken. Die Hinterplankung der Bohlwerke reichte durchschnittlich bis 2 m unter M. W.; das Ufergelände unmittelbar hinter ihnen lag im allgemeinen nur etwa 0,7 m

über Wasser. Ein gleiches Bohlwerk von 198 m Länge erstreckte sich an dem unteren linken Ufer bis zu der im Jahre 1860 um 87 m seawärts vorgeschobenen Wurzel der alten Westmole; auch befanden sich am linken Ufer noch vier dem Verladungsgeschäft bezw. der Ballastentnahme dienende niedrige Bohlwerkstrecken von je 19 m Länge. Im übrigen wurden die Hafeneinfassungen aus Senkfaschinenwänden gebildet, die meist nur bis 0,4 m über Wasser hinaufreichten.

Um eine übersichtlichere Schilderung der mit dem Jahre 1864 beginnenden Bauarbeiten im inneren Hafen zu ermöglichen, erscheint es geboten, dieselben nicht nur ihrer zeitlichen Reihenfolge, sondern auch ihrer örtlichen Ausführung nach möglichst getrennt zu behandeln.

1. Der Binnenhafen. Gleichzeitig mit den Molen-Neubauten zur Verbesserung der Hafeneinfahrt wurde der Ersatz der bisherigen Uferabschlüsse des Binnenhafens durch solche Einfassungen in Angriff genommen, welche die Herstellung einer Wassertiefe von etwa 4,7 m und das Umladungsgeschäft größerer Seeschiffe ermöglichten. Da die Breite des Binnenhafens, die in Nähe der Molen nur 22 m, weiter oberhalb bis zum Winterhafen durchschnittlich 26 m betrug, für den regen Schiffsverkehr nicht mehr ausreichte, da ferner gerade an dem durch den gepflasterten Eldoradoweg zugänglichen linken Ufer ein besonders starker Verkehr sich allmählich entwickelt hatte, so war die staatliche Bauhätigkeit zunächst auf einen Ausbau des linken Hafenufers unter gleichzeitiger Verbreiterung des Hafens gerichtet. Deshalb wurde die alte westliche Senkfaschinenwand von dem unteren Bohlwerk bis in die Nähe der Mündung des Winterhafens beseitigt, die Uferlinie bis auf einen Abstand von durchschnittlich 38 m von der rechten Hafeneinfassung zurückgelegt (vgl. Abb. 16 Bl. 12) und in der neuen Uferlinie in den Jahren 1864 und 1865 auf eine Erstreckung von rund 230 m ein mit einer Spundwand versehenes standsicheres Bohlwerk hergestellt, dessen Holm eine Höhe von 1,50 m über M. W. erhielt. Dasselbe wurde bis zum Holm hinterfüllt und das Ufergelände durch Abgrabung der Dünen dahinter auf eine Breite von 19 m zu einem benutzbaren Kai umgewandelt. Abgesehen von seiner geringeren Höhe erhielt das Bohlwerk die Bauart und die gleichen Abmessungen in seinen einzelnen Theilen, wie das einige Zeit später am Vorhafen ausgeführte (Abb. 30 Bl. 13). Hinter dem neuen Bohlwerk wurden, wie bei allen folgenden Bohlwerkbauten, in 19 m weiten Zwischenräumen starke eichene, durch Ankerkreuze gesicherte Anbindepfähle angeordnet. Der bei diesem Bau, sowie durch die damaligen Baggerungen gehobene Boden wurde zum großen Theil in das städtische westliche Dünengelände, zum Theil aber auch in See oder, wie schon in früherer Zeit, auf den östlichen Strand geschafft. Ein Nachtheil hinsichtlich der Versandung des Hafens war aus der letzteren Beseitigungsart des Bodens nicht bemerkbar; einige Jahre später mußte der östliche Strand in Nähe des Hafens sogar durch drei Pfahlbuhnen gegen starken Abbruch geschützt werden.

Zur Unterbringung der bei den Hafearbeiten dauernd beschäftigten Arbeiter wurde im Jahre 1864 eine größere Arbeiterbaracke am linken Stolpe-Ufer, auf dem ehemaligen Schiffbauplatz errichtet.

Das erst im Jahre 1860 erbaute Bohlwerk in der unteren 198 m langen Strecke des westlichen Ufers war noch gut erhalten, wurde aber durch eine Spundwand und Verankerungen besser gesichert.

Nach Instandsetzung des westlichen Ufers kam in den Jahren 1868 bis 1870 die Einfassung des ganzen östlichen Ufers des Binnenhafens, von der Ostmole bis zur Mündung des Winterhafens, in einer Länge von etwa 500 m durch ein neues Bohlwerk zur Ausführung, das oberhalb des Lagerplatzes, zur Verbreiterung des dortigen schmalen Kais bis auf 8 m, um 4,2 m hinausgerückt wurde (vgl. Abb. 11 u. 16 Bl. 12). Die Stadt Stolp leistete für die von ihr beantragte Verbreiterung des Kais einen Beitrag von 19 056 \mathcal{M} zu den Kosten des Baues. In dem neuen Bohlwerk fielen sämtliche Ladebrücken, mit Ausnahme einer einzigen am Lagerplatz, die zum Anlegen der noch einige Zeit benutzten Prahmboote diente, sowie die vielen kleinen Einschnitte dieser Uferstrecke fort; jedoch wurden an jedem Ufer des Binnenhafens drei meist mit einer Wäschespülbank verbundene Bootslandestellen eingerichtet. In Nähe der mittleren Bootsanlegestelle an der Ostseite fand das Zollwaagehäuschen, dessen Abbruch behufs völliger Freilegung des unteren Lagerplatzes nothwendig war, seinen neuen Standort.

Die Ausführung des östlichen Bohlwerks erfolgte in der Bauart des westlichen, jedoch wurden, wie auch bei allen Bohlwerkbauten der nächsten Zeit, die Bohlen der Hinterplankung nicht gespundet, sondern die Hinterplankungsfugen durch übergengelagerte Schalbretter gedichtet. Die Holmhöhe des Bohlwerks beträgt in der unteren 270 m langen Strecke 1,9 m, im übrigen 1,5 m über M. W. Um den auch nach seiner Verbreiterung noch schmalen Kai oberhalb des Lagerplatzes durch Anbindepfähle nicht zu beschränken, wurden vor dem Bohlwerk in 11,3 m weiten Zwischenräumen Halte- und Reibepfähle eingeschlagen und mittels seitlicher Knaggen und eines eisernen Bügels an dem Bohlwerksholm befestigt. Um eine schnelle Abnutzung der Pfähle durch die Reibung der Ketten zu verhindern, wurden dieselben später noch mit gulseisernen, $2\frac{1}{2}$ cm starken Schutzgürteln an den Umlegestellen der Ketten versehen (Abb. 3 und 3a Bl. 14). Zu einer noch sichereren Festlegung der Schiffe an diesem Kai bei Stürmen dienten eiserne Schiffsringe auf dem Ufer, die in 38 m weiten Abständen an großen, bis zur Oberfläche des Geländes versenkten Steinblöcken beweglich angebracht waren.

Da durch das Vorrücken der Uferlinie diese dem Ende des Mitteldammes und seinem 8 m langen Flügel so nahe trat, daß sie die Einfahrt in den Winterhafen beengte, so wurde zur Herstellung einer Einfahrtsweite von 16 m der Flügel abgebrochen und der Mitteldamm um 23 m gekürzt; auch wurde die vortretende Ecke des Bohlwerks an der Kielbank beseitigt (Abb. 11 Bl. 12). Zu gleicher Zeit, im Jahre 1871, erfolgte auch der Neubau des noch verbleibenden 24 m langen Bohlwerks vor der Kielbank, sowie die Verlegung der hier dem Schiffsverkehr hinderlichen Kielstelle nach dem oberen Hafen, oberhalb des Winterhafens.

Das an das neue Bohlwerk sich anschließende, im Jahre 1860 erbaute östliche Bohlwerk des Winterhafens in einer Länge von 90 m verstärkte man durch eine Spundwand und Verankerungen. Das Gelände hinter demselben wurde, wie

an dem ganzen östlichen Ufer, bis zum Holm aufgehöhht. Um das Hafenufer für den Wagenverkehr besser nutzbar zu machen, wurde dasselbe in den Jahren 1871 und 1872 gepflastert, und gleichzeitig durch Anlage einer künstlichen Entwässerung den anliegenden Grundstücken die erforderliche Vorfluth gewährt (Abb. 3 Bl. 14). In ähnlicher Weise wurde im Jahre 1873 auch das Ufer hinter dem neuen Bohlwerk an der Westseite des Hafens auf eine Breite von 11 m durch Pflasterung befestigt und dem Tagewasser eine unterirdische Abführung nach dem Hafen geschaffen. Um dieses Ufer noch besser dem Verkehr zu erschließen, wurde es mittels einer gepflasterten Straße mit dem städtischen Eldoradoweg verbunden.

Die geringe Breite des Hafens in seiner unteren Strecke vor dem im Jahre 1860 erbauten und 1867 verstärkten westlichen Bohlwerk behinderte in empfindlicher Weise den Schiffsverkehr, da oft beide Ufer mit Schiffen belegt waren und dann nicht mehr eine ausreichend weite Fahrstraße zwischen ihnen verblieb. In den Jahren 1875/76 wurde daher das Bohlwerk beseitigt, der Hafen hier auf durchschnittlich 40 m verbreitert und ein neues Bohlwerk erbaut, das sich mit seinem oberen Ende an das neue obere Bohlwerk in gerader Linie anschließt und mit seinem unteren in das die schmale Einfahrtstraße zum Binnenhafen an der Westseite damals noch begrenzende Bohlwerk übergeführt wurde. Das neue Bohlwerk, dessen Holmhöhe 1,9 m über M. W. beträgt, kam im allgemeinen in der für die neuen Bohlwerkbauten eingehaltenen, jedoch etwas festeren Bauart zur Ausführung und mit Verwendung von eisernen, 4 cm starken Stahlankern statt der bisher üblichen Balkenanker (Abb. 4 Bl. 14). Neben dem unteren der beiden in diesem Bohlwerk wiedereingerichteten Bootslandungsplätzen wurde, da hier der Binnenhafen nur selten zufriert, eine Aufschleppe für Fischerboote angeordnet (Abb. 5 Bl. 14). Im Jahre 1880 wurde auch hinter dem neuen Bohlwerk eine gepflasterte Uferstraße bis an die Einfahrt zum Binnenhafen hergestellt. Hiermit gelangten die Neubauten der Einfassungen des Binnenhafens zum Abschluss.

Die Bohlwerkeinfassungen des Stolpmünder Hafens erfordern bedeutende Unterhaltungskosten, auch mußten die über Wasser befindlichen Holztheile mit den Bohlwerkpfählen schon in größeren Strecken vollständig erneuert werden. Trotz ihrer Spundwände sichern diese Bohlwerke nicht das Ufergelände gegen Ausspülung und Versackung, da infolge der wechselnden Wasserstände und der Bewegungen des Wassers die feineren Bestandtheile der Hinterfüllung durch die Fugen der Spundwand und der Hinterplankung durchgesogen werden. Die Dichtung der Bohlfugen mittels Schalbretter hat sich nicht nur nicht erfolgreich, sondern sogar schädlich erwiesen, da dieselben, aus minderwerthigem Holz bestehend, leicht faulen und zur frühzeitigen Fäulnis auch der Hinterplankung beitragen. Auch waren die Bohlwerke nicht bis zur Tiefe der Hafensohle vor dem Bohlwerk mit einer Kiesschicht zur Begegnung der schädlichen Einwirkung des Wassersogs, sondern nur bis auf die Spundwandzangen hinterfüllt worden. Das einfachste und beste der bei der Unterhaltung der umfangreichen Bohlwerkbauten der hinterpommerschen Häfen versuchten vielfachen Mittel, die Bohlwerke zu dichten und dauernd zu erhalten, ist das gerade und glatte Behobeln der Fugenflächen der Beplankung und das Hinterfüllen des Bohl-

werks bis zur Hafensohle mit einer möglichst reinen Kiesschicht von etwa 0,6 m Stärke. In dieser Weise sind auch die weiteren Bohlwerkneubauten des Stolpmünder Hafens ausgeführt worden.

Bei den vierkantigen Bohlwerkpfählen geht gewöhnlich die Fäulnis von ihrer hinteren Fläche aus, die durch die fest aufgenagelten Bohlen zwar dem Durchzug der Luft, aber nicht dem Eindringen und Haften der Feuchtigkeit entzogen wird. Die Verringerung der gedeckten Fläche durch Anbringen einer schmalen eichenen Leiste zwischen den Pfählen und der Beplankung verzögert daher das Anfaulen der sich überdeckenden Hölzer. Auch werden in neuester Zeit statt der Kantpfähle an der Hinterseite etwas abgeflachte Rundpfähle verwandt.

Die vor dem Bohlwerk an der Ostseite angeordneten Halte- und Reibepfähle wurden schnell abgängig und sind sämtlich beseitigt worden. Aber auch die auf den Kais eingeschlagenen hölzernen Anbindepfähle haben sich nicht bewährt, da sie sowohl durch Fäulnis als auch durch das Umlegen der Trossen und Ketten leiden. Eiserner, gegen das Einschneiden der Ketten um die Pfähle gelegte Schutzgürtel befördern noch die Fäulnis. Es werden daher nach und nach die abgängigen Holzpfähle durch Granitpfähle ersetzt, wie solche in Abb. 4a Bl. 14 dargestellt sind.

2. Der Lotsenhafen und die Lotsenstation. Durch den Bau eines besonderen Hafens in Nähe des Vorhafens wurde im Jahre 1869 den Lotsenbooten eine dem Bedürfnis entsprechende Liegestelle geschaffen. Der Lotsenhafen (Lageplan Abb. 16 Bl. 12) besteht aus einem kleinen Becken von 30 qm Fläche, das durch eine 11,3 m lange und 5,3 m breite Einfahrt mit dem Binnenhafen verbunden ist. Zur Herstellung der Einfahrt mußte die Wurzelstrecke der Ostmole unter Beseitigung der im Grunde ruhenden Steinkistenreste durchbrochen werden. Der Lotsenhafen ist nebst der Einfahrt von einem 1,8 m hohen, unverankerten Bohlwerk mit einer Spundwand aus 5 m langen Pfählen eingefast. Zur Verbindung der durch die Einfahrt getrennten Kaietheile dient eine hölzerne Laufbrücke.

Im Jahre 1874 wurde an der hinteren östlichen Seite des Hafens eine Aufschleppe (Abb. 6 Bl. 14) eingerichtet, um die Lotsenboote, zwei Segel- und zwei Ruderboote, im Winter oder zur Ausbesserung leicht aufs Land bringen zu können. Gelegentlich des Baues des Lotsenhafens mußte das kleine Lotsenwachthaus weiter östlich auf die hohe Düne daselbst versetzt werden. Diese wurde unter Einrichtung einer Fahrstraße zwischen dem Dünenfuß und dem Bootshafen abgeböschet und befestigt.

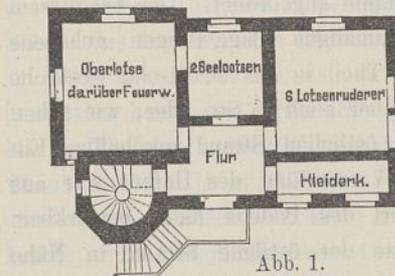


Abb. 1.
Lotsen-Wachthaus.

1 0 5 10 15m
1 : 300.

Trotz einer im Jahre 1871 vorgenommenen Vergrößerung des Wachthauses, gelegentlich deren auch ein rothes Hafenfeuer eingerichtet wurde, erwies es sich unzureichend. An seiner Stelle wurde deswegen im Jahre 1892 ein massives Wachthaus in Ziegelrohbau von 102 qm Grundfläche nebst Wacht-

thurm aufgeführt (Text-Abb. 1). In dem oberen Geschoss desselben hat auch das Hafenfeuer Aufstellung gefunden. Zu diesem wird die schon früher verwandte Fresnelsche Laterne benutzt. Sie steht auf einem Krageisen, das unter dem nördlichen, nach See zeigenden Fenster der Wärterstube angebracht ist. Die Höhe des auf sechs Seemeilen sichtbaren Feuers beträgt 11,2 m über dem Meeresspiegel.

Auf der Düne, etwa 40 m östlich von dem Lotsenwachthause, befindet sich der von den Lotsen bediente und auch für Marinezwecke benutzte Signalmast der Seewarte; der zur Bezeichnung der Wassertiefen in der Hafeneinfahrt dienende Lotsensignalmast, der ehemals auf der alten Ostmole gestanden hatte, ist nach dem alten Ostmolenkopf versetzt worden. Neben ihm ist die in Abb. 7 Bl. 14 dargestellte Winkbake aufgestellt.

An dem Bohlwerk des Lotsenhafens befindet sich ein Pegel, an dem die Wasserstände von dem Oberlotsen beobachtet werden. Ein zweiter Pegel liegt weiter oberhalb an der östlichen Uferfassung des Binnenhafens. Pegel-Null ist auf 0,71 m unter Mittelwasser eingerichtet und auf $-0,839$ N. N. bestimmt. Der höchste Ostseewasserstand, der am 5. December 1883 beobachtet wurde, war $+2,51$ m a. P., der niedrigste am 20. Januar 1887 beobachtete $-0,13$ m a. P., also Unterschied zwischen dem beobachteten höchsten und niedrigsten Wasserstand 2,64 m.

3. Der Winterhafen. Schon im Jahre 1865 war eine Vergrößerung des nicht mehr ausreichenden Winterhafens in Angriff genommen, wegen der nothwendigeren Molenbauten aber, nachdem bereits eine 51 m lange Spundwand in Fortsetzung seines östlichen Bohlwerks geschlagen war, bis 1867 wieder eingestellt worden. Nunmehr wurde die gefertigte Spundwand zu einem Bohlwerk in der damals üblichen Bauart vervollständigt und der Hafen vom Ende der verlängerten Uferfassung aus mit einer aus Brettern und Schalen bestehenden Stülpwand rechtwinklig abgeschlossen (Abb. 11 Bl. 12). Durch die Vergrößerung, die etwa 16 a betrug, war auch die südliche Verlängerung des den Hafen von der Stolpe trennenden Mitteldammes bedingt. Letzterer mußte zu jener Zeit, gelegentlich der Verbreiterung des östlichen Binnenhafenufers, wie oben erwähnt, um sein unteres Ende von 23 m Länge gekürzt werden. Gleichzeitig aber erwies sich die Instandsetzung der übrigen Strecke des aus Senkstücken und Faschinenpackwerk bestehenden Mitteldammes als nothwendig. Dieselbe erfolgte in der durch Abb. 8 Bl. 14, die südliche Verlängerung des Mitteldammes in der durch Abb. 9 Bl. 14 gekennzeichneten Bauart.

An der Südseite des Winterhafens kam ein einfacher kleiner Helling zur Ausführung, um hier die fiscalischen Baggerfahrzeuge, die bisher in der Stolpe oberhalb des Winterhafens zur Ausbesserung mittels untergelegter Gleitplanken aufs Land gebracht wurden, mit geringerer Mühe und in stillem Wasser aufschleppen zu können.

Der Winterhafen wurde bis annähernd 3 m unter M. W. vertieft und mit acht neuen Dalben (Abb. 10 Bl. 14) ausgestattet. Diese erhielten ihre Stellung in 16 m weiten Zwischenräumen in einer dem östlichen Ufer parallelen Reihe derartig, daß zwischen dieser und dem Ufer eine 15 m breite Fahrstraße zum Einbringen oder Herausholen einzelner Schiffe freibleib. Die Winterlage der Schiffe war mit dem Spiegel gegen die

Dalbenreihe, mit dem Bug gegen die Gordungswand des Mitteldammes. Um hier eine sichere Befestigung zu erzielen und die Schiffe an eine für die wechselnden Wasserstände genügend lange Vorkette zu legen, wurden im Jahre 1870 an der Stromseite des Mitteldammes gleichfalls Dalben (Abb. 11 Bl. 14) eingerichtet, deren Stellung der der Dalben des Winterhafens entsprach. Da die 1,8 m über M. W. hohe Gordungswand des Mitteldammes den Festmacherketten theilweise hinderlich war, so kürzte man sie um 0,7 m ihrer Höhe und legte den Holm niedriger, auf 1,1 m über M. W. Es mag gleich hier erwähnt werden, daß in neuerer Zeit die Dalben des Winterhafens, soweit sie inzwischen abgängig gemacht worden waren, durch Dalben in der durch Abb. 12 Bl. 14 veranschaulichten Art ersetzt sind.

Gelegentlich der Erneuerung der Gordungswand am Mitteldamm ist diese wieder in größerer Höhe hergestellt worden, da sie bei ihrer geringen Höhe von 1,1 m über M. W., besonders bei höhern Wasserständen, den im Winterhafen liegenden Fahrzeugen keinen sicheren Anlegeplatz gewährte. Sie besteht jetzt aus 9 m langen, bis 1,65 m über M. W. eingeschlagenen Rundpfählen in Abständen von durchschnittlich 2,5 m, deren Köpfe abgeschrägt sind, sowie aus zwei 25/28 cm starken Gurtungen in 1,45 bzw. 0,6 m Höhe über M. W.

Der vergrößerte Winterhafen mußte schon nach wenigen Jahren infolge der Ausführung einer Eisenbahn von Stolp nach Stolpmünde einer völligen Umgestaltung unterzogen werden. Der Bahnhof Stolpmünde wurde oberhalb des Ortes, an dem rechten Stolpe-Ufer, südlich der Chaussee nach Rügenwalde angelegt. Sowohl zur Ermöglichung einer Fortsetzung der Bahn an dem mit seiner Nordostecke weit vortretenden Winterhafen vorbei, als auch zur Herstellung einer für die Vermittlung des Schiffs- und Eisenbahnverkehrs geeigneten längeren Uferstrecke erfolgte in den Jahren 1877 bis 1882 eine Einschränkung des 46,5 m breiten Hafenbeckens in seinem nördlichen und eine Verbreiterung in seinem südlichen Theil, sowie der Abschluß der neuen Uferlinie durch eine 200 m lange Kaimauer (Abb. 12 u. 16 Bl. 12).

Die Kaimauer (Abb. 13 Bl. 14), die im Schutz eines Fangedammes erbaut wurde, ist auf einem Pfahlrost gegründet und aus geschlagenen Granitsteinen in Cementmörtel mit einer Abdeckung von bearbeiteten Granitplatten hergestellt. An der Vorderseite der Mauer in 4 m weiten Abständen angebrachte Reibhölzer schützen die Schiffe vor Beschädigungen an der vorstehenden Spundwand. In einem Abstand von 4,5 m hinter der Uferkante der Mauer sind in 10 m weiten Zwischenräumen Schiffsringe angeordnet, die an versenkten 1 cm großen Betonblöcken befestigt sind. Das Ufergelände hinter der Kaimauer sowie der von hier nach dem Bahnhof führende sogenannte Koppelweg wurden mit Kopfsteinen abgepflastert. Die Entwässerung der gepflasterten Straßen erfolgte auch hier mittels Fallschächte und unterirdischer Thonrohrleitungen.

Der südliche Abschluß des Winterhafens geschah zunächst durch eine hölzerne Uferfassung, die von dem Ende der Kaimauer aus rechtwinklig gegen diese auf eine Länge von 23 m und von da nach dem östlichen Ende der noch erhaltenen südlichen Einfassung des früheren Hafenbeckens geführt wurde (Abb. 12 Bl. 12). Zur Erleichterung des Befrachtens der kleineren, besonders Bretter ladenden

Schiffe, denen es bei der Uferhöhe der Kaimauer und Bohlwerke von 1,5 bezw. 1,8 m sehr erschwert ist, in der üblichen und bequemen Ladeweise, mit dem Bug gegen das Ufer liegend, die Ladung durch die Bugpforten einzunehmen, wurde 1883 der bisherige unregelmäßige südliche Abschluss des Winterhafens beseitigt, der Hafen um eine Fläche von rund 13 a vergrößert und an der Südseite mit einem Bohlwerk in gerader Fortsetzung und in der Bauart des von der Kaimauer abführenden 23 m langen Bohlwerks eingefasst (Lageplan Abb. 16 Bl. 12 und Abb. 14 Bl. 14). Das südliche Gelände, die Koppel, dient als Lagerplatz für die ankommenden Holzvorräthe. Da bei ihrer hohen Lage die Spundwandzangen und sonstigen hölzernen Verankerungstheile dieses Bohlwerks bald abgängig wurden, so mußten sie im Jahre 1888 in Mittellwasserhöhe neu hergestellt werden; auch war es nothwendig, die Zahl der Anker zu verdoppeln.

An der Westseite wurde der neue Hafentheil auf 37 m Länge durch eine an den Mitteldamm anschließende, bis zur Wasserlinie eingeschlagene Wand von 2,5 m langen, 5 cm starken Bohlen abgeschlossen, hinter welcher eine auf einer Kiesbettung in Cementmörtel hergestellte Granitsteinabpflasterung in $1\frac{1}{2}$ facher Böschung ansteigt. Auch diese Wand wurde in 5 m weiten Abständen mit Balkenankern gesichert, die aber in ihrer gegen Fäulnis geschützten Lage noch jetzt wirksam sind.

Der ganze Winterhafen, dessen Fläche nunmehr rund 95 a umfaßt, ist auf eine Tiefe von 4 m unter M. W. ausgebaggert worden, jedoch unter Belassung von Schutzböschungen vor den Uferfassungen, sodafs die Wassertiefe vor der Kaimauer 3 m, dem südlichen Bohlwerk etwa 1,5 m, vor dem südwestlichen Abschluss kaum 1 m beträgt.

4. Die Eisenbahn-Anlage. Seit dem Jahre 1878 ist Stolpmünde mit Stolp und dem Binnenlande durch eine Eisenbahn verbunden, die von der Königlichen Eisenbahndirection in Bromberg ausgeführt worden ist.

Für die Bahnhofsanlage, die aus dem Lageplan Abb. 16 Bl. 12 ersichtlich ist, war die Verlegung eines oberhalb der Rügenwalder Chaussee von der rechten Seite in die Stolpe fallenden Baches, des Mühlgrabens, erforderlich. Derselbe kreuzt nunmehr die Chaussee, durchschneidet die Koppel und mündet unterhalb der Chausseebrücke in deren Nähe in die Stolpe.

Die Bahn wurde von dem Bahnhof als Hafenbahn über die von dem Ort Stolpmünde durch Gemeindebeschluss vom 2. Februar 1876 an den Staat abgetretene „Koppel“ zunächst bis zum nördlichen Ende des Winterhafens fortgesetzt und im September 1879 eröffnet. Behufs ihrer Weiterführung mußte die nur 8 m breite Uferstrafse zwischen dem Winterhafen und dem unteren Lagerplatz verbreitert werden, da gemäß ministerieller Bestimmung der Abstand der Mitte des Gleises von der Uferkante 7,5 m betragen und hinter dem Gleis noch Raum für eine gepflasterte Strafse verbleiben sollte. Die Bahnverwaltung erwarb daher das ehemalige Arnoldsche Grundstück neben dem unteren Lagerplatz sowie die an die Uferstrafse angrenzenden Theile der übrigen Privatgrundstücke, sodafs der untere Lagerplatz erheblich vergrößert und die nunmehr verkürzte Uferstrafse auf 12,5 m verbreitert wurde. Die Endstrecke der Hafenbahn konnte im December 1880 eröffnet werden.

Die Vereinbarung über den Besitz und die Unterhaltung des fiscalischen Hafengeländes und der Hafenanlagen zwischen der Eisenbahn und der Hafenbauverwaltung ist in der Weise getroffen, dafs ersterer nur die Geländestreifen der Gleise in 4 m Breite nebst deren Pflasterung, sowie die Brücke über den Mühlgraben und ein von der Bahn am Winterhafen erbauter Zollgüterschuppen überwiesen sind, während alles übrige Gelände nebst den Hafenanlagen in Besitz und Unterhaltung der Hafenerwaltung verblieben ist.

In neuester Zeit hat sich der Hafenverkehr so gesteigert, dafs das der Ueberladung zwischen den Schiffen und den Bahnwagen allein dienende östliche Hafenufer nicht mehr genügend Anlegeplätze für die Schiffe und Lagerplätze für die Schiffsfrachten bietet. Es ist daher auch die demnächstige Erschließung des westlichen Ufers für den Eisenbahnverkehr durch Ueberführung eines Bahngleises dicht unterhalb der Chausseebrücke in Aussicht genommen. (Durch die gestrichelten Linien im Lageplan Abb. 16 Bl. 12 gekennzeichnet.)

5. Der obere Hafen und das Sandablagerungsbecken. Um die Sandablagerungen der Stolpe unschädlich zu machen und zugleich die störenden Baggerarbeiten im Hafen zu beschränken, wurde in den Jahren 1869 bis 1872 der Fluß nicht weit unterhalb der Chausseebrücke von 30 m auf 88 m in einer Länge von 200 m verbreitert und dadurch ein Sandablagerungsbecken oberhalb des Binnenhafens geschaffen.

Nachdem bereits im Jahre 1872 an der Ostseite der neuen Flußerweiterung eine Kielbank statt der kurze Zeit vorher an der Mündung des Winterhafens beseitigten eingerichtet und das Ufer an der Kielstelle auf eine Erstreckung von 25 m mit einem leichten Bohlwerk eingefasst war, erfolgte in den Jahren 1874 bis 1877 der Abschluss der übrigen Uferstrecken des Beckens sowie der Ersatz der zerstörten Senkfaschinenwände des oberen Hafens durch ein Bohlwerk in der gleichen Bauart (Abb. 15 Bl. 14). Nur auf der Westseite blieb das Becken in einer Uferlänge von 40 m von der Befestigung ausgeschlossen, um Privatleuten Gelegenheit zum Aufschleppen von Fahrzeugen zu bieten. An der Ostseite des Beckens oberhalb der Kielbank wurden zwei Aufschleppen für Fischerboote angelegt; eine größere Bootschleppe kam noch an dem unteren linken Flußufer, gegenüber dem Ende des Mitteldammes, zur Ausführung.

Der durch Anlage des Sandablagerungsbeckens beabsichtigte Erfolg ist erreicht, indem die von der Stolpe mitgeführten Sandmassen hier zum größten Theil niederfallen und bei rechtzeitiger Fortbaggerung nicht mehr in den Binnenhafen eintreten. Die in den letzten zehn Jahren im Sandablagerungsbecken gehobenen Massen haben durchschnittlich in einem Jahr rd. 16500 cbm betragen. Seit einigen Jahren hat sich auch nach dem Sandablagerungsbecken das Holzverladungsgeschäft hingezogen, auch haben die zahlreichen Stolpmünder Fischerboote hier einen geeigneten Anlege- und Liegeplatz gefunden. Für diesen wachsenden Verkehr genügten die leichten Uferabschlüsse nicht mehr und sind, sobald sie abgängig waren, durch festere Uferdeckwerke ersetzt, vor denen unmittelbar eine Wassertiefe von 3 m herstellbar ist, ohne dieselben zu gefährden.

Die neueren Uferdeckwerke sind, um Ausbesserungen möglichst zu vermeiden, über Wasser im allgemeinen in Stein

hergestellt. Der erste im Jahre 1887 ausgeführte derartige Ersatzbau (Abb. 16 Bl. 14) war der einer 50 m langen Bohlwerkstrecke an der Ostseite des Beckens vor der Kielbank, welche letztere gleichfalls erneuert werden mußte. Behufs Erleichterung des Verkehrs zwischen Schiffen und dem Ufer sind 2,6 m breite Ladebrücken von der Gordungswand bis zur Uferböschung aus Balken und Lattenbelag hergestellt. Hinter einer derselben ist die neue Kielbank eingerichtet. Zum Befestigen der Grundtaue beim Kielholen dienen zwei Dalben, die einige Zeit vorher zum Ersatz von wiederholt durch Eisgang beseitigten Einzelpfählen in 20 m weitem Abstand vom Ufer, nach Art von Eisböcken hergestellt waren.

Die ungewöhnlich heftige, mit starkem Eisgang verbundene Abwässerung der Stolpe im Frühjahr 1888 vertiefte die Sohle in dem Sandablagerungsbecken und dem oberen Hafen derartig, daß die alten flach gegründeten Uferschälungen auf großen Strecken beschädigt und zum Theil ganz fortgeschwemmt wurden. An der Nordwestseite des Beckens, sowie an dem sich unterhalb anschließenden linken Ufer des oberen Hafens mußte auf eine Erstreckung von 79 m ein neues Uferdeckwerk hergestellt werden, das bis 1889 in der aus Abb. 16 Bl. 14 ersichtlichen Bauart zur Ausführung kam. In gleicher Weise wurden an der Ostseite eine Uferstrecke von 66 m Länge und die Ufer des hier einmündenden Mühlgrabens neu befestigt. Der übrige 76 m lange Theil des zerstörten östlichen Uferabschlusses, der sich an das neue Deckwerk vor der Kielbank anschließt und von den beiden Bootsschleppen begrenzt wird, wurde dagegen in den Jahren 1890 und 1891 in anderer Bauart erneuert. Da diese Uferstrecke beständig als Lösch- und Ladeplatz von kleinen Fahrzeugen benutzt wird, so erschien es für einen unmittelbaren Verkehr zwischen ihnen und dem Hafenufer nothwendig, statt der Steinböschung eine annähernd senkrechte kleine Ufermauer (Abb. 17 Bl. 14) herzustellen.

