DIE BAUTECHNIK

15. Jahrgang BERLIN, 26. November 1937 Heft 51

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Frage der Ingenieurausbildung.

Von Min.-Rat Dr.-Ing. Artur Speck, Dresden.

Die Frage der Ausbildung zum technischen Beruf und der Ingenieurerziehung ist neuerdings durch die Sorge um den Nachwuchs wieder stark in den Vordergrund getreten und im Schrifttum behandelt worden. Als erstes fordert der Generalinspektor Dr. Todt in seinem Aufruf an die Jugend[1]) in München: „Als Ingenieur im Schiffbau, Maschinenbau, Luftschiffbau oder als Bauingenieur braucht er (der Mann der Technik) Raumgefühl wie ein Künstler". In gleicher Richtung gehen die Aufsätze der Professoren Dr. Bacher und Dr. Streck[2]). „Der wahre Ingenieur muß Gestalter sein, und diese Arbeit am Gestalten soll von Anfang an im Mittelpunkte der Erziehung stehen."

Wenn man nun die Ausbildung des jungen Ingenieurs in den letzten 40 Jahren betrachtet, muß man feststellen, daß es gerade an der Entwicklung des Raumgefühls und des Gestaltungstriebes recht gefehlt hat und trotz aller wirklichen und scheinbaren Verbesserungen das Ziel noch lange nicht erreicht ist. Es ist viel getan worden. Die Studienpläne an den Technischen Hochschulen sind den Anforderungen an die Gestaltungskraft der Studierenden angepaßt worden. Studienreisen, Besichtigungen, Modelle, vor allem auch Laboratorien haben dem Ingenieur die Werke der Ingenieurkunst nähergebracht. Und doch zeigen die Ergebnisse der verschiedenen Prüfungen und die ersten Jahre der Praxis bei einem nicht geringen Teil der Jungingenieure noch einen bedenklichen Mangel an Gestaltungswillen und Gestaltungsfähigkeit. Jeder, der seine eigene Ausbildung später nachprüft, wird zu dem gleichen Ergebnis kommen. Woran liegt das?

Wenn der angehende Ingenieur auf die Hochschule kommt, hat er auch heute noch mehrere Semester mit den theoretischen Grundlagen des Ingenieurberufs zu tun, das sind für den Bauingenieur — dessen Ausbildung ich im folgenden herausgreifen möchte — die rein mathematischen Fächer und die Grundlagen der technischen Mechanik, der Baustofflehre und der Statik der Baukonstruktionen. Später hört er zwar den planmäßigen Aufbau des Wasser-, Straßen-, Eisenbahn- und Brückenbaues und beginnt zu entwerfen, aber alles, ohne eine klare Vorstellung von der wirklichen Beschaffenheit der zu entwerfenden Bauwerke, von der Verbundenheit des Ingenieurbauwerks mit der Natur zu haben. Er lernt die Grundzüge und den Aufbau der einzelnen Fächer, er kann Musterzeichnungen von Bauwerken, aber ohne den lebendigen Geist entwerfen und vor allem berechnen. Wenn der Ingenieur dann in der Praxis oder in der Prüfung zum Beispiel in kurzer Zeit eine Brücke entwerfen soll, stürzt er sich zunächst auf die Berechnung, denn die „kann" er, anstatt das Bauwerk, sei es nun groß oder klein, zu gestalten und im einzelnen zu entwerfen. Darin ist dem jungen Ingenieur jeder Poller über. Daß dem so sein muß, entwickelt Streck a. a. O. treffend: „Das an den Technischen Hochschulen maßgebliche und die Ausbildung weitgehend bestimmende Berufsbild des Ingenieurs" . . . „erfaßt die Technik lediglich als angewandte Mathematiknaturwissenschaft, d. h. als so eine Art technische Physik, ausgerichtet auf die verschiedenen Fachsparten, und das Ingenieurschaffen im wesentlichen als theoretische oder Laboratoriumsarbeit". Ist es dann ein Wunder, wenn dem Ingenieur die Gestaltungskraft nicht nur nicht anerzogen, sondern sogar im Laufe des Studiums gelähmt wird? Wie kann man dem abhelfen? Ich meine, sehr einfach, indem wir die Ausbildung im Grunde umkehren und zunächst einmal mit der Entwicklung des Gestaltungswillens anfangen. Die gründliche, gegliederte und wissenschaftliche Schulung läuft daneben und zum Teil hinterher.

Diese Umkehrung des Ausbildungsganges wird heute leichter sein als früher und ist bei der Notwendigkeit der Abkürzung des Studiums dringend zu fordern. Sie ist leichter, wenn wir zunächst den in vielen deutschen Jungen schlummernden Basteltrieb ausnützen, ein Trieb, der weiter nichts ist als Hunger nach Gestaltung und Freude am technischen Geschehen. Dazu kommt die Ausbildung im Arbeitsdienst, der zwar vor allem der kameradschaftlichen Zusammenarbeit dient, aber doch auch den jungen Menschen schon an das Werk heranbringt und für die Erziehung zum Gestalten viel größeren Nutzen hat als etwa die Arbeit auf einer Baustelle, die den Ingenieur wegen der langen Entstehungsdauer der Bauwerke viel weniger an das Werk heranbringt, als es zum Beispiel beim Architekten, der beim Hausbau beschäftigt ist, oder beim Maschinenbauer in einer Werkstatt der Fall ist. Und schließlich ist zu bedenken, daß im Kinde des 20. Jahrhunderts ein nicht zu unterschätzendes Ahnen, ja ein gewisses Verständnis für technische Dinge, technischen Geschehens steckt, die den Schülern der höheren Schulen des vorigen Jahrhunderts einfach fehlte. Was bauen unsere Jungen für betriebstüchtige Segelflugzeuge, wieviel versteht schon die Jugend vom Bau eines Kraftwagens und von seinem Betrieb! Auch die Urvölker haben Hängebrücken, Schwebefährbrücken, gebaut, die uns noch heute in Staunen versetzen, und die Baumeister der Alten haben Bauwerke wie den Königspalast der Sassaniden von Ktesiphon mit einem sicheren Gefühl für Statik errichtet. Die Linienführung der Inkastraßen im Hochgebirge ist vorbildlich, und die Mörtelzusammensetzung alter Wasserbauten und der Holzbau im Mittelalter nötigen uns heute noch Achtung ab.

Wollte man das Hochschulstudium lediglich auf den Fortschritten der Technik seit der Vorzeit aufbauen, dann genügte schon heute ein Lebensalter nicht mehr zum Studium, und wie soll das bei der rasenden Weiterentwicklung der Technik schon in 100 Jahren sein? Es muß also, von welcher Seite aus man die Ingenieurausbildung auch anpacken will, eine außerordentliche Beschränkung im Studium eintreten, und zwar muß es möglich werden, das Ziel in 3 oder $3^1/_2$ Jahren zu erreichen, statt in 4 oder praktisch in $4^1/_2$ Jahren. Wie ist das möglich?

Ich kann mir nicht anmaßen, die Lösung dieser brennenden Frage zu bringen, und es liegt mir nichts ferner als die bisherigen Erfolge der Technischen Hochschulen in der Ingenieurausbildung zu übersehen. Ich will im folgenden, gestützt auf meine langjährigen Erfahrungen als Leiter einer sehr tätigen Bauverwaltung und als Mitglied eines technischen Oberprüfungsamtes, nur Anregungen geben, wie die Ingenieurausbildung gefördert und beschleunigt werden könnte, und es wird dann Aufgabe der berufenen Hochschullehrer, des Staates und des NSBDT sein, zu prüfen, ob diese Vorschläge sich auf sämtliche Fachgebiete der Ingenieurwissenschaft anwenden und schließlich, was die Hauptsache ist, so verwirklichen lassen, daß das Studium abgekürzt werden kann; um welche Zeitspanne, ist schließlich nicht so wichtig wie die unbestrittene Forderung, daß es zugunsten der schnellsten Heranbildung des Ingenieurnachwuchses abgekürzt werden muß.

Ich halte es für notwendig, dem Studierenden alles das schon vor oder wenigstens mit dem Beginn der theoretischen und fachlichen Vorlesungen und Übungen näherzubringen, was zu gestalten ist, worauf sich der gesamte theoretische und fachlich-gegliederte Stoff erstrecken soll. „Es gehört ebenso zur Aufgabe der Hochschulen, daß der Student schon früher damit vertraut gemacht wird, welche Anforderungen im Berufsleben an ihn gestellt werden"[3]). Ich möchte nun meinen Vorschlag für Bauingenieure gleich praktisch erläutern.

Ein oder zwei Hochschullehrer führen die Studenten in die Ingenieurkunst in einem etwa 2 bis 3 Monate dauernden Praktikum ein, aber nicht in den Sälen der Hochschulen, sondern in der Natur. Sie suchen sich dazu ein Gelände heraus, das geologisch und topographisch große Gegensätze aufweist, wie es zum Beispiel die weiten Voralpentäler oder das Riesengebirge bieten. Hier kann der Lehrer seinen Studenten zeigen, mit was für Naturkräften und Naturerscheinungen es der Ingenieur zu tun hat, die er meistern soll. Er führt ihnen die gewaltigen Felsblöcke vor, die von den Bergen stürzen, zeigt die verheerende Kraft des Wassers, die der Meister bändigen muß, und weist auf Rutschungen der Hänge und ihre Ursachen hin, zeigt die schwankenden Moore, die Murgänge, die Geländebildung und ihre Entstehung, die Entstehung der Flußläufe und ihre natürliche Bildung, die Uferabrisse, die Sandbänke, die Flußbarren und die Versumpfung, die Dürre oder die Üppigkeit des Pflanzenwuchses, die Bodengebundenheit der Bäume, die Wirkungen des Frostes und der Hitze, der Quellung, die Entstehung und Verheerungen des Hochwassers, die Erscheinung der Versickerung. Und dann geht er schon auf einzelne Bauwerke ein, so einfach wie möglich. Nachdem er an einem Wildbach die Begriffe des Gefälles, der Geschwindigkeit, der Wucht erläutert hat, zeigt er an einer Geröllsperre das Einbinden der balkenartigen Baumstämme in die Steilufer, die sich von selbst ergebende

[1]) Deutsche Technik 1937, Juliheft, S. 313.
[2]) Deutsche Technik 1937, Juli- und Augustheft.
[3]) Prof. Dr. Kirschmer, Wissenschaft und Staat, S. 13. Dresden 1934, B. G. Teubner.

wunderbare Einpassung dieser rohen Balken oder der Mauern in die Ufer und die Einfügung in die Landschaft. Weiter geben die auf die Berge führenden, nicht von Ingenieuren, sondern von Förstern und Holzbauern angelegten Pfade Gelegenheit, die Grundsätze der Linienführung zu erkennen. In welligem Gelände wird auf die Anlage von Wegen und Eisenbahnen hingewiesen, dabei die räumliche Gestaltung in rein technischer Beziehung (Massengewinnung, Einschnitt, Dämme) und landschaftlich behandelt, die den zukünftigen Ingenieur später davor behüten soll, nur kleinlich in Längs- und Querschnitten zu denken und zu entwerfen, sondern ihn befähigt, räumliche Vorstellungen zu gewinnen und naturbegeistert mit dem Herzen zu gestalten, statt mit dem Zeichenstift und dem Rechenschieber. (Man denke nur an die Erdmassenberechnungen, die mit Zehnteln und Hundertstein m³ rechnen ohne Sinn und Verstand für die Wirklichkeit, und an die Berechnung von Wassergeschwindigkeiten auf drei Dezimalen, wo das Wort eines Lehrers nur allzuoft zutrifft: Hinterm Komma stimmt's, davor ist's falsch.)

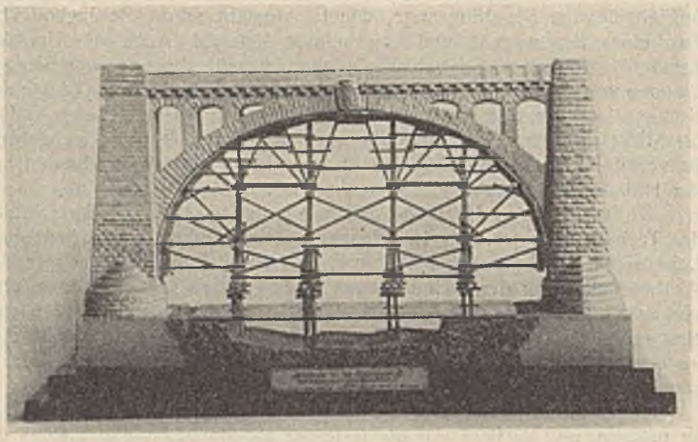


Abb. 1.

Und dann ist es nicht schwer, auf die Kunstbauwerke zu kommen, die notwendig werden, um Schluchten und Täler zu überbrücken, Dämme oder Ufer abzustützen, Wasser zu stauen oder schneller fließen zu lassen, im Kunstgraben zu führen, immer im Einfühlen in die Natur im allgemeinen und die Natur des Flußlaufes, des Verkehrsweges im besonderen. Es wird das Wehr besichtigt, die Wirkung des Staues geprüft. Später können in anderen Gegenden Schleusen, Eisenbahnbauten, Hafen- und Seebauten

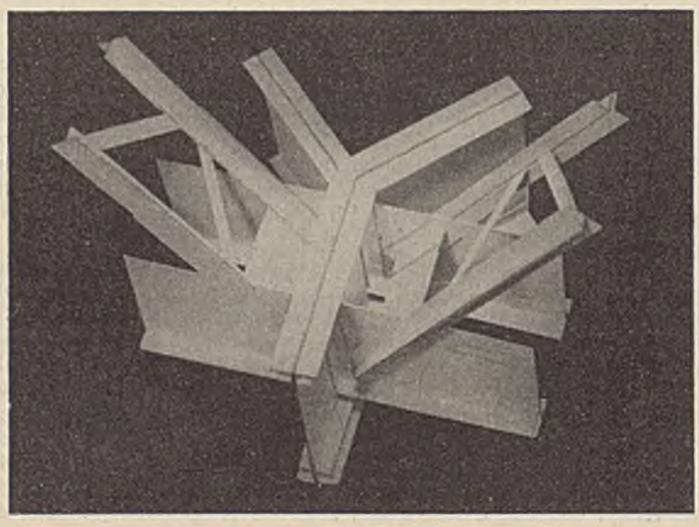


Abb. 2.

angeschaut und besprochen werden. Diese Aufzählung soll nur auf wenige, gerade aus dem geschauten Gelände sich ergebende Ingenieurbauwerke hinweisen. Die Hauptsache ist, daß der Hochschullehrer seinen Schülern die Gestaltungsmöglichkeiten und -notwendigkeiten vorführt, lebendig und mit feinem Sinn dafür, daß die Technik der Natur dienend und nicht sie beherrschend ist. Der Hochschullehrer wird auch stets auf den Zweck der Bauwerke, ihre Benutzung und ihren Wert für die Bedürfnisse der Menschen hinweisen.

Dabei gibt sich von selbst Gelegenheit, die natürlichen und künstlichen Baustoffe kennenzulernen, den Begriff der Bodenständigkeit des Bauwerks, die geologischen Formen, die Untergrundverhältnisse zu erläutern und allmählich auf die Grundbegriffe hinüberzuleiten, die später in der technischen Mechanik, der Baukonstruktionslehre und der Baustatik zu behandeln sind und dann von den Schülern in den Vorlesungen viel leichter verstanden werden. Dazu dienen vor allem auch Bauversuche im kleinen. Man wird zum Beispiel einen Steg über einen Bach bauen, an einem Brett oder Balken die Begriffe der Durchbiegung, des Trägheitsmomentes, der Spannung erläutern und schließlich die Lernenden von selbst in der Natur die Bauweisen der Balken-, Hänge- und Bogenbrücken finden lassen, indem man die Studenten selbst den einfachen Balken durch Unterzüge, Stützung oder Absprengung verstärken und dann die Grenzen feststellen läßt, wo man zu anderen Bauformen greifen muß. Ich empfehle, Modelle an Ort und Stelle zu bauen. Einfache Uferbefestigungen an einem Bach lassen sich mit Pfählen und Flechtwerk oder mit Steinsatz herstellen. Ich erinnere mich, wie ich als Student an einem Bach kleine Buhnen baute und mir so die Strömungsvorgänge schneller und eindringlicher klarmachte, als das je im Hörsaal möglich ist. Und so lassen sich Stauwerke, Schleusen, Ent- und Bewässerungsanlagen u. a. mit geringstem Aufwand als Naturmodell herstellen. Da wird der Schüler — davon bin ich fest überzeugt — mit Lust und Liebe viel mehr schaffen und selbst finden, als der Lehrer ahnt, und die äußerlichen Schwierigkeiten „spielend" im wahren Sinne des Wortes überwinden. Bei dem Bau dieser Lehrwerke gibt sich wieder Gelegenheit, die Begriffe des Erd- und Bodendrucks, des Wasserdrucks, der Standfestigkeit, des Gleitwiderstandes, der Rauhigkeit, der Sicherheit und der Einschätzung der unsicheren Kräfte zu erläutern, und das alles ergibt sich, ohne daß der Lernende auch nur das Gefühl eines Zwanges hat. Er wird auch später für die Versuchsanstalten der Hochschule viel mehr Verständnis aufbringen und dort selbständig arbeiten können.

