

ÜBER DIE VERTEILUNG DES BODENDRUCKES UNTER GRÜNDUNGSKÖRPERN.

Von Prof. Dr.-Ing. F. Kögler, Freiberg, Sa.

Übersicht. Zu der in der Überschrift genannten Frage wird das zusammengestellt, was auf Grund von Versuchen heute als feststehend gelten kann. Der Aufsatz unterscheidet zwischen starren und elastischen Gründungskörpern, und gibt für beide die Verteilung des Bodendruckes an bei Belastung durch eine Einzellast in der Mitte, bei gleichmäßig verteilter Last und bei Randbelastung des Gründungskörpers.

In der letzten Zeit sind an verschiedenen Stellen der Bauingenieurfachliteratur¹⁾ Aufsätze erschienen, die sich mit der Berechnung von plattenförmigen Gründungskörpern für die verschiedensten Zwecke befassen und die natürlich sämtlich auf die Frage stoßen, in welcher Weise sich unter der Gründungssohle der Gegendruck des Baugrundes verteilt. Neben der Voraussetzung einer gleichmäßigen Verteilung des Bodendruckes werden da mancherlei, z. T. etwas eigenartige Annahmen gemacht. Sie im einzelnen zu erörtern, ist hier nicht beabsichtigt; manche von ihnen widersprechen aber der Erfahrung und z. T. auch der statischen Logik so, daß eine Richtigstellung angebracht erscheint, um für die angestellten Berechnungen und für die mannigfach geführten Diskussionen richtigere Grundlagen zu geben. Es dürfte aber auch für weitere Kreise von Wert sein, wenn zur Beantwortung der vorgenannten Frage einmal das zusammengestellt wird, was durch Versuche bisher einwandfrei geklärt ist.

Auf diesem Gebiete ist noch wenig erforscht, weil die Durchführung der Versuche ganz außerordentliche Schwierigkeiten macht, sowohl hinsichtlich der Meßvorrichtungen, wie auch in der Schaffung der Belastungen und in dem häufigen Auf- und Abbau der Versuchsapparatur. Einige Literaturquellen sind unten aufgeführt²⁾; umfangreiche Versuche in größerem Maßstabe, die die Frage der Druckverteilung in Sand- und Kiesboden, d. h. also in körnigem Baugrunde, unter verschieden gestalteten Belastungskörpern klären sollen, sind im hiesigen Institut für technische Mechanik im Gange; die Mittel verdanke ich zu einem erheblichen Teile der Notgemeinschaft der deutschen Wissenschaft.

1. Starrer Gründungskörper.

Wenn der Belastungskörper sich als Klotz aus Mauerwerk oder Beton darstellt, so kann man ihn mit hinreichender Genauigkeit als starr annehmen; dasselbe kann annähernd gelten für eine sehr starke Gründungsplatte von nicht zu großer Ausdehnung. Unter solcher Voraussetzung liegt zunächst die Vermutung nahe, daß bei mittiger Belastung der Gegendruck des Bodens gegen die Unterfläche des Gründungskörpers sich über diese gleichmäßig verteile. Diese Annahme ist auch an vielen Stellen der oben aufgeführten Aufsätze ausgesprochen oder der weiteren Rechnung zu Grunde gelegt. Sie trifft aber nicht zu. Schon bei einem vollkommen starren Belastungskörper ist die Verteilung des Bodendruckes etwa so, wie es die Abb. 1a und 1b andeuten. Der Druck ist in der Mitte am größten, am Rande der Platte aber gleich Null. Die Annahme, daß Druck und Einsenkung proportional sei, bestätigt sich also hiernach nicht; denn wenn die Annahme gälte, müßte der gleichmäßigen Einsenkung des starren Gründungskörpers auch eine gleichmäßige Druckverteilung

entsprechen. Leider kann Genaueres über die Gesetze für die Verteilung selbst noch nicht gesagt werden, da sie in hohem

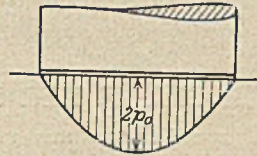


Abb. 1a.
Druckverteilung unter der Sohle eines starren
Gründungskörpers.