Die 8 m breiten Bootsaufschleppen haben eine $6\frac{1}{2}$ -fache Anlage erhalten und sind in der Sohle und den Seitenböschungen mit gespaltenen, ebenen Granitsteinen in Cementmörtel auf einer Kiesbettung abgepflastert. Der Fuß der Sohlenpflasterung setzt sich 0,3 m unter M. W. gegen eine auf der Spundwand befestigte eichene Bordschwelle.

An dem Ostufer des Sandablagerungsbeckens sind mehrere Granitpfähle aufgestellt.

6. Der Bauhafen und die Hafenbauhöfe. Gelegentlich der Herstellung des Sandablagerungsbeckens war im Jahre 1869 der bisherige Bauhafen zugeschüttet worden. Infolge dessen mußten die Hafenfahrzeuge in den nächsten Jahren bis zur Einrichtung einer neuen besonderen Liegestelle im Winterhafen oder, falls dieser mit Schiffen belegt war, im Binnenhafen zur Winterlage untergebracht werden, wo sie dem Angriff von See- und Eisgang ausgesetzt waren. Es mag hier erwähnt werden, daß die auch im Winter betriebene Schifffahrt des Stolpmünder Hafens nur dann ruht, wenn die anderen Häfen, mit denen Stolp in Verkehr steht, durch Eis unzugänglich sind. Stolpmünde selbst wird nur ausnahmsweise von Treibeis der Ostsee bei anlandigen Winden gesperrt, während im übrigen der Vorhafen fast stets offen und der Binnenhafen zum größeren Theil nur mit einer schwachen Eiskecke belegt ist, welche leicht von den Dampfern durchbrochen wird. Dagegen friert der Winterhafen schon in kurzer

Zeit fest zu, und der obere Hafen nebst dem Sandablagerungsbecken wird besonders durch herabtreibendes Grundeis geschlossen.

Der neue Hafen für die fiscalischen Fahrzeuge wurde an der Westseite des Binnenhafens da geplant, wo bereits im Jahre 1864 der zur Unterbringung auswärtiger Hafentarbeiter bestimmte Arbeiterschuppen in einer Grundfläche von 132 qm Aufstellung gefunden hatte. Diese Uferstelle war bisher zugleich mit dem alten Ausbesserungsplatz an der Südseite des Winterhafens zum Instandsetzen der Hafenfahrzeuge benutzt worden und wurde nach Ausstattung mit einem zum Aufschleppen von schweren Fahrzeugen geeigneten Helling ausschließlich als Baggerwerft verwandt.

Für die umfangreichen Baggerungen des Hafens wurden in den Jahren 1870 und 1871 ein neuer eiserner Dampfbagger „Simson“ von 24 nominellen Pferdekraften, mit einer größten Baggerungstiefe von 5 m und 50 cbm stündlicher Förderung, ein eiserner Raddampfer von 50 nominellen Pferdekraften und sechs eiserne Klappenprähme von 45 cbm Laderaum¹⁾ beschafft. Gleichzeitig mit der Herstellung dieser Fahrzeuge erfolgte der Bau des Hellings auf dem neuen Bauhof (vgl. Abb. 11 Bl. 12).

Der Helling (Abb. 18, 18a u. 19 Bl. 14) ist in einer Neigung von 1:12, mit einer Tiefe des vorderen Endes von 2,1 m unter M. W. und in einer Länge von 62 m hergestellt. Er besteht aus dem etwa bis zur Mittelwasserlinie hinaufreichenden, gegen 26 m langen Vorhelling und dem von diesem durch eine Spundwand getrennten oberen Helling. Der Hellingeinschnitt wurde an beiden Seiten mit einem Bohlwerk eingefast. Das südliche begrenzte nur den oberen Helling und endigte in einem sich rechtwinklig ansetzenden 3 m langen Bohlwerkflügel, der die gerade Fortsetzung der Abschlußspundwand des oberen Hellings bildete. Das Bohlwerk an der Nordseite (Abb. 19 Bl. 14) erstreckt sich bis an das obere Ende des im Jahre 1864 hergestellten Bohlwerks des Binnenhafens.

Da der Baugrund nicht genügend tragfähig erschien, so erfolgte die Gründung des ganzen Hellings auf Pfählen, deren Länge von 3 m am unteren bis auf 5,3 m am oberen Ende des Vorhellings und von 4,7 m am unteren bis auf 7,6 m am oberen Ende des Hellings zunimmt. Die Pfähle sind zu einzelnen Jochen von je sechs Pfählen durch Holme verbunden, auf welchen die noch durch seitliche Knaggen gegen Kanten gesicherten Gleitbalken ruhen. Zur Erleichterung des Aufschleppens der Fahrzeuge wurden drei Patentwinden beschafft.

Die Ausführung des Hellingbaues geschah in der Weise, daß von einer festen Rüstung die Jochpfähle zwischen Zwingen bis auf den Wasserspiegel heruntergerammt und dann in der erforderlichen Tiefe und der entsprechenden Schräge der Kopfoberfläche mittels einer Grundsäge abgeschnitten wurden. Nach Fertigstellung des oberen Hellings legte man die für den Vorhelling bestimmten Holme auf die Gleitbalken des oberen Hellings in dem richtigen Abstand, überkämte die Gleitbalken des Vorhellings mit ihnen, brachte die Führungsbohlen und Knaggen an und befestigte sie mit Spitzbolzen. Alsdann wurde die ganze Holzverbindung des Vorhellings mittels eines

¹⁾ Bagger und Prähme sind in der „Sammlung ausgeführter Bagger“ von L. Hagen (Berlin, Ernst & Sohn) beschrieben.

Gangspills von dem gegenüberliegenden Ufer des Binnenhafens aus von dem oberen Helling abgeschleppt und zu Wasser gebracht, durch Eisentheile beschwert, auf die Jochpfähle gesenkt und von dem Taucher mittels langer Spitzbolzen, die durch Gleitbalken und Holm in die Pfähle hineinreichen, befestigt.

Zugleich mit dem Helling wurde eine Schmiede nebst Schlosserwerkstatt an der Ostseite des umzäunten Bauhofes

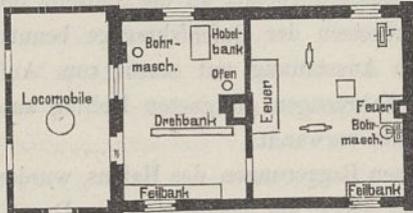


Abb. 2. Hafen-Bauschmiede.
1:300.

eingrichtet (Text-Abb. 2). Ein späterer kleiner Anbau enthält eine Locomobile, um die Werkzeugmaschinen mit Dampf zu betreiben. Ferner fand neben dem Helling ein Fachwerkschuppen

von 330 qm Grundfläche Aufstellung, dessen Räume im Erdgeschofs zur Unterbringung der Baggergeräte und Maschinenteile sowie von Brettern und anderen Baustoffen dienen, und dessen Dremelstockwerk als Tauwerkboden benutzt wird.

Der Bauhafen wurde im Jahre 1873 auf dem Bauhof, zwischen dessen südlicher Grenze und dem Helling, in einer Größe von rd. 21 a und mit einer Wassertiefe von 3 m hergestellt (Abb. 12 Bl. 12). Die Einfassung des Bauhafens bildete ein Bohlwerk, das den Hafen an der Süd- und Westseite umgab; an der Nordseite setzte es sich in einem gleichmäßigen, 3,2 m breiten Abstand von der Hellingeinfassung nur bis zu dem an diese sich anschließenden Bohlwerkflügel fort. Die Bohlwerkeinfassung kam in der Art der übrigen Hafengebäude mit hölzernen Verankerungen und einer 5 m tiefen Spundwand zur Ausführung. Zur theilweisen Trennung des Bauhafens von dem Strom und zur Abweisung des Eisganges dient eine 14 m lange Pfahlwand in gerader Verlängerung des Bohlwerks, das oberhalb den Strom an der Westseite begrenzt (Abb. 21 Bl. 14).

Da der Bauhafen für die zunehmende Zahl der Baggerfahrzeuge bald nicht mehr genügte, so wurde er in den Jahren 1886 und 1887 bis in die Nähe der westlichen fischalischen Grenze verlängert; hierzu wurde der dortige Arbeiterschuppen entfernt und an der Nordseite des Bauhofes neben dem Geräteschuppen aufgestellt (Lagepl. Abb. 16 Bl. 12). Infolge seiner theils gegen die Stolpe, theils gegen den Hellingeinschnitt weit geöffneten Mündung bot der Bauhafen bei anlandigen Stürmen den Hafenfahrzeugen keine genügend ruhige Liegestelle, weil die zu jener Zeit noch weit mehr als jetzt auftretende Gaiung im Binnenhafen sich nur wenig geschwächt bis hierher fortsetzte. Um das Hafenbecken besser gegen die Wasserbewegung abzuschließen, erfolgte gleichzeitig mit der Vergrößerung des Hafens die Verlängerung des 3,2 m breiten Zungenkais, der den Bauhafen von dem oberen Helling trennte, um 29 m, bis zur Linie des Binnenhafenufers. Auch hierdurch wurden mehrere Liegestellen gewonnen. Wenngleich nach Einschränkung seiner Mündung eine ruhigere Lage der Fahrzeuge sich bemerkbar machte, so ist der Bauhafen doch erst seit einigen Jahren, nach Ausführung der auf die Abstillung der Gaiung des inneren Hafens berechneten, oben beschriebenen Bauwerke in einen gesicherten Liegeplatz umgewandelt.

Der neue Hafentheil ist bis auf 3 m unter M. W. ausgehoben und wie die Verlängerung des Zungenkais (Abb. 22 Bl. 14) mit einem Bohlwerk eingefasst worden, dessen Verankerungen ebenso ausgebildet sind, wie die der Uferdeckwerke des Sandablagerungsbeckens (Abb. 16 Bl. 14). In dem Zungenkai, dessen Breite zwischen den Spundwänden nur 2,8 m beträgt, greifen die Anker durch beide Bohlwerkswände hindurch, und die Gurtung der Wand neben dem Hellingeinschnitt, an welcher Schiffe nicht liegen, ist als Ankerriegel benutzt. Zum Befestigen der Fahrzeuge sind hinter dem Bohlwerk des Hafens sowie auf dem Zungenkai in 15 m weiten Entfernungen zum Theil starke eichene, zum Theil granitene Pfähle aufgestellt worden. Es mag noch bemerkt werden, daß in der Hinterfüllung des Zungenkais, die mehr als die anderer Uferbefestigungen der Einwirkung des Wassersogs ausgesetzt ist, bisher Versackungen nicht eingetreten sind.

Der obere Helling, dessen Hölzer nach mehrfachen Ausbesserungen völlig abgängig geworden waren, ist im Jahre 1894 in Stein neu ausgeführt worden (Abb. 20 und 20a Bl. 14), wobei die unter der Mittelwasserlinie befindlichen Bautheile im Schutz eines Fangedammes hergestellt wurden. Von der Querspundwand am oberen Ende des Vorhellings ab werden fünf Gleitbalken von Gleitbalkenmauern getragen, die in einer Höhe von 0,45 m und einer Breite von 0,77 m aus Klinkern in Cementmörtel auf dem aus Granitbruchsteinen gefertigten Grundmauerwerk errichtet sind. Die Eisentheile, durch welche die Gleitbalken befestigt werden, sind so ausgebildet, daß diese ohne Schwierigkeit abgehoben werden können, um sie zum Zweck ihrer besseren Erhaltung im trockenen aufzubewahren. Da auch die über Wasser befindlichen Hölzer der nördlichen Bohlwerkeinfassung des Hellingeinschnittes bis an das Uferbohlwerk des Binnenhafens abgängig waren, so sind sie mit Ausschluß der verankerten Spundwand beseitigt und durch eine Granitsteinabpflasterung in Cementmörtel ersetzt (Abb. 19a Bl. 14).

Die Fahrzeuge der Stolpmünder Hafen-Bauverwaltung bestehen z. Z. aus dem Schleppdampfer „Pfeil“, dem im Jahre 1882 und 1883 vergrößerten eisernen Dampfbagger „Simson“ mit 6,3 m Baggerungstiefe und 60 cbm stündlicher Leistungsfähigkeit, acht eisernen Klappenprämen, vier eisernen im Boden geschlossenen Baggerprämen, einem kleinen hölzernen Dampfkreislbagger, einem Schwahnschen Handbagger, dem Taucherpraum und einer größeren Anzahl Bagger- und Hafenbauboote.

Die von den Baggern in den letzten zehn Jahren bis April 1895 gehobene Bodenmenge hat durchschnittlich in einem Jahre gegen 51 500 cbm betragen. Hiervon sind, wie schon erwähnt, gehoben:

im Sandablagerungsbecken	16 500 cbm
im Seegatt und in der Hafenmündung	14 000 „
im Vorhafen	11 000 „
ferner im Binnenhafen	9 400 „
und in den übrigen Hafentheilen rd.	600 „

Nicht berücksichtigt sind die Baggerungen des Jahres 1895/96 mit der aufsergewöhnlichen Bodenhebung von rd. 81 100 cbm.

Das Kohlenlager der Baggerfahrzeuge ist auf dem alten kleineren Hafenbauhof an der Ostseite des Binnenhafens, in Nähe des Lotsenhafens eingerichtet. Das früher hier befindliche einstöckige Hafenbaubureau war im Jahre 1865 durch

einen Fachwerkanbau auf 80 qm Grundfläche vergrößert worden und enthielt außer einem Vorraum zwei große Zimmer und eine Acten- und Geräthekammer. Dasselbe mußte in neuerer Zeit wegen Baufälligkeit abgebrochen werden und ist in den Jahren 1893 und 1894 durch einen zweistöckigen Steinbau von 97 qm Grundfläche ersetzt worden (Text-Abb. 3).

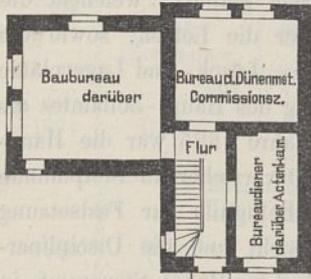


Abb. 3. Hafenbaubureau. 1:300.

Außer dem an der Hafestraße liegenden alten Gerätheschuppen befindet sich auf dem Bauhof noch ein zweiter Schuppen von 70 qm Grundfläche, der im Jahre 1866 zur Unterbringung eines Rettungsbootes nebst Wagen erbaut wurde und jetzt als Geräte- und Bretterschuppen dient.

7. Kosten und Leitung der Stolpmünder Hafenbauten und Hafenverwaltung. Wie für den ersten Bauabschnitt, so ist auch für die mit dem Jahre 1864 beginnenden Bauarbeiten, wenigstens in den ersten Jahren, eine Trennung der Baukosten nach den einzelnen Bauausführungen nicht immer angänglich, indem die Neubauten bis zum Jahre 1871 unter der gemeinsamen Bezeichnung „Bauten zur Verbesserung des Stolpmünder Hafens“ gebucht sind, auch eine genaue Scheidung der Unterhaltungs- und Neubaukosten nicht durchgeführt ist. Es sind für die Hafenbauten vom 1. Januar 1864 bis 31. März 1896 4 239 574,46 *M* verausgabt. Werden die Ausgaben während des ersten Bauabschnittes von 1831 bis Ende 1863 mit rd. 598 898 *M* hinzugerechnet, so ergeben sich die Gesamtausgaben des Staates für den Stolpmünder Hafen bis Ende 1895/96 auf rd. 4 838 472 *M*.

Im einzelnen können für folgende Bauten des zweiten Bauabschnittes die Kosten genau angegeben werden:

Bau der Molen in rd. 565 m Gesamtlänge (einschl. des Betrages von 1 950 76,07 *M* für ihre Verstärkung) 1864 bis 1872 (Abb. 24 bis 27 Bl. 13) 1 038 719,03 *M*,
für 1 m rd. 1839 *M*,

Beseitigung der alten Westmole auf eine Erstreckung von rd. 110 m, soweit die Kosten auf diesen Bau gebucht sind, 1866 bis 1879 68 983,61 *M*,
für 1 m rd. 627 *M*,

Sicherung des Fußes der alten Ostmole auf 158,2 m Länge, 1871 bis 1873 (Abb. 31 Bl. 13) 61 941,61 *M*,
für 1 m rd. 392 *M*,

Deckung des 97 m langen Südufers des Vorhafens durch eine Steinböschung, 1875 (Abb. 32 Bl. 13) 21 372,55 *M*,
für 1 m rd. 220 *M*,

Herstellung einer 71 m langen Leitwand an Stelle der alten Westmole, 1884 (Abb. 33 Bl. 13) 14 653,54 *M*,
für 1 m rd. 206 *M*,

Verstärkung des Flügels der Ostmole, 1883 bis 1885 (Abb. 29 Bl. 13) 15 573,40 *M*,

Sicherung des alten Ostmolenkopfes und des Anschlusses der neuen Ostmole durch eine 40 m lange Pfahlwand mit Steinhinterfüllung, 1886 bis 1889 (Abb. 1 Bl. 14) 17 984,03 *M*,
für 1 m rd. 450 *M*,

Oestliches Uferdeckwerk von 70 m Länge an der Einfahrtstraße zum Binnenhafen, 1888 bis 1891 (Abb. 2 Bl. 14) 37 492,66 *M*,
für 1 m rd. 536 *M*,

Bohlwerk an der Westseite des oberen Binnenhafens von rd. 250 m Länge, einschließlich der Anschlüsse 1864 und 1865 (Abb. 30 Bl. 13) 66 221,20 *M*,
für 1 m rd. 265 *M*,

Bohlwerk an der Westseite des unteren Binnenhafens auf rd. 215 m Länge, einschl. der Anschlüsse 1875 und 76 (Abb. 4 Bl. 14) 52 079,30 *M*,
für 1 m rd. 242 *M*,

Bau eines Lotsenwachthauses von 102 qm Grundfläche und 803 cbm nutzbarem Raum 1892 (Text-Abb. 1) 15 497,16 *M*,
für 1 qm rd. 152 *M* und
für 1 cbm rd. 19 *M*,

Bau einer 200 m langen Kaimauer am Winterhafen 1877 bis 1882 (Abb. 13 Bl. 14) 125 275,12 *M*,
für 1 m rd. 626 *M*,

Ufereinfassungen des Sandablagerungsbeckens auf 437 m Gesamtlänge 1874 bis 77 (Abb. 15 Bl. 14) 31 270,15 *M*,
für 1 m rd. 72 *M*,

50 m langes Uferdeckwerk an der Ostseite des Sandablagerungsbeckens nebst Kielbank 1887 (Abb. 16 Bl. 14) 14 995,50 *M*,
für 1 m rd. 300 *M*,

79 m langes Uferdeckwerk an der Nordwestseite desgl. 1888 und 1889 17 262,77 *M*,
für 1 m rd. 219 *M*,

66 m langes desgl. an der Südostseite 1889 16 990,81 *M*,
für 1 m rd. 257 *M*,

76 m lange Ufermauer an der Ostseite desgl. 1890 und 1891 (Abb. 17 Bl. 14) 21 998,34 *M*,
für 1 m rd. 289 *M*

Bau des Hellings von 62 m Länge 1870 und 1871 (Abb. 18 und 19 Bl. 14) 27 559,56 *M*,
für 1 m rd. 445 *M*,

Bauhafen mit 148 m Ufereinfassung 1873 (Abb. 21 und 19 Bl. 14) 30 548,94 *M*,
für 1 m rd. 206 *M*,

Vergrößerung des Bauhafens mit 168 m neuen Ufereinfassungen 1886 und 1887 (Abb. 22 Bl. 14) 38 294,32 *M*,
für 1 m rd. 228 *M*

Bau eines massiven oberen Hellings von 39,5 m Länge 1894 (Abb. 20 und 20a Bl. 14) 18 791,02 *M*,
für 1 m 476 *M*,

Beschaffung des eisernen Dampfbaggers „Simson“ mit Ausrüstung 1869 bis 1872 115 466,96 *M*,

Beschaffung des eisernen Raddampfers „Pfeil“ 1870 und 1871 75 302,20 *M*,

Beschaffung von sechs schmiedeeisernen Klappenprähmen mit Ausrüstung 1871	96 067,00 <i>M</i> ,
für 1 Prahm rd. 16 011 <i>M</i> ,	
Einrichtung eines Pferdebaggers für Locomobilbetrieb 1874	19 858,94 <i>M</i> ,
Erneuerung des Hafenbaubureaus von 97 qm Grundfläche und 586 cbm nutzbarem Raum 1893 und 1894 (Text-Abb. 3)	6 608,73 <i>M</i> ,
für 1 qm rd. 68 <i>M</i> und	
für 1 cbm rd. 11 <i>M</i> ,	

Die Kosten der jährlichen Baggerarbeiten einschließlich der Instandsetzung und Unterhaltung der Baggerfahrzeuge haben im Durchschnitt der letzten zehn Jahre bis 1. April 1895 37 384 *M*, die Kosten der Unterhaltung der Hafengebäude 10 040 *M* und der Unterhaltung der Lotsenstation und ihrer Boote einschließlich des Ersatzes abgängiger Boote 711 *M* betragen.

Für die im Jahre 1864 beginnenden großen Neubauten wurde, unabhängig von dem in Kolbergmünde stationierten Hafengebäudeinspector Moek, eine der königlichen Regierung von Köslin unmittelbar unterstellte Bauleitung eingerichtet und dem früher im Hamburger Staatsdienst beschäftigten Wasserbaudirector Hübbe commissarisch übertragen. Diesem war anfänglich bis Ende März 1866 der Baumeister Leiter und dann der Baumeister Weinreich als ausführender Beamter beigegeben. Letzterer erhielt nach der Beförderung Hübbes zum commissarischen Regierungs- und Baurath im October 1866 die Bauleitung und behielt sie auch als späterer Wasserbaumeister und Wasserbauinspector in Rügenwaldermünde und Kolbergmünde. Als ausführende Beamte wirkten unter ihm in Stolpmünde die Bauführer von Hülst vom Januar bis Ende August 1867, Beckershaus vom September 1867 bis Ende März 1869, Wünsche vom Juni 1873 bis Ende 1874 und Hasenkamp vom Juli 1877 bis October 1878. Ferner waren noch bei den Bauarbeiten auf die Dauer von einigen Wochen oder wenigen Monaten beschäftigt: die Baumeister Borgmann und Krüger im Jahre 1865, die Bauführer: Friedersdorf 1866, Buchner 1871 und Kummer 1872.

Seit dem Mai 1884 bis gegen Ende 1891 wurden die Bauarbeiten von dem Hafen-Bauinspector Anderson und seit 1892 von dem Hafen-Bauinspector Lauenroth in Kolbergmünde geleitet.

Die technische Oberleitung wurde von dem Regierungs- und Baurath in Köslin ausgeübt, und zwar von Weishaupt bis October 1866, vom Wasserbaudirector Hübbe bis 1867, Baensch bis Juli 1871, Ober-Bauinspector Wellmann bis Ende 1871, L. Hagen bis Juli 1875, Geheimen Baurath Benoit bis October 1891, Anderson bis Ende 1894.

Die Nachprüfung der Bauentwürfe und gelegentliche Besichtigung der Bauarbeiten erfolgten bis Juli 1875 durch den Ober-Landesbaudirector G. Hagen, ferner bis zum Jahre 1889 durch den Geheimen Ober-Baurath L. Hagen und alsdann durch den Geheimen Ober-Baurath Dresel.

Die Bauarbeiten im Stolpmünder Hafen sind dem Hafen-Bauinspector in Kolbergmünde unterstellt. Sie werden in der Zeit, in der außer den laufenden Ausbesserungs- und Baggerarbeiten nur kleinere Neubauten vorkommen, von dem Hafengebäudeinspector und dem Baggermeister ausgeführt. Außer

diesen beiden Beamten befinden sich noch an etatmäßigen Beamten der Bauverwaltung in Stolpmünde der Steuermann und der Heizer des Dampfbaggers „Simson“, sowie der Schiffsführer, der Maschinist und der Steuermann des Schleppdampfers.

Die Hafenverwaltung wurde bis zum Jahre 1885 von dem Haupt-Zollamt in Stolpmünde geführt, welchem die Hafenzollpolizei und die Aufsicht über die Lotsen, sowie die Bestimmung über die Schiffsanlege-, Lösch- und Lagerplätze übertragen war. Seit der Verlegung des Haupt-Zollamtes als Haupt-Steueramt nach Stolp im Jahre 1885 war die Handhabung der Hafenzollpolizei dem Amtsvorsteher in Stolpmünde überwiesen worden, während die Befugnisse zur Festsetzung von Polizeistrafen, sowie die Aufsicht und die Disciplinargewalt über das Lotsenpersonal dem Haupt-Steueramt in Stolp verblieb. Vom 1. April 1895 ab ist die Leitung der Hafenzollpolizei und die Aufsicht über die Lotsen dem Hafengebäudeinspector in Kolbergmünde, die Ausübung der Hafenzollpolizei aber einer dem Hafen-Bauinspector unterstellten Hafengebäudebehörde, bestehend aus dem Hafengebäudeinspector und dem Oberlotsen, übertragen.

8. Das Rettungswesen. Im Jahre 1864 war ein Stolp-Stolpmünder Verein zur Rettung Schiffbrüchiger ins Leben gerufen worden. Seitens der Regierung war für diesen ein Rettungsboot nach Francis Patent beschafft und zur Unterbringung des Bootes ein Schuppen auf dem Bauhof hinter dem Hafengebäude erbaut worden. Nachdem in neuerer Zeit die deutsche Gesellschaft zur Rettung Schiffbrüchiger das Rettungswesen in die Hand genommen hat, welcher der Stolpmünder Privatverein als Ortsausschuß im Jahre 1870 beitrug, wurde ihr das Boot übergeben. Sie errichtete zwei neue massive Rettungsbootsschuppen auf hafenzollfiscalischem Gebiet, und zwar den einen im Jahre 1884 auf der Westseite des Binnenhafens hinter der Fischerbootsaufschleppe, den anderen 1888 an der Ostseite des Binnenhafens, etwa an der Stelle des ehemaligen Salzspeichers. In jedem Schuppen ist ein neues Rettungsboot nach Francis Patent nebst Wagen und Raketensystem untergebracht. Das eine der beiden zum Segeln und Rudern geeigneten Boote besitzt eine Einrichtung zur Selbstentleerung.

9. Reederei und Schiffsverkehr. Außer den Fahrzeugen der Hafenverwaltung sind z. Z. in Stolpmünde heimathsberechtigt: fünf Dampfschiffe mit 6660,5 cbm Gesamt- und 3977,6 cbm nutzbarem Raumgehalt, drei Segelschiffe mit 1155,5 cbm Gesamt- und 1112,7 cbm nutzbarem Raumgehalt.

Der Bau von Seeschiffen hat bereits seit längerer Zeit in Stolpmünde ganz aufgehört. Im Jahre 1866 wurde auf dem Schiffbauplatz an der Westseite des oberen Hafens das letzte dort neuerbaute Schiff, der Schoner „Hoffnung“, und im Jahre 1884 das letzte daselbst ausgebesserte Schiff, eine Galeas, vom Stapel gelassen.

Der Hafenverkehr, der nach einem großen Aufschwung im Anfang der fünfziger Jahre sehr zurückgegangen war, hat sich seit etwa fünfzehn Jahren stetig wieder gehoben und namentlich in neuester Zeit eine erhebliche Steigerung erfahren.

Die nachstehende Zusammenstellung bietet eine Uebersicht über den Schiffsverkehr der letzten vier Jahre sowie der Jahre 1864, 1874 und 1884:

Eingang.

Ausgang.

Jahr	Art der Schiffe	Zahl der Schiffe	Nutzbarer Rauminhalt cbm	Art der hauptsächlich geladenen Waren	Zahl der Schiffe	Nutzbarer Rauminhalt cbm	Art der hauptsächlich geladenen Waren.
1864	Dampfer	12	3053	Stückgüter, Steinkohlen, Eisen, Salz, Kalksteine, frische Heringe, Cement, Knochenmehl, Dachpfannen.	12	3053	Roggen, Weizen, Eisenbahnschwellen, Bretter, Eichenrinde, Brennholz, Theer, Hafer, Spiritus, Stückgüter.
	Segler	399	54649		392	52258	
	Nothhafner	11	1365		11	1365	
	Zus.	422	59067		415	56676	
1874	Dampfer	25	5007	Kalksteine, Steinkohlen, Stückgüter, Salz, Mauersteine, frische Heringe, Bretter, Roggen, Guano, Kohlentheer.	25	5007	Bretter, Brennholz, Latten, Spiritus, Stärke, Kartoffeln, Weizen, Hafer, Eisenbahnschwellen, Eichenrinde.
	Segler	251	36638		251	36839	
	Nothhafner	21	3282		21	3282	
	Zus.	297	44927		297	45128	
1884	Dampfer	86	38769	Salz, Kalksteine, Steinkohlen, Superphosphat, Kreide, Roggen, Mauersteine, Stückgüter, Pflastersteine, Hafer, Schwefelkies.	86	38769	Spiritus, Brennholz, Bretter, Drainröhren, Kantholz, Latten, Mauersteine, Telegraphenstangen, Rüben, Stückgüter.
	Segler	192	28588		186	26671	
	Nothhafner	28	3859		28	3859	
	Zus.	306	71216		300	69299	
1891	Dampfer	141	75695	Stückgüter, Steinkohlen, Kalksteine, Superphosphat, Roggen, Spiritusfässs, Fische, Pflastersteine, Kalkmehl, Chamottesteine, Kreide, Asphalt, Steinkohlentheer, Cement, Thomaschlacke, Erdnußkuchen, Salz, Weizen.	141	75695	Stückgüter, Spiritus, Hafer, Bretter, Brennholz, Latten, Kantholz, Papier, Cellulose, Eichenrinde, Falsdauben, Rundholz.
	Segler	154	23159		151	23124	
	Nothhafner	9	1416		9	1416	
	Zus.	304	100270		301	100235	
1892	Dampfer	152	82787	Stückgüter, Mais, Steinkohlen, Weizen, Superphosphat, Kalksteine, Rundholz (zur Papier- und Zündhölzer-Fabrication), Pflastersteine, Roggen, frische Heringe, Kalksteine, Dachpappe, Steinkohlentheer, Mauersteine, Cellulose, Kreide, Salz, Erdnußkuchen.	152	82787	Stückgüter, Kartoffeln, Spiritus, Hafer, Bretter, Brennholz, Latten, Kantholz, Stärke, Cellulose, Papier, Grubenholz, Eichenrinde.
	Segler	104	16216		104	16365	
	Nothhafner	16	2611		16	2611	
	Zus.	272	101614		272	101763	
1893	Dampfer	145	79472	Stückgüter, Rundholz, Kalksteine, Steinkohlen, Salz, Thomasphosphatmehl, Erdnußkuchen, Kreide, Kohlentheer, frische Heringe, Mauersteine, Superphosphat, Chamottesteine, Düngerkalk, Kalkmehl, Pflastersteine, Thonerde, Reis, Klee, Chilisalpeter.	145	79472	Roggen, Spiritus, Bretter, Brennholz, Stückgüter, Kartoffeln, Kantholz, Latten, Rundholz, Eichenrinde, Cellulose, Papier, Kartoffelmehl, Hafer.
	Segler	153	21561		149	21581	
	Nothhafner	19	2280		19	2280	
	Zus.	317	103313		313	103333	
1894	Dampfer	160	93479	Stückgüter, Rundholz, Eisenbahnschienen, Steinkohlen, Thomasphosphatmehl, Superphosphat, Mauersteine, Bier, Mais, Reis, Hafer, Gerste, frische Fische, Bretter.	160	93479	Spiritus, Roggen, Brennholz, Bretter, Kantholz, Latten, Grubenholz, Eichenrinde, Glas, Cellulose, Papier, Hafer, Kartoffeln, Kartoffelmehl, Häute.
	Segler	167	27787		169	27937	
	Nothhafner	24	2907		24	2907	
	Zus.	351	124173		353	124323	

Der Ertrag aus den Hafengebühren hat sich gestellt im Jahre 1864 auf 7123,07 M.,

"	"	1874	"	3479,20	"
"	"	1884	"	6208,19	"
"	"	1891	"	8059,52	"
"	"	1892	"	8583,79	"
"	"	1893	"	9432,27	"
"	"	1894	"	10005,81	"

Schlussbemerkungen. Wenn sich, wie aus der vorhergehenden Zusammenstellung ersichtlich, der Hafenverkehr in erfreulicher Weise gehoben hat, so ist dies in erster Linie der staatlichen Fürsorge um den mit großen Kosten verbundenen Ausbau des Hafens zu danken. Wird aber erwogen, daß auch anderweitig ähnliche oder wohl gar noch größere Hafenanlagen geschaffen sind, die, obgleich von der Natur mehr als der Stolpmünder Hafen begünstigt, doch nicht vermocht haben, den Verkehr an sich zu fesseln, so muß als weitere Ursache des Aufschwungs des Stolpmünder Hafenverkehrs die stets rege Thätigkeit der Stolper Kaufmannschaft, die Betriebbarkeit der Stadt Stolp und die Einsicht der städtischen Verwaltung gefunden werden. Letzere hat ihre Erkenntnis, daß durch die Entwicklung des Hafens das Gedeihen der Stadt wesentlich bedingt sei, wiederholt bewiesen, indem sie die Bestrebungen des Staates auf Verbesserung der Hafenanlagen,

wie aus obiger Abhandlung hervorgeht, durch die That unterstützte.