Nach Abschluß dieser Einführung in die Ingenieurkunst wird dann der Student mit ganz anderer Einstellung in die Vorlesungen und Übungen gehen. Er weiß, wozu er die theoretische Ausbildung braucht, kennt schon in großen Umrissen die Fachbegriffe und wird sie viel besser verstehen als bisher und sie daher auch viel schneller beherrschen lernen. In den eigentlichen Fachvorlesungen ist der Erfolg noch viel größer, und Lehrer wie Schüler werden weit schneller vorwärtskommen. Im Anschluß an die Fachvorlesungen sind wieder Besichtigungen von Bauwerken und technischen Einrichtungen vorzunehmen, die bei der gewachsenen Erkenntnis der Schüler diesen das Entwerfen und Gestalten erleichtern, und zwar nur dann, wenn sie laufend im Semester, nicht erst am Schlusse stattfinden. Für außerordentlich fördernd halte ich einen mindestens acht Tage dauernden Besuch des Deutschen Museums in München.

Eins aber ist für die Ausbildung guter Ingenieure unentbehrlich: Wenn sie wirkliche Gestalter werden sollen, dürfen sie nicht mehr nur wesenlose Brücken, Schleusen, Bahnhöfe entwerfen, sondern an Stelle der Normalzeichnungen, wie ich sie nennen möchte, müssen dem Schüler Aufgaben aus der Natur gestellt werden. Er muß also z. B. den Entwurf einer Brücke in einem ganz bestimmten Gelände, das er kennt und mit darzustellen hat, durcharbeiten; denn nur so kann er die Frage der Einpassung in die Landschaft, die Wahl der Bauweise, der Baustoffe im allgemeinen und die Einzelbauweise, z. B. die Anordnung der Flügelmauern, der Pfeilerstellung, richtig erd- und landschaftgebunden gestalten.

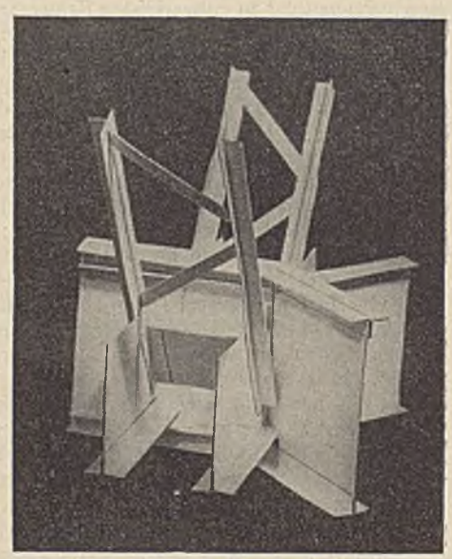


Abb. 3.

Ein weiteres Hilfsmittel ist das Modell. Modelle werden erfreulicherweise jetzt mehr als früher von den Hochschulen vorgeführt. Aber ich meine das vom Studierenden selbst gefertigte Modell. Wir Ingenieure — der Architekt ist da schon weiter fortgeschritten — stellen die Bauwerke auf der Hochschule nur in Schnitten und Grundrissen dar. Das ist erforderlich, aber das echte räumliche Verständnis ist viel leichter durch Modelle zu gewinnen und erleichtert wesentlich das Gestalten im Raume. Ein Modell zu bauen, wird dem Studenten viel mehr Freude machen und ist lehrreicher als die perspektivische Darstellung, die dem Ingenieur zudem mehr Schwierigkeiten bietet. Brückenmodelle (Abb. 1) lassen sich in Pappe, Knetmasse oder Gips herstellen, verwickelte Knotenpunkte stählerner Brücken aus Zeichenpapier (Abb. 2 u. 3); Gelände-

aufnahmen, die Schichten in Pappe hergestellt und dann in Gips abgegossen, geben ein gutes Anschauungsbild und zeigen Fehler unerbittlich auf. (Ich habe z. B. die für die Prüfung vorgeschriebenen Geländeaufnahmen modelliert, ohne Verständnis dafür zu finden. Später hatte ich als Anfänger den schwierigen Knotenpunkt des Untergurtes der Loschwitzer Elbbrücke für einen ähnlichen Entwurf im Maßstab 1 : 10 aus gewöhnlichem Zeichenpapier hergestellt und erhielt zunächst nur ein mißbilligendes Lächeln meines Vorgesetzten wegen der Spielerei, bis das Modell die begeisterte Zustimmung des Altmeisters Köpcke fand.) Hierher gehören auch Versuche der Studierenden in Erdbau-, Flußbau- und Baustoffversuchsanstalten und eigene Lichtbildaufnahmen der Bauwerke und der nach naturgegebenen Verhältnissen angefertigten Entwürfe sowie von Bauwerken in der Landschaft, um ihre Wirkung und Bauweise zu beurteilen und abzuwägen.

Und schließlich ist ein vortreffliches Mittel, um die Gestaltungskraft zu entwickeln, das Skizzieren von Bauwerken nach der Natur, das schon vielfach mit gutem Erfolge angewendet worden ist, und das Gedächtniszeichnen.

Wenn man diese bisher an den Hochschulen nur vereinzelt eingeführten Hilfsmittel anwendet, das sind

1. die Einführung in die Baukunst mit Modellbauversuchen in der Natur am Anfang des Studiums,
2. die Ergänzung der Zeichnungen durch selbst angefertigte Modelle und Lichtbilder, öftere Besichtigung von Bauwerken während des Semesters und
3. der Ersatz der Normalzeichnungen durch Entwürfe naturwirklicher Bauwerke,

dann muß es möglich sein, die Vorlesungen und Übungen im ganzen in etwa $3^1/_2$ Jahren zu bewältigen. Selbst wenn das nicht gelingen sollte, wird auf alle Fälle der Student nach Abschluß des Hochschulstudiums ganz anders für die Anforderungen der Praxis geschult sein als bisher. Denn die Hochschule hat ihn zu einem Gestalter technischer Werke ausgebildet, nicht nur zu einem Techniker mit viel theoretischem und fachlichem Wissen, zu einem Ingenieur, der dem deutschen Raum seine Bauwerke dienend einfügt.

Ich habe absichtlich nicht die Einzelfragen, die bei der Einrichtung der Einführungskurse auftauchen, berührt, weil erst einmal die Durchführbarkeit der „Umkehrung der Ingenieurausbildung", wie ich sie bezeichnen möchte, von Berufenen geprüft werden muß. Aber ich glaube, daß die Beispiele des Arbeitsdienstes und der verschiedenartigen Schulungskurse Wege zeigen, die Schwierigkeiten solcher Kurse zu überwinden. Auch ist noch zu erwägen, ob der Einführungskursus vor dem 1. Semester oder etwa zwischen dem 1. und 2. Semester abzuhalten und wie er mit der vom Reichserziehungsminister geforderten Vorpraxis in Einklang zu bringen wäre. Wo ein Wille ist, da ist auch ein Weg.

Und zum Schluß noch eine Bitte! Schon oft sind Vorschläge zur Verbesserung der Ausbildung der Ingenieure gemacht worden, die vor allem eine Änderung der Studienpläne zum Ziele haben. Aber damit ist es nicht getan. Es muß ganze Arbeit geleistet werden und als Leitgedanke die Ingenieurerziehung vom Verlassen der höheren Schule bis zur Beendigung des Studiums und womöglich noch weiter zugrunde gelegt werden. Möchten doch alle, die es angeht, die Hochschulen und die verantwortlichen Stellen der Partei, des Staates und der Praxis sich mit dieser großen Aufgabe beschäftigen und auch diesen kleinen Beitrag, der ernster Sorge um den Ingenieurnachwuchs entsprungen ist, prüfen. Eile tut not! Denn es handelt sich nicht um Studienpläne, sondern um die deutsche Jugend und um das Gedeihen Deutschlands.

Alle Rechte vorbehalten.

Beitrag zur Berechnung eingespannter Spundwände.

Von Peter Hedde, Oberbaurat in Bremen.

I. Die Aufgabe.

Die Spundwandberechnung nach dem Verfahren von Dr. Blum[1]), das seinerzeit einen erheblichen Fortschritt darstellte, erfaßt die Wirkung der elastischen unteren Einspannung, die bei ausreichend langen Spundwänden in der Regel vorhanden ist. Das genannte graphische Verfahren ist zwar nicht schwierig, aber durch das notwendige Hinprobieren zur richtigen Momentenschlußlinie unbequem und zeitraubend. Die Vorschrift (vgl. Bautechn. 1930, S. 63 oben rechts) lautet ja: „Kommt die Biegungslinie in dieser Weise nicht zum Schluß, so ist so lange eine andere Schlußlinie der Momentenfläche zu wählen, bis das Ziel, daß die Biegungslinie durch die genannten beiden Punkte (A'' und C'') geht, erreicht ist." Blum selbst hat freilich durch das Näherungsverfahren des „stellvertretenden Balkens" eine wesentliche Vereinfachung angegeben. Bei neuen Ausführungen jedoch wird man kaum auf das Hauptverfahren mit seinem Hinprobieren verzichten. Die Aufzeichnung jeder Biegungslinie erfordert aber eine neue Berechnung von Momentenflächen, ein neues Krafteck und ein neues Seileck, also immerhin eine nennenswerte rechnerische, zeichnerische und Prüf-Arbeit.

Diese Arbeit läßt sich nun vermeiden, wenn das Ergebnis der ersten Biegungslinie voll ausgenutzt wird. Gerade aus der Unstimmigkeit der ersten Biegungslinie kann man die richtige Lage der Momentenschlußlinie in einfacher Weise analytisch berechnen. Man erreicht dadurch zunächst eine Vereinfachung der graphischen Berechnung, gewinnt aber weiter die Grundlage für eine rein analytische Berechnung der eingespannten Spundwände, die in der Technik schon länger vermißt wird[2]).

II. Vereinfachung der graphischen Berechnung.

Annahmen.

An dem Beispiel der verankerten Spundwand, das Blum und Lohmeyer in ihren Veröffentlichungen[3]) gebracht haben, soll das Ergänzungsverfahren allgemein erörtert werden. Dazu sind in Abb. 1 unter gleichen Wand- und Erddruckannahmen die gleichen Einzellasten mit den gleichen Abständen wie bei Blum eingezeichnet, jedoch mit dem Unterschiede, daß das Belastungsdreieck des Erdwiderstandes links weiter nach unten reicht als die zu ermittelnde Rammtiefe, weil die richtige Lage von C eben erst ermittelt werden soll. Alle Punkte und Größen, die sich aus diesem ersten Versuch zum Auffinden der richtigen Biegungslinie ergeben, erhalten den Index 1, soweit eine Unterscheidung gegen die Punkte und Größen der richtigen Lage nötig ist. Für diesen ersten Versuch ist hier C_1 willkürlich auf $-7{,}30$ angenommen, so daß man zunächst mit der falschen Schlußlinie $A'\,C_1'$ und mit den falschen Auflagerdrücken A_1 und C_1 arbeitet. Natürlich kommt nun die Biegungslinie nicht zum Schluß. Statt in die Lotrechte durch A'' zu fallen, schlägt das untere Ende der Biegungslinie stark nach rechts aus, hier um die Strecke $C_1''\,C_1''' = s$. Ein Ausschlag nach rechts war hier vorauszusehen, weil das statische Moment der unteren um A' rechts drehenden Momentenfläche offensichtlich größer ist als das der oberen links drehenden Momentenfläche. Man gewinnt so, u. U. schon durch den Augenschein, sonst durch eine kurze Überschlagsrechnung, einen Anhalt für eine annähernd richtige Lage der Schlußlinie. Wir bleiben gleichwohl bei der offensichtlich falschen Lage $A'\,C_1'$, um die Brauchbarkeit des hier entwickelten Verfahrens auch bei ungünstiger Annahme zu erweisen.

Einspannung.

Ausgegangen wird von dem Blumschen Verfahren, dessen Eigenart im Verfolg eines Widerspruchs liegt. Während Blum die Auflagerkräfte ermittelt für den auf zwei Stützen frei gelagerten Balken, konstruiert er die Biegungslinie nicht nach Vorschrift für diesen Stützungsfall, sondern für den einseitig in C_1 eingespannten, sonst aber gleich belasteten Träger. Dieser Widerspruch kann nur in dem Sonderfalle verschwinden, wo das Einspannmoment infolge der Belastung zu Null wird, eine Einspannung also nicht mehr vorhanden ist. Durch Untersuchung mehrerer Belastungsfälle, entstanden aus Änderung der Höhenlage von C, sucht Blum diesen Sonderfall aufzufinden. Einzuschalten ist hier, daß bei der Spundwand-Untersuchung in doppeltem Sinne von „Einspannung" gesprochen wird. Einerseits wird der Teil der Spundwand, der im Boden steckt, als „Einspannung der Spundwand" bezeichnet; diese Einspannung ist theoretisch keine Einspannung, weil der Träger sich bis zum Punkte C_1 herab noch durchbiegt, und ist hier und im folgenden nicht gemeint. Anderseits verhält sich der Träger im Punkte C_1 wirklich wie eingespannt, weil der Träger dort die Anfangsrichtung beibehält. Man erkennt diese zweite Einspannung aus dem Verlauf der Biegungslinie, besonders wenn man sie von unten her konstruiert denkt. Diese im Sonderfall verschwindende Einspannung ist nun hier stets gemeint.

Biegungslinie.

Während Lohmeyer bei der Konstruktion der Biegungslinie den Ankerpunkt A festhält und den Ausschlag des Punktes C_1 gewinnt, soll hier zur Ableitung der Formeln Punkt C_1 als fest und der Ankerpunkt A als verschieblich angesehen werden. Die Form der Biegungslinie und die Größe des Ausschlags ändern sich dadurch nicht; die Einspannung in C_1 tritt aber klar hervor im Punkte C_1'''. Belastet man also den unten in C_1

---

[1]) Dr.-Ing. H. Blum, Einspannungsverhältnisse bei Bohlwerken. Berlin 1931, Wilh. Ernst & Sohn. — Dr.-Ing. Lohmeyer, Die Berechnung verankerter Bohlwerke. Bautechn. 1930, Heft 5, S. 60 (vgl. auch S. 743). — Brennecke-Lohmeyer, Der Grundbau. 4. Aufl. Bd. II, S. 81.

[2]) Agatz, Der Kampf des Ingenieurs gegen Erde und Wasser im Grundbau, S. 114.

[3]) Blum, a. a. O., S. 27, Abb. 28. — Lohmeyer, a. a. O., S. 62, Abb. 5. — Brennecke-Lohmeyer, a. a. O., S. 82.