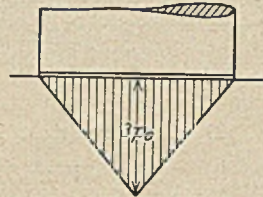


Abb. 1b.

Maße von den physikalischen Eigenschaften des Bodens abhängen. In einer gewissen Tiefe unter der Belastungssohle ist durch die Versuche eine Verteilung des Druckes gemäß Abb. 2 festgestellt worden.

Wenn man die Voraussetzung der vollkommenen Starrheit des Belastungskörpers macht, so ist es natürlich gleichgültig, ob dieser Körper (bzw. die Platte) von oben her belastet ist durch eine Einzellast in der Mitte, durch eine über seine Grundrißfläche gleichmäßig verteilte Belastung oder durch Lasten, die nur am Rande der Belastungsfläche wirken, aber so verteilt sind, daß ihre Resultierende ebenfalls im Schwerpunkt der Belastungsfläche liegt.

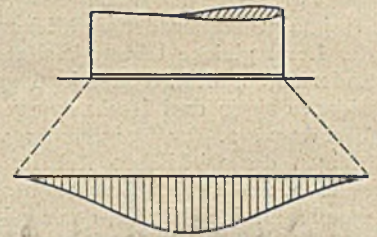


Abb. 2. Druckverteilung
in einer gewissen Tiefe.

2. Elastischer Gründungskörper.

Um so bedeutungsvoller wird die Art der Belastung des Gründungskörpers von oben her, wenn wir ihn nicht als starr annehmen, sondern wenn er z. B. plattenförmige Gestalt von einer im Bauwesen üblichen Stärke hat. Dann beeinflusst die Verbiegung der Platte natürlich stark die Druckverteilung im Baugrunde, und da die Verbiegung ihrem Sinn und ihrer

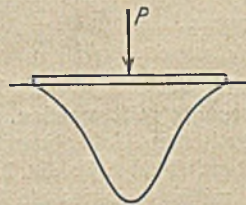


Abb. 3.
Druckverteilung unter einem elastischen Gründungskörper
bei mittiger

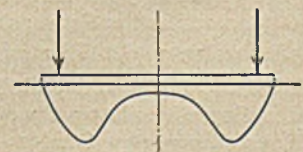


Abb. 4.
Druckverteilung unter einem elastischen Gründungskörper
bei Rand-

Belastung.

Größe nach von der Art der Belastung von oben her abhängt, so ist auch diese von Einfluß auf die Druckverteilung.

a) Belastung der Gründungsplatte durch eine Einzellast in ihrer Mitte. Der Druck in der Gründungssohle unter der Plattenmitte wird entsprechend der Durchbiegung der Platte noch größer, als in Abb. 1a gezeichnet, etwa so wie in Abb. 3. Der Abfall nach den Seiten hin ist sehr stark.

¹⁾ Der Bauingenieur, 1925, S. 517, u. 951. — Bautechnik 1925, S. 723. — Beton und Eisen 1925, S. 215 u. 367.

²⁾ Terzaghi, Erdbaumechanik. — Proceedings of the Am. Soc. of Civil Engineers, Papers and Discussions Vol. 46 (1920) p. 935.

Bei größerer Erstreckung der Platte im Vergleich zu ihrer Stärke kann es vorkommen, daß die Platte sich am Rande vom Baugrunde abhebt, daß der Bodendruck sich also gar nicht bis dorthin erstreckt.

b) Bei einer Platte mit einer gleichmäßig verteilten Belastung von oben her wird der Druck in Plattenmitte sich geringer ergeben, als im Falle der Abb. 1 a. Am Rande ist er auch hier jedenfalls gleich Null. Genauere Versuche liegen noch nicht vor. Man könnte sich denken, daß die Platte in ihrer Mitte eine ganz geringe Verbiegung nach oben hin erfährt, da der Bodengegendruck in der Mitte größer ist als am Rande.

c) Wirkt die Belastung von oben her nur längs des Randes der Platte (aber so, daß ihre Resultierende in Platten-

mitte liegt), so ist die Verteilung des Bodengegendruckes unter der Platte etwa die in Abb. 4 gezeichnete. Das Maximum des Bodendruckes liegt natürlich nicht in Plattenmitte, sondern nahe am Rande, aber auch nicht unter der Belastung, sondern etwas nach dem Innern der Platte zu (Abb. 4). In Plattenmitte ist der Druck sehr gering, er kann dort sogar Null oder negativ werden, je nach dem Verhältnis, in dem die Gesamtbelastung zur Steifigkeitsziffer der Platte steht. Die Verteilung gemäß Abb. 4 ist durch Versuche festgestellt; genaue Zahlenangaben können aber zur Zeit noch nicht gemacht werden.