Obwohl theilweise beengt durch die nach den großen Häfen von Danzig und Stettin führenden Verkehrsstraßen sowie auch durch den nahen Rügenwaldermünder Hafen, ist die Stadt Stolp mit ihrer Kaufmannschaft eifrig bemüht, das ihr verbleibende, wenn auch nicht große, so doch reiche Erwerbsquellen bietende Hinterland zu erschließen.

Der Einblick in den Lageplan Abb. 16 Bl. 12 ergibt, daß der größere Theil der an dem Stolpmünder Hafen liegenden Gebäude zu Speichern und Lagerhäusern benutzt wird, von denen besonders das von einer Vereinigung von Grundbesitzern und Kaufleuten erbaute Spirituslagerhaus an der Westseite des Hafens zu erwähnen ist, welches in acht eisernen Behältern 35000 hl Spiritus faßt.

Die Einwohnerzahl in dem Hafentort Stolpmünde, der sich in neuerer Zeit auch als Seebad hebt, umfaßt jetzt gegen 2000 Seelen. Die Stadt Stolp hatte bei der Uebernahme des Hafens seitens des Staates im Jahre 1831 gegen 6600 und im Jahre 1863 gegen 12700 Einwohner. Sie zählte 1895 gegen 25000 Einwohner.

Danzig, im Januar 1896.

Anderson, Regierungs- und Baurath.

Der Bau des Kaiser Wilhelm-Canals.

Vom Geheimen Baurath Fülscher in Berlin.

(Mit Abbildungen auf Blatt 33 bis 35 im Atlas.)

(Fortsetzung.)

(Alle Rechte vorbehalten.)

c) Die zur Erdförderung verwandten Baggermaschinen und Fahrzeuge.

Die Anschaffung und Unterhaltung der zahlreichen Arbeitsmaschinen, Geräte und Einrichtungen, die zum Aushub des Canalbettes und zur Förderung der Bodenmasse auf die Ablagerungsplätze erforderlich waren, lag, wie schon in Abschnitt a, Seite 499, Jahrg. 1896 erwähnt worden ist, den Unternehmern der Erdarbeiten ob. Diese waren nach den für den Verding der Arbeiten aufgestellten Bedingungen verpflichtet, schon bei Einreichung ihrer Angebote einen Arbeitsplan vorzulegen und darin die zu verwendenden Betriebsmittel genau zu bezeichnen. Nach diesen Arbeitsplänen waren für die Herstellung des Canals mit Ausschluß der beiden Endhäfen — die unter Verwendung zweier von der Canalverwaltung zu beschaffenden Bagger großentheils im Selbstbetrieb ausgehoben werden sollten — zusammen 22 Trockenbagger und 34 Nafsbagger vorgesehen. Zur Bestimmung der Anzahl der für die einzelnen Lose erforderlichen Bagger war die Tagesleistung eines Trockenbaggers von einigen Unternehmern zu 1200 bis 1500 cbm, von anderen zu 2000 cbm und zum Theil in der Absicht, Tag- und Nachtbetrieb einzuführen, noch höher angenommen worden. Bezüglich der Nafsbagger schwankte die angenommene Tagesleistung, je nach der Größe und Maschinenstärke der Betriebseinrichtungen, zwischen 600 und 1800 cbm. Bei der Ausführung stellte sich indes die mittlere Tagesleistung insbesondere der Trockenbagger meist etwas niedriger, als bei Aufstellung der Arbeitspläne angenommen war, und es ergab sich daraus für verschiedene Lose die Nothwendigkeit, zeitweilig eine größere Zahl von Baggern einzustellen, um die nach den Arbeitsplänen zu beschaffenden Jahresleistungen erreichen zu können. Ihre Gesamtzahl stieg deshalb bis zum Jahre 1891 auf 28. Dann mit zunehmender Tiefe des Canalbettes wurde der Trockenbaggerbetrieb allmählich eingeschränkt, weil der Aushub der unteren Bodenmassen meist zweckmäßiger und billiger durch Nafsbagger zu bewerkstelligen war. Nur einige Strecken in den Losen V, VI und XII wurden durch Trockenbaggerbetrieb ganz, oder annähernd bis zur vollen Tiefe ausgehoben. Die Zahl der Trockenbagger nahm daher von 1891 an allmählich ab, wohingegen die der Nafsbagger erst in den Jahren 1891 und 1892 ihre volle Höhe erreichte und dann bis zur Canalöffnung ziemlich unverändert blieb.

Die Fortschaffung des ausgehobenen Bodens geschah bei dem Trockenbaggerbetrieb regelmäßig mittelst Eisenbahn-Kippwagen, die von den Baggern unmittelbar beladen und durch Locomotiven nach den Ablagerungsplätzen gefördert wurden. Die Einrichtung dieser Wagen war die zur Zeit bei größeren Erdarbeiten allgemein übliche. Ihre Anzahl betrug in der Zeit des stärksten Betriebes rund 2500, die Zahl der gleichzeitig eingestellten Locomotiven 90. Bei dem Nafsbaggerbetrieb erforderte die Fortschaffung des ausgehobenen Bodens je nach der Lage und Art der Ablagerungsflächen

verschiedenartige Einrichtungen. Einige von den Baggern waren so eingerichtet, daß der Boden von ihnen unmittelbar auf die zur Seite des Canals belegenen Ablagerungsflächen gefördert werden konnte. Sie waren zu dem Zweck mit Schwemmeinrichtungen versehen, die entweder durch die eigene Maschinenkraft des Baggers, oder durch besondere Maschinen, die auf einem neben dem Bagger liegenden Prahm aufgestellt waren, betrieben wurden. Bei allen übrigen Baggern wurde der Boden in Prähme verladen und in diesen fortgeschafft. Lagen die Ablagerungsplätze, die den in Prähme verladenen Boden aufnehmen sollten, über Wasser, so wurden an geeigneten Stellen neben ihnen Elevatoren eingestellt, durch die der Baggerboden aus den Prähmen entnommen und weiter bewegt wurde. Wo dagegen für die Bodenablagerung Wasserflächen in nicht allzu großen Entfernungen und von genügender Tiefe zur Verfügung standen, da kamen Prähme mit Bodenklappen zur Verwendung, durch welche der Baggerboden unmittelbar an die Ablagerungsstellen gebracht und dort verschüttet werden konnte. Zur Zeit des stärksten Betriebes waren 8 Elevatoren und mehr als 100 Prähme in Thätigkeit. Ihre Einrichtung soll ebenso wie die der Bagger nachstehend in soweit näher beschrieben werden, als nöthig ist, um über ihre Betriebsart und Leistungsfähigkeit, wie über die Zweckmäßigkeit ihrer Verwendung eine klare Anschauung zu gewinnen.

I. Trockenbagger.

Von den zur Verwendung gekommenen 28 Trockenbaggern waren gebaut:

- 24 von der Lübecker Maschinenbaugesellschaft in Lübeck,
- 3 von der Firma A. F. Smulders in Utrecht,
- 1 von der Borsigschen Maschinenbauanstalt in Berlin.

Die Lübecker Bagger waren meist solche, bei denen der Erdwagenzug unter dem Bagger steht (Bauart B der Lübecker Fabrik, vgl. Abb. 11 S. 512 Jahrg. 1896). Der Bagger, der den Zug überbrückt, stützt sich auf ein breites Schienengleis, zwischen welchem das Gleis des Erdwagenzuges liegt. Einige der Bagger waren nach Bauart A (vgl. Abb. 10 S. 511 Jahrg. 1896) gebaut, bei der sich der Erdwagenzug hinter dem Bagger befindet, wie bei den Baggern nach der Couvreuxschen Anordnung.

Die Bagger mit einer Durchfahrtsöffnung für den Zug haben gegenüber den nach hinten ausschüttenden, auf schmaler Grundfläche ruhenden Baggern den Vortheil wesentlich größerer Standsicherheit und geringerer Belastung der Böschungskante. Sie fahren auf breitem Gleise, und alle schweren Theile, als Dampfkessel, Maschine, Rädervorgelege, sind möglichst nach hinten hinausgelegt, sodafs sie ein wirksames Gegengewicht gegen die weitausladende Eimerkette bilden. Die große Standsicherheit der Bagger gestattet bei tragfähigem Untergrund die Verwendung langer und schwerer Eimerleitern, somit die Erreichung großer Baggertiefen und die Bewältigung schwer zu lösenden Bodens. Dabei ist die Gesamtbreite des Gleises

trotz der weiten Spur des Trockenbaggers geringer als bei der Couvreuxschen Anordnung.

In der Text-Abb. 50 und den Abb. 1 bis 3 Bl. 33 u. 34 ist ein Trockenbagger, Bauart B der Lübecker Fabrik dargestellt. Das aus Blechen, Winkeleisen und Trägern ausgeführte Wagengestell ruht auf zwölf Stahlgufsradern, von denen acht auf einem Gleise von 90 cm Spurweite die Hauptlast tragen, während die vier anderen als Stützräder für das Hintergestell und das Gegengewicht dienen und auf einer Schiene laufen. Die Laufradachsen sind aus Stahl und ruhen in Lagern, die mit Blattfedern und Wagebalken versehen sind, um die Lasten gleichmäßig auf alle Räder zu vertheilen. Die Eimerkette der auf eine Tiefe von 6 m arbeitenden Bagger enthält 25 Eimer von etwa 0,23 cbm Fassungsraum. In der Minute gelangen 15 bis 17 Eimer zur Entleerung, so daß die rechnerische stündliche Fördermenge 207 bis 234 cbm beträgt. Die Bewegung der Eimer erfolgt in der aus der Abbildung 1 Blatt 33 und 34 ersichtlichen Richtung. Die Eimer haben keinen Boden, sie bestehen aus weichem Stahlblech von 9 und 7 mm Stärke, sind mit harten Stahlschneiden von 175/15 mm Stärke versehen und mit den Kettengliedern fest vernietet. Die Gelenkbolzenlöcher sind mit Stahlbuchsen ausgefüttert und die 40 mm starken Bolzen aus gehärtetem Stahl mit breiten, das Drehen verhindernden Köpfen ausgeführt. Zur Unterstützung der Eimerkette dienen Rollen aus Schalenhartgufs; aus gleichem Stoff ist die obere Trommel (Turas)

hergestellt und zwar zweitheilig, so daß die Auswechslung einer abgenutzten gegen eine neue in wenigen Stunden geschehen kann; die untere Trommel besteht aus Stahlgufs und liegt in verschiebbaren Lagern, um die Kette nach eingetretenen Abnutzungen der Gelenke nachspannen zu können.

Die Eimerleiter wird gebildet durch zwei an den Aufhängepunkten durch Flacheisen verstärkte C-Eisen von 300 mm Höhe, die mittels Quer- und Kreuzstreben aus Winkeleisen und Flacheisen mit einander verbunden sind. Um die Uebertragung der beim Baggern in schwerem Boden entstehenden Stöße auf das Baggergeräth abzuschwächen, ist die Eimerleiter an ihrem oberen Drehpunkt mit zwölf Pufferfedern versehen, und ebensolche Pufferfedern sind in die Aufhängeketten eingeschaltet. Gegen seitliche Schwankungen der Eimerleiter wirkt eine besondere, aus doppeltem Winkeleisen und Zug-

stangen gebildete Stützvorrichtung, die am Wagengestell drehbar gelagert ist, während ihr äußeres, mit Schlitten versehenes Ende die Eimerleiter umfaßt und beim Heben und Senken der Leiter auf dieser sich verschiebt. Der Ausleger zum Tragen der Eimerleiter besteht aus C-Eisen, die durch Holzbalken versteift und durch Rundeisen-Zugstangen gehalten sind.

Für sämtliche beim Betriebe vorkommenden Bewegungen ist nur eine Maschine vorhanden, eine Hochdruck-Zwillingsmaschine von 200 mm Cylinderdurchmesser und 310 mm Hub, die bei 240 Umdrehungen in der Minute rund 45 Nutz-

Pferdekräfte entwickelt. Von der Kurbelwelle werden die Kräfte durch Uebersetzungen auf die einzelnen Getriebe übertragen, und zwar erfolgt der Antrieb durch Vermittlung von Reibungskupplungen, die je nach Bedarf während des Ganges der Maschine ein- und ausgeschaltet werden. Zur Uebertragung der Kraft auf die Eimerkette dient eine Reibungskupplung, deren Flächen mittels Druckwasser an einander geprefst werden. Der Druck wird vom Dampfkessel entnommen und die Kupplung durch Umdrehen eines Dreiweghahnes in und außer Thätigkeit gesetzt; sie dient gleichzeitig als Sicherheitsvorrichtung, da sie bei plötzlich eintretenden Stößen der Eimerkette gleitet. Die Eimerleiter wird mit Hilfe eines mehrfachen Rädervorgeleges gehoben, das durch Keilscheibenräder in und außer Eingriff mit der Maschine gesetzt wird; das Senken der Eimerleiter geschieht durch Herunterbremsen.

Die Fahrbewegung des Baggers auf dem Gleise wird durch Vermittlung von Galleschen Gelenkketten mit entsprechenden Rädervorgelegen und durch ein kegelförmiges Reibungs-Wendegetriebe bewirkt. Um trotz der großen Spurweite mit Sicherheit kleine Curven durchfahren zu können, namentlich bei der Baggerung über der Gleisebene, ist in das Fahrtriebwerk ein Differentialräderwerk eingeschaltet, durch welches den auf den verschiedenen Schienen laufenden Rädern verschiedene Geschwindigkeiten ertheilt werden können, je nach dem Wege, den die einzelnen Rädergruppen zurückzulegen haben. Die Hebel zur Bedienung der Druckwasserkupplung, des Leiterhebewerks und des Fahrtriebwerks sind an einem gemeinsamen Steuerstand vereinigt und werden durch den Baggerführer, der von seinem Standpunkt aus sowohl die Eimerkette als die

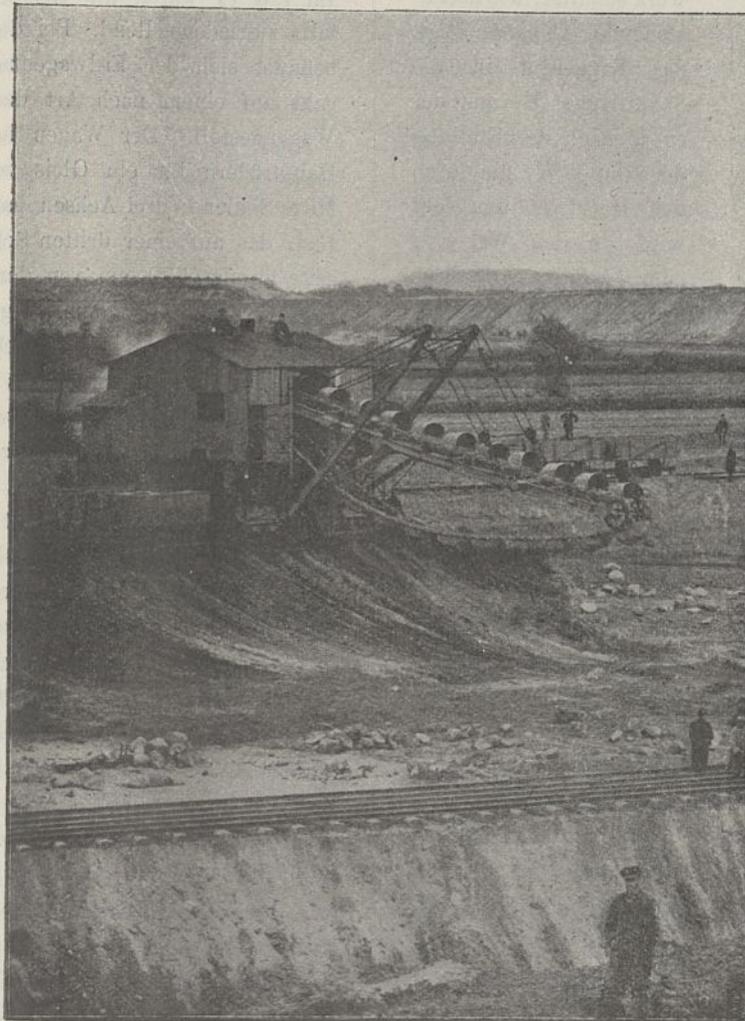


Abb. 50. Trockenbagger, Bauart B, der Lübecker Maschinenbau-gesellschaft in Lübeck.

Erdkippwagen, die Maschine und den Kessel übersehen kann, gehandhabt.

Die Vorrichtungen zum Vertheilen des Baggergutes in die Förderwagen sind so eingerichtet, daß der zwischen den Wagenkasten befindliche Zwischenraum durch eine am Bagger angebrachte Schüttklappe überbrückt wird, sodafs ein Wagenkasten nach dem anderen durch den langsam dahinfahrenden Bagger gefüllt wird, ohne daß viel Boden auf das Gleise fällt und ohne daß es nöthig ist, den Zug zu bewegen. Fahrgeschwindigkeit und Fördermenge des Baggers entsprechen dem Fassungsraum und der Länge der Wagen. Das Becher-

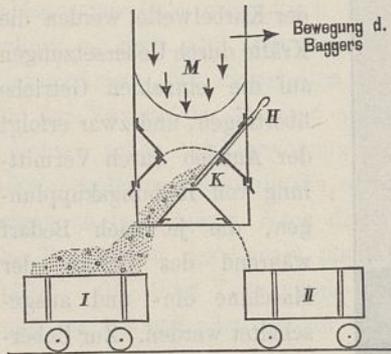


Abb. 51.

werk schüttert, wie nebenstehende Abb. 51 zeigt, das Baggergut in die Schüttrinne *M*, aus der es je nach der Stellung der Klappe *K*, die durch den Hebel *H* umgelegt wird, in den Wagen *I* oder *II* fällt. Auf diese Weise wird die Baggararbeit unabhängig von der schwer zu regelnden Bewegung des Zuges.

Das Umlegen der Schüttklappen erfordert einen oder zwei Arbeiter, die von ihrem Stande die Wagen von oben übersehen können.

Der Dampfkessel, ein liegender Röhrenkessel mit Innenfeuerung, hat 38,5 qm Heizfläche und arbeitet mit 7,5 Atmosphären Spannung. Die Reinigung der Heizröhren erfolgt von aufsen; zu diesem Zweck ist die Rauchkammer durch die Wand des Gehäuses hindurchgeführt. Unterhalb der Heizplattform befinden sich zwei Speisewasserbehälter von zusammen 1600 Liter Inhalt. Das Ganze ist durch ein Gehäuse von Wellblech auf hölzernem Ständerwerk umschlossen. Zu dem Stande des Baggerführers und dem der Schüttklappensteller führen zwei eiserne Wendeltreppen hinauf.

Für die Baggarung in der Seitenentnahme (Hochbaggarung) muß der vorgeschriebene Bagger mit einer anderen Eimerkette und entsprechender Eimerleiter ausgerüstet werden und die Eimerkette die entgegengesetzte Bewegungsrichtung erhalten. Die Anordnung dieser Baggar zeigt Abb. 4 Bl. 33 u. 34. Die Eimer haben die Gestalt der bei den Nasbaggarern verwandten, jedoch sind die Kettengelenke wesentlich kürzer, und auf den den Eimern vorausgehenden Gelenken sind Vorbleche angebracht, die verhindern, daß der von den Eimern aufgenommene Boden herabfällt, wenn die Füllung der Eimer größer ist als ihr Fassungsraum, oder die Neigung der Leiter sehr flach ist. Die Eimer haben 0,21 cbm Fassungsraum, sind aus Stahlblechen von 11 und 6 mm hergestellt und mit einer Stahlschneide und zwei verstellten Zähnen versehen.

Die Lübecker Baggar arbeiteten sowohl in leichtem als auch in schwerem Boden mit großer Regelmäßigkeit. Die Füllung eines aus 30 Wagen bestehenden und 90 bis 100 cbm fassenden Zuges dauerte bei leichtem und nicht sehr steinigem Boden etwa 24 Minuten. An Bedienungsmannschaften sind erforderlich: 1 Mann am Steuerständer, 1 Heizer, 1 Maschinist und 1 bis 2 Mann an der Schüttklappe. Zum Verlegen der Baggar- und Förderwagengleise sind außerdem je

nach der Bodenbeschaffenheit 15 bis 20 Mann nebst einem Aufseher erforderlich. Das Gewicht des betriebsfähig ausgerüsteten Baggers mit langer Leiter beträgt rund 65 000 kg.

Die Abb. 5 bis 7 Bl. 33 u. 34 stellen einen von der Firma A. F. Smulders in Utrecht (Holland) nach der Couvreuxschen Anordnung gebauten Trockenbagger dar. Von diesen waren zwei im Lose VI und einer im Lose XI in Thätigkeit. Der in dem letzteren Lose beschäftigte Bagger arbeitete bei dem dort vorhandenen leichten Boden — ganz feiner und fast steinfreier Sand — sehr vortheilhaft, seine tägliche Leistung in diesem Boden betrug in zwölf Arbeitsstunden bis 2600 cbm. Im Lose VI waren die Leistungen in leichtem Boden ebenfalls zufriedenstellend. Bei den holländischen Trockenbaggarern befindet sich der Erdwaggenzug hinter dem Bagger. Dieser ruht auf einem nach Art der Eisenbahnfahrzeuge gebauten Wagengestell. Der Wagen hat vier Achsen, jede mit zwei Haupträdern für ein Gleis von 1,5 m Weite von Mitte zu Mitte Schiene; drei Achsen haben außerdem noch ein drittes Rad, das auf einer dritten Schiene läuft, die nach der Leiterseite zu um 500 mm von der nächstliegenden absteht. Diese dritte Schiene giebt dem Bagger eine breitere Grundlage und damit eine größere Standsicherheit. Das auf dem Wagen befestigte Gestell besteht aus zwei mit Winkeleisen umranderten und durch \perp -Eisen versteiften Blechwänden, deren lichter Abstand von einander 1380 mm beträgt. Oben an der einen Seite des Gestells ist ein Blechkasten ausgebaut behufs Aufnahme von Ballast, als Gegengewicht zu der auf der anderen Seite des Gestells liegenden Eimerleiter. Die beiden Blechwände sind außer durch starke Querverbindungen noch durch eine eiserne Platte und durch einen Blechcylinder mit einander verbunden. Die Platte bildet eine parallel zur tiefsten Stellung der Eimerkette geneigte Rinne, von welcher die aus den Eimern vor ihrer Entleerung herabfallenden Bodenmassen aufgefangen und so abgeleitet werden, daß das Gleis nicht davon verschüttet wird; der Blechcylinder bildet eine Ummantelung des durch beide Blechträger hindurchgehenden Dampfkessels.

Die Eimerleiter, die oben am Gestell nachstellbar aufgehängt ist, hat eine größte Länge von 9120 mm; je nach der Tiefe und Neigung der Böschung wird sie länger oder kürzer gemacht. Die Kettenscheiben, über welche die Ketten laufen, sind sechskantig; auf jeder zweiten Umfangsfläche derselben sitzt ein Daumen, der zwischen die Kettenschaken greift. Die Eimerkette wird über fünf Tragrollen geführt, sie hat 21 Stahlblecheimer mit je 0,20 cbm Fassungsraum. In der Minute kommen 25 bis 30 Eimer zur Entleerung. Die Eimer sind an der Mündung mit schweren messerkantigen Stahlbändern zum Aufschneiden des Bodens versehen. Die Bewegung der Eimerkette, also das Lösen und Heben des Baggarergutes, wird durch eine stehende umsteuerbare Zwillingmaschine bewirkt, die durchschnittlich 95 Umdrehungen in der Minute macht und dabei 110 Pferdekräfte indicirt. Sie ist auf dem Wagen neben den Blechwänden aufgestellt. Mittels eines Riemens an jeder Seite des Gestells und eines Paares Gufsstahlräder mit Winkelzähnen treibt die Maschine die obere Trommel. Zum Fortbewegen des Baggers dient eine zweite kleinere stehende Zwillingmaschine mit Umsteuerung, die mittels Schneckenradübersetzung und Gallescher Ketten zwei der vier Achsen in Umlauf bringt. Diese Maschine

steht neben der Betriebsmaschine und leistet bei 150 Umdrehungen in der Minute 26 indicirte Pferdekkräfte. Das Heben und Senken der Leiter wird von Hand mittels einer Winde bewirkt, die auf der der Maschine entgegengesetzten Seite des Gestells untergebracht ist. Der Dampfkessel ist ein Locomobilkessel von 40 qm Heizfläche. Er ist, wie schon erwähnt, durch das Gestell hindurch geführt und liegt, um dem Ganzen mehr Standsicherheit zu geben, auf der der Leiterseite entgegengesetzten Seite. Maschinenführer und Heizer haben an derselben Seite des Gestells ihren Stand und können sich gegenseitig aushelfen. Die verschiedenen Hebel zum Ingangsetzen des Baggers sind in unmittelbarer Nähe des Maschinenführers vereinigt.

Die bewegliche Schüttrinne wird mittels Handwinde auf- und niedergelassen. Der Scherenkrahnen für das Heben und Senken der Leiter hat einen sechsfachen Flaschenzug und stützt sich mit den Füßen unten auf das Gestell, während er oben mittels zweier Zugstangen mit dem oberen Theil des Gestells verbunden ist.

Zur Bedienung sind erforderlich: 1 Maschinist, 1 Heizer, 1 Baggermeister am Becherwerk, 1 Arbeiter ebendasselbst, 1 Rottenführer und 12 bis 16 Mann zum Verschieben der Gleise. Während der Arbeit rückt der Bagger mit einer Geschwindigkeit von etwa 2 m in der Minute auf dem Gleise vor.

Nach denselben Grundsätzen, wie die vorstehend beschriebenen und von diesen nur in einigen unwesentlichen Einzelheiten abweichend, war auch der von der Borsigschen Maschinenbauanstalt in Berlin gelieferte Trockenbagger gebaut. Er arbeitete in den Jahren 1890 bis 1893 im Lose I, wo er in dem leicht zu lösenden und wenig tragfähigen Kleiboden dem schwereren Lübecker Bagger vorgezogen wurde.

2. Nafsbagger.

Unter den zur Verwendung gekommenen Nafsbaggern befand sich ein Pumpenbagger, alle übrigen waren Eimerkettenbagger. Von den letzteren war ein Theil mit Schwemmeinrichtungen ausgerüstet, durch die das verdünnte Baggergut unmittelbar auf die seitlichen Ablagerungsflächen geprefst wurde. Die übrigen baggerten in Prähme, in denen der Boden nach den entfernt liegenden Ablagerungsplätzen geschafft und dort entweder verschüttet, oder mittels Elevatoren gehoben und weiter gefördert wurde. Hiernach sind zu unterscheiden und sollen nachstehend näher beschrieben werden:

- a) Eimerkettenbagger mit Bodenausschüttung in Prähme
 1. von der Schiff- und Maschinenbaugesellschaft vorm. Gebr. Schulz in Mannheim,
 2. von der Schiff- und Maschinenbau-Actiengesellschaft „Germania“ in Berlin und Kiel,
 - b) Eimerkettenbagger theils in Prähme ausschüttend, theils mit Schwemmeinrichtung arbeitend, von der Firma A. F. Smulders in Utrecht,
 - c) Eimerkettenbagger mit Schwemmeinrichtung von der Lübecker Maschinenbaugesellschaft in Lübeck,
 - d) Pumpenbagger der Firma C. Vering in Hannover und Hamburg,
- dazu kommen dann noch
- e) zwei ihrer besonderen Einrichtung wegen zu erwähnende kleine Bagger, die zur planmäßigen Herstellung der mit Steinen abzudeckenden Böschungen über der Unterwasserberme benutzt wurden.

a 1) Eimerkettenbagger der Schiff- und Maschinenbau-Actiengesellschaft vorm. Gebr. Schulz in Mannheim. Die Firma Gebr. Schulz in Mannheim lieferte in den Jahren 1889/90 für den Erdaushub beim Kaiser Wilhelm-Canal an die Unternehmer Ph. Holzmann u. Co. fünf und später an die Unternehmer Kintzel u. Lauser in Cassel einen Bagger; ein weiterer für die Unternehmer Degen u. Wiegand bestimmter Bagger ging auf der Fahrt vom Rhein nach der Verwendungsstelle in der Nordsee bei einem Sturme verloren. Diese Bagger waren vornehmlich für schweren Boden bestimmt und hatten sämtlich fast gleiche Bauart und gleiche Abmessungen. Der in den Abbildungen 8 bis 10 Bl. 33 u. 34 dargestellte Bagger „Achilles“ ist einer der neuesten, an dem die sämtlichen Erfahrungen, die mit den früher gelieferten während des Betriebes gemacht wurden, berücksichtigt sind. Angaben über die Hauptabmessungen des Baggerschiffes und der Maschine sind den Abbildungen hinzugefügt. Das Deck des Schiffes besteht aus Blechen von 6 mm Stärke. Ueber dem Kessel sind die Deckbalken derartig ausgewechselt, daß der Kessel durch die Oeffnung bequem herausgenommen werden kann. In den beiden Schiffstheilen an den Seiten des Schlitzes für die Eimerleiter sowie am Abschluss dieses Schlitzes und hinter dem Kessel sind eiserne Schotte wasserdicht in den Schiffskörper eingebaut. Alle diese Schotte sind ohne Thüröffnungen, die Verbindung zwischen den einzelnen Räumen geht über Deck. Als Berghölzer laufen zwei starke, aus Kiefernholz hergestellte Gänge an beiden Längsseiten her, das obere in Deckhöhe, das untere 200 mm über Wasser. Beide Berggänge sind durch senkrechte Reibhölzer mit einander verbunden. Im Innern hat das Baggerschiff durchweg einen aufnehmbaren Holzboden, nur vor dem Kessel und in der Werkstatt sind eiserne Flurplatten verwandt. Zu beiden Seiten des Kessels befinden sich Kohlenbunker von 4 m Länge und etwa 1,5 m Breite. Die Eintheilung der Räume ist folgende: Der Theil vom Hintersteven bis zu den die Schlitz-Enden abschließenden Schotten nimmt den Kessel mit den Kohlenbunkern, die Windenantriebe, die Uebertragungen und die Betriebsmaschine auf; in den hieran nach vorn anschließenden Schlitz-Enden liegen auf der einen Seite Abort, Werkstatt und Leuteraum, auf der anderen die Kajüte für den Maschinisten und den Baggermeister, sowie Vorrathsräume. Sämtliche Räume sind reichlich groß, gut beleuchtet und gelüftet.

Das Hauptgerüst ist in seinem vorderen Theile fortlaufend mit den Schlitzwänden aufgebaut, der hintere Theil ist bis zum Schiffsboden heruntergeführt und mit den Kielschweinen vernietet. Das ganze Gerüst ist aus starken Blechen und Winkeleisen ausgeführt und mit der Stirnwand des Schlitzes und dem daselbst vorhandenen Schott verbunden. Eine gute seitliche Versteifung erhält das Gerüst durch die festen Schüttrinnten, die mit 30° Neigung nach der Bordwand zu abfallen. Die Stützen dieser Rinnen sind mit Rücksicht hierauf besonders kräftig ausgebildet und mit dem eisernen Deck des Baggers vernietet. Durch diese Anordnungen ist die Festigkeit und Standsicherheit des Hauptgerüsts auf ein hohes Maß gebracht.

Der die vordere Leiterhebwinde tragende Bock ist in inniger Verbindung mit dem Schiffskörper aufgebaut und bildet infolge seiner kastenförmigen Anordnung eine kräftige Versteifung der beiden vorderen Schlitz-Enden. Die beweglichen

Schüttrinnentheile können durch Maschinenantrieb mittels Riemen und Schnecke gehoben, gesenkt und eingezogen werden. Sie laden 2,7 m über die Bordwand des Baggers hinweg aus, dabei beträgt die Ausschütthöhe über Wasser 1,2 m.