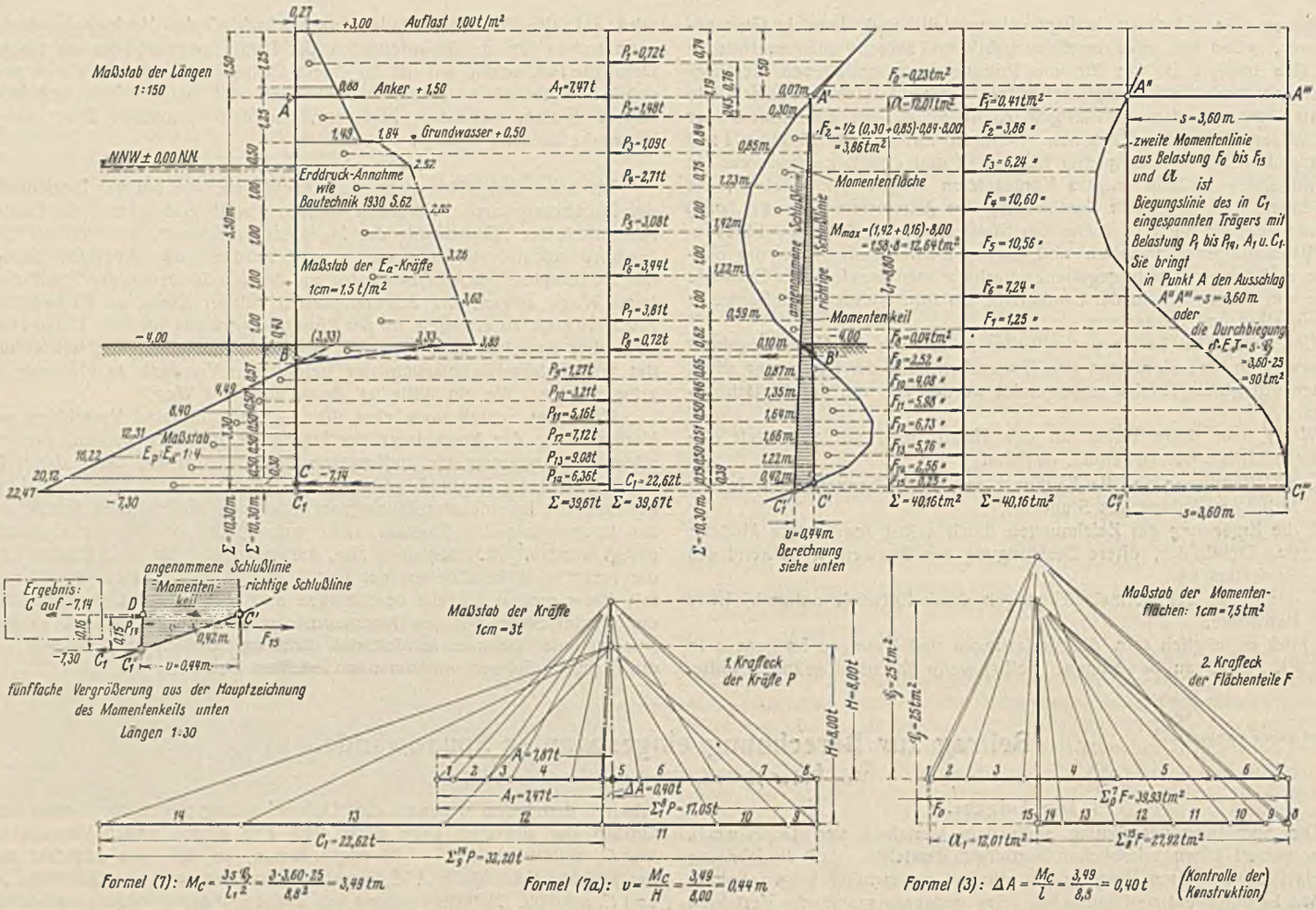


Abb. 1. Graphische Untersuchung der eingespannten Spundwand mit analytischer Berichtigung der willkürlich angenommenen Spundwandtiefe.

eingespannten Träger mit der Momentenfläche, die durch die falsche Schlußlinie $A' C_1'$ begrenzt ist, und mit der zugehörigen Auflagerkraft $\mathfrak{A}_1$, so erhält man in der zweiten Momentenlinie den Ausschlag

(1) $$A'' A''' = C_1'' C_1''' = s, \text{ absolut genommen,}$$

mit der Durchbiegung δ im Punkte A, für die gilt

(2) $$\frac{s \mathfrak{A}}{EJ} = \delta = \frac{\mathfrak{M}_C}{EJ};$$

s, δ und $\mathfrak{M}_C$ werden zu Null, wenn die Momentenschlußlinie aus der Lage $A' C_1'$ in die richtige Lage $A' C'$ gedreht wird, mit anderen Worten, wenn die Momentenbelastungsfläche um die Keilfläche $A' C' C_1' A'$ wächst. Die Belastung allein mit der Momentenkeilfläche und ihrer Auflagerkraft bringt also den entgegengesetzt gleichen Ausschlag s wie die anfängliche Flächenbelastung und damit auch die entgegengesetzt gleiche Durchbiegung.

Das gleichzeitige Wirken der anfänglichen Flächenbelastung und der Momentenkeilfläche schafft den gesuchten Sonderfall, in dem M_C zu Null wird, so daß der Widerspruch zwischen freier Lagerung und Einspannung verschwindet.

Berechnung des Momentenkeils.

Die Aufgabe ist jetzt, aus dem graphisch ermittelten Ausschlag s (oder aus δ) rückwärts die Abmessungen der Momentenkeilfläche zu bestimmen, die einen Ausschlag s der zweiten Momentenlinie hervorbringt. Zur Verdeutlichung ist solche Momentenkeilfläche in Abb. 2 in allgemeiner Form herausgezeichnet. Oberhalb von C' bildet den Keil das schmale Dreieck $A' C' D$, unterhalb stimmt die Keilfläche genau überein mit der anfänglichen Momentenfläche, die sie negativ überdeckt; die negative Bedeutung ist bei der Vorzeichenwahl zu beachten. Auch der untere Teil kann näherungsweise als Dreieck angesehen werden,

Abb. 2. Momentenkeilfläche, unten mit Einzellasten.

falls er nicht ein Dreieck ist. Infolge dieser einfachen Form der Keilfläche sind ihre Abmessungen analytisch leicht zu berechnen. Von ihnen ist nur eine einzige unbekannt, nämlich entweder der Höhenunterschied z oder die Strecke v, die das Biegungsmoment im Punkte C darstellt. Wir wählen v als Unbekannte und suchen ihre Ursache auf. Als Momentenfläche entstehen kann das Dreieck $A' C' D$ mit der Grundlinie v nur aus einer im Punkte A angreifenden Einzellast, die wir ΔA nennen. Für sie gilt

(3) $$\frac{v H}{l} = \Delta A = \frac{M_C}{l}.$$

Das Auftreten der Kraft ΔA erklärt sich aus den Änderungen der Trägerlänge und des Erdwiderstandes infolge Verlegung von C' nach C; und diese Kraft ΔA ist es, die über den Momentenkeil den negativen Ausschlag von der bekannten Größe s und die dadurch bestimmte Durchbiegung δ bewirkt. Die Durchbiegung im Punkte A aus ΔA ist

(4) $$\delta = \frac{\Delta A\, l_1^3}{3 EJ};$$

mit (3) wird

(5) $$\frac{v H l_1^3}{3 EJ l} = \delta = \frac{M_C l_1^3}{3 EJ l}.$$

Setzt man hierin, was praktisch meist zulässig sein wird, $l = l_1$, so erhält man aus (2) und (5) die Gleichungen

(6) $$\frac{v H l_1^2}{3 EJ} = \frac{s \mathfrak{A}}{EJ} = \delta = \frac{M_C l_1^2}{3 EJ}$$

und daraus:

(7) $$\boxed{\frac{3 s \mathfrak{A}}{l_1^2} = M_C = \frac{3 (\delta EJ)}{l_1^2}}$$

und

(7a) $$\boxed{v = \frac{M_C}{H} = \frac{3 s \mathfrak{A}}{l_1^2 H}}$$

als Bestimmungsgleichungen für M_C und v.

Die vorstehenden Gleichungen (3) und (5) bis (7) sind in Doppelform angeschrieben, um außer den in der graphischen Untersuchung vorkommenden Strecken (Formeln links) auch gleich die für die spätere

analytische Untersuchung gebrauchten mechanischen Größen formelmäßig (Formeln rechts) festzulegen.

Nach Auffindung von M_C und v aus Formel (7) und (7a) zieht man zur falschen Schlußlinie in waagerechtem Abstande v eine Parallele; diese schneidet die Momentenlinie im Punkte C', dessen Höhe den gesuchten Einspannungspunkt C graphisch liefert. Das unbequeme Hinprobieren zur richtigen Schlußlinie ist ersetzt durch die Messung von s, die Berechnung von v aus (7a) mittels einer Ablesung auf dem Rechenschieber und das Ziehen einer Parallelen.

Die Lösung beruht darauf, daß die den Momentenkeil bildenden Kräfte hinzugesetzt werden zu den ursprünglich angesetzten Kräften. Diese Hinzufügung von Kräften ist nur eine Umdeutung der Blumschen Auffassung, nach der mit neuen Kräften entsprechend der veränderten Höhenlage von C eine neue Untersuchung nötig wird.

Konstruktion der Schlußlinie.

In Abb. 1 ist die nötige Verschiebung v nach (7a) berechnet, und die Punkte C' und C sind konstruiert worden. Nur weil die Hauptzeichnung der Momentenfläche die Konstruktion nicht deutlich genug zeigt, sind in der Zeichnung (Abb. 1 unten rechts) die Punkte C_1' und C' mit ihrer Umgebung vergrößert herausgezeichnet.

Der zur Schlußlinie $A'C'$ parallele Polstrahl liefert im Krafteck graphisch die neue richtige Auflagerkraft A und den Unterschied ΔA der Auflagerkräfte A_1 und A, den man aus Gleichung (3) auch analytisch berechnen kann; man hat so eine einfache Kontrolle der graphischen Untersuchung.

Hebung z.

Das graphisch bereits gefundene Maß der Hebung $C_1 C = z$ ist jetzt aus dem Momentenkeil auch leicht analytisch zu bestimmen. Die Momentenstrecke v oder das Biegungsmoment M_C kann man ja auch deuten als das Biegungsmoment der unterhalb C liegenden waagerechten Kräfte, das sind die Kraft C_1 und der Erdwiderstand zwischen C_1 und C. Die Wirkung dieser Kräfte gestaltet auch den unteren Teil des Momentenkeiles nahezu dreieckig, so daß man mit z_1 als Näherungswert für z ansetzen kann:

$$v H = C_1 z_1 = M_C,$$

woraus für die Bestimmung von z_1 folgt:

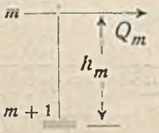
$$(8) \qquad \boxed{z_1 = \frac{v H}{C_1}} \qquad \boxed{z_1 = \frac{M_C}{C_1}}.$$

Die Berechnung dieses Näherungswertes für z ergibt $z_1 = \frac{3{,}49}{22{,}6} \approx 0{,}16$ m, wie in Abb. 1 graphisch durchgeführt.

III. Analytische Berechnung.

Mögliche Wege.

Nachdem eine Reihe der gesuchten Größen analytisch gefunden ist, liegt es nahe, das ganze Verfahren analytisch durchzuführen. Dazu muß man den Ausschlag s (oder die Durchbiegung δ) des unten eingespannten Balkens aus der anfänglichen Belastung analytisch bestimmen. Zwei Wege sind möglich: Entweder man folgt dem graphischen Rechnungsgange, indem man nacheinander die beiden Momentenlinien oben beginnend Punkt für Punkt berechnet mit der bekannten Formel

(9) 

$$M_{m+1} = M_m + Q_m h_m,$$

oder man bestimmt die Durchbiegung δ unmittelbar aus den Biegungsformeln. Der erste Weg ist recht umständlich und wäre eine Arbeitsvergeudung, weil man die erste unrichtige Momentenlinie für die endgültige Momenten-Ermittlung doch nicht verwenden kann, und weil man von den vielen zu berechnenden Ordinaten der Biegungslinie (zweite Momentenlinie) nur eine einzige, den Ausschlag des Punktes A oder C_1, braucht. Praktisch kommt deshalb nur der zweite Weg, die Berechnung aus den Biegungsformeln, in Frage.

Man kann die Durchbiegung des unten in C_1 eingespannten Trägers aus der Belastung mit den wirklichen Erddruck-Flächenlasten genau durchführen. Aber die Biegungsformeln für die Belastung mit Dreieck- und Trapezlasten sind so weitläufig, daß der Arbeitsaufwand bei der Zusammensetzung der Erddruckfläche aus mehreren Dreiecken und Trapezen nicht lohnt; sie können gegebenenfalls abgeleitet werden aus den Formeln (13), (14), (15). Dagegen kommt man zu einfachen Formeln, wenn man die Flächenlasten in waagerechte Lamellen teilt und durch Einzellasten ersetzt. Dabei macht man eben von der gleichen Vereinfachung Gebrauch, die man beim graphischen Verfahren als selbstverständlich hinnimmt. Man hat dann die elementare Aufgabe, für den in C_1 eingespannten Träger die Durchbiegung δ im Punkte A zu berechnen bei Belastung mit den Einzelkräften $P_1, P_2, P_3 \ldots P_n$ und A_1. Dazu bedient man sich nachstehender Formeln (vgl. Abb. 3, 4 u. 5):

Für die Last A im Punkte A wird

$$(10) \qquad f EJ = \frac{A l^3}{3};$$

für eine Last P zwischen A und $f C_1$ wird

$$(11) \qquad f EJ = \frac{P c^3}{3} + \frac{P c^2}{2}(l - c) = \frac{1}{6} \cdot P c^2 (3 l - c);$$

für eine Last P oberhalb A wird entsprechend

$$(12) \qquad f EJ = \frac{1}{6} \cdot P l^2 (2 c - l).$$

Es mögen auch noch die entsprechenden Biegungsformeln für Flächenbelastung hergesetzt werden.

Für die Belastung mit Rechteck nach Abb. 6 wird

$$(13) \qquad f EJ = \frac{q}{24} \cdot c^3 (4 l - c);$$

für die Belastung mit Dreieck (Spitze oben) nach Abb. 7 wird

$$(14) \qquad f EJ = \frac{p}{120} \cdot c^3 (5 l - c);$$

für die Belastung mit Dreieck (Spitze unten) nach Abb. 8 wird

$$(15) \qquad f EJ = \frac{p}{120} \cdot c^3 (15 l - 4 c).$$

Nachdem die Gesamtdurchbiegung

$$\delta EJ = \Sigma f EJ$$

aus der Summe der Durchbiegungen der Einzellasten ermittelt ist, kann man wie oben die Größen des Momentenkeils M_C, ΔA und z (z_1) aus den Formeln (7), (3) und (8) rechts berechnen.

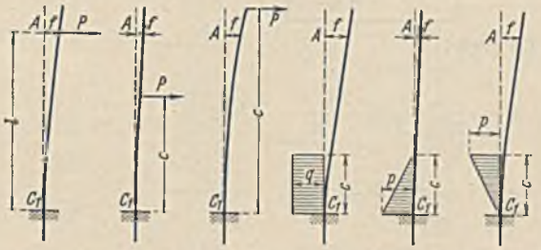


Abb. 3. Abb. 4. Abb. 5. Abb. 6. Abb. 7. Abb. 8.
Durchbiegungen f zu Formel (10) bis (15).

Genauere Berechnung des Momentenkeils.

Bei der Ableitung dieser Formeln sind von uns verschiedene Vereinfachungen und Näherungen vorgenommen worden, deren Zulässigkeit sich in der graphischen Untersuchung durch den Augenschein ergibt; in der analytischen Untersuchung aber, wo diese Prüfung durch das Auge fehlt, muß die Zulässigkeit analytisch nachgewiesen werden. Zu dem Zweck wird auf den Momentenkeil (Abb. 2) zurückgegriffen.

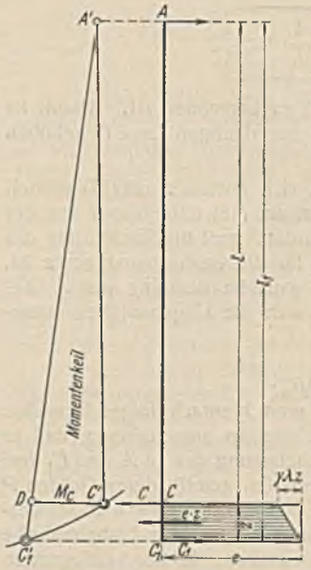


Abb. 9. Momentenkeil unten mit Flächenlast.