Die hiesigen Versuche stehen mit den an anderen Stellen ausgeführten in guter Übereinstimmung; es ist zu hoffen, daß auch über die noch offenen Fragen bald weitere Klarheit geschaffen werden wird.

ZUR PRAXIS DER STATIK IM EISENBETONBAU.

Beitrag zu den Lösungsverfahren mehrfach statisch unbestimmter ebener Rahmengebilde.

Von Dr.-Ing. H. Stauding, Assistent für Mechanik, Technische Hochschule Breslau.

Es wird vorausgesetzt, daß die mathematischen Eigenschaften des Seilpolygons bzw. der Seilkurve als graphisches „ 1×1 “ bzw. graphische Integrationsmethode und seine Beziehungen zur Momentenlinie und Biegelinie nach der Mohrschen Theorie ebenso bekannt sind, wie die Berechnung der Formänderung nach den Sätzen der virtuellen und den Minimalprinzipien der wirklichen Formänderungsarbeit, so daß der Leser gleiche Übung besitzt in der Berechnung von Formänderungen, d. h. von Biegungsordinaten und Winkeln nach diesen obigen drei Rechnungsverfahren: d. h. 1. dem direkten Verfahren, 2. demjenigen der virtuellen Arbeit und 3. demjenigen der wirklichen Arbeit. Er wird dann auch zugeben müssen, daß hierbei das erste besonders einfach ist, insbesondere für geradlinige Gebilde, das zweite schon etwas umständlicher, und das dritte die längsten Rechnungen erfordert. Über ihre näheren Beziehungen zu einander und ihre Vorteile und Nachteile will ich mich nicht näher auslassen, sondern auch dieses als bekannt annehmen, da sie erst in zweiter Linie bei den Berechnungen von statisch unbestimmten Systemen in Anwendung kommen, nämlich erst, nachdem das System statisch bestimmt gemacht worden ist, zur Berechnung der Formänderungen am statisch bestimmt gemachten System zwecks Aufstellung der Elastizitätsgleichungen.

Den allgemeinen Lösungsgang einer statisch unbestimmten Aufgabe kann man in folgende Stufen einteilen:

1. Feststellung des Grades der statischen Unbestimmtheit,
2. Verwandlung in ein statisch bestimmtes System mit Anbringung der statisch unbestimmten Kraftgrößen,
3. Feststellung der geometrischen Zwangsbedingungen,
4. Aufstellung der Elastizitätsgleichungen auf Grund der geometrischen Zwangsbedingungen,
5. Auflösung der Elastizitätsgleichungen.

Die erste Stufe bildet die Einleitung zur Aufgabe und soll nur des Zusammenhanges wegen kurz gestreift werden. Bei der Feststellung des Grades der statischen Unbestimmtheit kann man auf zweierlei Weise vorgehen. Man läßt die Lager fort, zerlegt das Gebilde in einzelne statisch bestimmte Teile und bringt an den Stellen der weggelassenen Lager und an den geführten Schnitten die entsprechenden Kräfte an, wobei auf die Wertigkeit des Lagers oder des Schnittes zu achten ist (eingespanntes Lager — dreiwertig mit zwei Kräften und einem Moment, festes Gelenklager — zweiwertig mit zwei Kräften, gleitendes Gelenklager — einwertig mit einer Kraft, Schnitt durch kontinuierlichen Stab — dreiwertig mit zwei Kräften und einem Moment, Schnitt durch ein Gelenk — zweiwertig mit zwei Kräften, Schnitt durch eine Fuge — einwertig mit einer Kraft usw.). Zählt man dann die Unbekannten und die vorhandenen Gleichgewichtsgleichungen ab, so gibt die Differenz den Grad

der Unbestimmtheit an. Oder man läßt nur so viel Lager fort und führt nur so viel Schnitte, bis das System gerade noch fest abgestützt ist und bei weiterem Fortfahren beweglich werden müßte. Die Anzahl der fortgelassenen Lager und geführten Schnitte, wobei wieder die Wertigkeiten abzuzählen sind, gibt ebenfalls den Grad der Unbestimmtheit an. Schließlich wird jeder nach seiner individuellen Arbeitsweise, die jedoch auf die oben angeführten zwei Arten zurückzuführen sein wird, den Grad der Unbestimmtheit feststellen.