Das obere Vorgelege zum Antrieb der Eimerkette wird von der Maschine aus mittels Riemen zu beiden Seiten angetrieben. Die Weiterübertragung der Bewegung auf die obere Trommelwelle erfolgt durch zweiseitigen Stirnräderantrieb. Die Stirnräder haben Winkelverzahnung und sind aus Stahlgufs hergestellt. Aus dem gleichen Material besteht die obere als Fünfkant und die untere als Sechskant ausgebildete Trommel. Die Geschwindigkeit des oberen Vorgeleges ist so gewählt, daß bei regelmässigem Betriebe etwa 16 Eimer in der Minute zur Entleerung kommen. Die Eimerleiter besteht aus zwei genieteten Blechträgern, die gegen seitliche Verbiegungen hinreichend versteift sind. An dem oberen Ende trägt die Eimerleiter angenietete Lager, mit welchen sie um eine am Hauptgerüst gelagerte Achse drehbar aufgehängt ist. Das untere Ende trägt die Lagerung für das Sechskant. Bei den ersten vier Baggern befanden sich diese Lager an starken schmiedeeisernen Schiebarmen, die durch Spannwinden verschoben werden konnten, um je nach Bedarf die Eimerkette zu verlängern oder zu verkürzen. Diese Einrichtung hat sich jedoch nicht bewährt, und deshalb sind beim Bagger „Achilles“ die Lager der unteren Trommel mit der Eimerleiter fest verbunden worden. Die 23 m lange Eimerleiter hat in der Mitte zwei herausnehmbare Theile von je 2,80 m Länge, um bei geringer Baggertiefe die Leiter verkürzen zu können. An der Oberkante der Leiter ist beiderseitig eine Spritzwand angebracht, die das seitlich von den Eimern herausspritzende Wasser vom Deck abhält. Die Eimerkette besteht aus einer Anzahl einfacher und doppelter Gelenke. Die einfachen Gelenke haben einen Querschnitt von 55/140 mm, die doppelten 27/140 mm. Die Bolzenlöcher der Gelenke sind mit Stahl ausgebuchtet und haben 60 mm Durchmesser. Die Länge der Gelenke von Mitte zu Mitte der Bolzen beträgt 700 mm. Die Eimer haben ungefähr 0,30 cbm Fassungsraum und sind bis auf die an der Aufsenkante rings herum laufenden Stahlschneiden ganz aus Schmiedeeisen hergestellt. Sie hatten bei den ersten Baggern eine gerade Form, bei den zuletzt ausgeführten haben sie eine ausgekragte Form erhalten, wodurch ein Freischneiden der unteren Trommelscheiben erzielt und so die Seitenbewegung erleichtert wurde. Zum Tragen des auflaufenden Kettenendes mit den gefüllten Eimern sind auf den Eimerleitern in Entfernungen von 1,5 m Tragerollen angebracht. Dieselben sind mit Rändern zur seitlichen Kettenführung versehen und zur Herstellung einer harten Oberfläche in Schalen gegossen. Die Eimerleiterwinde ist im vorderen Gerüst eingebaut, sie wird von einer besonderen Dampfmaschine mittels Schneckenantriebes und Stirnräder-Uebersetzung betrieben. Die Eimerleiter wird ohne Flaschenzugübersetzung mittels starker Ketten durch diese Winde gehoben und gesenkt.

Zur Vorwärtsbewegung des Baggers während des Betriebes dient eine an Deck hinter dem Hauptgerüst befindliche kräftige Vorkettenwinde; sie wird durch offene und gekreuzte Riemen, sowie durch Schnecke und Schneckenrad angetrieben und ist mit Reibungs-Einschaltung und Ausschaltung, sowie — aufser dem Maschinenantrieb — noch mit Handantrieb versehen. Die Hinterkettenwinde ist eine einfache

Handwinde mit doppeltem Vorgelege. Die vier Seitenkettenwinden sind alle gleich und von ähnlicher Einrichtung wie die Vorkettenwinde. Sämtliche Kettenwinden haben je zwei neben einander liegende wagerechte, mit Riemen versehene Trommeln, um welche die Ketten mit mehreren Windungen herumgeschlagen werden. Durch den bei allen Winden vorgesehenen Schneckenantrieb wird das bei anderen Anordnungen so häufige und lästige Nachrücken der Ketten beim Ein- und Auslösen vermieden. Die Vor- und Seitenkettenwinden sind an Deck von einem gemeinsamen Stellbock aus zu bedienen.

Zum Verholen der Baggerprähme während des Füllens derselben ist eine doppelseitige Winde ähnlichen Antriebes wie die vorstehenden angebracht. Dieselbe bewegt an beiden Längsseiten des Baggers hinlaufende endlose Ketten, an welche die Prähme in jeder Stellung angehängt werden können. Sämtliche Winden sind für Rechts- und Linksgang eingerichtet.

Zum Bewegen der Winden und der Eimerkette dient eine nach Art der Hammermaschinen angeordnete Verbundmaschine mit Einspritz-Condensation. Der Hochdruckcylinder hat 280 mm, der Niederdruckcylinder 520 mm Durchmesser, der Kolbenhub beträgt 360 mm. Beide Cylinder arbeiten auf einer gemeinschaftlichen Achse, deren Kurbeln um 90° gegen einander versetzt sind. Die Maschine macht bei regelmässigem Betriebe 150 Umdrehungen in der Minute. Sie kann auch ohne Condensation arbeiten und den Dampf unmittelbar ins freie abführen. Die Maschine treibt eine Lenz- und eine Speisepumpe, sie ist mit Coulienumsteuerung und einem Ventil zum Einlassen von frischem Dampf in den Niederdruckcylinder ausgerüstet. Der zur Erzeugung des Dampfes von 8 Atmosphären Ueberdruck erforderliche Kessel ist liegend angeordnet. Seine Heizfläche beträgt 53 qm. Der äußere Durchmesser beträgt 2300 mm, die Länge 2900 mm, die Wellrohrfeuerbüchse hat Abmessungen von 1000/1100 mm. Der Kessel hat 88 Heizrohre, die mit angeschweißten gedrehten Ringen in die Rohrplatten hineingeschlagen sind. Als Aushülfspeisevorrichtung dient eine Dampfpumpe, die auch zum Waschen des Decks und als Feuerspritze benutzt werden kann. Aufserdem ist noch eine Handpumpe vorhanden, die zum Füllen und Proben des Kessels dient. Sämtliche Saugrohre gehen von einem gemeinschaftlichen Wasserkasten ab, der mit Verbindung nach aufsen am Schiffsboden angebracht ist und ein Sieb zum Abhalten grober Unreinlichkeiten enthält. Der Kasten ist so hoch, daß er über den äußeren Wasserspiegel reicht, und ist mit einem Deckel verschlossen. Auf dem Hauptgerüst und dem Vordergerüst ist je ein kräftiger Krahn angebracht. Zu den hochgelegenen Theilen führen Treppen mit eingelegten Podesten.

Die Gesamtleistungen der Bagger sind nach den Aufzeichnungen der Unternehmer Ph. Holzmann u. Co. in der folgenden Tabelle zusammengestellt. Die Leistungen sind für den Zeitraum vom 1. Januar 1893 bis 1. Januar 1894 angegeben. Die Bagger arbeiteten in den Losen XIII und XIV zwischen km 82 und km 92,7, meist in schwerem, mit Steinen durchsetztem Lettenboden. Die Einheiten sind große Schuten von 75 cbm Inhalt und kleine Schuten von 50 cbm Inhalt.

Die durchschnittliche tägliche Leistung dieser fünf Bagger betrug demnach bei Tag- und Nachtbetrieb

$$\frac{1310000}{1239}$$

= rund 1060 cbm in Schuten gemessenen Boden. An ein-

Bagger	Januar		Februar		März		April		Mai		Juni		Juli		August		September		October		November		December		Gesamtleistungen				
	Arbeits-tage	Leistun-gen Schuten	Tage	Schuten	cbm																								
		gr. kl.																											
Ajax	1	5 gr.	3	15 gr. 3 kl.	22	353 gr. 14 kl.	23	265 gr. 289 kl.	27	411 gr. 60 kl.	26	351 gr.	27	283 gr. 2 kl.	27	273 gr. 17 kl.	18	194 gr. 75 kl.	26	370 gr. 40 kl.	25	223 gr. 149 kl.	23	224 gr.	258	2967 gr. 504 kl.	} = 247 725		
Jason	—	—	—	—	20	178 gr.	24	300 gr.	26	314 gr. 59 kl.	26	385 gr.	26	497 gr. 36 kl.	27	538 gr. 40 kl.	26	489 gr. 14 kl.	26	401 gr. 29 kl.	24	335 gr.	14	270 gr.	236	3711 gr. 178 kl.	} = 287 225		
Theseus	—	—	14	127 gr. 3 kl.	9	103 gr. 23 kl.	23	332 gr. 83 kl.	27	316 gr. 122 kl.	26	396 gr. 51 kl.	26	372 gr. 124 kl.	27	377 gr. 160 kl.	22	310 gr. 83 kl.	24	240 gr.	24	246 gr. 20 kl.	21	273 gr. 15 kl.	243	3092 gr. 684 kl.	} = 266 100		
Hercules	—	—	10	56 gr.	25	254 gr. 17 kl.	24	321 gr. 3 kl.	27	346 gr. 51 kl.	21	228 gr. 214 kl.	7	86 gr. 21 kl.	27	341 gr. 33 kl.	26	361 gr. 94 kl.	26	345 gr.	25	304 gr.	17	109 gr.	235	2751 gr. 433 kl.	} = 227 975		
Achilles	—	—	13	101 gr.	25	442 gr.	26	389 gr. 26 kl.	27	181 gr. 84 kl.	26	336 gr.	27	395 gr.	27	340 gr.	24	348 gr.	26	446 gr.	25	342 gr.	24	353 gr.	267	3673 gr. 110 kl.	} = 280 975		
																												zusammen 1239	1 310 000

zelenen Tagen und bei leichtem Boden wurden von einem Bagger in 24stündiger Schicht 30 große Schuten mit einem Gesamthalt von 2250 cbm gefördert.

Außer den vorstehend beschriebenen Baggern lieferte die Schiff- und Maschinenbau-Aktiengesellschaft in Mannheim für die Firma Ph. Holzmann u. Co. noch einen kleinen Bagger, der lediglich zur planmäßigen Herstellung und Ein-ebnung der oberen Böschungstheile und der Unterwasserberme verwandt wurde. Das Baggerschiff hatte eine größte Länge über Deck von 16,75 m, eine Breite von 5,6 m und einen Tiefgang von 0,9 m. Die größte Baggertiefe betrug 3 m. Der Schiffskörper wurde in der Fabrik in zwei Theilen fertig gestellt, die dann, auf Eisenbahnwagen verladen, nach der Baustelle geschafft und dort zusammengebaut wurden. Die Maschineneinrichtungen stimmten hinsichtlich ihrer Bauart mit denen der vorbeschriebenen großen Bagger größtentheils überein.

In den Losen XIII und XIV arbeiteten endlich noch zwei ältere, ebenfalls von der Schiff- und Maschinenbau-Aktiengesellschaft in Mannheim gebaute Eimerkettenbagger, die zuerst bei den Kaibauten in Zürich verwandt und dann für den Kaiser Wilhelm-Canal umgebaut worden waren. Ihre Einrichtung war im wesentlichen dieselbe wie die der neu angelieferten Bagger.

a2) Eimerkettenbagger der Schiff- und Maschinenbau-Aktiengesellschaft Germania in Berlin und Kiel. Von diesen Baggern wurden für eigene Rechnung der Bauverwaltung zwei gebaut. Sie hatten den Zweck, zunächst an verschiedenen Stellen beim Bau und später bei der Unterhaltung des Canals verwandt zu werden. Sie arbeiten bis auf 12,5 m Tiefe unter Wasser; ihre stündliche Leistung beträgt bei 9 bis 10 m Tiefe in leichtem Boden 150 bis 200, in schwerem Boden 100 bis 120 cbm, im Prahm gemessen. An Bedienungsmannschaften sind erforderlich: 1 Baggermeister, 1 Steuermann, 5 Matrosen, 1 Maschinist, 1 Maschinisten-Assistent, 1 Heizer, 1 Koch.

Für das Heben und Senken der Eimerleiter, sowie für den Antrieb der Winden sind besondere kleine Maschinen vorhanden. Die Hauptmaschine treibt nur die Eimerkette oder, wenn der Bagger von einer Arbeitsstelle zu einer anderen übergeführt werden soll, eine Schiffsschraube, durch die er mit einer Geschwindigkeit von vier Knoten fortbewegt wird. Die Hauptmaschine ist eine dreifache Verbund-Maschine mit Cylinderdurchmessern von 260, 420 und 690 mm, mit 400 mm Kolbenhub und Oberflächen-Condensation; sie leistet in regelmäßigen Betriebe 160 indizierte Pferdekkräfte. Der Dampfkessel hat 76 qm Heizfläche, er ist mit gezogenen schmiedeeisernen Siederöhren ausgerüstet und erzeugt Dampf von 12 Atmosphären Arbeitsdruck, der außer den bereits erwähnten Maschinen noch eine doppelt wirkende Dampfmaschine treibt, die zum Lenzen, zum Deckwaschen, zum Feuerlöschen und als Kühlwasserpumpe für den Condensator dient. Der Antrieb der oberen Trommel erfolgt durch Rädervorgelege. In die Uebertragung ist in der Nähe der Maschine eine Reibungs-Kupp- lung und außerdem ein doppeltes Vorgelege eingebaut. Dieses letztere ermöglicht es, bei annähernd gleicher Umdrehungs- zahl der Maschine mit verschiedener Eimerketten-Geschwin- digkeit zu arbeiten, je nachdem der zu fördernde Boden leicht oder schwer ist.

Von weiteren Mittheilungen über diese Bagger, die in ihren sonstigen Einrichtungen von denen anderer Eimerkettenbagger nicht wesentlich abweichen, kann hier abgesehen werden. Es sei nur noch erwähnt, daß sie sich in allen Bodenarten, auch in dem schwersten, mit Steinen stark durchsetzten Lettenboden gut bewährt haben.

b) Eimerkettenbagger der Firma A. F. Smulders in Utrecht. Von diesen Baggern waren in den verschiedenen Losen 14 Stück in Thätigkeit, die theils unter Benutzung der vorhandenen Schüttrinnen in Prähme baggerten, theils mittelst einer schwimmenden Rohrleitung das durch Zuführung von Wasser stark verdünnte Baggergut unmittelbar auf die Ablagerungsflächen schwemmen. Sie waren im wesentlichen von gleicher Bauart. Einer dieser Bagger, der im Lose II unter Benutzung der Schwemmeinrichtung arbeitete und in der Text-Abb. 52 dargestellt ist, soll nach seiner Größe, Einrichtung und Leistungsfähigkeit hier kurz beschrieben werden.

Eine dieser beiden Schüttrinnen, Text-Abb. 53, hatte in ihrem oberen festen Theile eine Oeffnung, die mit einem Rost versehen war und durch einen Deckel verschlossen werden konnte. Sollte das Baggergut in Prähme verladen werden, so war die Oeffnung durch den Deckel verschlossen; sollte dagegen die Schwemmeinrichtung in Thätigkeit treten, so wurde der Deckel abgenommen, die Schüttrinne hinter der Oeffnung durch eine lothrechte Wand verschlossen und die Wechselklappe in die richtige Stellung gebracht. Das Baggergut fiel nunmehr durch den Rost und eine etwas gegen die Lothrechte geneigte Rohrleitung in einen nahe über dem Schiffsboden liegenden kastenförmigen Raum, wurde hier von dem Saugstrahl einer Kreiselpumpe erfasst und durch die Pumpe hindurch in und durch die mit dem Bagger verbundene schwimmende Rohrleitung nach den Ablagerungsflächen geprefst. Die Rohrleitung hatte eine ähnliche Einrichtung, wie sie später bei dem Pumpenbagger der Firma C. Vering beschrieben werden wird. Die Pumpe war aus Gußeisen und Stahl gefertigt.

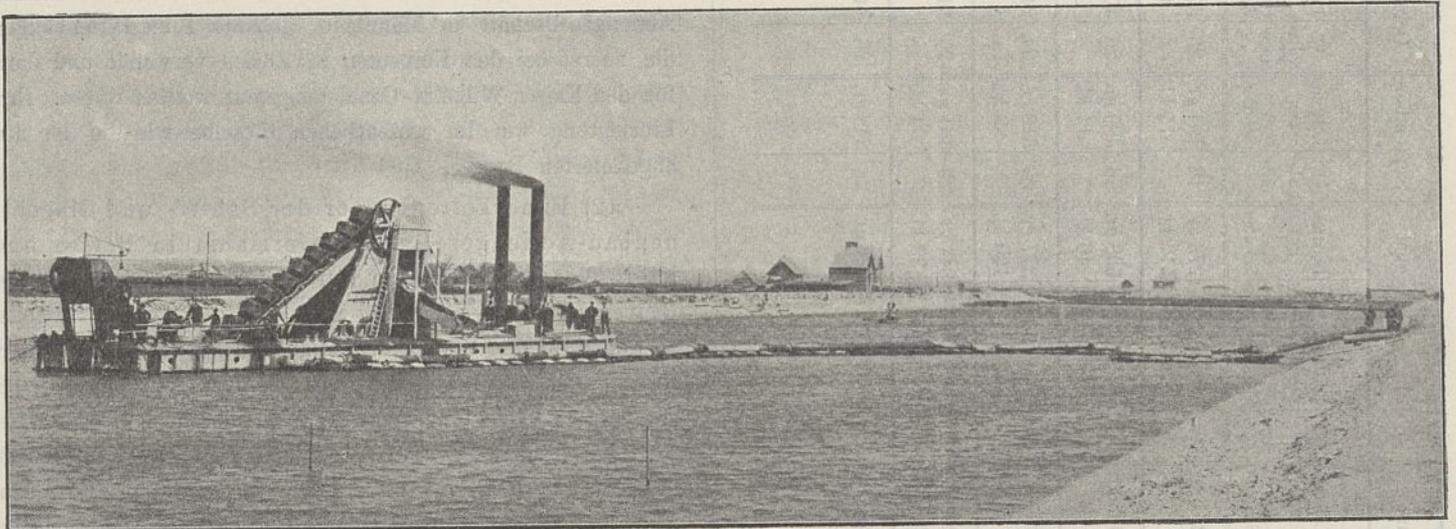


Abb. 52. Eimerkettenbagger der Firma A. F. Smulders in Utrecht, bei km 5,4 bis 5,7.

Die Länge des Schiffskörpers betrug 36 m, die Breite 6,6 m, die Höhe 2,85 m, der Tiefgang 1,50 m und die Baggertiefe 11 m.

Die 20,5 m lange und mit 37 Eimern von je 0,40 cbm Fassungsraum besetzte Eimerleiter befand sich in der Mitte des Schiffes, das vorn einen offenen Schlitz hatte; sie war so eingerichtet, daß mit ihr bis auf rund 2,5 m vor Kopf gebaggert werden konnte. Die Geschwindigkeit der Eimerkette war so bemessen, daß in der Minute 12 bis 13 Eimer zur Ausschüttung kamen. An jeder Seite des Schiffes befand sich eine unter 30° geneigte Schüttrinne mit beweglichem Endstück. Im Scheitelpunkt der beiden Schüttrinnen war eine von Hand zu stellende Wechselklappe angebracht, die es ermöglichte, das Baggergut entweder nach der Steuerbord- oder Backbordseite abzuführen.

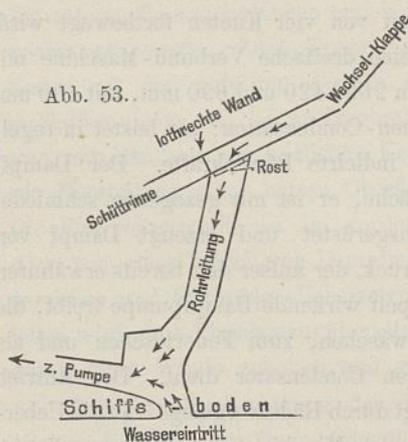


Abb. 53.

Der Flügel wurde mittels eines Riemens von der Hauptmaschine aus getrieben und machte in der Minute 180 Umdrehungen. Die Pumpe war imstande, bei geeignetem Boden — Moor, Sand und leichtem sandigen Thonboden — in der Stunde 200 cbm Bodenmasse bis zu einer Entfernung von 150 m und auf eine Höhe von 4 bis 5 m zu drücken. Der in der Oeffnung der Schüttrinne befindliche Rost hatte den Zweck, Steine und andere feste Gegenstände vor dem Eintritt in die Rohrleitung zurückzuhalten und das Baggergut zu zerkleinern.

Die Maschine war eine liegende Verbund-Dampfmaschine mit Oberflächen-Condensation; sie indicirte 175 Pferdekräfte und setzte sowohl die Eimerkette als auch die Prefspumpe in Bewegung. Die beiden Dampfkessel hatten eine Gesamtheizfläche von 130 qm und arbeiteten mit 6 Atmosphären Ueberdruck.

Die Bagger der vorstehend beschriebenen Art haben auch an allen den Stellen, wo unter Benutzung der Schüttrinnen in Prähme gebaggert wurde, tüchtiges geleistet. In leichtem Boden wurden in zwölfstündiger Arbeitsschicht bis zu 2500 cbm, in schwerem Boden bis zu 1000 cbm gefördert. Ein solcher Bagger beseitigte kurz vor der Canaleröffnung innerhalb eines Monats bei Tag- und Nachtbetrieb einen an der alten Hol-

tenauer Schleuse im Canalquerschnitt stehen gebliebenen Damm, der einen Inhalt von rund 45 000 cbm hatte und aus schwerem mit Steinen durchsetzten Thonboden bestand.

c) Eimerkettenbagger der Lübecker Maschinenbaugesellschaft in Lübeck. Die Abb. 11 u. 12 Bl. 33 u. 34 stellen einen der vier von der Lübecker Maschinenbaugesellschaft gebauten Bagger dar, wie sie in den Baulosen III bis V der Firma C. Vering in Thätigkeit waren. Zwei dieser Bagger mit je 1000 cbm berechneter Tagesleistung waren bereits vor dem Beginn des Canalbaues geliefert, zwei von je 1800 cbm berechneter Tagesleistung bei 10 m Baggertiefe wurden nach obigen Abbildungen für die Arbeiten am Kaiser Wilhelm-Canal besonders gebaut. Um für das Ueberführen der Bagger an ihre Verwendungsstellen die zum Theil sehr engen Gewässer, die dafür zur Verfügung standen, benutzen zu können, wurden die Schiffskörper so eingerichtet, daß sie in zwei getrennte Prähme zerlegt werden konnten, die dann einzeln nach der Verwendungsstelle geschafft und dort zusammgebaut wurden.

Die Bagger schütten nach hinten aus und arbeiteten meist in Verbindung mit einer in einem Prahm aufgestellten Kreiselpumpe, durch die das ausgeschüttete und durch Zuführung von Wasser stark verdünnte Material in ähnlicher Weise, wie bei den vorhin beschriebenen holländischen Baggern, in schwimmender Rohrleitung auf die seitlichen Ablagerungsflächen geschwemmt wurde. Die Eimerleiter greift in gehobenem Zustande weit genug über das Schiff hinaus, um ein Arbeiten durch festes Land zu gestatten. Die Zerlegbarkeit des Schiffskörpers und die Massenvertheilung machten es erforderlich, daß auf der einen Schiffshälfte Dampfmaschine und Bewegungsvorrichtungen, auf der anderen Dampfkessel, Kohlenbehälter, ferner Wohnraum, Küche usw. und Ballast untergebracht wurden. Die ganze Anordnung ist möglichst einfach gehalten, für sämtliche Arbeitsleistungen ist nur eine Maschine vorhanden, und ein Mann steuert den ganzen Bagger.

Jeder der beiden Prähme, aus denen der Bagger zusammengesetzt ist, hat 20,8 m Länge, 3,2 m Breite und 2,6 m Höhe. Sie sind ganz in Eisen gebaut, mit Riffelblechen abgedeckt und an den Enden so mit einander verbunden, daß sie einen Mittelschlitz von 1600 mm freilassen. Die vordere Verbindung besteht aus dem in Fachwerk ausgeführten Vorderbock, die hintere aus lothrechten und wagenrechten Blechen mit Winkeleisen-Versteifungen und Anschlüssen.

Die Eimer haben 0,21 cbm Fassungsraum und sind mit Vorblechen gegen Herausfallen des Bodens versehen, sodafs bei günstiger Leiterstellung und geeignetem Boden eine wesentlich größere Menge gehoben werden kann. Eimerrückenwand und Kettengelenke bestehen aus einem Stück Stahlgufs, der Mantel aus weichem Stahlblech von 9 mm und der Boden aus 6 mm Börtelblech. Das Stahlmesser hat 113/13 mm Stärke, die Gelenkbolzen haben 50 mm Durchmesser. Letztere drehen sich in Stahlbuchsen, mit denen die Bolzenlöcher in den Eimern und den Zwischenschaken ausgefüttert sind. Zur Unterstützung der Eimer auf der Eimerleiter dienen Rollen aus Hartgufs, deren Achsen an ihren Enden mit gufseisernen Muffen versehen sind, die in Stahlschalen laufen. Obere und untere Trommel sind in Stahlgufs hergestellt, die untere Trommelle ist an ihren Laufzapfen mit gufseisernen Buchsen versehen. Das untere Trommellager ist zum Hinausschieben

eingerichtet, um die Eimerkette nachspannen zu können. Die Eimerleiter ist aus zwei Blechträgern von 24 m Länge gebildet, die durch Quer- und Schräg-Verband vereinigt sind. Sie schwingt um eine hohle gufseiserne Welle und ist in sechsfachen, 26 mm starken calibrirten Ketten aufgehängt.

Zum Betriebe des ganzen Baggers ist nur eine Maschine vorhanden und zwar eine Verbund-Maschine mit Oberflächen-Condensation. Der Hochdruckcylinder hat 268 mm, der Niederdruck 475 mm Durchmesser, der Hub beträgt 570 mm. Bei 150 Umdrehungen in der Minute leistet die Maschine 95 indicirte Pferdekräfte. Die doppelgekröpfte Kurbelwelle setzt sich nach beiden Seiten hin fort und treibt hinten die Vorgelege und Uebersetzungen zur Bewegung der Eimerkette, der hinteren Seitenketten und des Hintertaus, vorn die Winden für die vorderen Seitenketten und das Vortau, sowie die Leiterhebelwinde. Sämtliche Getriebe werden durch Reibungskupplungen in und außer Eingriff mit der Antriebsmaschine gebracht, und zwar das Vorgelege für die Bewegung der Eimerkette mittels Druckwasser-Reibungskupplung, die übrigen Triebwerke durch kegelförmige Reibungskupplungen mit Wendegetrieben für Vor- und Rückwärtsgang. Die Druckwasser-Kupplung dient gleichzeitig als Sicherheitsvorkehrung gegen übermäßige Beanspruchung der Eimerkette; als Druck zum Anpressen der Reibungsflächen wird der Kesseldruck benutzt, die Kupplung wird durch Umdrehen eines Dreiweghahnes in und außer Thätigkeit gesetzt. Die Seitenkettenwinden und die Vor- und Hintertauwinde haben Schneckenradvorgelege, die Leiterhebelwinde ein mehrfaches Vorgelege ohne Schnecken. Die Spillköpfe der Seitenkettenwinden sitzen lose auf ihren Achsen und werden durch Sperrkegel mitgenommen; außerdem sind sie mit Bremsvorrichtungen versehen, mittels welcher sie solange am Rücklaufen verhindert werden können, bis die ablaufenden Ketten die gewünschte Spannung haben. Die von den Spillköpfen sich abwickelnden Ketten fallen in Kettenkästen unter Deck.

Der Dampfkessel ist ein liegender Cylinder-Röhrenkessel mit Innenfeuerung; er hat 38,5 qm Heizfläche und ist für 7,5 Atmosphären Spannung gebaut. Der Dampf wird durch ein über den Schlitz und die Eimerleiter hinüberführendes, gut gegen Abkühlung geschütztes Kupferrohr zur Maschine geleitet; ebenso das Speisewasser von der Maschine zum Kessel. Zur Auswechslung von Eimern, Herausnehmen von Steinen usw. ist ein Bockkrahnen mit Laufkatze und Differentialflaschenzug vorhanden.

Für die aus Baggermeister, Maschinist, Heizer und ein oder zwei Hilfsarbeitern bestehende Besatzung befinden sich im Schiff einfach ausgestattete Wohnräume nebst Küche und Abort.

Die Text-Abb. 54 und die Zeichnungen Abb. 13 bis 16 Bl. 33 u. 34 zeigen die in einem besonderen Prahme aufgestellte Schwemmeinrichtung nebst schwimmender Rohrleitung, durch die, wie erwähnt, das Baggergut von den vorbeschriebenen Baggern auf die seitlichen Ablagerungsflächen gefördert wurde. Der aus Eisen gefertigte Prahm ist 18 m lang, 5,40 m breit und 2,50 m tief. Er hat 1,45 m Tiefgang und ist ausgerüstet mit zwei Kreiselpumpen, die jede von einer besonderen Dampfmaschine betrieben werden. Durch die eine der beiden Pumpen, mit 31,5 cm weitem Druckrohr, wird das zur Auflösung und Verdünnung der Bagger-

masse erforderliche Wasser zugeführt, die andere, mit 40 cm weitem Druckrohre, dient zur Abführung des verdünnten Baggerbodens durch die zwischen dem Prahm und der Ablagerungsfläche eingelegte Rohrleitung. Der Prahm wird entweder, wie in der Textabbildung dargestellt ist, längsseit oder, wenn die Bagger, wie die vorbeschriebenen, nach hinten ausschütten, am Heck des Baggerschiffes derartig vertaut, daß die Schüttrinne des Baggers mit ihrer Mündung über dem Mischtrichter der Schwemmeinrichtung liegt. Die durch die Schüttrinne abgeführten Bodenmassen werden durch das im Mischtrichter befindliche Messerwerk, sowie durch den starken von oben einfallenden Wasserstrahl aufgelöst und fließen so, in stark verdünntem Zustande, durch zwei kurze Verbindungsrohre dem Förderkreisel zu, durch den sie dann in die Druckrohrleitung und durch diese auf die Ablagerungsflächen geför-

Einrichtung schon versagt; aber bei ganz schwerem Thonboden ist es auch mit der Veringschen Einrichtung nicht gelungen, den Schwemmbetrieb ohne Störungen aufrecht zu erhalten.

In betreff der Einzelheiten der schwimmenden Rohrleitung wird auch hier auf die unter d) folgende Beschreibung des Veringschen Pumpenbaggers verwiesen.

d) Pumpenbagger der Firma C. Vering in Hannover und Hamburg. Der in der Text-Abb. 55 und in Abb. 17 bis 19 Bl. 33 u. 34 dargestellte Pumpenbagger ist von der Schiffbau-Gesellschaft „Weser“ in Bremen gebaut und hat in den Jahren 1890 bis 1895 in der im Gebiet der Burg-Kudenseer Niederung gelegenen Canalstrecke gearbeitet.

Sein Schiffskörper ist in der durch die Text-Abb. 56 angedeuteten Form aus drei Theilen zusammengesetzt. Theil 1

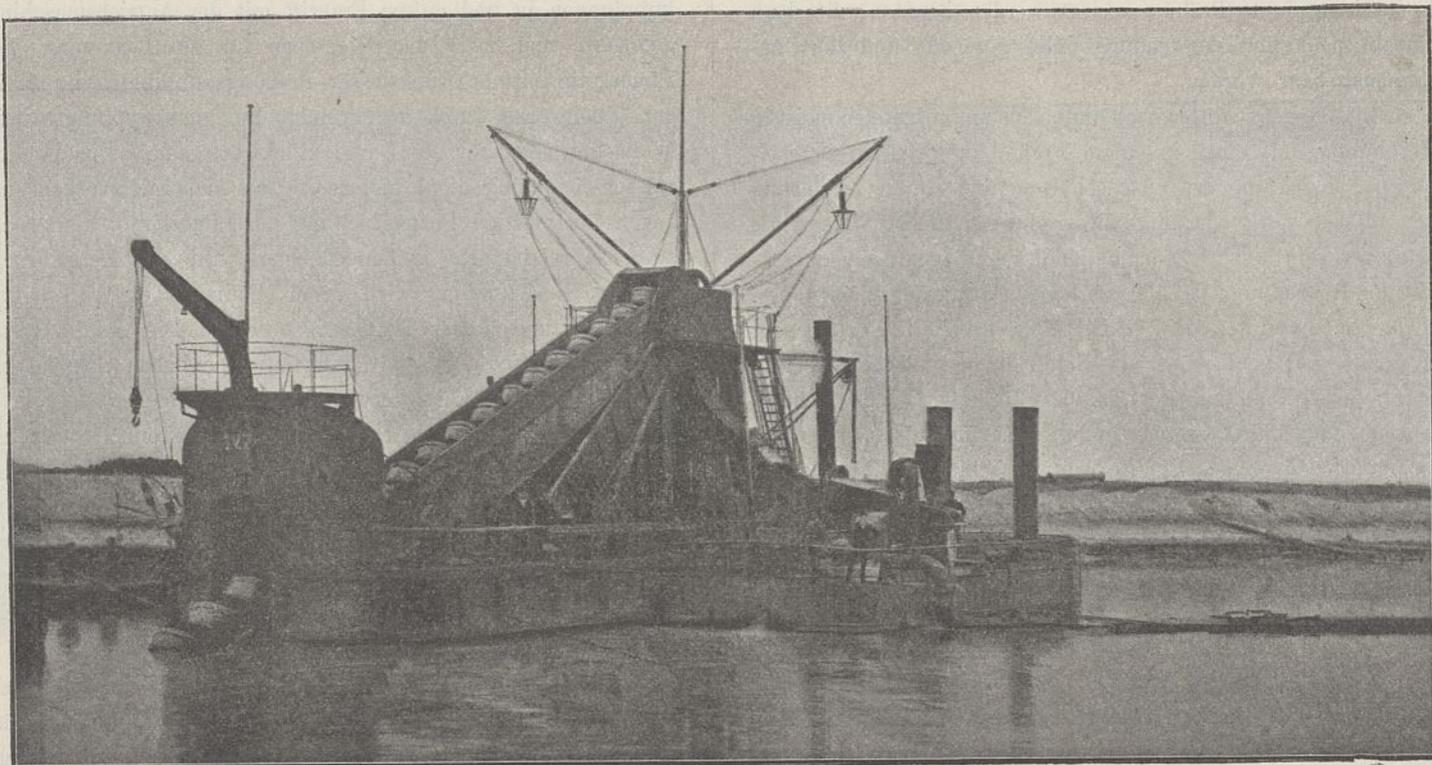


Abb. 54. Schwimmbagger mit Spüleinrichtung bei km 39,0.

dert werden. Das im Mischtrichter befindliche Messerwerk besteht, wie aus den Abb. 13 u. 16 Bl. 33 u. 34 ersichtlich, aus neun auf derselben Welle aufgekeilten, eigenthümlich geformten Doppelmessern mit stumpfen Schneiden, die von rechts nach links umlaufen. Zwischen den einzelnen Messern liegen feste Roststäbe. Durch die drehende Bewegung der Messer werden größere Körper — Steine, Holz oder andere feste Gegenstände —, die durch die Zwischenräume der Roststäbe nicht hindurchfallen, zur Seite geschoben, wo sie von Arbeitern mittels hakenförmiger Gabeln entfernt werden können.