Bisher war angenommen, daß die Momentenkeilfläche auch unterhalb C' als Dreieck angesehen werden dürfe. Genau trifft diese Annahme zu, wenn unter C keine Einzelkräfte P mehr angreifen, während sonst allgemein ein Seileck vorliegt. Da es aber unbequem ist, immer erst festzustellen, ob und welche Kräfte unter Punkt C angreifen, dessen Lage ja noch unbekannt ist, und da der willkürlich gewählte Abstand der Einzelkräfte auf den Wert z natürlich von Einfluß ist, so empfiehlt es sich, auf der gesuchten Strecke $C_1 C = z$ statt der Einzelkräfte die Flächenlast wieder einzuführen. Damit erhält man Abb. 9. Das in Wirklichkeit schmale lange Trapez kann nun durch das Rechteck mit der Kraftgröße $e z$ ersetzt werden, weil die negativ wirkende Dreiecklast von der Größe $\frac{\gamma \lambda z^2}{2}$ klein von 2. Ordnung ist.

Bei der Berechnung des Momentenkeils ist zu beachten, daß die unteren P, C_1 und M_C oder δ Richtungs- oder Vorzeichenumkehr gegen die Anfangsannahmen nötig machen.

Zur Berechnung der gesuchten Größen ΔA, C und z sind gegeben C_1 l_1 e und die Durchbiegung δEJ, die der bereits berechneten Durchbiegung aus der anfangs angenommenen Belastung mit umgekehrtem Vorzeichen gleich ist.

Das Moment um C liefert

$$\Delta A\,(l_1 - z) = C_1\, z - \frac{e\, z^2}{2}, \tag{17}$$

das Moment um A liefert

$$C(l_1 - z) = C_1\, l_1 - e\, z\left(l_1 - \frac{z}{2}\right); \tag{18}$$

die Durchbiegung in A liefert

$$\delta\, EJ = \frac{\Delta A\, l_1^3}{3} - \frac{C}{6}\cdot z^2(3\, l_1 - z) - \frac{e}{24}\cdot z^3(4\, l_1 - z); \tag{19}$$

woraus:

$$6\delta EJ(l_1 - z) = 2\Delta A(l_1 - z)\, l_1^3 - C(l_1 - z)(3\, l_1 - z)z^2 - \frac{e}{4}(l_1 - z)(4\, l_1 - z)z^3$$

und durch Einsetzen von (17) und (18):

$$6\,\delta\, EJ\, z = 6\,\delta\, EJ\, l_1 - 2\left(C_1\, z - \frac{e\, z^2}{2}\right) l_1^3$$
$$+ \left[C_1\, l_1 - e\, z\left(l_1 - \frac{z}{2}\right)\right](3\, l_1 - z)\, z^2 + \frac{e}{4}(l_1 - z)\,(4\, l_1 - z)\, z^3.$$

Durch Weglassen der Glieder mit höheren als der 2. Potenz von z erhält man

$$z = \frac{6\,\delta\, EJ\, l_1}{6\,\delta\, EJ + 2\, C_1\, l_1^3} + \frac{(e\, l_1 + 3\, C_1)\, l_1^2}{6\,\delta\, EJ + 2\, C_1\, l_1^3}\cdot z^2 + \ldots \tag{20}$$

Aus (7) und (8) hat man

$$\boxed{z_1 = \frac{3\,\delta\, EJ}{C_1\, l_1^2}}. \tag{21}$$

Dies eingesetzt in (2) ergibt

$$z = \frac{z_1}{\frac{z_1}{l_1} + 1} + \frac{\frac{e}{2\,C} + \frac{3}{2\, l_1}}{\frac{z_1}{l_1} + 1}\cdot z^2 + \ldots \tag{22}$$

Da $\frac{1}{1 + a} = 1 - a + a^2 - \ldots,$

so wird

$$z = z_1\left(1 - \frac{z_1}{l_1} + \frac{z_1^2}{l_1^2} - \ldots\right)$$
$$+ \left(\frac{e}{2\, C_1} + \frac{3}{2\, l_1}\right)\left(1 - \frac{z_1}{l_1} + \frac{z_1^2}{l_1^2} - \ldots\right) z^2 + \ldots$$

$$z = z_1 - \frac{z_1^2}{l_1} + \left(\frac{e}{2\, C_1} + \frac{3}{2\, l_1}\right) z^2 + \ldots$$

Setzt man $z^2 \approx z_1^2$, so ergibt sich

$$\boxed{z = z_1 + \frac{1}{2}\left(\frac{e}{C_1} + \frac{1}{l_1}\right) z_1^2}, \tag{23}$$

worin z_1 nach (8) oder unmittelbar aus (21) zu berechnen ist. Damit ist die Höhe bestimmt, um die der Punkt C_1 zur richtigen Lage C gehoben werden muß.

Die weiter gesuchte Größe ΔA läßt sich mittels z aus (17) schnell ermitteln. Die Auflagerkraft C kann leicht aus (18) oder besser aus der Summengleichung der Kräfte ermittelt werden, weil die Einführung der unteren Flächenbelastung, so geeignet sie für die Bestimmung von z ist, doch mit der früheren Entwicklung nicht ganz im Einklang steht. Auf die nahe gelegene Auflagerkraft C wirkt sich die Ungenauigkeit naturgemäß am stärksten aus.

Rechnungsgang.

Bei der analytischen Berechnung hat man hiernach folgendermaßen vorzugehen. Der Punkt C_1 wird beliebig, aber so angenommen, daß er sicher unterhalb von C liegt. Die Flächenbelastung des in A und C_1 frei gelagerten Balkens wird in waagerechte Lamellen geteilt, deren Größen P und Schwerpunktlagen ermittelt werden. Dabei kann man den Schwerpunkt der langen Trapez-Lamellen unbedenklich in halber Lamellenhöhe annehmen, die Trapeze also als Rechtecke ansehen. In der vorliegenden Rechnung dagegen sind übereinstimmend mit Blum die etwas genaueren Trapezschwerpunkte als Angriffspunkte der Einzellasten gewählt; diese Genauigkeitssteigerung erschwert die analytische Rechnung aber unnötig. Soweit unterscheidet sich der Gang der analytischen Rechnung nicht von dem der graphischen.

Zu dem in A und C_1 frei gelagerten mit den Kräften P belasteten Balken werden jetzt die Auflagerdrücke A_1 und C_1 in bekannter Weise analytisch in Tabellenform berechnet (vgl. Tab. 1). Es empfiehlt sich, sowohl A_1 wie C_1 aus den Momenten zu berechnen, weil man dann in der Summengleichung aller Kräfte eine Kontrolle hat.

Darauf wird für Punkt A die Durchbiegung des in C_1 eingespannten mit A_1 und mit den P-Kräften belasteten Trägers nach (10) bis (12) berechnet (vgl. Tab. 2). Um die Division jedes einzelnen Wertes fEJ durch 6 zu vermeiden, werden zunächst die Werte $6fEJ$ und der Summenwert $6\,\delta\, EJ$ ermittelt, aus dem M_C nach (7) gewonnen wird.

Nun wird der Momentenkeil berechnet unter Beachtung der Vorzeichen, und zwar zunächst der Näherungswert z_1 nach (8) und schließlich der genauere Wert z nach (23). Durch $l_1 - z = l$ erhält man die Höhenlage des gesuchten Einspannungspunktes C und aus (17) die Zusatzkraft ΔA, wenn sie sich nicht schon aus (3) genau genug ergibt. Tabelle 2 ist das Kernstück der analytischen Untersuchung.

Tabelle 1.
Ermittlung der Auflagerkräfte A_1 und C_1.

Annahme: A_1 auf $+1{,}50$; C_1 auf $-7{,}30$; $l_1 = 8{,}80$ m

Vorzeichen der Kräfte: $\longrightarrow +$, $\longleftarrow -$

Formeln: $A_1 = -\frac{P\,c}{l_1}$ $\quad C_1 = -\frac{P\,a}{l_1}$.

Bezeichnung	P t	Abstand von $C_1 = c$ m	$P\,c$ tm	Abstand von $A_1 = a$ m	$P\,a$ tm
		10,30		— 1,19	
		— 0,74		+ 0,43	
P_1	— 0,72	+ 9,56	— 6,8832	— 0,76	+ 0,5472
		— 1,19		+ 1,19	
P_2	— 1,48	+ 8,37	— 12,3876	+ 0,43	— 0,6364
		— 0,84		+ 0,84	
P_3	— 1,09	+ 7,53	— 8,2077	+ 1,27	— 1,3843
		— 0,75		+ 0,75	
P_4	— 2,71	+ 6,78	— 18,3738	+ 2,02	— 5,4742
		— 1,00		+ 1,00	
P_5	— 3,08	+ 5,78	— 17,8024	+ 3,02	— 9,3016
		— 1,00		+ 1,00	
P_6	— 3,44	+ 4,78	— 16,4432	+ 4,02	— 13,8288
		— 1,00		+ 1,00	
P_7	— 3,81	+ 3,78	— 14,4018	+ 5,02	— 19,1262
		— 0,62		+ 0,62	
P_8	— 0,72	+ 3,16	— 2,2752	+ 5,64	— 4,0608
Σ	— 17,05		— 96,7749		— 53,2651
		— 0,65		+ 0,65	
P_9	+ 1,27	+ 2,51	+ 3,1877	+ 6,29	+ 7,9883
		— 0,46		+ 0,46	
P_{10}	+ 3,21	+ 2,05	+ 6,5805	+ 6,75	+ 21,6675
		— 0,50		+ 0,50	
P_{11}	+ 5,16	+ 1,55	+ 7,9980	+ 7,25	+ 37,4100
		— 0,51		+ 0,51	
P_{12}	+ 7,12	+ 1,04	+ 7,4048	+ 7,76	+ 55,2512
		— 0,50		+ 0,50	
P_{13}	+ 9,08	+ 0,54	+ 4,9032	+ 8,26	+ 75,0008
		— 0,39		+ 0,39	
P_{14}	+ 6,36	+ 0,15	+ 0,9540	+ 8,65	+ 55,0140
		— 0,15		+ 0,15	
Σ	+ 32,20	= 0,00 richtig	+ 31,0282	= + 8,80	+ 252,3318
				+ 1,50	
				= 10,30 richtig	
Zus.	+ 32,20		— 96,7749		— 53,2651
	— 17,05		+ 31,0282		+ 252,3318
$\Sigma P = + 15{,}15$		$\Sigma P\,c = — 65{,}7467$		$\Sigma P\,a = + 199{,}0667$	

$$A_1 = -\frac{-65{,}7467}{8{,}80} \qquad C_1 = -\frac{199{,}0667}{8{,}80}$$

$$\boxed{A_1 = +7{,}471} \qquad \boxed{C_1 = -22{,}621}$$

(vgl. die graphisch ermittelten Werte)

Kontrolle: Es soll
$A_1 + C_1 + \Sigma P = 0$

Kontrolle	+	—
A_1	7,471	22,621
C_1		
ΣP	15,15	
Richtig:	+ 22,621	— 22,621 = 0

Tabelle 2.

a) Berechnung der Durchbiegung des in C_1 eingespannten Trägers im Punkte A.

Annahme wie Tabelle 1 $l_1 = 8{,}80$ m $3\,l_1 = 26{,}40$ m

Bezeichnung	P t	c m	m²	m	Spalte 4 × 5 m³	$6\,f\,E\,J$ (Spalte 2 × 6) tm³ +	−	Formel Nr.
1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	9.
A	+ 7,471	8,80	$2\,l_1^3 =$		1362,94	10 182,5		(10)
			l_1^2	$3c - l_1$	$l_1^2(3c - l_1)$			(12)
P_1	— 0,72	9,56	77,44	19,88	1539,51		1108,4	
			c^2	$3\,l_1 - c$	$c^2(3\,l_1 - c)$			(11)
P_2	— 1,48	8,37	70,0569	18,03	1263,13		1869,4	
P_3	— 1,09	7,53	56,7009	18,87	1069,95		1166,2	
P_4	— 2,71	6,78	45,9684	19,62	901,90		2444,1	
P_5	— 3,08	5,78	33,4084	20,62	688,88		2121,8	
P_6	— 3,44	4,78	22,8484	21,62	493,98		1699,3	
P_7	— 3,81	3,78	14,2884	22,62	323,20		1231,4	
P_8	— 0,72	3,16	9,9856	23,24	232,06		167,1	
P_9	+ 1,27	2,51	6,3001	23,89	150,51	191,1		
P_{10}	+ 3,21	2,05	4,2025	24,35	102,33	328,5		
P_{11}	+ 5,16	1,55	2,4025	24,85	59,70	308,1		
P_{12}	+ 7,12	1,04	1,0816	25,36	27,43	195,3		
P_{13}	+ 9,08	0,54	0,2916	25,86	7,54	68,5		
P_{14}	+ 6,36	0,15	0,0225	26,25	0,59	3,8		
	$\sum_2^{14} c = 48{,}02$		Ist $\sum_2^{14} = 295{,}18$		Graphische Untersuchung ergab $\delta\,E\,J = 90$ tm³	+ 11 277,8	− 11 807,7	
						$\Sigma = 6\,\delta\,E\,J = -529{,}9$ tm³		(16)
					$3\,\delta\,E\,J = 270$ tm³ vgl.	$3\,\delta\,E\,J = -264{,}9$ tm³		
					$M_C = \frac{3\,\delta\,E\,J}{l_1^2} = -\frac{264{,}9}{77{,}44} = -3{,}42$ tm			(7)
					(M_C der graph. Unters. = 3,49 tm)			

Kontrolle: Spalte 5.

$\sum_2^{14}(3\,l_1 - c) = 3 \cdot 13\,l_1 - \sum_2^{14} c$

$= 343{,}2 - 48{,}02 = \text{Soll} \sum_2^{14} = 295{,}18$ richtig

b) Berechnung des Momentenkeils.

Infolge Vorzeichen-Umkehrung $C_1 = +22{,}621$ t; $M_C = +3{,}42$ tm

$l_1 = 8{,}8$ m, $1/l_1 = 0{,}1136$. In Höhe $-7{,}30$ ist $e = 22{,}47$ t/m.

1. Erste Annäherung.

(8) $z_1 = \frac{M_C}{C_1} = \frac{+3{,}42}{+22{,}621} = 0{,}151$ m | $\Delta A = \frac{M_C}{l_1} = +\frac{3{,}42}{8{,}8} = +0{,}39$ t (3)

2. Genauere Berechnung.

(23) $z = z_1 + \frac{1}{2}\left(\frac{2}{C_1} + \frac{1}{l_1}\right) z_1^2 = 0{,}151 + \frac{1}{2}\left(\frac{22{,}47}{22{,}621} + 0{,}1136\right) \cdot 0{,}151^2$ | $\Delta A = \left(C_1 - \frac{e\,z}{2}\right)\frac{z}{l_1 - z} = \left(22{,}621 - \frac{22{,}47 \cdot 0{,}162}{2}\right) \cdot \frac{0{,}162}{8{,}638}$ (17)

mithin $z = +0{,}162$ m | mithin $\Delta A = +0{,}390$ t

(22) $l = l_1 - z = 8{,}8 - 0{,}162 = 8{,}638$ m

c) Ergebnis der Tabelle 2.

Höhenlage von C.	Auflagerkraft A.
Angenommen, als C_1 auf $-7{,}30$	Nach Tabelle 1 ist $A_1 = +7{,}471$ t
Zu heben um . . $z = +0{,}162$	Hinzuzufügen . $\Delta A = +0{,}390$ t
Richtige Höhe . . C auf $-7{,}138$	Richtig ist . . $A = +7{,}861$ t

Schließlich läßt sich die Momentenlinie aus dem berichtigten Auflagerdruck $A = A_1 + \Delta A$ und den P-Kräften nach Formel (9) berechnen (vgl. Tab. 3). Diese Rechnung ist nur bis dahin nötig, wo die Momente wieder abnehmen, weil nur der Größtwert von M gebraucht wird; aber zweckmäßig führt man sie bis zum Punkte C herunter.

Die Anwendung des analytischen Verfahrens auf die übrigen von Blum behandelten Fälle läßt sich hieraus ableiten.

Tabelle 3.

Berechnung der Biegungsmomente der Spundwand mit C in Höhe $-7{,}14$ (statt $-7{,}138$), $A = 7{,}86$ t; Formel (9).