Die Stufen 2 und 3, welche am besten im Zusammenhang besprochen werden, bilden den eigentlichen Kern der Lösung, und deren Behandlung ist der Hauptzweck der vorliegenden Arbeit. Es wird jedem aus eigener Erfahrung wohl bekannt sein, wie wichtig es ist, hier das Richtige zu treffen. Ein hier ungeschickt gemachter Ansatz zieht eine so umständliche Rechnung nach sich, daß eine sonst ganz einfache Aufgabe zu unüberwindlichen Schwierigkeiten führt. In der Praxis greift man sogar zu einem insbesondere für den Eisenbetonbau sehr üblichen Mittel, indem man durch Anbringung von Fugen, Gelenken oder Abänderung der von selbst gegebenen Lagerung im wirklichen Bauwerk den Grad der Unbestimmtheit vermindert. Ein ganz falsches Prinzip, denn die Rechnung ist für das Bauwerk und nicht umgekehrt, zumal die größere Unzerstörbarkeit und Wirtschaftlichkeit des Eisenbetonbaues gegenüber anderer Bauweise gerade in der Kontinuität aller seiner Teile als Ganzes liegt. Die wegen Temperaturänderung notwendigen und damit von selbst gegebenen Trennfugen bleiben natürlich ausgeschlossen. Die notwendige Übung, die man, wie bei jeder Arbeit, auch hierbei sich aneignen muß, wird zum Teil überschätzt, denn so viel scheinbar verschiedene Möglichkeiten sich einem Unerfahrenen hier bieten, lassen sich, streng genommen, alle auf nur zwei wesentlich verschiedene Methoden und ihre Kombination zurückführen.

Die eine geht so vor, daß sie die überflüssigen Lager wegläßt und dafür als statisch unbestimmte Größen die Auflagerkräfte oder Momente anbringt. Z. B.: beim Träger auf drei Stützen läßt man die mittlere Stütze fort und setzt die Auflagerkraft als statisch unbestimmte Größe an; beim offenen Rahmen (Abb. 1) macht man die eine Stütze verschiebbar und setzt den Horizontalschub an. Bei mehrstieligen Rahmen (Abb. 2) geht man analog vor. Hierzu muß man auch das Aufschneiden eines Rahmens im Mittelfeld (Abb. 3) mit Anbringung der drei Größen: Normalkraft, Querkraft, Moment rechnen. Als geometrische Zwangsbedingungen treten hier die vorgeschriebenen Verschiebungen und Winkeländerungen an den beseitigten Lagern oder an den geführten Schnitten auf. Dieses erfordert also die Berechnung von Biegungsordinaten und Winkeln an den entsprechenden Stellen. Diese Methode soll hier kurz die „Methode der Weglassung der Auflager“ genannt werden.

Die andere Methode behält zum Unterschied von der ersteren die Lager, soweit es feste Gelenklager sind, bei, läßt jedoch die Einspannungen selbst fort und ersetzt sie durch Gelenke, dann unterbricht sie die Kontinuität des Stabgebildes an den Lagern und den Ecken, um dort ebenfalls Gelenke einzuführen (also nicht in Feldmitte und keine vollständigen Schnitte wie bei der ersten Methode). Als statisch unbestimmte Größen führt sie an den eingesetzten Gelenken Momente ein,

d. h. für die Behandlung der Stufen 2 und 3, kein besonderes Geschick erforderlich, falls man sich immer konsequent an die einzig in Anwendung kommende Gelenkmethode hält. Dann schrumpfen die vermeintlich vielen Möglichkeiten auf die einzigen sich mit zwingender Notwendigkeit von selbst ergebenden zusammen.