Die zwischen den Roststäben sich bewegenden Messer sind bei den Schwemmeinrichtungen der unter b) beschriebenen holländischen Bagger nicht vorhanden. Ihr Nutzen ist insofern unzweifelhaft, als sie den einen Zweck, größere feste Gegenstände von dem Rost zu entfernen, vollauf erfüllen. Bis zu einem gewissen Grade tragen sie auch dazu bei, dem in den Trichter einfallenden Wasserstrahl die Auflösung des Bodens zu erleichtern. Mit Hilfe der Messer können noch Bodenarten abgeschwemmt werden, bei denen die holländische

enthält den Kesselraum, in dem ein Dampfkessel von 100 qm Heizfläche aufgestellt ist; Theil 2 den Raum für die Förderpumpe und die zugehörige Maschine; Theil 3 den die Maschine für den Winden- und Messerwerk-Antrieb enthaltenden Raum.

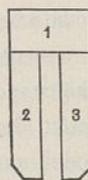


Abb. 56.

Zwischen den Räumen 2 und 3 hängt der aus schmiedeeisernen, durch Quer- und Kreuzstreben versteiften Gitterträgern gebildete Baggerarm. Derselbe trägt die 40 cm im lichten weite Saugleitung der Förderpumpe und endet in einem Gufsstück, dem Saugkopf, der zugleich als Lagerung für die Messerwelle dient. In den Abb. 17 u. 18 auf Bl. 33 u. 34 ist der Saugkopf nach einer älteren Ausführungsart dargestellt; die Abbildungen 20 bis 23 Bl. 33 u. 34 zeigen die nach den Erfahrungen des Betriebes gewählte Anordnung, die sich besser bewährt hat, als die frühere. Danach besteht das Messerwerk aus zwei Gruppen von je acht Messern, die auf einer gemeinschaftlichen Welle befestigt sind. Die Welle wird durch eine Gelenkkette angetrieben, die ihrerseits durch

ein Stirnräder-Vorgelege von einer auf dem Baggerarm gelagerten Welle in Bewegung gesetzt wird. Diese Welle wird durch die im Theil 3 des Schiffskörpers aufgestellte Maschine von 35 Pferdekräften getrieben, die zugleich zum Antrieb der Winden des Baggers dient. Das Messerwerk macht zwölf Umdrehungen in der Minute und zerschneidet den zu baggern den Boden. Dieser kann nunmehr von der Kreiselpumpe, die durch eine Maschine von 200 Pferdekräften getrieben wird, mit der ungefähr zehnfachen Wassermenge vermischt angesogen und durch eine theils auf Tonnen schwimmende, theils auf dem Uferlande liegende 40 cm weite Rohrleitung nach der Ablagerungsfläche gedrückt werden.

Die Rohrleitung ist, wie in der Abbildung 24 Bl. 33 u. 34 dargestellt, mit Gelenken versehen, die so angeordnet sind, daß der Bagger sich 30 m in der Canalrichtung und innerhalb dieser Strecke beliebig über die Canalbreite bewegen kann, ehe eine Verlegung der schwimmenden Leitung nöthig wird.

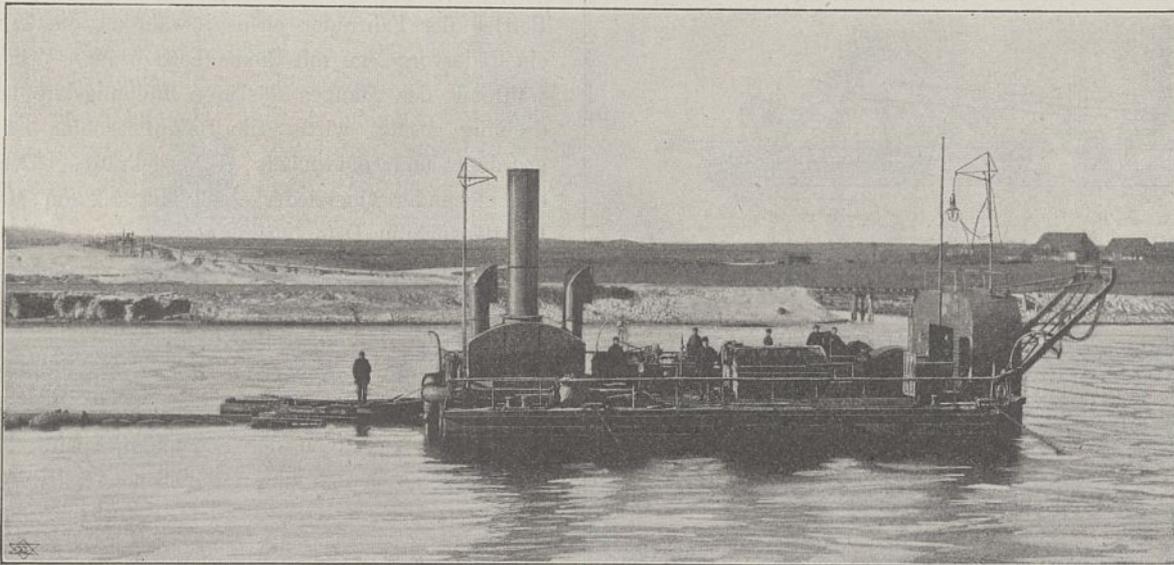


Abb. 55. Pumpenbagger der Firma C. Vering in Hannover und Hamburg.

Der Arbeitsvorgang ist in Abb. 25 Bl. 33 u. 34 dargestellt; der Bagger nimmt, quer über den Canal gehend, den ersten Schnitt, dann wird der Baggerarm um die Schnitthöhe gesenkt und in umgekehrter Richtung der zweite Schnitt genommen, dann in der Richtung des ersten Schnittes der dritte Schnitt und so weiter bis zur Sohle. Hierauf rückt der Bagger vor und baggert wieder, immer quer über den Canal gehend, von oben nach unten. Die Leistungsfähigkeit des Baggers nimmt nach unten zu ab. Ungefähr alle 10 m müssen die Landanker (b) versetzt werden.

Das Hauptgelenk der Rohrleitung, das sogenannte Wendeknie (Abb. 26 Bl. 33 u. 34), wird von einer Schute getragen, die überdies so eingerichtet ist, daß acht Baggerarbeiter darauf wohnen können. Die Form und Zusammensetzung der übrigen Gelenke ist aus der Text-Abb. 55 zu ersehen. Jeder der bezeichneten drei Theile, aus denen das Baggerschiff zusammengesetzt ist, bildet ein Schiffsgefäß für sich und zwar von solchen Abmessungen, daß es mit den eingebauten Maschinen und sonstigen Einrichtungen durch die nur 5,76 m weite Büttler Schleuse in den Büttler Canal und durch diesen in den Kaiser Wilhelm-Canal gebracht werden konnte. Hier, in unmittelbarer Nähe der

Arbeitsstelle, wurden dann die Theile zusammengebaut und die betriebsmäßige Ausrüstung des Baggers vollendet.

Zur Bedienung des Baggers sind erforderlich: 1 Baggermeister, 2 Maschinisten, 2 Heizer, 1 Steuermann, 2 Mann zur Beaufsichtigung, Versetzung und Instandhaltung der Land-Verankerungen, 1 Mann zum Heranschaffen von Kohlen, 1 Mann zum Heranschaffen von Oel und Putzwolle und für kleinere Nebenarbeiten, 1 Koch, 2 Mann zur Beaufsichtigung und Instandhaltung der Rohrleitung; zusammen 13 Mann.

Der Pumpenbagger läßt sich mit Vortheil nur in weichem Boden, Schlick, Moor, Darg und Klei verwenden; Sandboden bewirkt einen außerordentlich starken Verschleiß, besonders der am Saugkopfe liegenden Theile, und bleibt leicht in der Druckrohrleitung liegen.

Als größte Leistung wurden bei Tag- und Nachtbetrieb (20 Arbeitsstunden) 2800 cbm durch Peilung im Canalquerschnitt gemessen. Der geförderte Boden war weicher Schlick in 2 bis 4 m Wassertiefe, die Förderhöhe über Wasser

betrug hierbei ungefähr 1 m. Die mittlere Leistung beim Arbeiten in Moor, Darg, Klei und leichtem Sand ergab sich zu ungefähr 1000 cbm in zwei Schichten (20 Arbeitsstunden). Die größte Förderhöhe über Wasser betrug 4 m; bei dieser Höhe und bei 700 m Druckrohrlänge konnte der Bagger noch Moor, Darg und ganz weichen Klei fördern, er versagte aber beim Eingreifen in festen Klei.

Der Pumpenbagger hat gegenüber dem Eimerkettenbagger den Vortheil, daß er verhältnismäßig wenig Bedienungsmannschaft, wenig Feuerungsmaterial und — wegen des Wegfalles der Bodenförderung mit Schleppdampfern und Schuten und des Elevatorbetriebes — geringere Unterhaltungskosten erfordert. Dagegen müssen als Nachteile bezeichnet werden: Versagen beim Antreffen von schwerem Boden, Abhängigkeit von der Lage der Ablagerungsfläche, kostspielige Unterhaltung der die Ablagerungsflächen umschließenden Deiche, wegen der großen mitzuführenden Wassermenge, die, wenn die Deiche nicht sehr sorgfältig unterhalten werden, oft Durchbrüche veranlaßt und die außerdem, wenn die Ablagerungsflächen nicht groß genug sind, sodafs das Wasser auf dem Wege vom Ausfluß aus der Druckrohrleitung bis zum Ausflußgerinne nicht genügend Zeit findet,

sich möglichst vollständig abzuklären, einen erheblichen Rücklauf von mechanisch gelöstem Boden und dadurch eine bedeutende Aufschlickung ausgebagelter Strecken zur Folge hat. Diese letzteren Uebelstände — Abhängigkeit von der Lage der Ablagerungsflächen, Schwierigkeit der Deichunterhaltung und Aufschlickung durch die in dem rückfließenden Wasser noch schwebenden Bodentheile — theilt der Pumpenbagger mit allen denjenigen Baggern, die sich zur Fortschaffung des Bodens einer Schwemmeinrichtung mit Druckrohrleitung bedienen. Er steht in diesen Beziehungen gegen die früher erwähnten Eimerkettenbagger, die derartige Schwemmeinrichtungen haben, nur in sofern zurück, als diese nöthigenfalls auch in Prähme baggern können und also auch dann verwendbar sind, wenn der Boden auf weit entfernte Ablagerungsflächen geschafft werden muß, wohingegen der Pumpenbagger in solchen Fällen von der Verwendung ausgeschlossen ist.

e) Böschungsbagger. Die Text-Abb. 57 u. 58 stellen in den Hauptzügen die Einrichtung eines Baggers

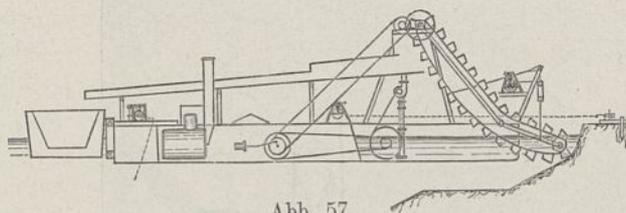


Abb. 57.

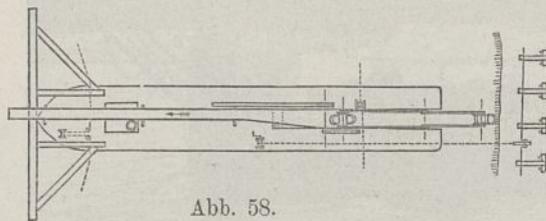


Abb. 58.

Böschungsbagger. 1:500.

dar, der im Lose VIII ausschließlich für den Aushub des Bodens und die planmäßige Herstellung der Uferböschungen über der Unterwasserberme verwandt wurde. Er war ursprünglich als Pumpenbagger eingerichtet, konnte aber als solcher in dem meist sehr feinen mergelhaltigen Sandboden des Loses nicht mit Nutzen verwandt werden. Um ihn als Böschungsbagger benutzen zu können, wurde er, wie die Abbildungen ersehen lassen, als Eimerbagger umgebaut und mit Spüleinrichtung versehen. Die Eimerleiter war in ihrem oberen Theil fest, im unteren beweglich. Um das Heben und Senken der Eimerkette und damit zugleich die genaue Einhaltung der vorgeschriebenen Querschnittslinien zu erleichtern, wurde der bewegliche Theil der Leiter nur so lang gemacht, als zur Herstellung der Berme und der Uferböschung erforderlich war. Das Baggergut wurde, weil der Bagger senkrecht gegen die Uferlinie arbeitete, in eine über Deck in der Längsachse des Baggers hergestellte Holzrinne geschüttet und durch eingepumptes Wasser nach hinten in die Förder-schuten gespült. Zum bequemen Anlegen der Schuten war vor dem Bug und rechtwinklig zur Längsachse des Baggerschiffes ein Holzfender angebracht. Um den Bagger in richtigem Abstand vom Ufer zu halten, wurde er mit Kette und Leitrolle an einer am Ufer verankerten Schiene geführt.

Ein zweiter Böschungsbagger ist in den Abbildungen 5 u. 6 Bl. 35 dargestellt. Er arbeitete im Lose XVI, war

eigens zum Zwecke der Herstellung der Uferböschungen und der Unterwasserberme für Rechnung der Bauunternehmer Degen u. Wiegand von der Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft gebaut und verdient seiner einfachen und zweckmäßigen Bauart wegen besondere Beachtung. Das Gerüst, das den Bagger trägt, fährt, wie die Abbildungen zeigen, mit dem einen Ende auf einer am Ufer parallel mit der Uferkante verlegten Schiene und stützt sich mit dem anderen Ende auf zwei unter einander verbundene schwimmende Prähme. Entsprechend den Schwankungen in der Höhe des Wasserspiegels ist diese letztere Unterstützung mittels Schrauben verstellbar. Die Eimer, von je 30 Liter Fassungsraum, werden in der Eimerleiter zwangsläufig geführt. Die Führungsrollen sind derartig angebracht, daß, wenn die Eimerleiter so tief abgesenkt ist, daß die beiden unteren Rollen in gleicher Höhe liegen, sowohl die Berme wie die darüber liegende Böschung genau nach Vorschrift hergestellt wird. Das Heben und Senken der Eimerleiter geschieht durch Maschinenkraft mittels Wendegetriebes und Schneckenrades, der Betrieb der Fahrräder ebenso, während die Trommel durch ein Rädervorgelege mit Riemenbetrieb unter Vermittlung einer während des Ganges lösbaren Reibungskupplung in Umdrehung gesetzt wird. Die Dampfmaschine ist stehend angeordnet und entwickelt 8 Perdekräfte. Der Kessel ist ein stehender Quersiederkessel mit 4,2 qm Heizfläche und 6 Atmosphären Dampfspannung.

Damit der Bagger während des Verschiebens der Rollwagen, in welche die Eimer ausschütten, weiter arbeiten kann, ist ein mit einer Bodenklappe versehener Schüttkasten angebracht, der, wenn die Klappe geschlossen wird, für einen kurzen Zeitraum den gebaggerten Boden aufnehmen kann. Durch Oeffnen der Bodenklappe wird der Inhalt des Schüttkastens in den untergeschobenen Rollwagen entleert.

3. Elevatoren.

Die zur Verwendung gekommenen Elevatoren waren meist auf Prähmen zusammengebaut, sodafs sie schwimmend von einem Ablagerungsplatz zum anderen verlegt werden konnten. Nur an zwei Stellen, im Lose VII bei km 44,8 und im Lose VIII bei km 54,3, wo große zusammenhängende Ablagerungsflächen zur Verfügung standen und deshalb von einer Stelle aus größere Bodenmengen abgeschwemmt werden konnten, wurden Elevatoren auf festen, am Canalufer aufgebauten Holzgerüsten hergestellt.

Von den schwimmenden Elevatoren waren fünf von der Firma A. F. Smulders in Utrecht gebaut. Sie arbeiteten in den Losen VI und VIII, ihre Einrichtung ist in Abb. 1 bis 4 auf Bl. 35 dargestellt. Die beiden Prähme, die den Elevator tragen, sind je 25 m lang, 4,50 m breit und 2,7 m hoch. Sie sind durch kräftige eiserne Kupplungsbalken, deren Unterkanten 4 m über Wasserspiegel liegen, derartig mit einander verbunden, daß zwischen ihnen eine Fahrinne von 6,75 m lichter Weite frei bleibt. In diese werden die zu entleerenden Baggerprähme eingefahren. Die beiden hinteren Kupplungsbalken liegen 6,9 m aus einander und haben kastenförmigen Querschnitt. Die Verbindung dieser Balken mit den Prähmen geschieht durch in Blech und Winkeleisen ausgeführte Ständer, die bis zu dem Schiffsboden heruntergeführt sind. Ständer und Kupplungsbalken sind durch

kräftige Eckversteifungen verbunden. Auf diese Kupplungsbalken setzt sich das aus vier schrägen Ständern bestehende und in sich versteifte Eimerleitergerüst auf. Die Eimerleiter ist zweitheilig. Der obere Theil ist mit dem Gerüst fest verbunden; an ihm ist der untere Theil drehbar aufgehängt. Die Vorder-Enden der Schiffe sind gleichfalls durch einen Kupplungsbalken verbunden.

Der Elevator hat zwei Eimerketten, die auf der gemeinsamen Eimerleiter über Rollen geführt werden. Das obere Vierkant, das untere Sechskant und auch die Führungsrollen haben doppelte Laufflächen für die Ketten. Letztere sind gegen einander verschoben, sodafs bei jeder Viertel-Umdrehung des oberen Vierkants ein Eimer entleert wird. Der Vorzug der doppelten Eimerkette gegenüber einer einfachen Kette mit doppelt so großen Eimern liegt darin, dafs bei der jedesmaligen Entleerung eines Eimers eine kleinere

geschieht durch Reibung; der Schute wird je nach dem darin enthaltenen Boden verschiedene Geschwindigkeit ertheilt und zwar in einfacher Weise vermittelt der Maschine.

Das Heben der Leiter und das Vorziehen der Schute geschieht also durch zwei von einander getrennte Maschinen. Die Eimerkette läuft unterhalb des oberen Theils der Leiter über ein am Gerüstbock gelagertes Paar großer Ablenkrollen. Die ganz aus Blech hergestellten

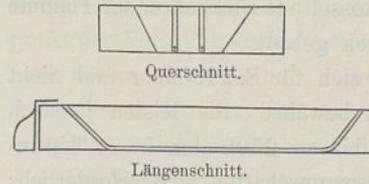


Abb. 59. Baggerschute mit Bodenschienen.

Eimer haben einen Fassungsraum von 0,16 cbm. Je nach der Bodenart kommen in der Minute 35 bis 45 Eimer zur Entleerung. Die Schuten, aus denen die Eimer schöpfen, haben auf dem Boden und an den schrägen Endflächen zwei

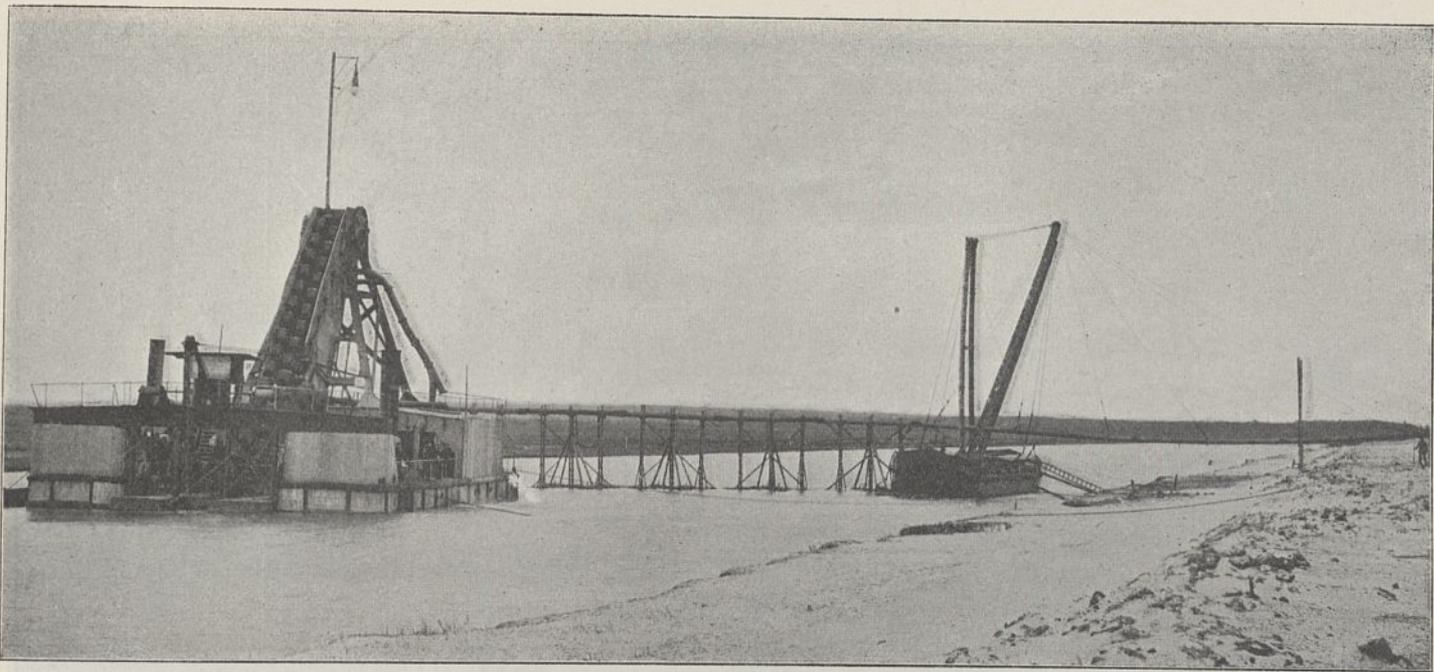


Abb. 60. Bagger-Elevator bei km 53,7.

Bodenmenge in die Schüttrinne gebracht und so der ausgeschüttete Boden von dem — später zu beschreibenden — Wasserstrom leichter fortgeschafft wird. Die Anordnung der doppelten Eimerkette ist der Firma patentirt. Der Antrieb der oberen Vorgelegewelle geschieht durch eine in dem Steuerbordprahm aufgestellte Verbund-Dampfmaschine von 100 indicirt. Pferdestärken mittels einseitig angeordneter Treibriemen. Die Weiterübertragung der Bewegung auf das obere Vierkant erfolgt durch ein einseitiges Stirnräderpaar mit Winkelverzahnung. Zum Heben der Leiter befindet sich auf dem vorderen Kupplungsbalken eine liegende Zwillingsmaschine von 120 mm Kolbendurchmesser und 200 mm Hub. Der Antrieb der Seiltrommel geschieht durch Schnecke und Schneckenrad. Das Gewicht des beweglichen Leitertheils ist zum Theil durch Gegengewichte ausgeglichen. Zum Weiterücken der zu entleerenden Schuten befindet sich auf dem Backbordprahm am vorderen Ende eine stehende zweicylindrige Dampfmaschine von 150 mm Kolbendurchmesser und 200 mm Hub, die ihre Bewegung auf eine auf dem vorderen Bock befindliche wagerechte Welle mit zwei Seiltrommeln überträgt. Das Ein- und Ausrücken der Kupplungen

Schienen, damit die Eimer den Schutenboden beim Arbeiten nicht beschädigen. (Text-Abb. 59.)

Das geförderte Baggergut fällt in den oberen Theil der Schüttrinne, wird dort durch einen ständig zugeführten Wasserstrom erfaßt und fließt so theils als stark verdünnte Masse, theils in größeren Stücken von dem kräftigen Wasserstrom getrieben durch die 50 m lange geneigte Rinne nach den Ablagerungsstellen ab. Die Neigung der Rinne beträgt etwa 1 : 10, sie kann jedoch vergrößert und verkleinert werden. Die Rinne wird durch Drahtseile, die an einem festen Gestell befestigt sind, gehalten. Das Gestell steht auf dem Backbord-Prahm und ist mit dem Steuerbord-Prahm durch Rückhalt-Drahtseile verankert. (Abb. 4 Bl. 35.)

Das zum Abschwemmen des Baggergutes dienende Wasser wird durch zwei 250 mm weite Kreiselpumpen in den oberen Theil der Schüttrinne geführt und zwar so, dafs ein Theil des Wassers durch den Boden der Schüttrinne eintritt, während der Rest hinter dem fallenden Baggergut angreift. Hierdurch wird eine leichtere Fortschaffung des Materials erzielt. Die Antriebsmaschine für die Kreiselpumpen ist eine liegende Verbund-Dampfmaschine von

150 indicierten Pferdekraften. Es sind zwei Dampfkessel vorhanden, einer von 46 qm Heizfläche zum Speisen der Eimerkettenmaschine und einer von 80 qm Heizfläche zum Betrieb der Pumpmaschinen und der übrigen kleineren Maschinen. Beide Kessel sind als Schiffskessel mit rückkehrender Flamme für 6 Atmosphären Ueberdruck gebaut.

Diese Elevatoren haben sich für Sand, Moor und nicht zu schweren Thonboden gut bewährt. Sie leisten je nach der zu fördernden Bodenart bis zu 2500 cbm in zwölfstündiger Schicht. An Bedienungsmannschaften sind erforderlich: 1 Maschinist und 1 Heizer für jede der beiden Maschinen, außerdem 1 Baggermeister und 2 Arbeiter für die Eimerleiterwinde und die Schute.

Die Text-Abb. 60 auf S. 297 stellt einen der vorstehend beschriebenen Elevatoren dar, der durch Verlängerung der Eimerleiter und Eimerkette in den Stand gesetzt war, den

der beiden Kreiselpumpen geförderten Wassers, fiel alsdann durch zwei im Boden des Kastens befindliche Oeffnungen, vor denen sich zum Auffangen größerer Steine ein schräg gestellter Rost befand, in eine senkrechte Rohrleitung, wurde am Fuß dieser Leitung empfangen von dem Strom des durch die zweite Kreiselpumpe geförderten Wassers und von diesem durch eine biegsame Rohrleitung nach den Ablagerungsflächen gedrückt. Die bei dem schwimmenden Elevator vorhandene hochgelegene Schüttrinne war demnach ersetzt worden durch eine auf dem Kupplungsbalken, in Höhe von 4,5 m über Wasserspiegel liegende geschlossene Rohrleitung, die, wie die Text-Abb. 60 ersehen läßt, von schwimmenden Holzgerüsten und einem auf einem Prahm errichteten Gestell aus Drahtseilen getragen, in möglichst wagerechter Lage ans Ufer und von dort weiter bis zur Ablagerungsfläche geführt wurde. An einer Stelle, wo die

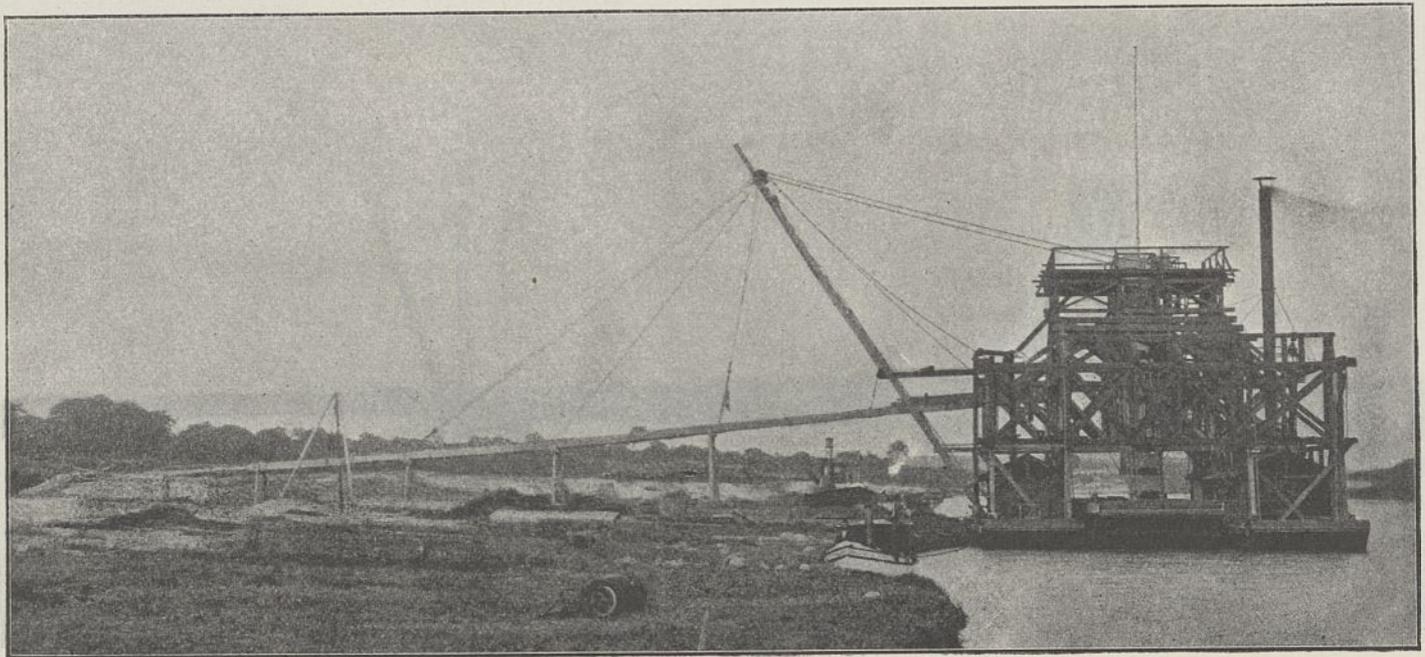


Abb. 62. Elevator der Firma Ph. Holzmann. Warleberger Moor.

zu hebenden Boden anstatt aus Prähmen unmittelbar aus dem Canalbett zu entnehmen und also wie ein gewöhnlicher Eimerkettenbagger zu arbeiten. Um die vermehrte Belastung, welche die den Elevator tragenden Prähme infolge dieser Verlängerung aufzunehmen hatten, auszugleichen, wurde, wie die Abbildung ersehen läßt, in den 6,75 m weiten Zwischenraum, durch den bei dem Elevatorbetrieb die zu entleerenden Baggerschuten ein- und ausfahren, an jeder Seite der Eimerleiter ein kleiner Prahm eingeschoben und mit den beiden Hauptprähmen an den Stellen, wo das Gerüst für die Eimerleiter aufgebaut ist, fest verkuppelt. Die Breite der beiden kleinen Prähme war so bemessen, daß zwischen ihnen noch genügender Raum für die Bewegung der Eimerleiter frei blieb. Nachdem diese Einrichtungen getroffen und dann ferner noch die zur Fortbewegung des ganzen Schiffskörpers erforderlichen Vor-, Hinter- und Seitenketten mit den zugehörigen Winden hinzugekommen waren, konnte die Hebemaschine als gewöhnlicher Nafs-bagger arbeiten. Die Eimer schütteten das Baggergut in einen unter dem oberen Vierkant befindlichen Schüttkasten. Hier wurde es getroffen von dem Strom des durch die eine

Ablagerungsfläche für den Baggerboden 9 m über dem Canal-Wasserspiegel lag, mußte in die Spülrohrleitung eine zweite Kreiselpumpe eingeschaltet werden, wie in nachstehender Text-Abb. 61 angedeutet ist. Als Motor für diese zweite Pumpe diente eine 16 pferdige Locomobile.

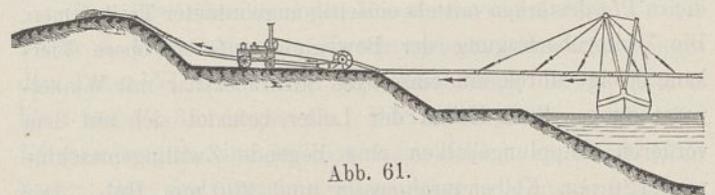


Abb. 61.

Die Vortheile, die diese Anordnung gegenüber der festen Rinne hat, sind leicht zu übersehen. Sie bestehen erstlich darin, daß die zweite Pumpe das Wasser etwa 6 m weniger hoch zu pumpen hat als bei der früheren Einrichtung und demnach weniger Maschinenkraft erfordert; ferner darin, daß das Baggergut auf größere Entfernungen weggedrückt werden kann und dabei keine Pumpen zu durchlaufen hat. Der Verschleiß der Pumpen ist daher sehr gering.