Schnitt in Höhe der Kraft	P	Q t	h m	M tm	Momentbezeichnung	
			0,74			
A	P_1	— 0,72	0,76	— 0,55	M_A	
	A	+ 7,86				
P_2		+ 7,14	0,43	+ 3,07		In Höhe $-7{,}14$ ist $e' = 21{,}21$ t/m
	P_2	— 1,48		+ 2,52	M_2	
P_3		+ 5,66	0,84	+ 4,75		$P_{14}' = \frac{1}{2} \cdot (20{,}12 + 21{,}21) \cdot 0{,}14 = 2{,}89$ t.
	P_3	— 1,09		+ 7,27	M_3	
P_4		+ 4,57	0,75	+ 3,43		
	P_4	— 2,71		+ 10,70	M_4	
P_5		+ 1,86	1,00	+ 1,86		
	P_5	— 3,08		+ 12,56	M_5	
	Vorzeichenwechsel von Q, also hier $Q = 0$, mithin ist M_5 das Maximum.					
	Fortsetzung der Kontrolle					
P_6		— 1,22	1,00	— 1,22		Berechnung von C nach Tabelle 1 ist $\Sigma P = +15{,}15$ t nach Abzug $P_{14} = -6{,}36$ t $+8{,}79$ t hinzu $P_{14}' = +2{,}89$ t hinzu $A = +7{,}86$ t $\Sigma = +19{,}54$ t mithin $C = -19{,}54$ t
	P_6	— 3,44		+ 11,34	M_6	
P_7		— 4,66	1,00	— 4,66		
	P_7	— 3,81		+ 6,68	M_7	
P_8		— 8,47	0,62	— 5,25		
	P_8	— 0,72		+ 1,43	M_8	
P_9		— 9,19	0,65	— 5,97		
	P_9	+ 1,27		— 4,54	M_9	
P_{10}		— 7,92	0,46	— 3,64		
	P_{10}	+ 3,21		— 8,18	M_{10}	
P_{11}		— 4,71	0,50	— 2,355		
	P_{11}	+ 5,16		— 10,535	M_{11}	
P_{12}		+ 0,45	0,51	+ 0,23		
	P_{12}	+ 7,12		— 10,305	M_{12}	
P_{13}		+ 7,57	0,50	+ 3,785		
	P_{13}	+ 9,08		— 6,520	M_{13}	
P_{14}'		+ 16,65	0,31	+ 5,16		
	P_{14}'	+ 2,89		— 1,36	M'_{14}	
C		+ 19,54	0,07	+ 1,40		
	C	— 19,54		+ 0,04	M_C	
Kontrolle	Ist $\Delta = 0{,}0$		$\Sigma = 10{,}14$	$+0{,}04 =$ Ist M_C		
	Soll $\Delta = 0{,}0$		richtig	$0{,}0 =$ Soll M_C		

Fehler: $\Delta M_C = +0{,}04$ tm

$\Delta z = \frac{\Delta M_C}{C} = \frac{+0{,}04}{-19{,}54} = -0{,}002$ m, vgl. Formel (8);

mithin $z = 0{,}14 - 0{,}002 = 0{,}138$ m.

Fehlerkritik. Nach Tabelle 2 ist z tatsächlich nicht gleich 0,14 m, sondern, wie hier wiederum gefunden, gleich 0,138. Der Fehler ΔM_C ist also nur die notwendige Folge der Abkürzung auf cm, mithin nicht Fehler, sondern Bestätigung der Richtigkeit der ganzen Rechnung!

Rechnungsergebnis.

Da die Berechnung hier unter den gleichen Annahmen durchgeführt ist wie bei Blum-Lohmeyer, muß das Ergebnis das gleiche sein.

Der Punkt C liegt nun

nach Blum-Lohmeyer . . . . . in Höhe $-7{,}12$

nach der vorstehenden graphischen Untersuchung mit analytischer Berichtigung . . in Höhe $-7{,}14$

nach der vorstehenden völlig analytischen Berechnung . . . . . in Höhe $-7{,}138$ $\approx -7{,}14$

nach einer hier nicht wiedergegebenen scharfen analytischen Berechnung genauer zwischen $-7{,}1350$ und $-7{,}1360$.

Die vorstehende analytische Untersuchung liefert also den gesuchten Wert praktisch genau. Der geringe, praktisch belanglose Höhenunterschied gegen Blum-Lohmeyer erklärt sich teils durch die zeichnerischen Ungenauigkeiten, teils dadurch, daß Blum und Lohmeyer mit einem Auflagerdruck $A = 7{,}70$ t rechnen, während die Berechnung mit den dort angegebenen Größen $A = 7{,}90$ t liefert.

Das Blum-Lohmeyer-Verfahren sowohl in der ursprünglich angegebenen graphischen Berechnungsform wie in der hier entwickelten analytischen beschränkt sich auf den Fall, wo die Spundwand mit nur einem Anker versehen ist. Da in der Praxis aber häufig zwei Anker übereinander angeordnet werden, so ist es erwünscht, daß auch für diesen Fall ein bequemes Rechnungsverfahren entwickelt wird.

Alle Rechte vorbehalten.

Eine neue Schleuse in Ostende zwischen Fischereihafen und Vorhafen

wurde nach einem Bericht in T. d. Travaux 1937, Heft 1, S. 39 bis 50, erforderlich, weil die bisherige Schleuse unbrauchbar zu werden drohte. Der Fischereihafen wird seit 1930 erweitert. Die Bauten sollen 1938 beendet sein; das neue Hafenbecken ist 125 m breit und soll 760 m lang werden (Abb. 1); die Wassertiefe beträgt 8 m. Da sich die Seitenwände der 1924 erbauten alten Schleuse (Abb. 2) wegen unzulänglicher Konstruktion des Schleusenbodens nach dem Auffüllen des umgebenden Geländes zueinander neigten, mußte über dem ursprünglichen ein neuer Schleusenboden hergestellt werden, der aus einer 40 cm hohen Betonschicht bestand, die auf in Abständen von 3 m verlegten Eisenbetonquerträgern von 1 × 0,4 m Querschnitt ruhte. Auch das genügte nicht, um weitere Bewegungen und Senkungen des Bauwerks zu verhindern; man entschloß sich daher, einen Teil der Aufschüttung zu entfernen. Untersuchungen im Jahre 1934 zeigten, daß weitere Senkungen nach allen Richtungen hin stattgefunden hatten, so daß das Bauwerk Sprünge aufwies. Auch wurde festgestellt, daß das Meerwasser erhebliche Zerstörungen hervorgerufen hatte, und zwar an Stellen, die nicht oder doch nur sehr schwer für Ausbesserungsarbeiten zugänglich waren. Deshalb entschloß man sich zum Bau einer neuen Schleuse.

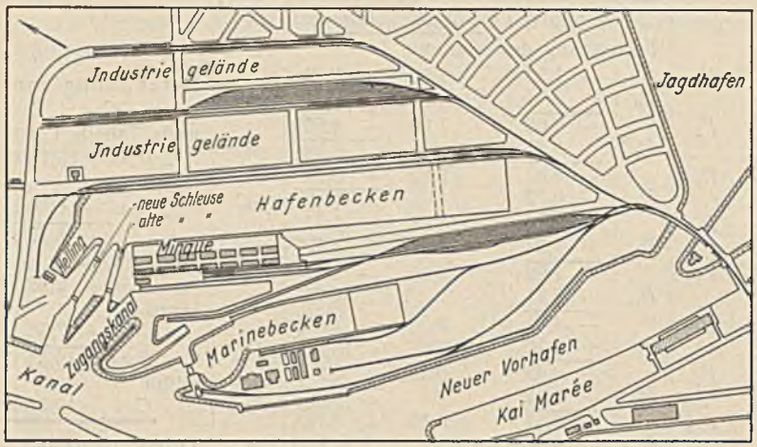


Abb. 1.

Diese hat eine nutzbare Länge von 93 m, eine Gesamtlänge zwischen den Häuptern von 137,35 m und eine lichte Breite von 16 m. Der Schleusenboden liegt bei Ord. — 5,0, die Sohle der Tore bei Ord. — 4,5 m (0 = WS Ostende bei Ebbe). Die vier Paar Flügel der Schleusentore sind aus „Greenheart"-Holz hergestellt. Jeder Flügel besitzt zwei Klappen von je 0,56 m² Querschnitt. Gefüllt und entleert wird die Schleuse durch zwei die Kammerwände und die Schleusenhäupter auf ihrer ganzen Länge durchsetzende Umläufe von je 3 m² Querschnitt, die mit der Schleusenkammer durch je sechs Öffnungen verbunden sind.

Der Baugrund ist an der fraglichen Stelle außerordentlich ungünstig. Auf eine 4 m mächtige Sandschicht folgt in Richtung von oben nach unten eine 3 m hohe Tonschicht, nach der eine von 0,0 bis — 2,0 m reichende Torfschicht kommt. Dieser folgt eine 4 m mächtige Schicht aus sandigem Ton, und auf sie kommt von — 6,0 bis — 11,0 m wieder eine Sandschicht, an die sich eine 3 m hohe Tonschicht anschließt, die in eine mächtige Sandschicht von — 14,0 bis — 33,0 übergeht. So ergaben sich drei Grundwasserspiegel, bei + 3,25 in der ersten Sandschicht, zwischen + 1,85 und + 2,5 beim Anbohren der zweiten und einer zwischen + 2,2 und + 3,2 nach Erreichen der dritten Sandschicht. Die Drücke im zweiten Grundwasserspiegel schwanken mit Ebbe und Flut, und zwar mit einer zeitlichen Verschiebung von $^1/_2$ Std., und die im dritten Grundwasserspiegel schwanken unmittelbar mit Ebbe und Flut. An der Sohle der dritten Tonschicht herrscht bei — 14,0 ein mittlerer Wasserdruck von 16,7 m. Schon beim Bau der alten Schleuse wurden Wasserdurchbrüche großer Stärke beobachtet, besonders wurde festgestellt, daß durch die so entstandenen Verbindungen Seewasser von unten her an das Bauwerk gelangte. Beim Schlagen eines Probepfahls aus Eisenbeton von 40 × 40 cm wurde nach Erreichen einer Tiefe von — 7,0 ein Ziehen von 1,5 cm für 30 Rammschläge festgestellt. Bei 6facher Sicherheit wurde dabei eine Tragkraft von 480 t errechnet. Nach Erreichen einer Tiefe von — 12,0 wurde ein Absinken des Schlagwiderstandes beobachtet. Nachdem der Pfahl auf — 14,0 gerammt war, sackte er plötzlich nur durch sein Eigengewicht um 4 m ab und hatte dann nur noch eine Tragfähigkeit von 26 t, die sich nach 6 Wochen auf 50 t wieder erhöht hatte.

Man entschloß sich nun, Schleusenboden und Seitenwände aus einem Stück herzustellen. Um jede weitere Störung des Gleichgewichts zu vermeiden, wurde das Bauwerk auf Senkkasten errichtet und Druckluftgründung angewendet. Die Schleuse wurde in vier Senkkasten aufgeteilt (DRP, Abb. 3), von denen einer 36,5 × 29,2, zwei 33,35 × 25,2 und einer 33,5 × 29,2 m Grundfläche erhielten. Die Senkkasten sollten bis auf — 9,0 abgesenkt werden. Der Schleusenboden ist 4 m dick und so berechnet und gebaut, daß nur das eiserne Traggerüst der Senkkasten alle Kräfte aufnimmt, während der Beton nur als Füllung dient. Je sechs Fachwerkquerträger von 4 m Höhe tragen das Gerüst der Senkkasten. Die Querträger stützen sich auf zwei in 21 m Abstand voneinander liegende Fachwerk-Hauptlängsträger von 7,5 m Höhe ab, die bis in die Kammerseitenwände hineinreichen und so die feste Verbindung zwischen Bodengerüst und Kammerwand bilden. Die unteren Gurtungen der Längsträger bilden mit den unteren Gurtungen der Querträger die Tragfläche oder Schneide (Abb. 4). Die Stirnen der Querträger sind durch besondere 4 m hohe Träger miteinander verbunden; auf diese Weise wird eine zweite Tragfläche dem äußeren Umriß des Senkkastens folgend gebildet. Man erhält so eine rechteckige mittlere Arbeitskammer und eine außen umlaufende Arbeitsgalerie, die beide miteinander verbunden sind. Die äußeren Wände sind also nur Schirmwände, die die sichere Haltung des Luftdrucks ermöglichen, während die innere Schneide das ganze Gewicht der Senkkasten aufnimmt. Das Gerippe ist sehr steif, und das Absenken kann sicher und leicht regelbar ausgeführt werden, weil die umlaufende breite Schneide von beiden Seiten her bequem zugänglich ist.

Die Senkkasten wurden bei Ord. + 1,0 auf Eisenbetonfundamentplatten errichtet, deren Bewehrungsbügel mit der ebenen Unterfläche der Senkkastenhauptträger verschweißt wurden. Durch beiderseitiges Abschlagen des äußeren Betonteils der schwach bewehrten Fundamentplatten erhielt man die kegelige Stützfläche (Schneide) für die Senkkasten (Abb. 5).

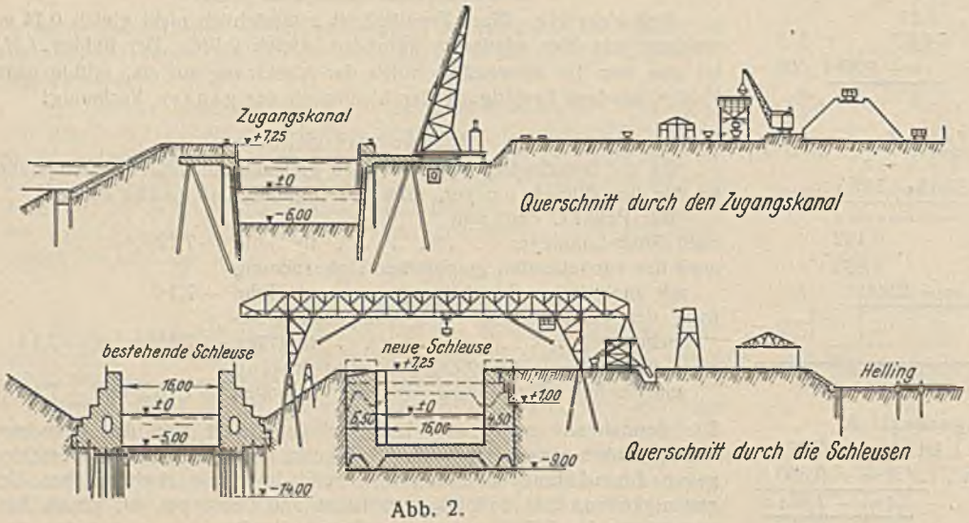


Abb. 2.

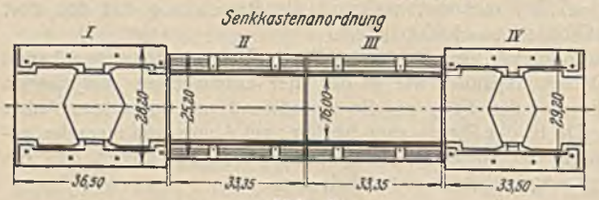


Abb. 3.

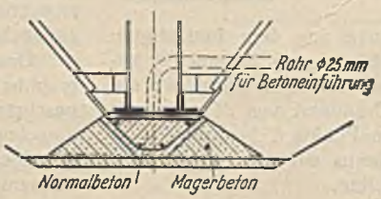
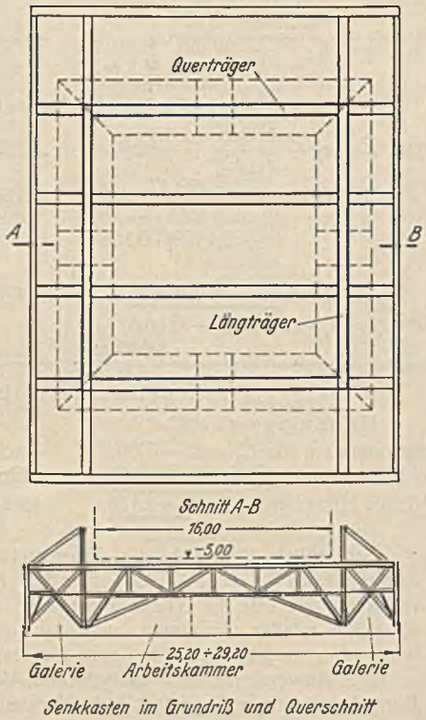


Abb. 5.



Senkkasten im Grundriß und Querschnitt

Abb. 4.