Es ist nun der Beweis für die Überlegenheit der Gelenkmethode gegenüber der anderen zu erbringen. Er soll ganz

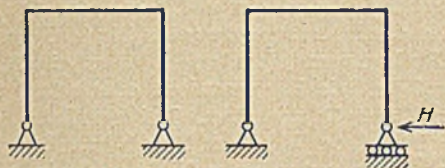


Abb. 1.

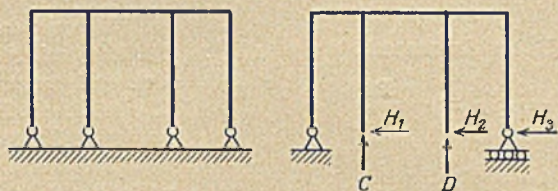


Abb. 2.

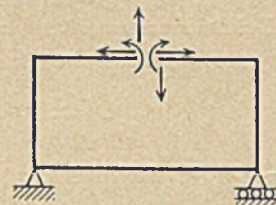


Abb. 3.

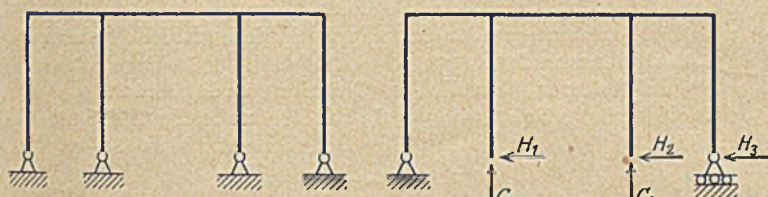


Abb. 4. Erste Methode.

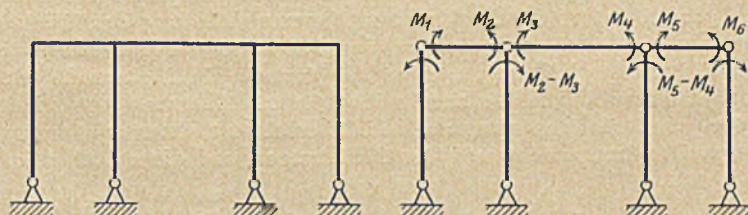


Abb. 5. Zweite Methode.

die als Stützmomente, Einspannungsmomente und Eckmomente bezeichnet werden. Die geometrischen Zwangsbedingungen bestehen hier darin, daß die Winkel zwischen den am Gelenk anstoßenden Stäben erhalten bleiben müssen, bzw. bestimmte Winkeländerungen vorgeschrieben sind. Es müssen also nur Winkeländerungen ermittelt werden. Diese Methode soll als die „Gelenkmethode“ bezeichnet werden. Die aus ihr entspringenden Rechnungen führen zu den Momentengleichungen bzw. zu den Momentensätzen.

Diese zweite Methode ist nun der ersten soweit überlegen, daß eigentlich nur sie allein angewandt werden dürfte, abgesehen von einigen Ausnahmen, bei denen die erste zum Teil mit der zweiten kombiniert wird, wobei jedoch die Gelenkmethode immer die zugrunde gelegte bleiben muß.

Beim kontinuierlichen Träger auf mehreren Stützen ist dies jedem klar. Bei Weglassen der Stützen wird die Berechnung ein Ding der Unmöglichkeit. Nach der zweiten Methode ist die Lösung spielend und führt zu den Clapeyron'schen Gleichungen oder Drei-Momenten-Sätzen. Überhaupt ist in diesem Fall die Gelenkmethode zu großer Vollkommenheit ausgearbeitet.

Dagegen wird bei der Behandlung von Rahmengebilden immer noch vorwiegend die erste Methode angewandt. Vereinzelt treten wohl auch Kombinationen beider, aber mit Vorherrschaft der ersten auf. Die Anwendung der Gelenkmethode, die hier auch zur größten Einfachheit führt, ist kaum bekannt. Da ich in vielen praktischen Anwendungen in den letzten vier Jahren bei Systemen bis zur zwanzigfachen und mehr statischen Unbestimmtheit mit dieser Gelenkmethode immer am besten ausgekommen bin, so möchte ich sogar behaupten, daß die Gelenkmethode überhaupt die einzige anwendbare ist, genau so, wie beim kontinuierlichen Träger, bezüglich dessen diese Behauptung jedem unbedingt einleuchtend sein muß. Jedoch soll die aufgestellte Behauptung später noch streng begründet werden. Infolgedessen ist auch für den schwierigsten Teil der Lösung einer statisch unbestimmten Aufgabe,