Die oben beschriebenen Hebemaschinen, die der Firma A. F. Smulders patentirt sind, können nur bei geeignetem Boden, Moor, Schlick und nicht zu festem Thonboden verwandt werden. Die Leistungen sind dann sehr gute.

Die Text-Abb. 62 stellt einen der Firma Ph. Holzmann gehörigen Elevator dar, der zur Schüttung der Sanddämme im Warleberger Moor verwandt wurde. Von diesen Elevatoren waren zwei ursprünglich zur Schüttung der Ringdämme im Flemhuder See bestimmt. Sie sind indes dort nur kurze Zeit in Betrieb gewesen, weil bei der größtentheils sehr moorigen Beschaffenheit des Seegrundes durch den eingeschütteten Boden so starke Verdrückungen bewirkt wurden, daß weder die Schiffsgefäße der Elevatoren, noch die zu entleerenden Prähme flott erhalten werden konnten.

Der Elevator besteht aus zwei hölzernen Prähmen von 31 m Länge und 4 bzw. 3,50 m Breite, die in einem Ab-

sprechenden Geschwindigkeit gegen die Eimerkette herangeholt wird, dagegen mit erhöhter Geschwindigkeit wieder zurückgeholt werden kann. Die Bewegung des Prahms erfolgt durch beiderseitiges Anhängen desselben an endlose Ketten, die mit 4 bis 5 Windungen um die Kettentrommel-paare der Vorschubwinden geschlungen und vorn und hinten über Rollen geführt sind. Sämtliche Maschineneinrichtungen werden von dem auf der untersten Plattform des Gerüsts gelegenen Führerstände aus bedient.

Die Schüttrinne hatte ursprünglich nur eine Ausladung von 5,20 m und war so stark geneigt, daß das Baggergut ohne Zusatz von Wasser abrutschte. Bei der Arbeit im Warleberger Moor wurde sie soweit verlängert, daß ihr Ausfluß-Ende über der Krone des zu schüttenden Sanddammes lag. Ihre Neigung wurde aber dadurch, wie die Text-Abb. 62 ersehen läßt, eine so schwache, daß das Bagger-

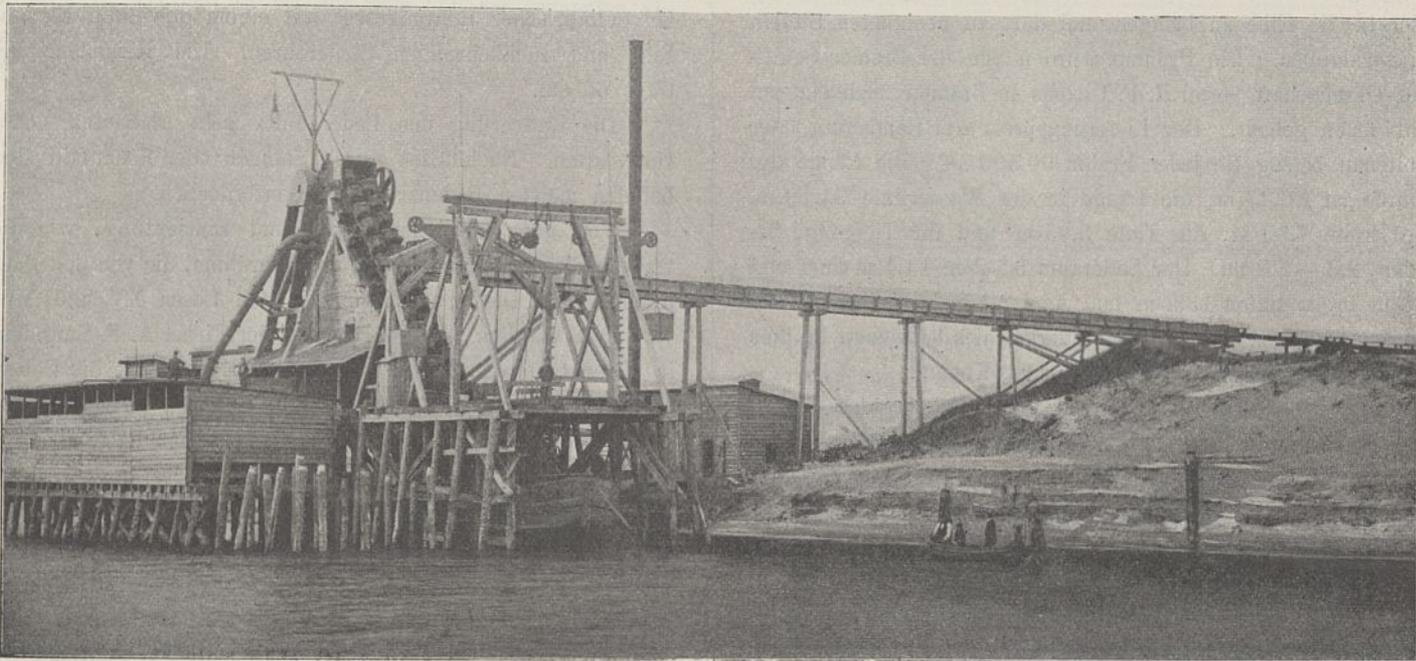


Abb. 63. Fester Elevator bei km 54,3.

stande von 6 m durch kräftiges Gerüstwerk mit einander verbunden sind. Die Gerüste haben sechs Querträger, auf welchen vier dreieckförmige, fachwerkartig versteifte Längsträger befestigt sind. Oberhalb dieser Längsträger befindet sich die Plattform zur Aufnahme der Antriebe für die obere Trommel. Auf einem der beiden Prähme ist eine Locomobile von etwa 40 Pferdekraften aufgestellt, die eine Zwischenübertragung treibt, von der aus sämtliche Maschinenteile mittels Riemen in Bewegung gesetzt werden. Der Antrieb der Eimerleiterwinde, die auf dem Gerüst in den mittleren Querträgern aufgestellt ist, erfolgt mittels eines Riemens von der Zwischenübertragung aus. Die Weiterübertragung der Bewegung auf die beiden über einander liegenden Kettentrommeln, erfolgt durch Reibungskegel und Stirnräder. Zum Vorschieben der Prähme dient eine auf der Querverbindung des Gerüsts aufgestellte doppelseitige Winde, mit an jeder Seite wagrecht neben einander liegenden Kettentrommeln. Der Antrieb dieser Winde erfolgt durch Riemen und Stirnräder. Die Winde ist derart eingerichtet, daß mittels Stellung der Reibungskegel in einem oder anderem Sinne der Prahm mit der einfachen, der Entleerung ent-

gut nur in stark verdünntem Zustande darin zum Abfluß gebracht werden konnte, und es mußte, um diese Verdünnung zu bewirken, eine Kreiselpumpe in Betrieb gesetzt werden, durch die dem oberen Theil der Schüttrinne die erforderliche Wassermenge zugeführt wurde.

Ein ebenfalls auf hölzernen Prähmen aufgebauter Elevator mit hölzernen Gerüsten ist in Abb. 3 Bl. 67 u. 68 des Jahrgangs 1896 dieser Zeitschrift im Längen- und Querschnitt dargestellt. Seine Einrichtung ist der Hauptsache nach aus den beiden Abbildungen zu ersehen. Er wurde von der Firma C. Vering nach eigenen Entwürfen zusammgebaut und meist zur Schüttung der in der Burg-Kudenseer Niederung herzustellenden Deiche benutzt. Er zeichnet sich, wie die Abbildungen ersehen lassen, durch große Einfachheit aus, kostete daher verhältnismäßig wenig und hat sich gleichwohl in jeder Beziehung als durchaus zweckentsprechend erwiesen.

Die hier beigefügte Text-Abb. 63 veranschaulicht einen der beiden schon erwähnten festen Elevatoren. Er war in Los VIII bei km 54,3 aufgestellt und stimmte hinsichtlich seiner Maschinen-Einrichtungen mit dem in Abb. 1 bis 4

Bl. 35 dargestellten schwimmenden Elevator genau überein. Die Prähme des schwimmenden Elevators waren hier durch feste, in die Canalböschung eingerammte Pfahlroste ersetzt, und auch die Gerüste zum Tragen der Eimerleiter wie der Antriebsmaschinen und Pumpen waren durchweg in Holz ausgeführt. Durch die flachgeneigte hölzerne Abflurinne wurde der stark verdünnte Baggerboden über einen hart am Canalufer liegenden Dünenrücken geleitet, hinter welchem eine sehr ausgedehnte und tiefliegende Ablagerungsfläche zur Verfügung stand, sodafs von dem einen Punkte aus eine große Bodenmenge dorthin abgeführt werden konnte.

4. Baggerprähme.

Von seiten der Bauverwaltung sind in den Jahren 1889/90 sieben Dampfprähme beschafft worden. Sie hatten die Aufgabe, das von den Baggern der Bauverwaltung geförderte Baggergut aufzunehmen, mittels eigener Dampfkraft in See oder in die Elbe zu bringen und dort an geeigneten Stellen zu verklappen. Die Prähme wurden von der Bremer Schiffbau-Gesellschaft vorm. H. F. Ulrichs in Bremen nach eigenen Entwürfen gebaut. Der Lieferungspreis frei Rendsburg oder Holtenau betrug für jeden Prahm 60 500 *M.* Die Länge der Schiffe ist 36,27 m, die Länge in der Wasserlinie 34,18 m, die Breite 7,30 m, die Tiefe 3,05 m und ihr Tiefgang, beladen, 2,3—2,8 m. Der Laderaum ist oben 14,4 m lang und 4,8 m breit, unten 13,2 m lang und 2,1 m breit; sein Inhalt beträgt 150 cbm. Die Geschwindigkeit des beladenen Prahms beträgt sieben Knoten, des leeren acht Knoten.

Zur selbstthätigen Entleerung des Baggergutes dienen acht Klappen, die mit starken schmiedeeisernen Gelenken an dem Mittelträger befestigt sind und mittels Drahttau, Stangen und Ketten über Rollscheiben durch zwei Klappenwinden gesenkt und gehoben werden können. Die Klappen treten, wenn sie herunterhängen, um 0,80 m unter den Schiffsboden vor; bei einem Tiefgange des Schiffes von 2,3 bis 2,8 m ist demnach zur Entleerung des Prahms eine Wassertiefe von ungefähr 3,5 m erforderlich. Der Prahm hat fünf wasserdichte Schotten. Im vordersten Raum vor dem Sicherheits-

schott befindet sich das Kabelgatt und der Kettenkasten. Der Raum zwischen dem Sicherheitsschott und dem vorderen Schlitzschott enthält die Kammern für den Schiffsführer und den Maschinisten, Unterkunftsraum für drei Mann, die Küche und den Vorrathsraum. In der Mitte der Seitenräume ist zur Erhöhung der Sicherheit des Prahms ein wasserdichtes Schott eingebaut. Sämtliche Schlitzräume sind durch Mannlöcher zugänglich. Hinter dem letzten Schlitzschott befindet sich der Maschinen- und Kesselraum, der gegen den hinteren Schiffstheil ebenfalls durch ein eisernes Schott abgegrenzt ist. Zu beiden Seiten des Kessels sind die Kohlenräume angeordnet, deren Größe so bemessen ist, dafs sie für 40 Betriebsstunden Kohlen fassen können.

Die Dampfmaschine ist als Hammermaschine nach dem Zweicylinder-Verbundsystem mit Oberflächen-Condensation gebaut. Sie indicirt bei 8 Atm. Kesseldruck und 200 Umdrehungen in der Minute 185 Pferdekräfte. Der Kessel ist ein cylindrischer Röhrenkessel mit einem gewellten Flammrohr und rückkehrenden Siederöhren. Die Heizfläche beträgt 65 qm.

Die Entleerung des Laderaumes geht glatt und sicher von statten. Nachhülpen durch Stangen oder Schaufeln sind bei den meisten Bodenarten nicht erforderlich.

Von ganz ähnlicher Größe und Einrichtung, wie die vorbeschriebenen, waren vier Dampfprähme, die von den Bauunternehmern Degen u. Wiegand in den Losen XV und XVI verwandt wurden. Sie waren von der Firma A. F. Smulders in Utrecht gebaut, haben mit eigener Dampfkraft die Ueberfahrt von Rotterdam durch die Nordsee nach ihrem Bestimmungsort Kiel-Holtenau zurückgelegt und sich dabei als vollkommen seetüchtig bewährt.

Aufser den Dampfprähmen ist für den Baggerbetrieb auf dem Canal noch eine große Zahl von Klapp-Prähmen ohne eigene Dampfmaschinen zur Verwendung gekommen. Diese waren aber weder nach ihrer Größe noch nach ihrer Einrichtung von den auch sonst gebräuchlichen Prähmen der Art wesentlich verschieden, und es wird daher von einer näheren Beschreibung hier abgesehen. (Fortsetzung folgt.)

Die Veränderung der Geschwindigkeiten im Querschnitte eines Stromes, insbesondere bei Behinderung an der Oberfläche und bei Eisstand.

Vom Wasserbauinspector R. Jasmund in Coblenz.

(Mit zeichnerischen Darstellungen auf Blatt 36 u. 37 im Atlas.)

(Alle Rechte vorbehalten.)

A. Die Veränderung der Geschwindigkeiten im freien Strome.

Die Untersuchung über „die Einwirkung der Flußsohle auf die Geschwindigkeit des fließenden Wassers“ auf Seite 121 bis 168 der Zeitschrift für Bauwesen vom Jahre 1893 hat den Nachweis erbracht, dafs die bisher allgemein übliche Annahme einer parabolischen Grundform für die Gestalt der Geschwindigkeitsscala des fließenden Wassers unhaltbar ist. Auf Grund von Beobachtungen, die in eingehenderer Art und in größerem Umfange angestellt waren als diejenigen, auf denen die Parabeltheorie aufgebaut war, wurde gezeigt, dafs weder bei wagerechter noch bei senkrechter Achsenrichtung der

Parabel die Beobachtungs- und Rechnungsergebnisse in dem Umfange übereinstimmen, wie es bei Berücksichtigung der angewandten Meßgeräthe gefordert werden mußte. Wenn die Form der Geschwindigkeitsscala überhaupt einer quadratischen Gleichung entsprechen sollte, so hatte auf Grund einer kritischen Betrachtung der Coefficienten in der allgemeinen Kegelgleichung die Hyperbel sich als die geeignetste Gleichungsform ergeben, und es war daher die Untersuchung auf die Verwendbarkeit der Hyperbel ausgedehnt worden. Jede andere Kegelgleichungsform aber, also die Parabel mit schräg liegender Achse, die Ellipse mit beliebiger Achsenrichtung kam nicht mehr in

Betracht. War unter den Kegelgleichungen die Hyperbel allen anderen überlegen, so mußten auch alle übrigen Kegelgleichungen unterliegen, sobald die Hyperbel zurücktreten mußte.

a) Die Hyperbel.

Ausgehend von allgemeinen mathematischen Gesichtspunkten war dann an der Hand vollständiger Beobachtungen von 445 einzelnen Lothrechten nachgewiesen, daß die logarithmische Linie von der Form:

$$y = a + b \cdot \log x,$$

worin y die Geschwindigkeit und x die Höhe über der Flußsohle bezeichnet, thatsächlich den Beobachtungen besser entspricht als die Hyperbel. Allerdings war bei Durchführung der Vergleichsrechnungen nur die gleichseitige Hyperbel berücksichtigt. Es bleibt das Bedenken vielleicht bestehen, ob diese Beschränkung nicht die Ursache der geringeren Uebereinstimmung sein könne. Um dies klar zu stellen, habe ich für die Gruppen II, III und IV der auf Seite 126 der genannten Abhandlung angegebenen Gesamt-Mittelwerthe der Elbe diejenigen Hyperbeln berechnet, die unter der Annahme, daß die eine Asymptotenachse lothrecht, die andere aber beliebig gerichtet ist, den angestellten Beobachtungen entsprechen würden. Wird die allgemeine Asymptotengleichung $\xi \cdot \eta = c$ übertragen auf ein rechtwinkliges Coordinatensystem, dessen X -Achse senkrecht steht und dessen Nullpunkt in der Flußsohle liegend gedacht ist, so nimmt die allgemeine Hyperbelgleichung die Form an:

$$y^2 + a \cdot xy + b \cdot y + c \cdot x + d = 0,$$

worin y die gemessene Geschwindigkeit, x die Höhe über der Flußsohle und a, b, c, d Constanten bedeuten. Es berechnen sich dann die Gleichungen für:

Gruppe II,

$$y^2 + 0,1523 \cdot x \cdot y - 1,6831 \cdot y - 0,3385 \cdot x + 0,7490 = 0;$$

Gruppe III,

$$y^2 + 0,2782 \cdot x \cdot y - 1,2562 \cdot y - 0,4813 \cdot x + 0,4218 = 0;$$

Gruppe IV,

$$y^2 - 6,5653 \cdot x \cdot y - 8,1871 \cdot y + 9,2165 \cdot x + 4,6959 = 0.$$

Der Gang der Rechnung bei Entwicklung dieser Gleichungen war dabei z. B. bei Gruppe II der folgende. Zunächst wurden die vorhandenen neun Beobachtungen in vier Theile gesondert und für jeden Theil die Mittelwerthe für y^2, xy, y und x gebildet, sodafs für die allgemeine Gleichung sich der Anzahl der Constanten entsprechend vier verschiedene Werthgruppen ergaben.

Gruppe	x	y	$x \cdot y$	y^2
I:	0,15	0,810	0,1215	0,656100
	0,30	0,934	0,2802	0,872356
	0,225	0,872	0,20085	0,764228
II:	0,60	1,086	0,6516	1,179396
	1,00	1,188	1,1880	1,411344
	0,80	1,137	0,9198	1,295370
III:	2,00	1,326	2,652	1,758276
	3,00	1,413	4,239	1,996569
	2,50	1,3695	3,4455	1,877423
IV:	4,00	1,482	5,928	2,196324
	5,00	1,544	7,720	2,383936
	6,00	1,573	9,438	2,474329
	5,00	1,533	7,69533	2,351530

Die Gleichungen zur Ermittlung der Constanten lauten also:
 $2,351530 + a \cdot 7,69533 + b \cdot 1,5330 + c \cdot 5,000 + d = 0;$
 $1,877423 + a \cdot 3,44550 + b \cdot 1,3695 + c \cdot 2,500 + d = 0;$
 $1,295370 + a \cdot 0,91980 + b \cdot 1,1370 + c \cdot 0,800 + d = 0;$
 $0,764228 + a \cdot 0,20085 + b \cdot 0,8720 + c \cdot 0,225 + d = 0.$

Die aus diesen Gleichungen entwickelten Werthe für a, b, c und d wurden in die allgemeine Grundgleichung eingesetzt. Werden in die so gewonnenen Gleichungen die einzelnen Werthe für x , an denen Beobachtungen angestellt waren, eingesetzt und die Gleichungen nach y aufgelöst, so berechnen sich folgende Geschwindigkeiten y , und es ergeben sich den beobachteten Werthen v gegenüber folgende Abweichungen ($y-v$).

Höhe x über der Sohle	Gruppe II.			Gruppe III.			Gruppe IV.			
	y	$y-v$		y	$y-v$		y	$y-v$		
		+	-		+	-		+	-	
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm		
0,15	imaginär	.	.	746	.	7	719	13	.	
0,30	970	36	.	844	3	.	797	.	12	
0,60	1092	6	.	949	.	1	912	.	3	
1,00	1184	.	4	1036	1	.	1013	3	.	
2,00	1324	.	2	1164	4	.	1147	6	.	
3,00	1415	2	.	1244	.	3	1213	.	4	
4,00	1482	0	.	1300	.	8	1252	0	.	
5,00	1536	.	8	1343	7	
6,00	1580	7	
mittlerer Fehler)		= 19,0			= 7,0			= 11,3		

Ein Vergleich dieser Ergebnisse mit den früheren, unter Zugrundelegung gleichseitiger Hyperbeln erzielten Werthen läßt eine Besserung erkennen. Die Gröfse des mittleren Fehlers hat bei Gruppe II von 27,5 auf 19,0, bei Gruppe III von 12,1 auf 7,0 mm abgenommen. Die Genauigkeit der Uebereinstimmung erreicht aber die Schärfe immer noch nicht, wie solche bei der logarithmischen Linie erzielt wurde, da hier die mittleren Fehler nur 7,8 bzw. 6,0 bzw. 7,8 mm betragen. In Gruppe II liefert die entwickelte Hyperbelgleichung für $x = 0,15$ einen imaginären Werth für y . Wird $\frac{dx}{dy} = 0$ gesetzt, so ist der kleinste Werth, für den sich noch eine reelle Geschwindigkeit y ergibt, bei $x = 0,193$, und zwar ist $y = 0,827$ m. Die Geschwindigkeit $y = 0,827$ wäre also die kleinste, die sich rechnerisch ergeben würde, während die Messung bis 0,810 heruntergeht. Die Richtung der zweiten Asymptote ist, wenn die Bewegungsrichtung des Uhrzeigers als positiv angenommen wird, gegen die Wagerechte um den Winkel

$$\beta = 81^\circ 20' 24''$$

geneigt, sodafs der Winkel der beiden Asymptoten, in den die Hyperbel sich einfügt, nur $8^\circ 39' 36''$ beträgt. Die Ordinaten des Mittelpunktes der Hyperbel wären $x_1 = -18,132$ m

$$y_1 = +2,2224 \text{ m.}$$

Im allgemeinen sind diese Werthe für alle drei Gruppen folgende:

	Gruppe II	Gruppe III	Gruppe IV
Winkel β . . .	$81^\circ 20' 24''$	$74^\circ 27' 11''$	$-8^\circ 39' 38''$
Abscisse x_1 . . .	-18,132	-7,922	-0,819
Ordinate y_1 . . .	+ 2,2224	+ 1,7301	+ 1,4038
c	-84,91	-16,652	+ 2,191

Der Werth c bezeichnet darin die unveränderliche Gröfse der Asymptotengleichung $\xi \cdot \eta = c$.

Die große Veränderlichkeit, die sich bei den verschiedenen Wassertiefen für die Richtung der zweiten Asymptote und die Lage des Mittelpunktes der Hyperbel ergibt, spricht nicht dafür, daß wir es mit gesetzmäßigen Grundlagen zu thun haben. Die größere Annäherung, die zwischen Beobachtung und Rechnung erreicht ist, erscheint vielmehr nur als das Ergebniss der vermehrten Zahl von Constanten in der Grundgleichung. Da in den einzelnen Gruppen nur 7 bis 9 Beobachtungspaare vorhanden sind, ist es natürlich, daß bei vier Constanten der Spielraum für die Abweichungen verhältnißmäßig kleiner wird als bei zwei Constanten. Die Bedenken, die in der früheren Abhandlung gegen die gleichseitige Hyperbel erhoben wurden, bestehen bei der allgemeinen Hyperbel daher nur in erhöhtem Maße.

b) Die Parabel n^{ter} Ordnung.

Zu einem ähnlichen Ergebnisse führte eine Untersuchung der Messungen, die von der Königlichen Sächsischen Wasserdirektion im hydrologischen Jahresberichte von der Elbe für 1893 (Seite 97 bis 135) mitgeteilt sind. In den diesen Veröffentlichungen beigegebenen Rechnungsergebnissen ist zwar, wie auf Seite 99 erläutert ist, davon ausgegangen, daß die Geschwindigkeit in der Flußsohle gleich Null sei und die größte Geschwindigkeit in der Wasseroberfläche herrsche, für die Art und Weise, wie die Geschwindigkeiten zwischen diesen beiden äußersten Werthen sich verändern, aber die Parabelform n . Ordnung in der Gestalt $y^n = p \cdot x$ zu Grunde gelegt. Der Exponent n schwankt in diesen Ergebnissen (Seite 124 bis 129) zwischen 3,0 und 8,0 und beträgt im Mittelwerth etwa 4,9. Eine große Zahl von Einzelwerthen nähert sich dabei der Zahl 5, sodaß scheinbar eine Bestätigung der schon von Hagen angedeuteten Grundform: $y^5 = px$ darin gesucht werden könnte. Wenn es indes richtig ist, daß diejenige Grundform dem Grundgesetze am meisten entsprechen muß, für die sich der kleinste mittlere Beobachtungs-Fehler ergibt, dann ist die logarithmische Linie sowohl der Parabel n . Ordnung, als auch insbesondere der Parabel 5. Ordnung überlegen.

Zu diesem Ergebnisse gelangte ich durch Prüfung einer Anzahl von Lothrechten und zwar besonders solcher, die bei größeren Wassertiefen gemessen waren. Bei größerer Tiefe müssen die Unterschiede zwischen den verschiedenen Grundformen besonders deutlich hervortreten. Ich begnügte mich mit einfachen Näherungsrechnungen und erreichte schon dabei durchweg eine bessere Uebereinstimmung, wie solche in der Bearbeitung bei Anwendung einer Ausgleichsrechnung für die Parabel n . Ordnung erzielt wurde. Es ergab sich z. B. für die Lothrechte VI zu Schöna (Messung vom 9. August 1887, Seite 102 a. a. O.) die Gleichung $y = 0,7351 + 0,351 \cdot \log x$ mit einem mittleren Fehler $m = 1,95$ cm, während nach der parabolischen Grundgleichung $m = 2,03$ angegeben wird. Die größten Wassertiefen sind in der Messung vom 15. September 1888 bei Kötzschenbroda vorhanden (Seite 114 und 115). Hier verringert sich z. B. für Lothrechte II bei Anwendung der Gleichung

$$y = 0,932 + 0,4457 \log(x + 0,10)$$

der mittlere Fehler von 1,439 auf 1,143 cm; für Lothrechte III bei der Gleichung

$$y = 1,030 + 0,35556 \log(x - 0,08)$$

der mittlere Fehler von 4,336 auf 2,18 cm, für Lothrechte VI vom 17. September 1888 bei der Gleichung

$$y = 0,918 + 0,53445 \log(x + 0,03)$$

der mittlere Fehler von 4,546 auf 3,36 cm.

Noch größer würden die Unterschiede sein, wenn anstatt des Exponenten n der bestimmte Werth $n = 5$ eingeführt würde. Ich habe diese Rechnung für die in der früheren Abhandlung in der Zeitschrift für Bauwesen angegebenen Gesamtmittelwerthe der Elbe durchgeführt und trotz Anwendung der Methode der kleinsten Quadrate bei der parabolischen Grundform für:

$$\text{Gruppe II, statt } 0,78, m = 6,0 \text{ cm,}$$

$$\text{Gruppe III, statt } 0,60, m = 4,3 \text{ cm,}$$

also einen siebenfach größeren Werth erhalten. Es muß nach den verschiedensten Proberechnungen daran festgehalten werden, daß die logarithmische Linie unter allen bisher betrachteten Grundformen den zutreffendsten Ausdruck für die Geschwindigkeitsscala darstellt.

c) Krümmungsverhältnisse.

Die logarithmische Linie stand als Grundform der Geschwindigkeitsscala in früherer Zeit schon einmal zur Erwägung. Die vom Geheimen Oberbaurath Funk im Jahre 1820 im „Versuch einer auf Theorie und Erfahrung gegründeten Darstellung der wichtigsten Lehren der Hydrotechnik“ angegebene logarithmische Grundform lag aber in ihren Achsenrichtungen genau um 90 Grad gedreht, sodaß die Y - und X -Achse der jetzigen Annahme gegenüber vertauscht liegen. Das Verhältniß zwischen y und x war daher vollständig anderer Art; die Geschwindigkeitsscala näherte sich so sehr der geraden Linie, daß der Ober-Landesbaudirector Hagen diese Annahme deshalb verwarf.

Wiederholt hebt Hagen dagegen hervor, wie Anlaß zu der Annahme vorliege, daß der Krümmungshalbmesser der Geschwindigkeitsscala von der Oberfläche ab allmählich abnehme und in der Nähe der Sohle ein Minimum erreiche. Bei weiterer Annäherung an die Sohle scheine der Krümmungshalbmesser dann wieder zuzunehmen. Dieser Thatsache entsprach die logarithmische Linie von Funk garnicht, da bei ihr der Krümmungshalbmesser von der Oberfläche des Wassers bis zur Sohle hin nicht abnahm, sondern stetig wuchs; ebenso wenig entsprach die Parabel mit waagrechter oder lothrechter Achse oder die Parabel n . Ordnung diesen Bedingungen. Nur die Hyperbel und logarithmische Linie in der Form $y = a + b \cdot \log x$ entsprechen denselben, und aus diesem Umstande leitet sich der Wettkampf her, der zwischen diesen beiden Grundformen besteht, denn die neueren Messungen bestätigen die von Hagen ausgesprochene Ansicht vollständig. Für die logarithmische Linie liegt der kleinste Krümmungshalbmesser, wie sich leicht berechnen läßt, in einem Abstände von $x = bM \cdot \sqrt{\frac{1}{2}}$ über der Sohle, wenn M den Modul 0,4343 bezeichnet, und nimmt von diesem Punkte aus nach der Sohle sowohl wie nach der Oberfläche hin stetig zu. Der Abstand der stärksten Krümmung erscheint also abhängig von der Größe bM .

d) Der Werth bM in der Gleichung $y = a + bM \cdot \ln(x + c)$.

Es war in Anmerkung 10 der früheren Abhandlung darauf hingewiesen, daß weiteren Untersuchungen zufolge der Werth bM zu der Größe des Gefälles J in bestimmter Beziehung zu stehen scheine, derart, daß $bM = 1000 \cdot J$ angenommen werden könne. Den Anlaß zu dieser Vermuthung schöpfte ich aus den nach-

stehend mitgetheilten Ergebnissen, die allerdings eine beachtenswerthe Grundlage in dieser Hinsicht bieten; aber eine wiederholte Prüfung dieser Ergebnisse wie insbesondere eine Prüfung der Beobachtungen, die bei starkem Gefälle gewonnen wurden, läßt die Berechtigung obiger Schlußfolgerung allgemein nicht unanfechtbar erscheinen. Unzweifelhaft besteht zwar eine Beziehung zwischen bM und J , aber möglicherweise ist die Quadratwurzel aus J eine geeignetere Beziehungsgrundlage, und vielleicht ist auch die mittlere Tiefe nicht ohne Einfluß. Immerhin bieten die gewonnenen Beziehungen, die sich fast auf die Gesamtheit der an der Elbe angestellten Beobachtungen stützen, ein Ergebniss, das von allgemeiner Bedeutung ist und der Zusammenstellung daher wohl werth erscheint.

Beide Werthe, sowohl bM als auch das Gefälle J , sind zwar ihrer GröÙe nach nur annähernd bestimmbar. Die Schwierigkeiten, die einer genauen Ermittlung des Gefälles entgegenstehen, sind schon an sich sehr groß, da es sich meistens um Feststellung geringfügiger Höhenunterschiede bei großen Entfernungen handelt. Sie werden noch vergrößert durch den Zweifel, auf welche Länge die Höhenmessung ausgedehnt werden muß, um das maßgebliche, örtlich wirksame Gefälle zu erfassen, ob lediglich das im Mefsquerschnitt vorhandene Gefälle berücksichtigt werden dürfe, oder ob auch das Gefälle oberhalb oder vielleicht auch unterhalb des Mefsquerschnittes von Einfluß sei. Die Erhebung des in einem einzelnen Querschnitte vorhandenen örtlichen Gefälles ist aber kaum möglich, zumal es in der Natur des Stromes liegt, daß das örtliche Stromgefälle in den verschiedenen Lothrechten desselben Querschnittes verschiedene Werthe annimmt je nach dem Sohlgefälle. Das vielgestaltige Bild, das der Wasserspiegel in einer Stromschnelle mit unregelmäßiger Sohle zeigt, muß im freien Strome überall, wenn auch in vermindertem Maße, doch grundsätzlich in gleicher Verschiedenheit sich widerspiegeln. Selbst in regelmässigen Stromstrecken liefert die Beobachtung daher für die GröÙe des Gefälles andere Werthe am linken wie am rechten Ufer, andere Werthe im Stromstrich wie auf dem Vorlande. Im vorliegenden Falle wurden die Mittelwerthe der an beiden Ufern in größerer Stromlänge vorgenommenen Ermittlungen, wie solche im Hydrologischen Jahresbericht von der Elbe für 1893, Anhang Seite 29 bis 39, mitgetheilt sind, als die wahrscheinlichsten in Ansatz gebracht.