Um an der Sohle benachbarter Senkkasten eine genügende Abdichtung zu erhalten, wurde seitlich am Außenträger des einen auf Ord. — 9,0 abzusenkenden Kastens I nach außen zu eine 400 mm breite Blechplatte befestigt (Abb. 6). An diese wurde eine 400 mm nach unten reichende starke senkrechte Blechplatte angeschweißt. Der Nachbarsenkkasten II soll theoretisch einen Abstand von 210 mm haben, seine Unterkante wird auf — 8,88 abgesenkt und muß zum Anschluß an die Schneide des Senkkastens II mit einem senkrechten, 220 mm hohen Verlängerungsblech versehen werden. Wird der Kasten II senkrecht abgesenkt, genügt es, sein Verlängerungsblech mit der waagerechten Platte des ersten Kastens an der Stoßstelle zu verschweißen. Um jedoch seitlichen Verschiebungen Rechnung zu tragen, ist außerdem an die senkrechte, außen angeordnete Platte des ersten Kastens ein nachgiebiges, gebogenes, 2 mm dickes Blech angeschweißt, das mit dem Kasten II verschweißt wird und die dichte Verbindung zwischen beiden Senkkasten herstellen soll (DRP).

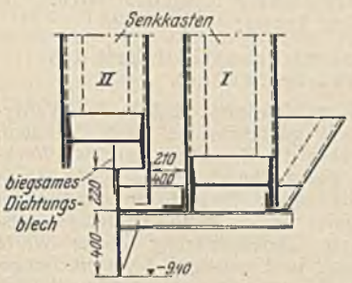


Abb. 6.

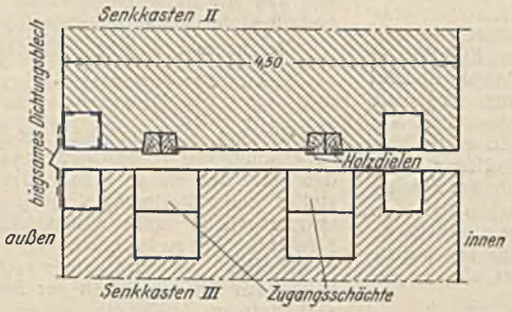


Abb. 7.

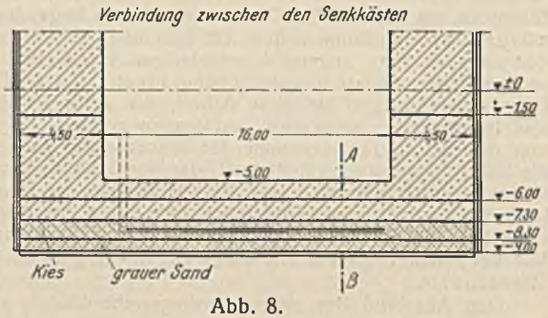
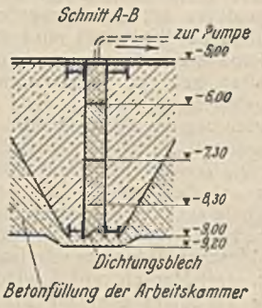


Abb. 8.

Um ein möglichst rasches Absenken zu erreichen, da die Arbeiten drängten, wurden die Senkkastengewichte vor Beginn des Absenkens bedeutend erhöht und die tragenden Unterflächen der Senkkasten auf Holztraversen abgestützt, die alle rechtzeitig entfernt werden konnten, mit Ausnahme der unter der äußeren Stützfläche des Senkkastens III liegenden, die nicht alle rechtzeitig beseitigt werden konnten. Sie wurden zerschnitten, wobei die außen vorstehende Plattenkonstruktion der Abdichtung zwischen den beiden Senkkasten zurückgedrängt und gegen die Außenhaut gebogen wurde. Die Verschweißung der Dichtungsplatten des einen Schleusenhauptsenkkastens mit dem nachfolgenden Kammersenkkasten konnte nicht ausgeführt werden. Hier wurde die waagerechte Trennfuge dadurch gedichtet, daß die Betonfüllung des Schleusenhauptsenkkastens unter der Tragkante des Eisengerüstes hindurch bis zum Träger des Nachbarsenkkastens durchgeführt wurde. Die senkrechten Trennfugen zwischen den Senkkasten wurden außen durch eine Art Spundbohle abgedichtet, die aus einem winkliggebogenen, in Klauen eingeschweißten biegsamen Blech bestand (Abb. 7). Seine Klauen griffen in zwei entsprechende, an den Senkkastenwandkanten befestigte Klauen ein. Wie Abb. 8 zeigt, besteht keine vollständige Dichtung zwischen zwei Senkkasten. Man glaubte, es genüge, wenn in den Ecken der Verbindungen ein Erdpfropfen belassen würde, um das Eindringen von Wasser zu verhindern. Tatsächlich drangen schon nach Entfernen von $^3/_4$ der Aushubmasse erhebliche Wassermassen ein, die auch durch außen eingebrachte Dichtungen nicht ferngehalten werden konnten. Um Sandausspülungen aus dem Untergrund zu verhindern, wurde der letzte Aushubrest von 0,7 bis 1 m Dicke dort belassen, auf ihn ein Kiesbett von 0,5 m Höhe aufgebracht und in diesem ein Entwässerungsrohr angeordnet, das an eine ständig arbeitende Kreiselpumpe angeschlossen war. Dann wurden die Senkkasten miteinander verschweißt und so die Trennfuge gedichtet. Zur Verbindung des Senkkastenbetons mit dem Füllbeton wurden in ersterem Nuten gelassen, gleichem Zweck dienen die über die ganze Höhe reichenden Einsteigschächte ebenso wie die Aussparungen für die in den Seitenflächen vorgesehenen Gleitbohlen (Abb. 7).

Nach Vollendung des Baues blieb die Schleusensohle 6 Wochen völlig trocken; sie hat sich als unbedingt dicht erwiesen. Von Ord. — 1,5 bis nach oben wurden zwischen den Senkkasten Dehnungsfugen bekannter Ausführung vorgesehen. Die Senkkasten wurden in der Reihenfolge III—I—IV—II (Abb. 3) abgesenkt, um das Gleichgewicht der Umgebung so wenig wie möglich zu stören. Trotzdem stellten sich kleinere Längsverschiebungen ein, und zwar wurde die größte Schrägstellung in der Längsrichtung von 1 : 70 beim Senkkasten III beobachtet, der sich in seiner Endlage um 600 mm verschoben hatte. Der Senkkasten I war damals schon aufgebaut und sollte durch entsprechende Verlagerung der Aushubmasse um diesen Betrag durch Schrägstellen verschoben werden. Indessen konnte er nur um 160 mm verlagert werden, so daß man den dazwischenliegenden Senkkasten II um 500 mm kürzen mußte. Beim endgültigen Geradestellen des Senkkastens I wurde der Innendruck auf 0,7 at abgesenkt und der Boden unter der am wenigsten abgesenkten Tragkante so lange vorsichtig entfernt, bis der Senkkasten waagerecht lag, worauf unter dem üblichen Überdruck von 1,75 at die Betonfüllung fertiggestellt wurde. An den beiden Stirnseiten der Schleusenhauptsenkkasten wurden beim Absenken eiserne Spundwände vorgesehen, die an den unteren Außenträgern der Senkkasten befestigt waren und sich gegen fünf oben am Senkkasten angebrachte Walzeisenträger von 1 m Höhe abstützten. Jeder Senkkasten erhielt drei Zugangsschächte, von denen zwei mit elektrischen Aufzügen versehen waren.

Um zu vermeiden, daß sich zwischen Hafenbecken und Außenkanal wasserführende Längskanäle bilden, wurden an den vorderen Fundamenten der Senkkasten der Schleusenkammern Eisenspundwände bis auf Ord. — 12,0 (Abb. 9) in die unterste Tonschicht eingetrieben. Sechs Pumpen waren vorgesehen, davon waren vier im mittleren Arbeitsraum und zwei in der Mitte der seitlichen Arbeitsgalerien untergebracht. Bei Beginn der Absenkung wogen die Schleusenkammerkasten je 5000 t und die Schleusenhauptsenkkasten 6500 bzw. 7500 t einschließlich der Eisenbewehrung von je 480 bzw. je 600 t. Der Aufbau der Senkkasten dauerte 8 Monate. Zum Absenken wurden für Senkkasten III 62 Tage, für I 47 Tage, für IV 25 Tage und für II 45 Tage bei täglichen Absenkungen von 18 bis 35 cm benötigt. In 7 Monaten war dieser Teil der Arbeiten beendet. Als Betonmischung wurden 400 kg Zement mit 450 l Sand bis 5 mm Körnung und 750 l Kies bis 30 mm Körnung verwendet. Als Sand diente eine Mischung von 1 T. Dünensand mit 3 T. Rheinsand. 45000 m³ Beton und 3660 t Eisen und Stahl sind verbraucht worden. Die Baukosten beliefen sich auf rd. 23 Mill. fr.



Zu Abb. 8.

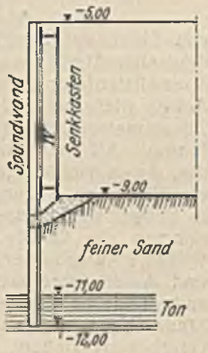


Abb. 9.

Der Entwurf und die Ausführung der Druckluftgründung der Schleuse einschließlich des Vorhaltens des gesamten dazu erforderlichen Gerätes lagen in den Händen der Firma Neue Baugesellschaft Wayss & Freytag AG, Frankfurt (Main). Schm.

Alle Rechte vorbehalten.

Wissenschaftliche Tagung des Deutschen Stahlbau-Verbandes.

Die Tagung 1937 fand unter dem Vorsitz des Verbandsvorsitzenden Direktor Dr. Eggers und bei zahlreicher Beteiligung seitens der Fachgenossen am 14. und 15. Oktober in der Aula der Technischen Hochschule Berlin statt. Zuerst nahm Direktor Dr. Oelert, Berlin, das Wort zu seinem Vortrage:

„Die Lage der deutschen Stahlbauindustrie".

Einige anschauliche und lehrhafte statistische Tafeln dienten zur Belebung des Vortrages. Es müsse zugegeben werden, daß im laufenden Jahre, durch die behördlichen Sparverordnungen veranlaßt, im Auftragsbestande ein Rückgang von etwa 30% zu verzeichnen sei. Im Anteil an den Auftragseingängen habe der Brückenbau zugunsten der Hochbauten an Boden verloren. Mit allen Kräften werde der Verband an einer Ausweitung der Ausfuhr weiterarbeiten. So seien in letzter Zeit eine ganze Anzahl größerer (vom Redner benannter) Stahlbauten im Ausland zur Ausführung gekommen, und zwar in einem Gesamtausmaß von etwa 35 000 t. Darüber hinaus seien aber noch große Lieferungen von Brücken- und Hochbaukonstruktionen für Irland, Griechenland, China, Brasilien, Argentinien, Südafrika usw. zu erwähnen. Die staatlichen Maßnahmen in der Frage der Werkstoffwahl seien zweifellos zu einer Notwendigkeit geworden; immerhin möchten hierbei in Zukunft in gegebenen Fällen auch allgemein volkswirtschaftliche und ingenieurmäßige Erwägungen zu ihrem Recht kommen.

„Die Aufgaben des Stahlbaues"

behandelte Reichsbahndirektor Geheimrat Dr. Schaper in einem längeren Lichtbildvortrage. Stahlbauten kämen vor allem da in Frage, wo es sich um sehr große Spannweiten, geringe Bauhöhen, große Belastungen, dynamische Beanspruchungen und schwierige Montageverhältnisse handelt. Stahleinsparungsmöglichkeiten seien gegeben durch Verwendung des hochwertigen Baustahles St 52, durch Anwendung der Schweißtechnik und — bei Brücken — durch leichtere Fahrbahnplatten. Man könne im Brückenbau mit St 52 gegenüber dem gewöhnlichen Baustahl St 37 Gewichtseinsparungen von mindestens 15% und durch Benutzung der

Schweißtechnik solche bis zu 25% erzielen. Der Bau der Reichsautobahnen habe allerorten Gelegenheit gegeben, den hohen Stand der deutschen Brückenbaukunst durch formvollendete Gestaltung unter Beweis zu stellen. Die vorgeführten Bilder, zum größeren Teil durch frühere Veröffentlichungen schon bekannt (z. B. Stahlbau 1937, Hefte 17/18 und 21/22, Bauing. 1937, Heft 37/38), gaben einen für den Vortrag erschöpfenden Überblick über die Leistungen im deutschen Stahlgroßbau, soweit sie technisch oder schönheitlich besonders beachtenswert sind. Man sah die erheblichen Fortschritte, die vor allem der starken Wiederbelebung des Brückenbaues durch die Reichsautobahnen zu verdanken sind. Den Anforderungen des Vierjahresplanes werde man durch ein hochentwickeltes Versuchswesen, durch neuzeitliche Prüfverfahren, wie Röntgengeräte, Durchflutungsgeräte usw., weitgehend gerecht.

Der dann folgende Vortrag des bekannten Chemikers Prof. Dr. Hofmann, Breslau

„Von der Kohle zum Kautschuk"

führte in ein für den Stahlbau etwas abseits liegendes Gebiet. In sehr anregender, oft humorvoller Art gab der Redner einen Einblick in den langjährigen, ungemein schwierigen Werdegang einer im Endziel so wichtigen chemischen Forschungsarbeit. Viele Millionen hätte die I.G. Farbenindustrie für diese Arbeit, die mehr als 30 Jahre Chemiker und Ingenieure in Atem hielt, aufwenden müssen. Es sei ein weiter Weg von den ersten Tastversuchen der Wissenschaft bis zur Erfüllung durch die Industrie gewesen. Erst durch das persönliche Eingreifen des Führers sei es möglich geworden, die Großfabrikation der Bunamarken der I. G. in Angriff zu nehmen. Und schon jetzt biete das deutsche synthetische Erzeugnis den besten Naturkautschuksorten gegenüber sehr beachtliche Vorzüge; sein Preis sei allerdings gegenwärtig noch höher als der der Pflanzenware.

Den Abschluß der ersten Vortragsreihe bildete ein von ehrlichem Idealismus beseelter Vortrag

„Technik und Weltanschauung"

des Gauhauptstellenleiters E. Maier, Leiter der Reichsschulungskurse deutscher Straßenbauingenieure auf der Plassenburg. Man würdige das Spezialistentum; ein Aufbau der Wirtschaft ohne dieses sei nicht denkbar. Arbeit allein sei und bleibe die Krönung des Lebens, und nur freudiges Zusammenwirken der Alten und der Jungen könne zu greifbaren Zielen führen. Alt und jung gehörten zusammen. Die Jugend ehre und achte die, deren vieljährige Erfahrung zu weiterem Aufbau nötig ist. Wir wären ein Nichts ohne Vergangenheit. Technik, Wirtschaft und Politik ständen in inniger Verbindung. Die Technik hätte seit jeher von staatlichen Maßnahmen das Größte zu erhoffen und — zu befürchten gehabt. Eine wichtige Aufgabe der Technik sei auch die Erziehung eines fähigen Arbeiter- und Arbeitsführernachwuchses. Die Industrie könne dabei neben den andern Säulen unserer Menschenbildung in rein fachlichem wie in sozialem Sinne Wertvolles leisten. Der Mensch müsse wieder im Mittelpunkte des Geschehens stehen, der Techniker aber die Forderung der Stunde begreifen und den Arbeitsfrieden einer sozialistischen Epoche festhalten.

Am 15. Oktober sprach zunächst Geheimrat Prof. Dr. Hertwig zu dem Thema:

„Über das Knicken".

An Hand von Modellen zeigte der Vortragende die Vorgänge beim Übergang von stabilen zu labilen Gleichgewichtszuständen und stellte dann Kriterien der Stabilität für einige einfachere Fälle auf. Zur praktischen Auswertung der experimentellen Untersuchungen und mathematischen Schlußfolgerungen Hertwigs erscheint ein eingehenderes Studium an Hand der zu erwartenden Vortragsveröffentlichung geboten.

Es folgte ein Lichtbildervortrag von Reichsbahnrat Burger über

„Stahleinsparungsmöglichkeiten im Stahlbau".