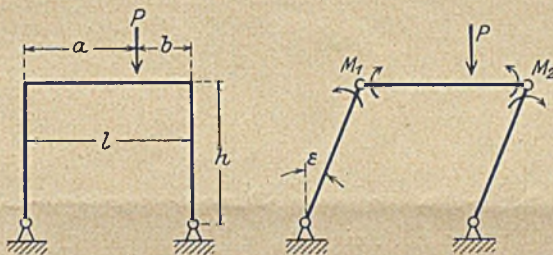


Abb. 6.

allgemein geführt und zugleich an einem einfachen Beispiel erläutert werden (Abb. 4 u. 5).

Erstens: Bei der ersten Methode bleiben größere Systemteile im Zusammenhang. Bei der zweiten wird das System in einzelne Stäbe zerlegt. Demzufolge wird die Berechnung der Formänderungen im ersten Fall an den größeren komplizierteren Teilen un-

ständlicher ausfallen als im zweiten Fall an den einzelnen Stäben.

Zweitens sind im ersten Fall Verschiebungen, dagegen im zweiten nur Winkeländerungen zu berechnen, was ebenfalls einfachere Rechnungen erfordert. Insbesondere, wenn man hierbei die direkten Mohrschen Sätze über Seilpolygon und Biegelinie anwendet.

Drittens läßt sich bei Benutzung der Gelenkmethode ein ihr eigentümlicher und wesentlicher Kunstgriff anwenden und etwa vorhandene Symmetrie besser ausnutzen.

Auf die Bedeutung dieses Kunstgriffes, der von selbst aus der Methode folgt, weise ich nochmals besonders hin. Er besteht darin, daß man zur Wahrung der Symmetrie in der Rechnung, auch wenn das System unsymmetrisch ist, das System mehr als gerade statisch bestimmt, d. h. noch beweglich macht. Es erhält dann eine oder nötigenfalls mehrere Bewegungsfreiheiten.

Z. B. wird man beim nebenskizzierten Rahmen (Abb. 6) nicht ein, sondern zwei Gelenke und zwei Momente M_1 und M_2 einführen und dadurch eine Bewegungsfreiheit erhalten, die durch den Winkel ϵ gekennzeichnet werden soll. Man erhält dann statt einer drei Unbekannte M_1 , M_2 und ϵ , hat jedoch dafür zwei Elastizitätsgleichungen und eine Gleichgewichtsgleichung.

Elastizitätsgleichungen.

1. Linke Ecke steif:

$$\frac{M_1 h}{3 E J} + \frac{M_1 l}{3 E J} + \frac{M_2 l}{6 E J} - \epsilon = -\frac{P a b (l + b)}{61 E J}$$

2. Rechte Ecke steif:

$$\frac{M_1 l}{6 E J} + \frac{M_2 l}{3 E J} + \frac{M_2 h}{3 E J} + \epsilon = - \frac{P a b (l + a)}{6 I E J}$$

3. Gleichgewichtsgleichung am Riegel:

$$\frac{M_1}{h} - \frac{M_2}{h} = 0$$

Man kann die eingeführte Unbekannte ϵ sofort bei Aufstellung der Elastizitätsgleichungen eliminieren, wenn man je zwei Ecken zusammenfaßt, also:

1. Linke Ecke plus rechte Ecke bleiben erhalten = 180°:

$$\frac{M_1 h}{3 E J} + \frac{(M_1 + M_2) l}{2 E J} + \frac{M_2 h}{3 E J} = - \frac{P a b}{2 E J}$$

2. Gleichgewichtsgleichung:

$$M_1 = M_2$$

so daß man bei einiger Übung auch für kompliziertere Stabgebilde sofort durch paarweise Zusammenfassung der Winkel, wie sie durch den Aufbau des Rahmens gegeben sind, die Elastizitätsgleichungen ohne die für die Freiheitsgrade eingeführten Winkel ϵ anschreiben kann. Tut man das nicht, so wird die Rechnung auch nicht erschwert, denn durch paarweises Zusammenfassen der Gleichungen sind die ϵ auch sofort

bestimmtheit ist hierbei um die Hälfte gesunken, denn im Fall b sind die Momente links gleich denen rechts und im Falle c diejenigen links gleich den negativen rechts. Wir haben also im vorliegenden fünffach statisch unbestimmten System statt fünf sechs Unbekannte eingeführt, dafür aber sogleich auf drei reduziert. Aber auch bei fehlender Symmetrie wird die Lösung der sechs Gleichungen viel einfacher werden, da sie einen symmetrischeren Aufbau haben als irgendwie anders aufgestellte fünf Gleichungen.