Auch die GröÙe bM nimmt für die verschiedenen Lothrechten derselben Messung verschiedene Werthe an. Es bedürfte eingehenderer Sonderaufnahmen, um beurtheilen zu können, ob etwa dem Gefälle entsprechend auch die Veränderlichkeit von bM zur Veränderung des Sohlgefälles in Beziehung steht. Das Vorgehen mußte sich einstweilen darauf beschränken, die Mittelwerthe der für die einzelnen Lothrechten jeder Messung hergeleiteten GröÙen bM in Beziehung zu setzen zu dem Mittelwerthe des an beiden Ufern festgestellten Gefälles. Auch diese Arbeit war schon umfangreich genug, da sie für etwa 1200 Lothrechte die Ermittlung des Werthes bM erforderte. Ein Versuch, die GröÙe bM einfach aus der Gleichung $bM = v_o - v_m$ zu entnehmen, führte meist für bM kleinere Werthe herbei, als sich bei Berücksichtigung der ganzen Lothrechten ergaben. Auch die Schwankungen in der GröÙe wurden dabei erheblicher. Es mußte daher auf das genauere, rechnerische Verfahren, wenn es auch wesentlich mehr Zeit erforderte, zurückgegriffen werden. Für jede Lothrechte wurden drei Beobachtungspaare zu Grunde gelegt, die kleinste, die größte und diejenige Geschwindigkeit,

die zwischen beiden in der Mitte lag. War die zu dieser mittleren Geschwindigkeit zugehörige Höhe über der Flußsohle nicht unmittelbar beobachtet, so wurde sie durch Zwischenrechnung zwischen den beiden benachbarten Beobachtungen bestimmt. Es ergab sich annähernd nach Anmerkung 7 der früheren Herleitungen

$$b_I = \frac{\delta}{\log \frac{x_I - x_{II}}{x_{III} - x_{II}}}$$

Aus den so berechneten Werthen b jeder Lothrechten wurde dann für den ganzen Querschnitt die zur vollständigen Messung gehörige GröÙe bM durch Mittelung und Multiplication mit M hergeleitet.

Der Vergleich zwischen den Mittelwerthen bM und den Mittelwerthen J gestaltet sich für die einzelnen Messungen an den einzelnen Mefsstellen der Elbe folgendermaßen:

I. Mefsstelle bei Mühlberg.

Nr.	Zeit der Messung	Wasserstand am Pegel bei Mühlberg	Gefälle J auf 1 km Stromlänge			Mittlere GröÙe von bM
			linkes Ufer	rechtes Ufer	im Mittel m	
1.	11. August 1885	+ 0,58	0,095	0,065	0,080	0,099
2.	16. Juni 1885	+ 0,68	0,122	0,266	0,194	0,099
3.	8. Juni 1885	+ 0,90	0,180	0,164	0,172	0,092
4.	11. Juni 1883	+ 0,92	0,084	0,070	0,077	0,086
5.	5. Juni 1885	+ 0,98	0,140	0,075	0,108	0,099
6.	14. Juni 1883	+ 1,03	0,100	0,084	0,092	0,112
7.	12. November 1883	+ 1,42	0,170	0,132	0,151	0,143
8.	9. Juli 1883	+ 1,60	0,153	0,089	0,121	0,157
9.	15. August 1883	+ 1,89	0,153	0,129	0,141	0,157
10.	11. Juli 1883	+ 2,32	0,220	0,150	0,185	0,233
I. im Mittel:					0,132	0,128

II. Mefsstelle am Bartelswerder.

Nr.	Zeit der Messung	Wasserstand am Pegel bei Aken	Gefälle J auf 1 km Stromlänge			Mittlere GröÙe von bM
			linkes Ufer	rechtes Ufer	im Mittel m	
11.	24. Juni 1885	+ 0,44	0,140	0,160	0,150	0,104
12.	2. Juni 1886	+ 1,08	0,167	0,191	0,179	0,137
13.	29. Mai 1885	+ 1,24	0,130	0,130	0,130	0,130
14.	5. November 1885	+ 1,26	0,220	0,216	0,218	0,117
15.	14. Mai 1886	+ 1,49	0,110	0,168	0,139	0,140
16.	22. Mai 1886	+ 1,54	0,170	0,113	0,142	0,158
17.	17. Mai 1886	+ 1,57	0,105	0,140	0,123	0,162
18.	3. Mai 1884	+ 1,78	0,190	0,180	0,185	0,162
II. im Mittel:					0,158	0,139
oder bei Ausschluß von Nr. 14:					0,150	0,142

III. Mefsstelle bei Barby.

Nr.	Zeit der Messung	Wasserstand am Pegel bei Barby	Gefälle J auf 1 km Stromlänge			Mittlere GröÙe von bM
			linkes Ufer	rechtes Ufer	im Mittel m	
19.	22. August 1885	+ 0,34	0,195	0,195	0,195	0,106
20.	28. Juli 1885	+ 0,56	0,162	0,200	0,181	0,146
21.	25. Juli 1885	+ 0,68	0,165	0,200	0,183	0,130
22.	21. August 1883	+ 1,27	0,250	0,176*	0,213	0,115
23.	28. November 1883	+ 1,70	0,170	0,194*	0,182	0,153
24.	5. Mai 1884	+ 1,79	0,211	0,189*	0,200	0,150
25.	1. Mai 1884	+ 1,92	0,140	0,225*	0,183	0,150
III. im Mittel:					0,191	0,136

*) Die Ergebnisse der Gefällbestimmungen waren namentlich bei höheren Wasserständen nicht zuverlässig, weil durch die Bühnen am rechten Ufer erhebliche Unregelmäßigkeiten hervorgerufen wurden.

IV. Mefsstelle bei Hämerten.

Nr.	Zeit der Messung	Wasserstand am Pegel bei Hämerten	Gefälle J auf 1 km Stromlänge			Mittlere Gröfse von bM
			linkes Ufer	rechtes Ufer	im Mittel m	
26.	27. Juni 1885	30,08	0,144	0,160	0,152	0,147
27.	22. November 1884	30,39	0,230	0,184	0,207	0,178
28.	19. November 1884	30,53	—	0,180	0,180	0,137
29.	22. Juni 1883	30,58	0,114	0,126	0,120	0,173
30.	12. Juni 1884	30,65	0,244	0,224	0,234	0,207
31.	14. Juli 1883	30,76	—	0,185	0,185	0,168
32.	26. Februar 1884	31,50	0,172	0,170	0,171	0,199
33.	28. " "	31,60	0,190	0,167	0,179	0,164
34.	23. " "	31,70	0,170	0,188	0,179	0,227
35.	21. " "	31,87	0,193	0,175	0,184	0,198
36.	19. " "	32,07	0,150	0,185	0,168	0,231
37.	15. " "	32,48	0,210	0,272	0,241	0,201
IV. im Mittel:					0,183	0,186

V. Mefsstelle bei Artlenburg.

Nr.	Zeit der Messung	Wasserstand am Pegel bei Artlenburg	Gefälle J auf 1 km Stromlänge			Mittlere Gröfse von bM
			linkes Ufer	rechtes Ufer	im Mittel m	
38.	3. November 1885	+ 0,05	0,133	0,100	0,117	0,091
39.	6. October 1885	+ 0,19	0,092	0,125	0,109	0,063
40.	3. " "	+ 0,22	0,078	0,110	0,094	0,107
41.	1. September 1883	+ 0,59	0,096	0,076	0,086	0,105
42.	14. Juni 1884	+ 0,67	0,068	0,074	0,071	0,120
43.	17. " "	+ 0,79	0,077	0,072	0,075	0,131
44.	25. October 1883	+ 0,86	0,090	0,060	0,075	0,128
45.	31. Mai 1884	+ 0,93	0,085	0,096	0,091	0,102
46.	29. " "	+ 1,09	0,082	0,096	0,089	0,090
47.	9. Juni 1885	+ 1,91	0,130	0,110	0,120	0,128
48.	11. April 1885	+ 1,93	0,135	0,130	0,133	0,127
49.	5. Mai 1886	+ 2,05	—	0,095	0,095	0,121
50.	3. " "	+ 2,34	—	0,091	0,091	0,147
51.	30. April 1886	+ 2,83	0,113	0,105	0,109	0,109
52.	28. " "	+ 3,07	0,106	0,109	0,108	0,149
53.	19. " "	+ 3,13	—	0,139	0,139	0,149
54.	16. " "	+ 3,30	—	0,138	0,138	0,140
55.	14. " "	+ 3,56	0,111	0,147	0,129	0,140
56.	12. " "	+ 3,87	0,119	0,143	0,131	0,165
57.	8/9. " "	+ 4,48	0,136	0,123	0,130	0,183
58.	5/6. " "	+ 4,74	0,142	0,128	0,135	0,190
V. im Mittel:					0,108	0,128

Das Gesamtmittel aus allen 58 Messungen liefert die beiden Werthe:

$$J = 0,1439 \text{ m/km}$$

und $bM = 0,1430 \text{ m}$, also:

$$bM = 1000 J.$$

Um die Abweichungen im einzelnen zu verfolgen, sind die Werthe J und bM in Text-Abb. 1 bis 5 zeichnerisch dargestellt.

Offenbar bestehen im einzelnen nicht unwesentliche Unterschiede. Der Werth J schwankt selbst für naheliegende Wasserstandshöhen an denselben Mefsstellen in ziemlich weiten Grenzen, ebenso sehr schwankt auch der Mittelwerth von bM . Auch die Schwankungsrichtungen der beiden Werthe stimmen nicht immer überein. Besser wird schon der Vergleich, wenn mehrere Messungen zu Mittelwerthen vereinigt werden. Es tritt die gemeinschaftliche Eigenthümlichkeit dann klarer hervor, dafs sowohl J wie bM mit höheren Wasserständen gröfser werden.

Diese Thatsache spricht einerseits dafür, dafs der Werth bM wohl nicht lediglich als Rauigkeitscoefficient aufgefasst werden kann. Die Rauigkeit der Flußsohle kann sich nicht wohl ändern für ein und dieselbe Mefsstelle, wenigstens nicht in dem Sinne, dafs die Gröfse des Geschiebekorns wesentlichen Schwankungen unterliegt. Im freien, geschiebeführenden Strome

wird im allgemeinen die Gröfse der Rauigkeit des Bettes am ersten durch die Gröfse des relativen Gefälles ausdrückbar sein. Rauigkeit und Gefälle bedingen sich gegenseitig. Einem groben Geschiebe, einer starken Rauigkeit des Bettes entspricht in der Wirklichkeit ein starkes Gefälle, und umgekehrt wird das Gefälle um so schwächer, je feiner der Sand ist, der das Bett bildet. Ausgehend von dieser allgemeinen Thatsache wird es erklärlich, dafs der Werth bM auch den verschiedenen Rauigkeitsgraden Rechnung tragen kann, wenn er mit der Gröfse J in Beziehung steht.

Andererseits liegt es nahe, einen Einflufs der Rauigkeit auf die Gröfse von bM voranzusetzen. Es ist nach den Versuchen von Darcy wohl zweifellos, dafs die Rauigkeit der Wandung auf die Gröfse der Geschwindigkeit einwirkt. Diese Einwirkung kann sich nur in der Weise geltend machen, dafs bei gröfserer Rauigkeit eine stärkere Verzögerung der Wasserschichten an der Wandung eintritt, d. h. der Werth bM sich vergrößert. In denjenigen Fällen also, wo die Rauigkeit des Bettes gröfser oder kleiner ist, als solche vom Gefälle bedingt wird, könnte auch der Werth bM nicht mehr lediglich durch J ausgedrückt werden. Anscheinend liegt in obigen Beispielen dieser Fall für die Mefsstelle Barby vor. Diese Mefsstelle liegt kurz unterhalb der Mündung der Saale, die bei hohem Wasser ein Geschiebe von wesentlich gröfserer Stärke führt, wie solches in der Elbe auf dieser Strecke angetroffen wird. Die Abweichungen, die sich für Barby in den Werthen von J und bM bemerkbar machen, erscheinen daher erklärlich.

Wenn der Werth J im allgemeinen in obigen Beispielen mit steigendem Wasserstande wächst, so ist dies in der Thatsache begründet, dafs die Mefsstellen im allgemeinen in solchen Stromstrecken liegen, in denen keine übermäfsige Breite herrscht, und wo auch bei höheren Wasserständen ein verhältnifsmäfsig kleiner Querschnitt vorhanden ist. Wenn bM mit höheren Wasserständen gröfser wird, kann der Grund vielleicht in dieser Zunahme des Gefälles liegen, er kann aber auch in der Zunahme der mittleren Tiefe liegen. Für die letztere Möglichkeit spricht die Thatsache, dafs bei den einzelnen Messungen innerhalb desselben Querschnitts der Werth bM im allgemeinen mit wachsender Tiefe zunimmt.

So sehr also das Schlufsergebnifs und zum überwiegenden Theile auch die Einzelergebnisse zu der Schlufsfolgerung drängen und mich früher auch zu der bestimmten Annahme bewogen haben, dafs $bM = 1000 J$ angenommen werden könne, so sehr bedarf es bei den immerhin doch nur engen Grenzen, in denen die Untersuchung rücksichtlich der verschiedenen Gefällgröfsen sich bewegt, doch der weiteren Ermittlung, wie bei wesentlich stärkerem Gefälle und wie an anderen Strömen mit veränderter Geschiebeführung sich die Beziehung der Werthe J und bM zu einander gestaltet. Nicht allgemein, aber annäherungsweise kann einstweilen nach obigen Zusammenstellungen insbesondere für die Elbe die gewonnene Grundlage doch in mancher Hinsicht von Nutzen sein.

e) Der Werth c in der Gleichung $y = a + bM \cdot \ln(x + c)$.

Zu einem bestimmteren Endergebnisse führten die Untersuchungen, die sich der Ermittlung des Werthes c in der allgemeinen logarithmischen Grundform $y = a + bM \cdot \ln(x + c)$ zuwandten. Der Weg, der dabei verfolgt werden mußte, war ebenfalls mühsam. Die Gruppenbildung und Herleitung von

Mittelwerthen, wie sie in der früheren Abhandlung gewählt werden konnte, war hier nicht mehr verwendbar, sondern es handelte sich um die Beantwortung der Frage, wie groß in den verschiedenen Einzelfällen, wie groß in den einzelnen Lothrochten der Werth c sich auf Grund der Geschwindigkeitsbeobachtungen ergibt. Für jede Lothrochte mußte daher der Werth c besonders ermittelt werden, wobei die zur Ausrechnung von bM benutzten drei Beobachtungspaare der höchsten, kleinsten und der gemittelten Geschwindigkeit verwandt wurden. Ich habe diese Rechnung für im ganzen 1214 Lothrochte durchgeführt und die Ergebnisse in umstehender Tabelle kurz zusammengefaßt.

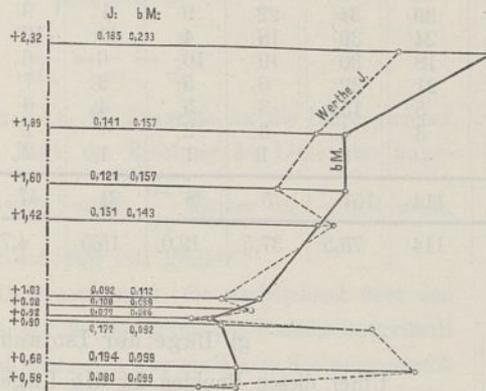


Abb. 1. Mefsstelle bei Mühlberg.

In den Rechnungen wurden alle verfügbaren Messungen verwandt, gleichviel ob dieselben in der Mitte des Stromes oder am Ufer lagen. In Text-Abb. 6 S. 315 sind die Ergebnisse der Zusammenstellung dann der besseren Uebersicht halber zeichnerisch veranschaulicht.

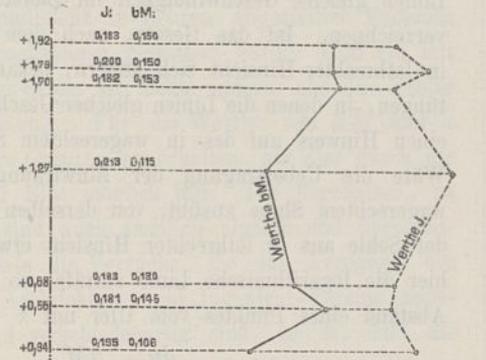


Abb. 3. Mefsstelle bei Barby.

Von im ganzen 1214 Lothrochten liegt also die wagerechte Achse der entsprechenden logarithmischen Linie: bei 333 + 244 = 577 Lothrochten in einem Abstände von weniger als 10 cm von der Sohle,

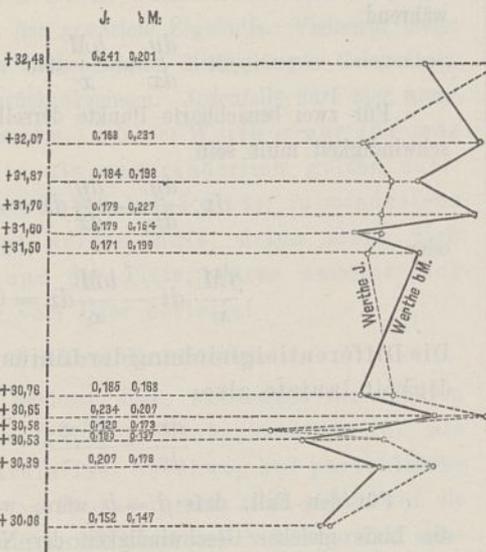


Abb. 4. Mefsstelle bei Hämerten.

bei 122 + 333 + 244 + 114 = 813 Lothrochten in weniger als 20 cm Abstand von der Sohle.

Aus der zeichnerischen Darstellung erhellt die Wahrscheinlichkeit, die für die Annahme des Nullwerthes spricht. Die eingezeichnete Curve nimmt etwa 3 cm über der Sohle ihren Höchstwerth an, läßt also vielleicht auf das Vorhandensein einer ruhenden Wasserschicht von etwa 3 cm Stärke auf der Sohle schließen. Weit aus die Mehrzahl der verwandten Messungen ist bei niedrigen Wasserständen angestellt, bei denen die Größe der Sinkstoff-

bewegung nur gering ist. Je höher der Wasserstand ist, je größer die Bewegung der Sohle ist, desto tiefer liegt auch im allgemeinen die wagerechte Achse der logarithmischen Linie, wenn sie auch über 0,20 m nur selten hinausgeht. Es bestätigt sich also die Annahme, daß die wagerechte Achse der logarithmischen Linie im allgemeinen in der Höhe der Flußsohle liegt, und daß die Geschwindigkeit an

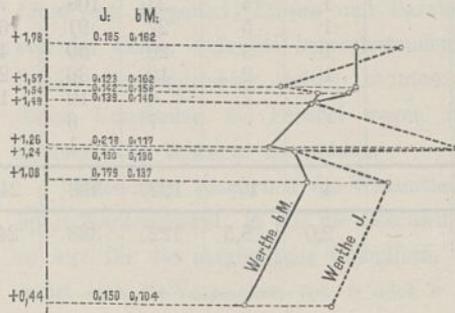


Abb. 2. Mefsstelle am Bartelswerder.

der Sohle selbst gleich Null ist. Allerdings wächst die Größe der Geschwindigkeit von dieser Achse ab so schnell, daß bereits wenige Centimeter über derselben Geschwindigkeiten herrschen, die eine Sinkstoffbewegung hervorzurufen wohl geeignet sind. Durch die unregelmäßige Form der Flußsohle ist überdies hinreichend dafür gesorgt, daß der Parallelismus der Schichten gestört und die Richtung der Strömung bald nach oben, bald nach unten hin abgelenkt wird.

Als allgemeine Grundform reicht also die Gleichung $y = a + b \log x$ aus, und nur in besonderen Einzelfällen wird mit Rücksicht auf den Umstand, daß bei der Messung nicht die allgemeine mittlere Lage der Flußsohle, sondern nur die Lage eines einzelnen Punktes ermittelt wird, die erweiterte Form

$$y = a + b \cdot \log (x + c)$$

notwendig werden.

f) Der Werth a der Gleichung $y = a + bM \cdot \ln (x + c)$.

Der Werth a der Gleichung $y = a + bM \cdot \ln (x + c)$ läßt sich bezeichnen als diejenige Geschwindigkeit, die im Abstände 1 von der Sohle herrscht. Bei derselben Wassertiefe ist diese Geschwindigkeit größer bei stärkerem als bei schwächerem Gefälle. Bei demselben Gefälle wächst sie mit zu-

Der Werth c in der Gleichung $y = a + bM \cdot \ln(x + c)$.

Wassertiefe t m	Anzahl der Lothrechten Z , für die der Werth c sich berechnete in Metern zu													Bemerkungen
	über -0,60	-0,40 bis -0,59	-0,20 bis -0,39	-0,10 bis -0,19	0 bis -0,09	0 bis +0,09	+0,10 bis +0,19	+0,20 bis +0,39	+0,40 bis +0,59	+0,60 bis +0,79	+0,80 bis +0,99	+1,00 bis +1,99	über +2,00	
0 bis 0,99	.	.	1	16	22	17	4	4	3	2	.	4	5	
1,0 bis 1,99	.	1	4	34	108	74	39	34	22	9	6	9	14	
2,0 bis 2,99	.	1	5	27	91	61	24	39	18	4	11	12	3	
3,0 bis 3,99	.	1	3	20	50	46	18	30	19	10	6	6	4	
4,0 bis 4,99	.	1	2	12	36	25	21	22	6	5	3	7	7	
5,0 bis 5,99	.	.	2	6	19	11	5	15	3	5	4	6	3	
6,0 bis 6,99	.	.	.	7	6	7	3	4	3	2	.	1	.	
7,0 bis 7,99	1	3	.	3	1	1	1	2	2	
Zusammen	.	4	17	122	333	244	114	151	75	38	31	47	38	
Auf je 0,1 m ist $Z =$.	2,0	8,5	122	333	244	114	75,5	37,5	19,0	15,5	4,7	3,8	

nehmender Tiefe. Vorwiegend scheint die Gröfse des Werthes a daher von der Gröfse der Wassertiefe und des Gefälles abhängig zu sein.

Doch auch in demselben Querschnitt unterliegt die Gröfse a gewissen Schwankungen, die auf eine Einwirkung des Ufers hinweisen. Auch bei annähernd wagerechter Sohlenlage wächst sie mit der Entfernung von dem einen Ufer bis zu einem Höchstwerthe an, um im Bereiche des gegenüberliegenden Ufers der Annäherung entsprechend wieder abzunehmen.

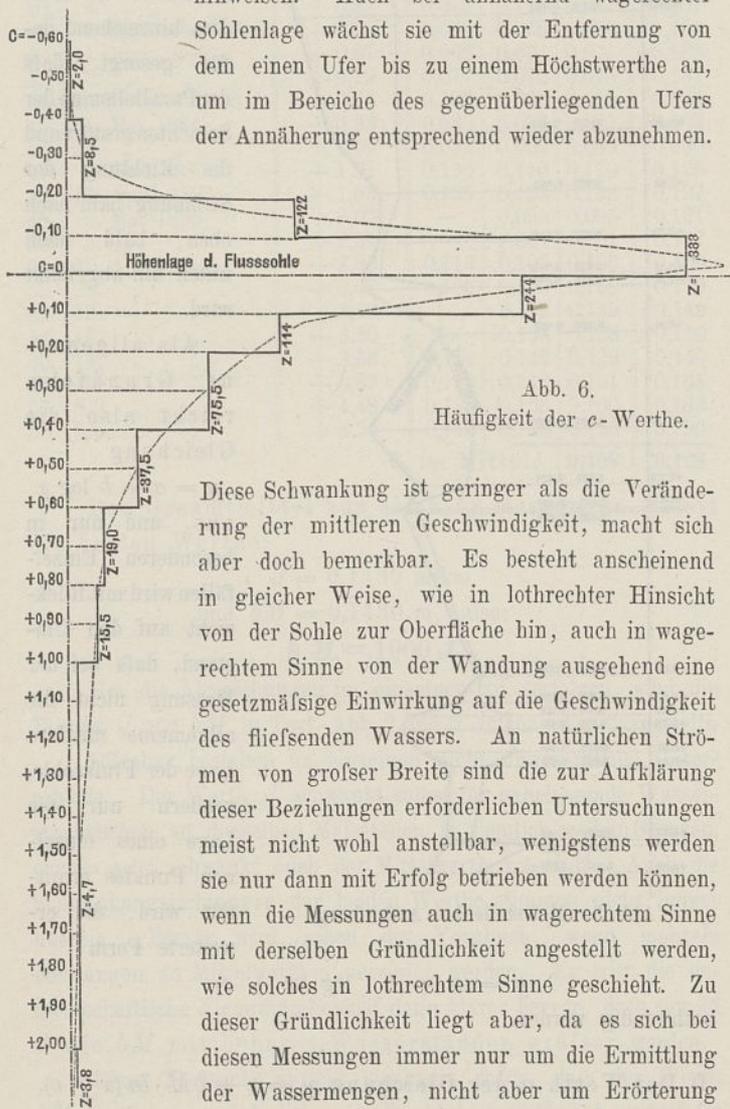


Abb. 6.
Häufigkeit der c -Werthe.

Diese Schwankung ist geringer als die Veränderung der mittleren Geschwindigkeit, macht sich aber doch bemerkbar. Es besteht anscheinend in gleicher Weise, wie in lothrechter Hinsicht von der Sohle zur Oberfläche hin, auch in wagerechtem Sinne von der Wandung ausgehend eine gesetzmäßige Einwirkung auf die Geschwindigkeit des fließenden Wassers. An natürlichen Strömen von großer Breite sind die zur Aufklärung dieser Beziehungen erforderlichen Untersuchungen meist nicht wohl anstellbar, wenigstens werden sie nur dann mit Erfolg betrieben werden können, wenn die Messungen auch in wagerechtem Sinne mit derselben Gründlichkeit angestellt werden, wie solches in lothrechtem Sinne geschieht. Zu dieser Gründlichkeit liegt aber, da es sich bei diesen Messungen immer nur um die Ermittlung der Wassermengen, nicht aber um Erörterung allgemeiner wissenschaftlicher Fragen handelt, ein unmittelbarer Anlaß nicht vor. Nur vereinzelt werden auch für die Beantwortung der Frage, in welcher Weise die Geschwindigkeit in wagerechtem Sinne sich verändert, einzelne Anhaltspunkte gewonnen.

g) Lage der Isotacheen.

Unter diesen Punkten ist die Lage der Isotacheen am wichtigsten. Aus den Beobachtungen läßt sich die Lage der Linien gleicher Geschwindigkeit im Querschnitt ohne große Mühe verzeichnen. Ist das Gesetz, nach dem die Geschwindigkeiten in lothrechter Hinsicht sich ändern, bekannt, so geben die Richtungen, in denen die Linien gleicher Geschwindigkeiten verlaufen, einen Hinweis auf das in wagerechtem Sinne waltende Gesetz. Wäre die Uebertragung der Einwirkungen, die das Ufer in wagerechtem Sinne ausübt, von derselben Natur, wie solche von der Sohle aus in lothrechter Hinsicht erwiesen ist, sodafs auch hier die logarithmische Linie zuträfe, so würde, wenn wir den Abstand eines Punktes vom Ufer mit x bezeichnen,

$$\frac{dy}{dx} = \frac{\beta M}{x},$$

während

$$\frac{dy}{dx} = \frac{bM}{x} \text{ ist.}$$

Für zwei benachbarte Punkte derselben Linie gleicher Geschwindigkeit muß sein

$$dx \cdot \frac{dy}{dx} - \frac{dy}{dx} dx = 0,$$

oder

$$\frac{\beta M}{x} \cdot dx - \frac{bM}{x} dx = 0.$$

Die Differentialgleichung der Linien gleicher Geschwindigkeit lautete also:

$$\frac{dx}{dx} = \frac{\beta \cdot x}{b \cdot x}.$$

Für den Fall, dafs $\beta = b$ wäre, würde die Tangente an die Linie gleicher Geschwindigkeit der Neigung der Sohle parallel laufen, da $\frac{dx}{dx} = \frac{x}{x}$ wäre. Für einen gegebenen Querschnitt von bestimmter Form würden sich die Linien gleicher Geschwindigkeit rechnerisch leicht ermitteln lassen. In der Wirklichkeit scheint aber im allgemeinen β nicht gleich b zu sein, denn selbst in geraden Stromstrecken trifft die Eigenschaft, dafs die Tangente an die Linien gleicher Geschwindigkeit für einen bestimmten Punkt gleich ist dem Abstand des Punktes von der Sohle dividirt durch den Abstand vom Ufer nicht zu. Meistens ist der Winkel mit der Wagerechten größer, als er sich hiernach ergibt.

Noch ungünstiger wird dieses Verhältnifs, wenn angenommen würde, daß nicht nur ein Ufer, sondern vielmehr beide Ufer sich in ganzer Strombreite geltend machten. Es wäre dann

$$\frac{dy}{dx} = \frac{\beta M}{x_r} - \frac{\gamma M}{x_l}$$

oder

$$\frac{dx}{dz} = \left(\frac{\gamma}{x_l} - \frac{\beta}{x_r} \right) \cdot \frac{b}{x}$$

also für

$$\beta = \gamma = b$$

$$\frac{dx}{dz} = \frac{x}{x_l} - \frac{x}{x_r}$$

Allerdings würde für $x_l = x_r$ die Tangente an die Linie gleicher Geschwindigkeit gleich Null, die Richtung der Linie also waagrecht, aber im allgemeinen würde $\frac{dx}{dz}$ kleiner als $\frac{x}{z}$ und nicht, wie es in Wirklichkeit der Fall ist, größer.

Bei Beginn der Untersuchungen, die nachstehend über den Einfluß des Eisstandes auf die Bewegung des Wassers mitgeteilt werden sollen, hoffte ich, daß sich hier ein klares Schlufsergebnis finden lassen würde, das in weiterer Ausdehnung auf die Bewegung des Wassers in geschlossenen Röhren eine Verwendung der über die Geschwindigkeit in Röhren angestellten Versuche und gewonnenen Beobachtungen gestatten würde; denn ein mit fester Eisdecke belegter Strom ist nichts anderes als eine große geschlossene Röhrenleitung. Für die Werthe von bM und a hoffte ich dann weitere Grenzen zu erhalten, als dies durch die Beobachtungen an der Elbe möglich war. Die Ergebnisse, zu denen ich gelangte, sind auch ziemlich einfach und übersichtlich; aber sei es, daß die Versuche, die auf Anregung des Verbandes deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine angestellt worden sind, zu verschiedenartig sind, sei es, daß die Uebertragung der Annahmen auf diese Verhältnisse nicht zugänglich war, ich erhielt für die Werthe a und bM aus diesen Untersuchungen nicht das erwartete Ergebnis. Vielleicht bietet sich am Schlusse der beabsichtigten Mittheilungen Gelegenheit, auf diese Versuche zurückzukommen. Jedenfalls darf hier nochmals hervorgehoben werden, daß der Werth a nur für jede einzelne Lothrechte als unveränderlich gelten darf, im allgemeinen aber anscheinend wieder in mindestens zwei Theile zerlegt werden muß, deren einer sich aus dem Gefälle und der Tiefe, deren anderer sich aus dem Abstände vom Ufer herleitet.

h) Frühere Ergebnisse.

Wenn wir zum Schlusse dieser einleitenden Bemerkungen fragen, warum die früheren Beobachtungen für die Geschwindigkeitsscala fast durchweg auf parabolische Gleichungsformen zu führen vermöchten, so läßt sich die Ursache vielleicht darauf zurückführen, daß in früherer Zeit keine Beobachtungen in unmittelbarer Nähe der Sohle angestellt waren und mit den benutzten Meßgeräthen auch nicht gut angestellt werden konnten. Den Ausgangspunkt für die Bemessung der Höhenabstände, in denen die einzelnen Geschwindigkeiten gemessen wurden, bildete der Wasserspiegel. Von dieser Achse ausgehend wurde meist in Abständen von je 1 Fuß bis zur Sohle hin die Geschwindigkeit gemessen. Es wurden ferner meistens hydrometrische Flügel mit großem Durchmesser angewandt, die eine wesentliche Annäherung an die Sohle nicht gestatteten. Die Geschwindigkeit, die am tiefsten unter dem Wasserspiegel lag, blieb von der Sohle bald mehr, bald

weniger, meist aber mehr als 1 Fuß weit entfernt. Wo diese Entfernung einmal besonders gering wurde, blieb es zwar meist nicht aus, daß sich vereinzelt auffallend geringe Geschwindigkeiten ergaben, aber diese Ausnahmen konnten das Ergebnis der übrigen Beobachtungen nur in dem Sinne beeinflussen, daß sie selbst als unwahrscheinlich angesehen und als Messungsfehler ausgeschieden wurden. Wird aber von den Beobachtungen an der Sohle abgesehen, so bleibt zwischen der logarithmischen Linie, der Hyperbel, Ellipse und Parabel eine solche Aehnlichkeit der Form, daß die hervortretenden Abweichungen als zulässige Messungsfehler gelten konnten. Es lag nahe, unter diesen Umständen die Parabel wegen ihrer vielen Vorzüge in rechnerischer Hinsicht zu wählen.

Bezeichnet nämlich t die Wassertiefe und ξ diejenige Tiefe unter Wasserspiegel, in der die Geschwindigkeit gemessen wurde, so war für die parabolische Grundform $v = a + b \cdot \xi + c \cdot \xi^2$, wobei sich die Vorzeichen von b oder c je nach der Achsenlage der Parabel positiv oder negativ ergeben konnten. Für die logarithmische Linie würde bei Annahme des Wasserspiegels als Coordinatenachse die Gleichung lauten

$$v = A + B \cdot \log(t - \xi),$$

oder wenn wir diese Gleichung umwandeln in

$$v = (A + B \cdot \log t) + B \cdot \log \left(1 - \frac{\xi}{t} \right)$$

und das letzte Glied dieser Gleichung in eine Reihe verwandeln, während der Ausdruck $(A + B \cdot \log t)$ durch die Unveränderliche C bezeichnet wird, so erhalten wir

$$v = C - \frac{B\xi}{t} - \frac{B}{2} \cdot \left(\frac{\xi}{t} \right)^2 - \frac{B}{3} \cdot \left(\frac{\xi}{t} \right)^3 - \frac{B}{4} \cdot \left(\frac{\xi}{t} \right)^4 \dots$$

Der Werth $\frac{\xi}{t}$ ist dabei immer ein echter Bruch. Je kleiner dieser Bruch ist, desto eher wird es möglich, die dritte und fernere Potenzen als unerheblich fortzulassen und den Ausdruck für v auf eine parabolische Form zu beschränken. Es wird dann der Werth a der Parabel gleich C d. h. gleich $A + B \cdot \log t$ der logarithmischen Linie,

$$b = -\frac{B}{t} \quad \text{und} \quad c = -\frac{B}{2t^2}$$

Thatsächlich war nun der Werth $\frac{\xi}{t}$ bei den früheren Messungen meistens ein nur kleiner Bruch, da es nicht möglich war, in unmittelbarer Nähe der Sohle zu messen.