Man sorge vor allem für einen geschickten Entwurf, eine richtige Wahl des Systems und der Zahl und der Höhe der Hauptträger sowie für eine Vollausnutzung des Stahles (St 52). Bei Vollwandträgern schränke man möglichst die Zahl der Stöße ein und verringere die Dicke hoher Stegbleche durch zweckmäßige Anordnung von Aussteifungen. Im übrigen wird noch einmal die Zweckmäßigkeit des Schweißens und die Notwendigkeit der Leichtfahrbahnen betont. Fahrbahnbeläge mit ausbetonierten Buckelblechen und kreuzweise bewehrten Eisenbetonplatten werden heute bis zu Spannweiten von 6 und 8 m ausgeführt[1]).

Prof. Graf, Stuttgart, sprach an Hand zahlreicher Lichtbilder über

„Versuche mit stählernen Leichtfahrbahnkonstruktionen".

Diese Versuche wurden im Auftrage der Direktion der Reichsautobahnen und des Deutschen Ausschusses für Stahlbau durchgeführt und erstreckten sich auf drei verschiedene Ausführungsweisen: Stahlzellendecken mit ebener Deckplatte, allseitig aufgeschweißte Buckelplatten, Faltbleche und doppelwinklig gebogene Bleche. Art und Umfang der Grafschen Untersuchungen wurden bereits in Heft 16 des „Stahlbau" mitgeteilt[2]). Es ist zu erwarten, daß diese Versuchsergebnisse zu besonderen Richtlinien für eine praktische Auswertung führen werden, sobald man sich von der Dauerfestigkeit der Konstruktion bei weitgehender Ausnutzung des Stahles überzeugt hat. Der Vortragende wies auch darauf hin, daß mit einfachen Modellen beachtliche Aufschlüsse über die Lastenverteilung in den verschiedensten Trägergebilden feststellbar seien.

Der nächste Vortrag behandelte das Thema:

„Aus der technisch-wissenschaftlichen Tätigkeit des Deutschen Stahlbau-Verbandes".

Dr.-Ing. Klöppel gibt der Meinung Ausdruck, daß in der Weiterentwicklung der Vorschriften neuartige Wege beschritten werden müßten, daß man den neuen Erkenntnissen über die Dauerfestigkeit des Werkstoffes mehr Rechnung tragen, die Werkstoffmechanik und die Kerbspannungslehre mehr berücksichtigen müsse. Statt einer allgemeinen Steigerung der zulässigen Spannungswerte werde man in den Bemessungsvorschriften vielleicht einer stärkeren Differenzierung dieser Werte (z. B. nach Art, Häufigkeit der Belastung und sonstigen Beanspruchungsverhältnissen) den Vorzug geben. Es erscheine nicht ausgeschlossen, daß die zulässigen Beanspruchungen der dynamisch beanspruchten Bauwerke erhöht werden können. Jedenfalls zwingen die Forderungen des Stahleinsparens zu solchen Erwägungen. Jede Möglichkeit müsse wahrgenommen werden, die nötigen Sicherheiten der Einzelbauteile mit dem kleinstmöglichen Aufwande an Stahl zu erreichen.

Eine ungeteilte Aufmerksamkeit wurde dem Schlußvortrag von Dr. Reichert, Berlin,

„Die neuesten Probleme der Eisen schaffenden Industrie"

geschenkt. Die Weltgewinnung an Eisen und Stahl werde über den im ersten Halbjahr 1937 erreichten Höchststand kaum hinauskommen. Neben dem Zurückbleiben der Erzförderung in manchen Ländern sei auch ein allmähliches Nachlassen auf seiten der Nachfrage des Auslandes festzustellen. Die vom Redner gegebenen Schaubilder zeigten, ab 1933 gerechnet, das starke Anwachsen unseres Stahlverbrauches auf den Kopf der Bevölkerung (von 60 auf über 250 kg) sowie die immer stärker werdende Einfuhr an Eisen- und Manganerzen aus Schweden und Frankreich. Die Sage von den zur Schädigung Deutschlands angeblich an England verkauften großen schwedischen Erzmengen wurde endgültig aus dem deutschen Märchenschatz gestrichen. In anderen Schaubildern erkannte man das Anwachsen der Rohstahlerzeugung in Deutschland (aber auch in den VStA, in Rußland und Großbritannien), die Abnahme der Einfuhr im Außenhandel in Eisen und Stahl, aber auch die nicht unbeträchtliche Zunahme der Ausfuhr im Gegensatze zu anderen Ländern (seit 1933 auf das doppelte). Die Kohlen- und Koksversorgung bleibe zunächst für manche Länder recht knapp. Auf dem Auslandsmarkt für Schrott habe die Bildung eines Schrotteinkaufskartells durch die großen Verbrauchsländer und die neuere Zurückhaltung Japans schon vor Wochen zu einer Entspannung geführt. Die weltmarktlichen Preiserhöhungen seien in erster Linie auf die Dringlichkeit des Bedarfs für Rüstungen und sonstige öffentliche Zwecke zurückzuführen. Im übrigen könne man in allen Fragen der Eisen schaffenden Industrie zu den Maßnahmen unserer Regierung volles Vertrauen haben. C. Kersten.

[1]) Zum gleichen Gegenstande macht Dipl.-Ing. Schreiner, Dresden, beachtliche Vorschläge in der Bautechn. 1937, Heft 36 („Wo kann beim Entwerfen von Stahlbauten noch an Stahl und Kupfer gespart werden?").

[2]) Vgl. auch Dr. Zimirski „Buckelbleche der Leichtfahrbahnen, ihre Berechnung und Aussteifung", Bautechn. 1937, Heft 34.

Alle Rechte vorbehalten.

Massenschäden an Brücken und deren Wiederaufbau in den VStA.

Im März 1936 sind die Neu-England-Staaten, Maine, New Hampshire, Vermont, Massachusetts und Connecticut, von einem verheerenden Hochwasser heimgesucht worden, dem Hunderte von Brücken zum Opfer gefallen sind. Die zuständigen Baubehörden haben zunächst dafür gesorgt, daß durch behelfmäßige Instandsetzungen die Störungen des Straßenverkehrs wieder beseitigt wurden, und schon im Juni konnten auf allen Straßen des Hochwassergebiets Kraftwagen wieder ohne Schwierigkeiten verkehren. Schwieriger und zeitraubender war die Arbeit, neue Brücken als Dauerbauwerke zum Ersatz der zerstörten Brücken zu entwerfen, die zu ihrem Bau nötigen Mittel aufzubringen und den Bau auszuführen. Einen Maßstab für die Schäden, der diesen wenigstens angenähert entspricht, bilden die Kosten, die für die Instandsetzungsarbeiten der großen Brücken aufzuwenden sind. Der Aufbringung dieser Kosten kam der Umstand zu statten, daß der Bundesregierung große Mittel zur Arbeitsbeschaffung zur Verfügung stehen und daß sie mit diesen Mitteln die örtlich zuständigen Baubehörden unterstützt hat. Aus diesen Mitteln ist der Bau von 150 Brücken für einen Betrag von rd. 10 Mill. Dollar an Unternehmer vergeben worden. Die zur Bewirtschaftung der eben erwähnten Mittel ins Leben gerufene Behörde hat 479 Brücken mit einem Aufwande von ungefähr 2,5 Mill. Dollar in eigener Verwaltung gebaut. Eine weitere Million hat der Staat New Hampshire aufgebracht. So sind also über 13 Mill. Dollar nötig, um die Brücken der Neu-England-Staaten instand zu setzen. Es handelt sich dabei um Bauwerke von Durchlässen an bis zu Stahlbogenbrücken von 130 m Spannweite und andere mit langen, über mehrere Öffnungen durchgehenden Trägern.

Eng. News-Rec. 1937, Heft vom 8. Juli, wirft die Frage auf, wie es kommt, daß das Hochwasser so schweren Schaden an den Brücken angerichtet hat, und beantwortet sie dahin, daß das Hochwasser höher gestiegen war als je ein früheres Hochwasser und daß es mehr Eis führte, als man je zuvor erlebt hatte. Das Hochwasser rührte daher, daß heftiger Regen auf schmelzenden Schnee fiel, so daß das Hochwasser nur langsam stieg und im Unterlauf der Flüsse durch die Nebenflüsse genährt wurde.

Insofern lag ein Unterschied gegen das Hochwasser von 1927 vor, das durch Wolkenbrüche bei gefrorenem Boden im Oberlauf der Flüsse verursacht war, bei dem also das Wasser plötzlich anstieg.

Im Staate Connecticut verteilt sich der Schaden an den Brücken ziemlich gleichmäßig auf städtische Brücken und auf solche, die in Staatsstraßen liegen. Die 24 Brücken, deren Bau an Unternehmer vergeben worden ist, sind meist kleine, sie verursachen einzeln Kosten von 1700 bis 30 000 Dollar. Das einzige größere Bauwerk ist eine Brücke in Norwich, bei der ein zwei Träger von 38 m Spannweite tragender Zwischenpfeiler eingestürzt ist. Die Instandsetzung kostet 157 000 Dollar. Von den zwölf Staatsstraßenbrücken sind neun vollendet und drei im Bau. Bei den zwölf städtischen Brücken ist der Bau von elf in Angriff genommen, und bei der zwölften war der Bau im Juli ausgeschrieben, und auch dieser Bau mag mittlerweile begonnen worden sein.

Die meisten Brückenschäden in Connecticut rührten daher, daß Dämme und Wehre weggespült wurden; infolge davon ergoß sich ein reißender Strom gegen die unterhalb liegenden Brücken, dessen Angriff diese nicht gewachsen waren. In einem Nebenfluß des Connecticut-Flusses stürzte z. B. ein hölzernes Wehr von 6 m Höhe ein, und der dadurch frei gewordene Wasserstrom mit den Trümmern, die er mitführte, riß einen Stahlträger von 38 m Spannweite von seinen Lagern. Daß diese alten Wehre, die zum Teil keinem nützlichen Zweck mehr dienten, nunmehr beseitigt sind, ist ein Schutz gegen zukünftige Hochwässer.

Dieselbe Ursache lag bei den Schäden vor, die im Staate Massachusetts an den Brücken angerichtet wurden und an denen geradezu alle Wasserläufe dieses Staates beteiligt waren. Dazu kam, daß viele von den Brücken alt und infolgedessen nicht mehr recht standfest waren. Von den 60 Brücken, die hier von Unternehmern erneuert werden, waren nur zwei weniger als 40 Jahre alt. Die neueren Brücken haben dagegen dem Angriff des Hochwassers gut widerstanden.

Der Staat New Hampshire hat unter dem Hochwasser besonders zu leiden gehabt. Im Niederschlagsgebiet des Connecticut-Flusses und seiner Nebenflüsse lag eine über 1 m hohe Schneedecke, und das aus ihr herrührende Schmelzwasser richtete zusammen mit dem Eis, das der Fluß führte, in seinem Unterlauf, in dem sein Wasser durch das zahlreicher Nebenflüsse vermehrt worden war, große Verwüstungen an. Allein am Connecticut-Fluß, soweit er durch New Hampshire fließt, hat die Beseitigung der Schäden an Brücken eine Million Dollar Kosten verursacht. Die Zerstörung von Wehren trug auch hier ihren Teil zu den Hochwasserschäden bei, aber nicht in dem Umfang wie in Massachusetts; die Schäden betrafen hier nur alte Brücken oder solche in Straßen von untergeordneter Bedeutung. Immerhin fielen sechs Betonbrücken, von denen keine älter als 15 Jahre war, dem Hochwasser zum Opfer. Die einzige größere und neuere Brücke, die zerstört wurde, war eine neun Jahre alte Stahlbrücke von 36,6 m Spannweite, deren Widerlager hinterwaschen wurden. Von den 29 Brücken, deren Bau in New Hampshire an Unternehmer vergeben worden ist, waren im Juli sieben fertiggestellt, 15 im Bau, und nur bei sieben war der Bau noch nicht in Angriff genommen.

Den schwersten Schaden hatte der Staat Maine zu beklagen, was damit zusammenhängt, daß er von vier größeren Flüssen durchflossen wird, die zur Zeit des höchsten Hochwassers auch noch Eisgang hatten. Hier müssen 30 größere Brücken mit einem Aufwand von 2,5 Mill. Dollar erbaut werden. Allerdings war unter den zerstörten Brücken nur eine neuere Brücke, nämlich eine Brücke mit fünf von Stahlbalkenträgern überspannten Öffnungen. Ein Eisfeld von 8 km Länge und 7,5 m Dicke schob sich seitwärts unter die Brücke, warf drei der Pfeiler um, so daß drei Träger von ungefähr 60 m Länge ihrer Auflager beraubt waren.

Eine ganze Anzahl der Brücken, die dem Hochwasser zum Opfer gefallen sind, war alt und augenscheinlich in solchem Zustande, daß ihr Mangel an Widerstandskraft gegen das Hochwasser nicht verwunderlich war. Aus dem Einsturz anderer Brücken konnte man eine Anzahl gute Lehren ziehen. So stürzten die Brücken, die unterhalb eines Wehres lagen, meist deshalb ein, weil bei ihnen, als das Wehr vom Hochwasser zerstört wurde, die Widerlager unterwaschen wurden. Zum Teil scheint die Ursache darin bestanden zu haben, daß die Gründungen nicht mit Spundwänden umgeben waren. Anderseits hatten aber auch die Wirbel, die sich an Brückenpfeilern bildeten, in einigen Fällen die Folge, daß sich das Geschiebe vor den Pfeilern ablagerte und so einen Schutz für die Pfeiler bildete. Mit Granit verkleidete Pfeiler und Widerlager haben dem Anprall im Wasser schwimmender Gegenstände besser widerstanden als solche aus reinem Beton.

Als eine Gefahr für die Brücken haben sich hölzerne Fahrbahnen erwiesen. Sie sind nicht schwer genug, um die Brücke durch ihr Gewicht vor dem Umstürzen zu bewahren, und wenn sie fest mit dem Tragwerk und der Gründung verbunden waren, so wurde der Auftrieb für die Brücke gefährlich. Bei einer Brücke, bei der die hölzernen Fahrbahnträger vor einigen Jahren durch Stahlträger ersetzt worden waren, wobei die hölzerne Fahrbahn aber beibehalten worden war, zeigte sich, daß das Gewicht ihrer Stahlteile ausreichte, um sie vor dem Einsturz zu bewahren.

In einigen Fällen zeigte sich, daß es nötig ist, die Brücken fest auf ihrem Widerlager zu verankern, um sie vor dem Umstürzen zu bewahren. Verankerungen, die 2000 bis 3000 Dollar kosten, haben Brücken im Werte von einer halben Million vor dem Umsturz bewahrt, so daß die Kosten in keinem Verhältnis zum Erfolg stehen. Als ein Schutz für die Brücken gegen anschwimmende Eisblöcke, die zuweilen ein Gewicht von 15 bis 20 t hatten und mit einer Geschwindigkeit von 10 bis 15 km/Std. gegen die Brücken stießen, erwies sich ein kräftiger Querverband, und auch die Fahrbahn trug dazu bei, die waagerechten Kräfte aufzunehmen.

Die in den VStA beliebten Fachwerkbrücken mit Bolzengelenken stürzten bei Eisgang leichter ein als die neueren Brücken mit genieteten Knotenpunkten. Die genieteten Träger hielten sogar Stöße aus, bei denen die Untergurte und die Ständer stark verbogen wurden und die Streben brachen. Eine Bogenbrücke von 165 m Spannweite stand noch, als ihr Hauptträger 30 cm aus seiner Lage geraten war.

Merkwürdig gut haben sich eine Anzahl Wölbbrücken in Trockenmauerwerk gehalten. Der mörtellose Wölbbogen kann bei Setzungen der Widerlager infolge Unterwaschung nachgeben, ohne einzustürzen. Als widerstandsfähig erwiesen sich auch Brücken mit Eisenbetonfahrbahn auf leichten Stahlträgern und ebenso die älteren Holzfachwerkbrücken mit einem gitterartigen Netz von Wandgliedern (Town-Träger).

Durchlässe mit einem Sohlengewölbe und Herdmauern am oberen und am unteren Ende haben dem Hochwasser ausgezeichnet widerstanden. Eine Anzahl solcher Bauwerke waren in den letzten Jahren durch Steifrahmen in Beton ersetzt worden, und von diesen kann dasselbe gesagt werden. Bei einem solchen Rahmen von 18 m Weite setzte sich die Gründung infolge Unterwaschung um 45 cm, ohne daß der Steifrahmen Schaden litt, nur der Beton zeigte einige Risse. Der Steifrahmen wurde hochgewunden, die Gründung wurde erneuert, und die Brücke war wieder brauchbar.