Allgemein wird in den meisten praktischen Fällen Symmetrie gegeben oder herbeizuführen sein und somit der Grad der Unbestimmtheit wesentlich verringert werden können, ohne sich auf angenäherte Rechnungen einzulassen. Dies gilt für alle üblichen Belastungsfälle, wie Eigengewicht oder ständige Last, Verkehrslast, Wind und Temperatur. Bei Windberechnungen kann man den einseitigen Wind auf Druck- und Saugseite verteilen und hat dann nur den schiefssymmetrischen Fall zu rechnen, wogegen man sonst die Kombination der beiden Fälle anwenden müßte. Auch in den Fällen von Knotenbelastungen; bei denen die Berücksichtigung der Normalkräfte und Längsdehnungen der Stäbe erforderlich wird, läßt sie sich am besten anwenden.

Ein weiterer Vorteil der Gelenkmethode besteht darin, daß sie nur die Eckmomente als statisch unbestimmte Größen einführt und somit unmittelbar zu den gesuchten Biegungs-

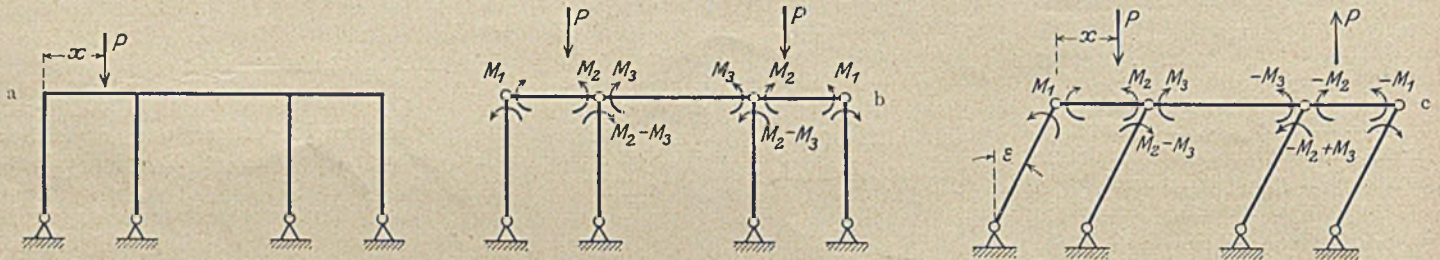


Abb. 7.

ausgesondert, und man muß nur die Gleichungen noch einmal abschreiben.

Allgemein betrachtet, wird man bei den Rahmengebilden so viel Gelenke einführen, als die Symmetrie erfordert, und dadurch eine Anzahl Freiheitsgrade erhalten. Man erhält auch demzufolge um dieselbe Anzahl mehr Unbekannte, da man an jedem eingeführten Gelenk ein Moment anzusetzen hat.

Dafür hat man genau so viel Elastizitätsgleichungen als der Grad der statischen Unbestimmtheit ist, und außerdem noch so viel Gleichgewichtsgleichungen als Freiheitsgrade hinzugekommen sind.

Man hat also wieder ein vollständiges Gleichungssystem. Die Vorteile der Symmetrie sind hierbei so bedeutend, daß die geringe Anzahl der hinzukommenden Unbekannten, insbesondere bei hochgradiger Unbestimmtheit, kaum empfunden wird. Dafür wird die Auflösung der Gleichungen infolge der ihnen dadurch erteilten symmetrischen Eigenschaften sehr vereinfacht. Die ganze Bedeutung der durch die Gelenkmethode von selbst geforderten Einführung von Bewegungsfreiheiten kann man nur bei der persönlichen Anwendung erkennen. Hierzu ist noch zu bemerken, daß man auf die geometrischen Beziehungen zwischen den einzelnen Bewegungsfreiheiten zu achten hat.