Bei den wichtigsten Untersuchungen, die in früherer Zeit angestellt wurden und für die Parabeltheorie die Hauptgrundlage bildeten, bei den Messungen am Mississippi, war ferner aber auch der Werth B sehr klein, sodafs doppelter Anlaß vorlag, die Glieder mit höheren Potenzen fortzulassen. Der Werth B hängt nämlich nach obigen Ausführungen mit dem Gefälle zusammen und muß bei dem schwachen Gefälle des Mississippi auch sehr kleine Größen angenommen haben. Alle diese Umstände wirkten darauf hin, daß nicht die Abnahme der Geschwindigkeiten in der Nähe der Sohle, sondern vielmehr nur die Veränderung der Geschwindigkeiten in der Nähe des Wasserspiegels untersucht werden konnte, und dafür lieferte die parabolische Grundform, da $\frac{\xi}{t}$ sehr klein und auch B klein war, einen hinreichenden Grad von Genauigkeit.

Störend bleibt nur noch das Ergebnis der früheren Messungen, daß in den oberen Wasserschichten nahe dem Wasser-

spiegel die Geschwindigkeit geringer sein soll als in tiefer gelegenen Schichten. Nach den Messungen am Mississippi soll die größte Geschwindigkeit in einem Drittel der Wassertiefe unter dem Wasserspiegel liegen. Die Ursachen dieser falschen Ergebnisse müssen zum Theil ebenfalls auf das geringe Längengefälle, zum Theil auf den Stau der Mefskähne, zum Theil auf die angewandte Rechnungsweise geschoben werden.

Je geringer das Längengefälle des Stromes ist und je größer die Tiefe, desto schwächer ist die Abnahme der Geschwindigkeit in den oberen Wasserschichten, da

$$\frac{dv}{dx} = \frac{bM}{x}$$

ist. Für den Mississippi bei Columbus wäre

$$\frac{dv}{dx} = \frac{bM}{x} = \frac{1000 \cdot J}{x} = \frac{0,04365}{19,7} = 0,0022 \text{ m}$$

oder bei Carrollton

$$\frac{dv}{dx} = \frac{0,00342}{22,4} = 0,00015 \text{ m}$$

d. h. 2,2 bzw. 0,15 mm auf je 1 m Höhe. Selbst bei einem Gefälle von 1 : 20000 und 10 m Wassertiefe würde die Geschwindigkeit in der Nähe des Wasserspiegels auf 1 m Höhe nur um 5 mm sich ändern. Dieser Geschwindigkeitsunterschied ist so gering, daß er durch Wind und Wellenschlag, durch den Einfluß der vorüberfahrenden Schiffe, durch verankerte Kähne, insbesondere durch den Einfluß der zur Beobachtung der Geschwindigkeiten dienenden Mefskähne vollständig verdeckt und aufgehoben werden kann.

Der Einfluß, den die Mefskähne auf die Strömung ausüben, ist zwar an sich wohl nicht groß, aber da er in seiner Größe abhängt von der Größe der wirklichen Geschwindigkeit, nicht aber von der Größe der Geschwindigkeitsabnahme, so kann er bei großer Tiefe, wo die Geschwindigkeit selbst besonders erheblich ist, und bei schwachem Längengefälle, wo die Geschwindigkeitsabnahme besonders gering ist, wohl merkbar werden. Bei den neueren Messungen am Rhein machte sich die Stauwirkung der Kähne mitunter so sehr merkbar, daß die Oberflächengeschwindigkeiten von einem besonderen Ausleger aus oberhalb der Kähne gemessen werden mußten. Nicht so stark spürbar war dieser Einfluß an der Elbe, wenn ich auch hier überzeugt bin, daß der Unterschied, der in der früheren Abhandlung in der Nähe der Oberfläche noch zwischen Messung und Rechnung bei Zugrundelegung der logarithmischen Linie verblieb und bei allen Gruppen denselben Charakter zeigte, zum Theil auf den Einfluß der Kähne zurückzuführen ist. Zum Theil wird allerdings auch der Umstand dabei wirksam sein, daß keine Auswahl unter den einzelnen Lothrechten vorgenommen wurde, sodafs manche Lothrechten in den Zusammenstellungen vorhanden sind, die infolge besonderer Verhältnisse eine starke Abnahme der Geschwindigkeiten in den oberen Wasserschichten zeigten und zeigen mußten.

Die angewandte Rechnungsweise endlich war insofern für die sich ergebende Abnahme der Geschwindigkeiten in den oberen Wasserschichten von Belang, als die Forderung einer Ausgleichung der Beobachtungsfehler nach dem Gesetze der kleinsten Quadrate dazu führen mußte, den Scheitel unter Wasser anzunehmen. Auch in den Ergebnissen der früheren Abhandlung in der Zeitschrift für Bauwesen vom Jahre 1893 liegt bei sämtlichen Parabeln mit wagerechter Achse der Scheitel der Parabel

unter Wasser. Bei einzelnen Gruppen rückt der Scheitel sogar so tief unter Wasser, daß eine Bestätigung des alten Mafses von $\frac{1}{3}$ darin gefunden werden könnte, wenn die Curve durchaus eine Parabel sein müßte.

B. Geschwindigkeit des Wassers bei vereinzeltten Bewegungshindernissen an der Oberfläche.

Zum Theil sind die Ursachen einer Geschwindigkeitsabnahme in den oberen Wasserschichten aber in bestimmten örtlichen Verhältnissen gegeben, und ich habe für die nachfolgenden Betrachtungen einige besondere Aufgaben gewählt, in denen die Art und Weise, wie die Geschwindigkeit des fließenden Wassers von der Oberfläche des Wassers aus beeinflusst wird, untersucht werden soll.

1. Die Lothrechte VI bei Magdeburg.

Schon am Schlusse der vorigen Abhandlung über die Einwirkung der Flußsohle auf die Geschwindigkeit des fließenden Wassers war hervorgehoben worden, daß unmittelbar unterhalb der im Strome auf Prahmen schwimmend verankerten Badeanlage bei Magdeburg eine auffallende Verzögerung der Geschwindigkeiten in den oberen Wasserschichten bemerkt worden war, obwohl das Ufer noch in ziemlich weiter Entfernung lag. Die Verzögerung trat nicht nur bei einer einzelnen Messung, sondern bei den verschiedensten Wasserständen von + 3,40 bis + 5,02 am Pegel in Magdeburg, bei denen acht verschiedene Messungen angestellt wurden, gleich klar hervor. Die Ursache dieser abweichenden Erscheinung kann nicht in der Stauwirkung der Mefskähne begründet sein, da diese Eigenthümlichkeit sich dann auch bei den anderen Lothrechten hätte zeigen müssen, sondern die Lage der Lothrechten VI weist unzweifelhaft darauf hin, daß hier die etwa 100 m oberhalb gelegene Badeanstalt die Veranlassung bot. Der Verlauf der Geschwindigkeitscurven war dabei trotzdem ein so regelmäßiger, daß sich die Betrachtung dieser Lothrechten an der Hand der Messungen vom 10. bis 20. September 1890 in erster Linie empfiehlt. Die angestellten Beobachtungen und ihre Ergebnisse waren die folgenden:

Lothrechte VI bei Magdeburg,

115 m vom linken, 20 m vom rechten Ufer entfernt.

Höhe über der Sohle m	Beobachtete Geschwindigkeit in mm bei							
	+ 5,02 M.P.	+ 4,85 M.P.	+ 4,59 M.P.	+ 3,97 M.P.	+ 3,77 M.P.	+ 3,60 M.P.	+ 3,40 M.P.	+ 3,13 M.P.
0,15	943	905	859	666	565	609	533	548
0,30	1080	1015	927	720	653	633	663	592
0,60	1100	1078	1035	815	736	776	759	682
1,00	1188	1145	1070	888	766	810	795	741
1,50	1315	.	1153	.	883	888	.	.
2,00	1320	1263	1163	972	859	898	864	849
2,50	1350	.	1128	.	888	834	.	.
3,00	1353	1270	1172	994	898	927	847	874
3,50	1375	.	1158	.	903	913	.	.
4,00	1365	1243	1153	1014	888	883	855	842
4,50	1365	.	1123	1009	(918)	(883)	(847)	.
5,00	1363	1233	(1123)
5,50	1358	1233
6,00	(1325)
Tiefe t =	5,85	5,60	5,00	4,70	4,40	4,50	4,30	4,10

Die Geschwindigkeiten sind wie früher in Millimetern angegeben, die größten Geschwindigkeiten sind durch fetten Druck, die Geschwindigkeiten 15 cm unter dem Wasserspiegel durch Klammern kenntlich gemacht. Werden diese Beobachtungen durch

Mittelung einerseits im ganzen zusammengefasst, anderseits in zwei Gruppen, je nachdem die Wassertiefe 4,10 bis 4,70 oder 5,0 bis 5,85 m betrug, so erhält man die folgenden Mittelwerthe der Lothrechten VI.

Höhe x über der Sohle m	Geschwindigkeiten in mm		
	Gesamt- mittelwerth	Gruppe I $t = 4-5$ m	Gruppe II $t = 5-6$ m
	mm	mm	mm
0,15	704	584	902
0,30	785	652	1007
0,60	873	754	1071
1,00	925	800	1134
2,00	1024	888	1249
3,00	1042	908	1265
4,00	1030	896	1254
5,00	.	.	1240
Zahl d. Lothrechten	8	5	3

Fassen wir zunächst die Gesamtmittelwerthe aller Beobachtungen ins Auge und vergleichen diese Werthe mit denjenigen Gröfßen y , die sich rechnerisch auf Grund der in der früheren Abhandlung für den unbehinderten Strom bei Magdeburg hergeleiteten allgemeinen Grundgleichung

$$y = 1,0669 + 0,5804 \log(x + 0,2136)$$

ergeben, so fällt auf, dafs die Gröfße der zwischen Beobachtung und Rechnung verbleibenden Unterschiede mit der Höhe über der Sohle geradlinig wächst, oder in allgemeinen Worten, dafs die Abnahme der Geschwindigkeiten, die durch ein an der Oberfläche bestehendes Hindernifs hervorgerufen wird, ihren höchsten Werth in der Oberfläche des Wassers erreicht, von hier aus nach der Sohle zu aber proportional der Tiefe geringer wird. Besonders deutlich tritt dies in der zeichnerischen Darstellung hervor, die in Abb. 1 Bl. 36 gegeben ist. Die gerade Linie, die sich den Unterschieden am besten anschliesst, lautet:

$$u = 0,0987 + 0,0747 \cdot x,$$

und die hieraus berechneten Unterschiede lassen sich mit den der Beobachtung gegenüber sich ergebenden Unterschieden in Vergleich stellen.

Höhe x über der Sohle m	Geschwindigkeit		Unterschied		Abweichung der Unterschiede	
	nach der Messung mm	nach der Rechnung mm	der Messung mm	be- rechnet mm	+	-
0,15	704	812	108	110	2	.
0,30	785	899	114	121	7	.
0,60	873	1015	142	143	1	.
1,00	925	1116	191	173	.	18
2,00	1024	1267	243	248	5	.
3,00	1042	1361	319	323	4	.
4,00	1030	1429	399	397	.	2
mittlerer Fehler					= 9 mm	

Der mittlere Fehler zwischen Beobachtung und Rechnung betrüge nur 9 mm, was bei nur acht zu Grunde liegenden Messungen als grofse Genauigkeit gelten darf. Die Gleichung für die Lothrechte VI müfste, um der Beobachtung zu entsprechen, aufer der Unveränderlichen a und dem logarithmischen Gliede auf der rechten Seite noch ein Glied mit x enthalten und könnte aus den beiden vorentwickelten Gleichungen zusammengesetzt lauten:

$$y_1 = y - u = 1,0669 + 0,5804 \log(x + 0,2136) - (0,0987 + 0,0747x)$$

oder $y_1 = 0,9682 - 0,0747 \cdot x + 0,5804 \log(x + 0,2136)$.

Die allgemeine Grundgleichung $y = a + b \log x$, die für den freien Strom als zutreffend nachgewiesen war, würde durch Hinzufügung eines Gliedes mit x befähigt, den Bedingungen, die in der Lothrechten VI herrschen und im allgemeinen aus einer Behinderung der Strömung an der Oberfläche herrühren, zu entsprechen.

Es könnte die Frage auftauchen, ob nicht allgemein die Hinzufügung eines Gliedes mit x angezeigt erscheinen möchte. Gehen wir nämlich den Weg, der in der früheren Abhandlung eingeschlagen war und zu dem Grundgesetze führte, dafs

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{bM}{x^2}$$

sei, rückwärts, indem wir aus dieser Grundgleichung durch Integration die Gleichungen für $\frac{dy}{dx}$ und y herleiten, so erhalten wir:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{bM}{x} + D$$

und

$$y = A + D \cdot x + bM \cdot \ln x.$$

Die allgemeine Gleichung für y würde also eigentlich immer ein Glied mit x enthalten müssen, und nur unter besonderen Bedingungen könnte dieses Glied zum Fortfall gelangen. Diese Bedingungen würde man dahin ausdrücken können, dafs

der Werth D in der Gleichung $\frac{dy}{dx} = \frac{bM}{x} + D$ gleich Null werden müfste. Es würde dies möglich sein, wenn für $x = 0$ der Werth $\frac{dy}{dx} = \infty$ wird, wenn also die Geschwindigkeitsscala sich asymptotisch an die Sohle anschliesst. Allerdings würde daraus

folgern, dafs für $x = t$, d. h. an der Oberfläche $\frac{dy}{dx} = \frac{bM}{t}$ sein müfste. Diese letztere Folgerung stände mit den Annahmen, die meistens in theoretischen Erörterungen aus der Annahme des Gleichgewichtszustandes in der Oberfläche hergeleitet werden, in

Widerspruch, da hier bisher allgemein $\frac{dy}{dx} = 0$ für $x = t$ zu Grunde gelegt wurde.

Wenn wir indes zur Betrachtung der Lothrechten VI zurückkehren und nach Erörterung der Gesamtmittelwerthe nun die beiden Einzelgruppen betrachten, so gestaltet sich bei der Gruppe I unter Zugrundelegung der Gleichung:

$$y = 0,8331 - 0,032x + 0,3255 \log(x + 0,036)$$

der Vergleich zwischen Messung und Rechnung folgendermassen:

Lothrechte VI, Gruppe I.

Höhe x über der Sohle m	Geschwindigkeit		Abweichung		Bemerkungen
	gemessen mm	berechnet mm	+	-	
0,15	584	591	7	.	
0,30	652	669	17	.	
0,60	754	750	.	4	
1,00	800	806	6	.	
2,00	888	870	.	18	
3,00	908	894	.	14	
4,00	896	902	6	.	
mittlerer Fehler					= 15 mm

Die Genauigkeit der einzelnen Beobachtung stellt sich dabei, da die Mittelwerthe aus fünf Einzelwerthen abgeleitet wurden, auf $15 \cdot \sqrt{5} = 34$ mm. Die zeichnerische Darstellung ist in Abb. 2 Bl. 36 beigegeben.

Für Gruppe II der Lothrechten VI stellt sich bei Annahme der Gleichung

$$y = 1,1751 - 0,0379 \cdot x + 0,3808 \log(x + 0,066)$$

der Vergleich zwischen Messung und Rechnung wie folgt:

Gruppe II der Lothrechten VI.

Höhe x über der Sohle m	Geschwindigkeit		Abweichung		Bemerkungen
	gemessen mm	berechnet mm	+	-	
0,15	902	916	14	.	
0,30	1007	998	.	9	
0,60	1071	1085	14	.	
1,00	1134	1148	14	.	
2,00	1249	1219	.	30	
3,00	1265	1247	.	18	
4,00	1254	1255	1	.	
5,00	1240	1254	14	.	
mittlerer Fehler		= 20 mm			

Die Genauigkeit der einzelnen Beobachtung ist $20 \cdot \sqrt{3} = 34$ mm, also ebenso groß wie in Gruppe I. Die zeichnerische Darstellung ist in Abb. 3 Bl. 36 erfolgt.

2. Die Lothrechte II bei Magdeburg.

Ein weiteres Beispiel bietet für diese Untersuchungen die Lothrechte II der Messung bei Magdeburg vom 16. September 1890. Während der Messung dieser Lothrechten, die 35 m vom linken und 105 m vom rechten Ufer entfernt lag, war der Strom oberhalb der Mefsstelle mit Schiffen belegt, so daß die oberen Wasserschichten ebenfalls eine Behinderung erlitten. Während alle übrigen Messungen dieser Lothrechten eine regelmäßige Zunahme der Geschwindigkeiten von der Sohle bis zur Oberfläche hin erkennen lassen, ist bei der Messung am 16. September 1890 die Form der Geschwindigkeitsscala vollständig umgewandelt. Bei Anwendung der Gleichung:

$$y = 1,3115 - 0,0647 \cdot x + 0,5207 \log(x + 0,06)$$

nimmt der Vergleich zwischen Messung und Rechnung folgende Gestalt an:

Lothrechte II.

Höhe x über der Sohle m	Geschwindigkeit		Abweichung		Bemerkungen
	gemessen mm	berechnet mm	+	-	
0,15	935	949	14	.	
0,30	1060	1062	2	.	
0,60	1175	1179	4	.	
1,00	1246	1260	14	.	
2,00	1366	1346	.	20	
3,00	1398	1371	.	27	
4,00	1373	1370	.	3	
5,00	1349	1355	.	6	
5,50	1329	1343	14	.	
mittlerer Fehler		= 17 mm			

Die zeichnerische Darstellung der Ergebnisse ist in Abb. 4 Bl. 36 erfolgt.

3. Lothrechte IV bei Torgau.

Als weiteres Beispiel mag noch die am 12. Mai 1884 bei Torgau gemessene Lothrechte IV betrachtet werden, die 28 m vom linken und 95 m vom rechten Ufer entfernt lag. Oberhalb der Lothrechten war während der Messung ein über 100 m langes Holzfloß im Strome verankert. Die Gleichung dieser Lothrechten würde lauten:

$$y = 1,3596 - 0,2322 \cdot x + 0,7065 \log(x + 0,09)$$

und der Vergleich zwischen Messung und Rechnung wie folgt:

Lothrechte IV.

Höhe x über der Sohle m	Geschwindigkeit		Abweichung		Bemerkungen
	gemessen mm	berechnet mm	+	-	
0,15	896	890	.	6	
0,30	982	1003	21	.	
0,60	1110	1107	.	3	
1,00	1188	1154	.	34	
1,50	1174	1154	.	20	
2,00	1118	1122	4	.	
2,40	1039	1082	43	.	
2,63	1062	1057	.	5	
mittlerer Fehler		= 24 mm			

Die zeichnerische Darstellung der Ergebnisse zeigt Abb. 5 Blatt 36.

Eine Betrachtung der bisherigen Ergebnisse an der Hand der zeichnerischen Darstellung drängt nun offenbar zu Bedenken hin. Die mittleren Fehler, die sich ergaben, sind von Beispiel zu Beispiel gewachsen und haben zu Werthen geführt, die das gewöhnliche Maß überschreiten. Vor allem aber nimmt die Art der Abweichung in allen Beispielen eine so eigenthümliche Form an, daß die Richtigkeit der rechnerischen Grundlagen in Zweifel gezogen werden muß. Eine Prüfung der Einzelheiten führte dahin, daß es fehlerhaft war anzunehmen, die Wirkung einer Beeinflussung der oberen Wasserschichten reiche unter allen Umständen bis zur Sohle hinab. Die Uebereinstimmung zwischen Messung und Rechnung wird viel günstiger, wie nachstehend gezeigt werden soll, wenn eine Beschränkung des Wirkungsbereiches angenommen wird.

Ich hätte diese Beschränkung von vornherein einführen können, aber es schien mir nicht ohne Werth, nachzuweisen, daß thatsächlich die beschränkte Wirksamkeit der bisherigen allgemeinen Annahme vorgezogen werden muß. Es ist die Erkenntnis nicht unwichtig, daß die Wirkung einer Kraft, wenn sie von der Oberfläche ausgeht, im Wasser nicht asymptotisch verläuft und sich nicht nothwendiger Weise bis zur Sohle hin spürbar macht, da die Beobachtung uns umgekehrt zeigt, daß die Störungen, die der Geschwindigkeit in der Flußsohle begegnen, sich an der Oberfläche kenntlich machen. Einzelne hervorragende Steine auf der Sohle des Flusses werfen eine Spur ihrer Wirksamkeit bis zur Oberfläche hin. Die Fortpflanzung der Kraftwirkungen wäre in Richtung der Schwerkraft daher eine andere als ihr entgegengesetzt. Wenn wir nun annehmen, daß die Einwirkung der Flußsohle sich bis zur Oberfläche hin fortsetzt, die logarithmische Linie also in ganzer Höhe zu Grunde gelegt wird, während die Verzögerung der oberen Schichten allmählich geradlinig in begrenzter Tiefe auf Null abnimmt, so können wir diese Annahme in der Weise ausdrücken, daß wir die lothrechte Achse der logarithmischen Linie nur im unteren Theile, der von oben her keine Störung erleidet, lothrecht beibehalten; in ihrem oberen Theile, soweit die Einwirkung von der Oberfläche her sich erstreckt, aber geneigt annehmen. Die Achse würde also eine gebrochene Linie bilden. Um dies nachzuweisen, müssen wir die einzelnen Beispiele nochmals an der Hand dieser Annahmen prüfen.

4. Lothrechte IV bei Torgau mit gebrochener Achsenlage.

Im letztangeführten Beispiel der Lothrechten IV bei Torgau müßte an der Hand der zeichnerischen Darstellung der Knickpunkt ungefähr 1 m über der Sohle liegen. Für den Zweig der

Curve von Null bis 1,0 m über Sohle ergibt sich die logarithmische Gleichung

$$y = 1,1859 + 0,3618 \cdot \log x.$$

Die Abweichungen, die sich zwischen dieser logarithmischen Linie und der Beobachtung dann in Höhen von mehr als 1 m über Sohle ergeben, lassen sich ausdrücken durch die Gleichung

$$y_1 = -0,2131 + 0,1965 \cdot x.$$

Aus dieser letzteren Gleichung würde $y_1 = 0$ für $x = 1,084$ m. Der Knickpunkt der Achse läge also 1,084 m über der Sohle. Unterhalb dieses Punktes würde die logarithmische Linie allein zutreffen, oberhalb desselben eine Vereinigung beider Gleichungen

$$y - y_1 = 1,3990 - 0,1965 \cdot x + 0,3618 \log x.$$

Der Vergleich zwischen Messung und Rechnung ist folgender:

Höhe x über der Sohle m	Geschwindigkeit		Abweichung		Bemerkungen		
	gemessen mm	berechnet mm	+	-			
0,15	896	888	.	8	mittlerer Fehler = 12 mm		
0,30	982	997	15	.			
0,60	1110	1106	.	4	berechnete Verzögerung mm	Unterschied + -	
1,00	1188	1186	.	2			
1,50	1174	1250	76	.	82	6	.
2,00	1118	1295	177	.	180	3	.
2,40	1039	1324	295	.	259	.	36
2,63	1062	1338	276	.	304	28	.

Die Größe des mittleren Fehlers ist von 24 auf 12 mm zurückgegangen. Die Ergebnisse sind in der Abb. 6 Bl. 36 zeichnerisch veranschaulicht, und es leuchtet aus dieser Darstellung besonders die bessere Uebereinstimmung hervor, die bei dieser veränderten Grundlage zwischen Messung und Rechnung besteht.

5. Lothrechte II bei Magdeburg.

Wird die Lothrechte II bei Magdeburg von demselben Gesichtspunkte aus untersucht, so ergibt sich hier für den bis 2,0 m über Sohle hinaufreichenden Theil der Curve die Gleichung

$$y = 1,2524 + 0,3786 \log x.$$

Ueber 2 m lassen die zwischen dieser Gleichung und der Beobachtung bestehenden Abweichungen sich ausdrücken durch die Gleichung

$$y_1 = -0,1635 + 0,06675 \cdot x,$$

wobei sich der Knickpunkt der logarithmischen Achse aus der letzteren Gleichung für $y_1 = 0$ zu 2,45 m über der Sohle ergibt. In dieser Höhe läge die Grenze der Wirksamkeit der oberen Einflüsse. Der Vergleich zwischen Messung und Rechnung liefert dann das folgende Bild, das den früheren Ergebnissen weit überlegen ist.

Höhe x über der Sohle m	Geschwindigkeit		Abweichung		Bemerkungen		
	gemessen mm	berechnet mm	+	-			
0,15	935	941	6	.	mittlerer Fehler = 5 mm		
0,30	1060	1055	.	5			
0,60	1175	1168	.	7	berechnete Verzögerung mm	Unterschied + -	
1,00	1246	1252	6	.			
2,00	1366	1366	0
3,00	1398	1433	35	.	37	2	.
4,00	1373	1480	107	.	104	.	3
5,00	1349	1517	168	.	170	2	.
5,50	1329	1533	204	.	204	0	.

Der mittlere Fehler ist von 17 auf 5 mm zurückgegangen. Die zeichnerische Darstellung in Abb. 7 Bl. 36 zeigt, in wie auf-

fallender Weise die Rechnungsergebnisse sich den Beobachtungswerten anschmiegen.

6. Lothrechte VI bei Magdeburg.

Für Gruppe II der Lothrechten VI bei Magdeburg wird

$$y = 1,1523 + 0,2745 \log (x - 0,03)$$

und

$$y_1 = -0,1110 + 0,0430 \cdot x,$$

wobei für $y_1 = 0$ sich die Grenze der oberen Verzögerungen zu $x = 2,349$ m über der Sohle ergibt. Der Vergleich zwischen Messung und Rechnung, der in Abb. 8 Bl. 36 zeichnerisch dargestellt wurde, ist der folgende:

Höhe x über der Sohle m	Geschwindigkeit		Abweichung		Bemerkungen		
	gemessen mm	berechnet mm	+	-			
0,15	902	900	.	2	mittlerer Fehler = 13 mm		
0,30	1007	996	.	11			
0,60	1071	1085	14	.	berechnete Verzögerung mm	Unterschied + -	
1,00	1134	1149	15	.			
2,00	1249	1233	.	16	.	.	.
3,00	1265	1282	17	.	18	1	.
4,00	1254	1317	63	.	61	.	2
5,00	1240	1343	103	.	104	1	.

Für Gruppe I der Lothrechten VI bei Magdeburg wird

$$y = 0,798 + 0,2972 \log (x + 0,04)$$

und

$$y_1 = -0,113 + 0,049 \cdot x,$$

wobei die Grenze des Wirkungsbereichs sich für $y_1 = 0$ zu $x = 2,31$ m über der Sohle ergibt. Der Vergleich zwischen Messung und Rechnung, der in Abb. 9 Bl. 36 dargestellt ist, gestaltet sich wie folgt:

Höhe x über der Sohle m	Geschwindigkeit		Abweichung		Bemerkungen		
	gemessen mm	berechnet mm	+	-			
0,15	584	584	0	.	mittlerer Fehler = 9 mm		
0,30	652	659	7	.			
0,60	754	741	.	13	berechnete Verzögerung mm	Unterschied + -	
1,00	800	804	4	.			
2,00	888	890	2
3,00	908	942	34	.	34	.	.
4,00	896	979	83	.	83	.	.

Für die Gesamtmittelwerthe der Lothrechten VI bei Magdeburg wird

$$y = 0,9336 + 0,2816 \log x$$

und

$$y_1 = -0,11514 + 0,04704 \cdot x,$$

wobei die Wirkungsgrenze der Verzögerungen für $y_1 = 0$ bei $x = 2,448$ m über der Sohle liegt. Der in Abb. 10 Bl. 36 dargestellte Vergleich zwischen Messung und Rechnung ist der folgende:

Höhe x über der Sohle m	Geschwindigkeit		Abweichung		Bemerkungen		
	gemessen mm	berechnet mm	+	-			
0,15	704	701	.	3	mittlerer Fehler = 6 mm		
0,30	785	786	1	.			
0,60	873	871	.	2	berechnete Verzögerung mm	Unterschied + -	
1,00	925	934	9	.			
2,00	1024	1018	.	6	.	.	.
3,00	1042	1068	26	.	26	.	.
4,00	1030	1103	73	.	73	.	.

7. Lothrechte VI bei Schöna.

Zum Schlusse mag noch eine Lothrechte untersucht werden, die von der sächsischen Wasserbaudirection im hydrologischen Jahresbericht von der Elbe für 1893 Seite 104 als Lothrechte VI der Messung bei Schöna vom 30. Juli 1888 mit der Bemerkung veröffentlicht ist, dafs „die Flöfserie schon seit zwei Tagen vor, zwischen und unterhalb Verticale VI und VII und dem Lande hängt.“ Es berechnet sich

$$y = 0,8692 + 0,2691 \log(x - 0,09)$$

und

$$y_1 = -0,4088 + 0,2747 \cdot x,$$

wobei die Grenze der oberen Verzögerung für $y_1 = 0$ sich bei $x = 1,398$ m ergibt. Die Uebereinstimmung zwischen Messung und Rechnung erhellt aus der folgenden Zusammenstellung, die in Abb. 11 Bl. 36 zeichnerisch dargestellt ist.

Höhe x über der Sohle m	Geschwindigkeit		Abweichung		Bemerkungen		
	gemessen mm	berechnet mm	+	-			
0,15	538,8	540,4	1,6	.	mittlerer Fehler = 12 mm		
0,55	783,4	778,4	.	5,0			
0,85	837,5	837,1	.	0,4	berechnete Verzögerung mm		
1,16	873,2	877,1	3,9	.			
1,54	886,6	912,6	26,0	.	14,4	Unterschied + -	
1,91	844,7	939,2	94,5	.	116,0		
2,29	731,8	961,3	229,5	.	220,4	21,5	
2,67	654,2	980,0	325,8	.	324,8	.	9,1 1,0

Die Anzahl der Beispiele liefse sich noch weiter vermehren, da der Fall nicht gerade selten ist, dafs in der Oberfläche sich geringere Geschwindigkeiten ergeben als in der Tiefe, nur liegt die Ursache meist nicht so klar wie in den gewählten Fällen vor Augen. Sehr häufig tritt dieser Fall z. B. bei starkem Wind ein, der stromauf weht. Sind die Mefskähne dann nicht

auch am stromabgelegenen Ende durch Seitenanker festgelegt, so drückt der Wind die unteren Enden der Mefskähne zur Seite und zwar um so mehr, je stärker er ist und je mehr Fläche die unteren Enden ihm bieten. Diese Drehung der Mefskähne setzt sich so lange fort, bis die Stofskraft, die das strömende Wasser auf die querreibenden Kähne ausübt, der Kraft des Windes auf die Kähne und deren Aufbauten das Gleichgewicht hält. Auf diese Weise überträgt sich die Kraft des Windes auf den Strom und führt durch vermehrte Stauwirkung der Kähne eine merkbare Verzögerung der oberen Wasserschichten herbei. Wie aus vorstehenden Betrachtungen hervorgeht, verbleibt es dabei nicht bei einer Verzögerung der unmittelbar betroffenen Schichten, sondern die Wirkung wird durch die Cohäsion der Wassertheilchen bis in gröfsere Tiefen übertragen. Die Wirkung schwimmend verankerter Flöfse war bei Beispiel 7 bis auf 1,37 m, bei Beispiel 4 bis auf 1,70 m unter dem Wasserspiegel zu spüren. Es ist nicht meine Absicht, die Gröfse des Wirkungsfeldes hier allgemein zu erörtern, da es dazu umfassender Einzelversuche bedarf. Ebenso wenig vermag ich die Art und Weise, wie allmählich die Verzögerung der oberen Schichten sich wieder ausgleicht, je weiter das Wasser sich vom Orte der Störung entfernt, zu erörtern, ob etwa die Grenze des Wirkungsfeldes allmählich nach oben hinaufrückt, oder ob die Neigung der Achse sich nach und nach vermindert; auch hierzu bedürfte es besonderer Erhebungen. Das Ergebnifs der vorstehenden Betrachtungen kann aber dahin zusammengefafst werden, dafs die Wirkung einer einzelnen, die Geschwindigkeit an der Oberfläche verzögernden Kraft sich nur auf eine bestimmte Tiefe in der Art geltend macht, dafs in der Oberfläche die gröfste Verzögerung eintritt, und dafs die Gröfse der Verzögerung bis auf diese Tiefe geradlinig, also einfach proportional dem Abstände von der Oberfläche bis Null hin abnimmt.

(Schluss folgt.)