Als die wichtigsten Lehren für die Erneuerung der Brücken nach dem Hochwasser wird in Eng. News-Rec. vom 8. Juli 1937 angegeben, daß man die Fahrbahnen über HHW legen sollte und auch die lichte Weite unter der Brücke größer machen müßte, damit das abfließende Wasser weniger eingeengt wird. Die Brücken müssen tiefer gegründet werden, sie sollten schwerer sein, und die Verbindung zwischen Unterbau und Überbau sollte widerstandsfähiger sein. Wkk.

Vermischtes.

Schutz von Holzmasten gegen Fäulnis. Bei Holzmasten für Leitungen aller Art ist die am meisten durch Fäulnis gefährdete Stelle der Übergang zwischen dem in die Luft ragenden Teil und dem in der Erde eingegrabenen Teil. Der obere Teil eines Holzmastes würde sich, wie Beobachtungen in Kanada ergeben haben, 30 Jahre halten, aber am Übergang in das Erdreich und unter dem Boden treten Fäulniserscheinungen auf, die den Mast schon nach 10 Jahren unbrauchbar machen. Die Verminderung des Querschnitts beträgt selbst bei Zeder, die sich weit besser hält als Tanne oder Kiefer, 20 bis 40%, wodurch an sich schon die Standfestigkeit leidet, wodurch aber auch die Kernfäule gefördert wird. Da bei uns die Verwendung von Zedern- oder einem ähnlich hoch widerstandsfähigen Holz nicht in Frage kommt, sondern unser Leitungsbau sich mit den weniger widerstandsfähigen Nadelhölzern begnügen muß, ist es von Bedeutung, die Maßnahmen kennenzulernen, die in Kanada mit gutem Erfolg zum Schutze der Leitungsmaste an der am meisten gefährdeten Stelle, dem Übergang zwischen Luft und Erdboden, angewendet worden sind. Daß eine solche Maßnahme als erfolgreich bezeichnet werden kann, ist natürlich erst nach langjähriger Erprobung möglich, da aber die hier nach Engng. 1937 vom 2. Juli zu schildernde Schutzmaßnahme in Kanada bereits seit dem Jahre 1920 angewendet wird, ist wohl ein Urteil über ihre Bewährung zulässig. Die langjährige Erprobung hat auch zu einem Verfahren geführt, das mit verhältnismäßig geringen Kosten angewendet werden kann, und es hat sich dabei weiter gezeigt, daß man mit geringeren Durchmessern der Maste auskommen kann, wenn man Vorbeugungsmaßnahmen gegen die Verringerung des Querschnitts durch Fäulnis trifft.

Um das Tränken der Maste in ihrer ganzen Länge, das ja meist vor dem Einbau in einer Tränkanstalt ausgeführt werden muß, zu vermeiden, hat man die gefährdete Stelle in der Nähe des Erdbodens nach dem Einbau des Mastes mit Kreosot getränkt. Der Mast wird dabei mit einer Blechhülse umgeben, die dadurch hergestellt wird, daß ein Blech um ihn gewickelt wird. Am unteren Ende wird die Blechhülse durch einen darumgewickelten Draht fest gegen den Mast gepreßt, am oberen Ende wird die Hülse durch eingetriebene Holzkeile auseinandergespreizt. Einer der Keile wird an der Stelle eingetrieben, wo sich das Blech überlappt, und hier wird ein Nagel durch das Blech und den Keil, der als einziger dauernd am Mast bleibt, eingeschlagen, wodurch die Blechhülse festgelegt wird. Der Raum zwischen dem Mast und der Hülse wird dann mit Sand ausgefüllt, und auf den Sand wird Kreosot gegossen. Der Sand enthält ungefähr 20 bis 25% des von ihm eingenommenen Raumes an Hohlräumen, und danach richtet sich die Menge des Kreosots, das in den Sand eingegossen werden kann. Ungefähr $^3/_4$ dieser Menge dringt in das Holz ein, und der Rest dient zur Verhinderung des Ansatzes von Fäulnispilzen an der Oberfläche. Für die Höhe der Hülse scheinen 45 cm ein als zweckmäßig erkanntes Maß zu sein. Auf die Oberfläche des Sandes wird schließlich noch eine Schicht von mit Kreosot getränktem Sand aufgebracht, die eine Dichtung gegen das Eindringen von Feuchtigkeit und einen Schutz gegen den Angriff des Windes, der den Sand verwehen könnte, bilden soll. Der Bedarf an Kreosot ist ungefähr 2 l für einen Mast. Die Kosten für das beschriebene Verfahren werden durch die verlängerte Lebensdauer der Maste bei weitem aufgewogen. Daß die Maste erst in längeren Zwischenräumen ausgewechselt zu werden brauchen, bedeutet nicht nur eine Ersparnis an Kosten, sondern hat auch die Folge, daß die Leitungen, die sie tragen, in ihrer Tätigkeit seltener gestört werden. Wkk.

Maschine zum Erzeugen von bituminösem Beton. Um beim Herstellen von Teer- und Asphaltbeton die Bestandteile richtig und gleichbleibend abzumessen und die Steinmasse gleichmäßig mit dem Bindemittel zu umhüllen, sind an den Maschinen besondere Abmeßeinrichtungen und Mischer angebracht.

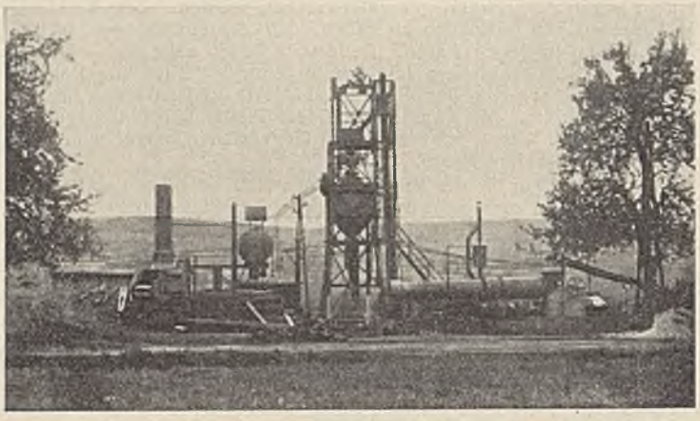


Abb. 1. Ortsfeste Walzasphalt- und Teerfeinbetonmaschine.
Bauart Scheid.

An einer solchen Maschine (von W. & J. Scheid) wird die Steinmasse über eine Aufgabeeinrichtung in die Trockentrommel gegeben (Abb. 1), an deren Auslaufende sich ein Ölbrenner befindet. Durch die Drehung der Trommel mit den darin befestigten Förder- und Streueisen wandern die Steine dem Brenner entgegen, wobei sie erwärmt und dadurch gut getrocknet werden. Ein Wärmemesser am Auslauf zeigt die Temperatur der Steine an. An die Trockentrommel schließt sich ein Becherwerk an, das die heißen Steine zum Sammelbehälter fördert.

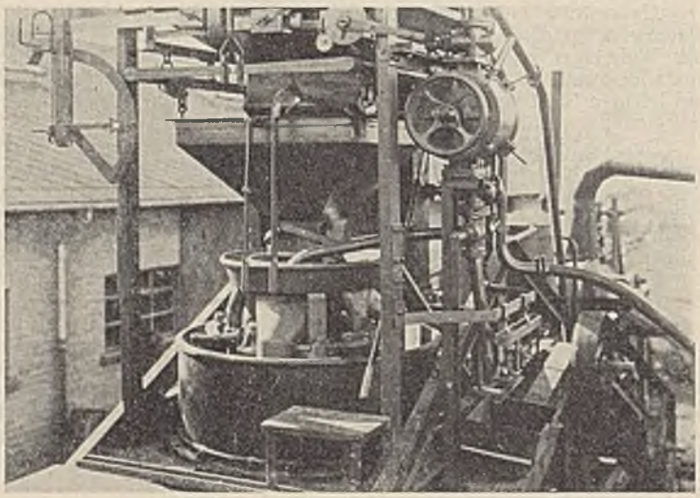


Abb. 2. Abmeßeinrichtungen für Steine und Teer.
In der Mitte der Wiegetrichter für die Steine. Links davon die Anzeigevorrichtung. Rechts das selbsttätige Teermeßgefäß. Unten der Mischer.

Aus diesem, der mit einem weiteren Wärmemesser versehen ist, fallen die Steine über eine verschließbare Klappe in eine trichterförmige Waagschale (Abb. 2). Sobald der Zeiger der Waage auf den eingestellten Punkt einspielt, wird die weitere Zufuhr von Steinen aus dem Sammelbehälter unterbrochen. Neben dem Wiegetrichter befindet sich ein einstellbares, selbsttätiges Teermeßgefäß mit einem Wärmemesser, in das

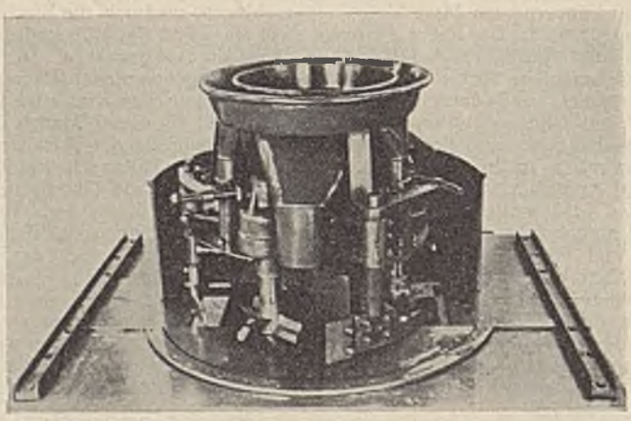
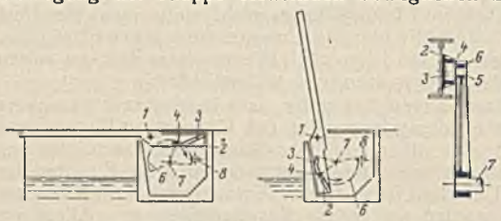


Abb. 3. Blick in den aufgeschnittenen Planmischer.

der Teer oder das Bitumen aus dem neben der Maschine stehenden Teerkessel durch eine kolben- und ventillose Pumpe gefördert wird. Ist das Meßgefäß gefüllt, so wird durch selbsttätiges Umschalten der übrige, von der Pumpe geförderte Teer wieder zum Teerkessel zurückgeführt, so daß ein ständiger Teerkreislauf besteht. Steine und Teer gelangen dann in den abgemessenen Mengen in die ineinander liegenden und sich drehenden Teller über dem Mischer, an die je ein gleichfalls sich mitdrehendes, dreiteiliges Aufgaberohr angeschlossen ist. Beim Einlauf in den Mischer tritt bereits eine Vormischung ein, die durch den Mischer in wenigen Sekunden vollendet wird. Die Mischwerkzeuge in dem feststehenden Trog (Abb. 3) sind Ablenkeisen zum Verschieben des Mischgutes in Richtung des Halbmessers und um ihre Achsen sich drehende Mischkreuze. Beide Werkzeuge kreisen um die senkrechte Hauptachse, so daß das Mischgut rasch und gründlich durchgewirbelt wird. Da durch den schonenden Angriff der Mischwerkzeuge die Steine nicht zertrümmert werden, sind der Verschleiß am Mischer und der Energiebedarf gering. Entleert wird der Mischer, der bis zu 50 t/h leistet, durch einen Doppelschieberauslauf im Boden. Das Gemisch fällt in Förderwagen, in denen es nach den Einbringstellen gefahren wird. R.—

Patentschau.

Klapp- oder Portalbrücke. (Kl. 192d, Nr. 617 946 vom 8. 12. 1932 von Werkspoor N. V. in Amsterdam.) Um den Antrieb ortsfest lagern und die in der Führungsbahn geführte Rolle als Druckübertragungsglied verwenden zu können, ist die Führungsbahn an der Brückenklappe oder einem die Bewegung der Klappe steuernden beweglichen Brückenteil angeordnet, und das Druckglied ist um eine feststehende Achse schwingbar. Am hinteren Ende *2* der um die Achse *1* drehbaren Klappe ist eine Kurvenführung *3* für eine Rolle *4* angeordnet, die auf einem Zapfen *5* eines Zahnsegmentes *6* drehbar gelagert ist, das um eine Achse *7* schwingbar ist und durch ein Ritzel *8* angetrieben wird. Dreht sich das Zahnsegment um etwa 200°, so bewegt sich die Brückenklappe aus der einen in die andere Endlage. Lage und Form der Kurvenführung *3* sind so, daß die Brücke nahe ihren Endlagen eine sich dem Nullwerte nähernde Winkelgeschwindigkeit hat und in diesen Lagen von selbst gesperrt ist.



Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Deutsche Reichsbahn. Betriebsverwaltung. Übertragen: dem Reichsbahnoberrat Koeber, Vorstand des Betriebsamts München 3, die Geschäfte eines Dezernenten bei der RBD München; dem Reichsbahnrat Walter Albrecht, Vorstand der Bauabteilung Stuttgart der Obersten Bauleitung Stuttgart, die Stellung des Vorstandes des Betriebsamts Stuttgart 3 und dem Reichsbahnbauassessor Asbeck bei der RBD Königsberg (Pr.) die Stellung des Vorstandes des Neubauamtes Königsberg (Pr.).

In den Ruhestand getreten: Direktor des Reichsbahn-Zentralamts Dr.-Ing. ehr. Niemann in Berlin; die Reichsbahnoberräte Ernst Arnold, Vorstand des Neubauamtes München 1, Weigelt, Dezernent der RBD Wuppertal, Rudolf Schubert, Dezernent der RBD Dresden, Joseph Weber, Vorstand des Messungsamtes Nürnberg.

Preußen. Ernannt: die Regierungs- und Bauräte (W) Fischbach bei der Elbstrombauverwaltung in Magdeburg, Gaye bei der Oderstrombauverwaltung in Breslau sowie der Regierungsbaurat (W) Werner bei der Rheinstrombauverwaltung in Koblenz zu Oberregierungs- und -bauräten; die Regierungsbauräte (W) Potyka, Vorstand des Wasserbauamtes Kassel, Momber, Vorstand des Staubeckenbauamts Oppeln, K. Becker, Vorstand des Schleppamts Duisburg-Ruhrort, L. Schulze, Vorstand des Schleppamts Hannover, und U. Hoffmann bei der Wasserbaudirektion in Stettin zu Regierungs- und Bauräten.

In den Ruhestand getreten: Regierungsbaurat (W) Weinrich, Vorstand des Wasserbauamts Osnabrück.

Versetzt: die Regierungsbauräte (W) Kienast vom Wasserbauamt Hameln an das Wasserbauamt Osnabrück als Vorstand, F. Schmidt vom Wasserbauamt Harburg-Wilhelmsburg an das Wasserbauamt Wesermünde, F. Pfaue vom Wasserbauamt Hannover II an das Wasserbauamt Verden, B. Fischer vom Wasserbauamt Verden an das Neubauamt Münden (Hann.) als Vorstand; die Regierungsbauassessoren (W) Buzengeiger vom Wasserbauamt Tangermünde an das Neubauamt Münden (Hann.), Schleef vom Wasserbauamt Dorsten an das Wasserbauamt Berlin-Köpenick.

Unter Übernahme in den Staatsdienst überwiesen: die Regierungsbauassessoren (W) Schnitger dem Wasserbauamt II Hannover, Hardt dem Wasserbauamt Hamm, Blech dem Wasserbauamt Hameln, Stall dem Neubauamt II Münster, Zimmermann dem Wasserbauamt Tapiau.

Die vom Lande Hamburg auf Preußen übergegangene Wasserbauabteilung in Cuxhaven führt fortan die Bezeichnung „Preußisches Hafenbauamt Cuxhaven".

INHALT: Zur Frage der Ingenieurausbildung. — Beitrag zur Berechnung eingespannter Spundwände. — Eine neue Schleuse in Ostende zwischen Fischerelhafen und Vorhafen. — Wissenschaftliche Tagung des Deutschen Stahlbau-Verbandes. — Massenschäden an Brücken und deren Wiederaufbau in den VStA. — Vermischtes: Schutz von Holzmasten gegen Fäulnis. — Maschine zum Erzeugen von bituminösem Beton. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Verantwortlich für den Inhalt: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.