Die Ausnutzung etwa vorhandener Symmetrie geschieht durch Kombination des symmetrischen und schiefssymmetrischen Falles. Hat man z. B. das vorliegende System a, Abb. 7, für eine Einzellast P an der Stelle x zu berechnen (Aufstellung der Einflußlinien usw.), so bringt man an der symmetrischen Stelle x von rechts dieselbe Last an und berechnet den symmetrischen Fall b. Sodann bringt man an derselben Stelle eine gleich große entgegengesetzte Kraft P an und berechnet das schiefssymmetrische System c. Die geforderte Lösung ist die Kombination dieser beiden Fälle = $\frac{b+c}{2}$. Der Grad der statischen Un-

momenten führt. Sie liefert im genauen Analogon zum kontinuierlichen Träger statt der dreigliedrigen Momentengleichungen vier-, fünf- und höhergliedrige Momentengleichungen. Die in der Literatur so vielfach behandelten Vier- und höheren Momentensätze erstreben dasselbe Ziel, sind jedoch nicht so rein und konsequent ausgearbeitet und dringen nicht bis zu der aus der Gelenkmethode notwendig fließenden Einführung von Bewegungsfreiheiten durch.

Über den Kern der Lösung, Stufe 2 und 3, wäre hiermit das Wesentlichste zur Sprache gekommen. Da nun die Gelenkmethode ihre Vorzüge auch auf Stufe 4 erstreckt, so muß diese auch noch besprochen werden.

Bei der Aufstellung der Elastizitätsgleichungen auf Grund der geometrischen Zwangsbedingungen kann man, ungeachtet der verschiedenen Behandlungsweisen der vorhergehenden Stufen, drei verschiedene Wege einschlagen. Man kann, wie in der Einleitung erwähnt worden ist, die Formänderungen nach den drei Verfahren, dem direkten, demjenigen der virtuellen und der wirklichen Arbeit, berechnen.

Vorwiegend wird die virtuelle Formänderungsarbeit gebraucht. Ihre Rechenmethoden sind zu großer Vollkommenheit im allgemeinen wie im speziellen ausgearbeitet, was vielleicht mit dazu beigetragen hat, daß sich die „Methode der Weglassung der Auflager“ so fest eingebürgert hat, da man bei genügendem Geschick immer noch mit ihr gut auskommen kann.

Vereinzelt wird auch nach der wirklichen Formänderungsarbeit gerechnet, da sie, wenn auch sehr allgemein, jedoch etwas umständlicher ist und auf die virtuelle zurückgeführt wird.

Das direkte Verfahren wird bei komplizierteren Rahmengebilden fast gar nicht angewandt.

Nun weist aber die Gelenkmethode gerade auf das direkte Rechenverfahren hin.

Durch Einführung der Bewegungsfreiheiten muß bei der virtuellen Arbeit auch die Arbeit infolge der willkürlichen Bewegungen berücksichtigt werden. Bei der wirklichen Arbeit hat man dann Minimumaufgaben mit Nebenbedingungen (das sind die hinzukommenden Gleichgewichtsgleichungen), so daß durch Einführung der so nützlichen Bewegungsfreiheiten diese beiden Rechnungsverfahren erschwert werden, demzufolge wieder rückwirkend man bei der Verwandlung eines statisch unbestimmten Systems in ein statisch bestimmtes nicht bis zur Beweglichkeit des Systems vorgedrungen ist. Obgleich diese Schwierigkeiten wohl überwunden werden könnten, so werden sie doch den Grund zur Beibehaltung der Auflagermethode nebst dem Rechnungsverfahren nach der virtuellen Formänderungsarbeit geliefert haben.

Dagegen fallen diese Schwierigkeiten bei der Verbindung der Gelenkmethode mit dem direkten Rechnungsverfahren weg. Abgesehen davon, daß man bei dem direkten Verfahren durch Anwendung der Mohrschen Sätze die Auswertung der Integrale vom Typus

$$\int \frac{M M'}{E J} ds$$

bei der virtuellen Arbeit oder vom Typus

$$\frac{\partial}{\partial P} \int \frac{M^2}{2 E J} ds$$

bei der wirklichen, umgeht, liegt demnach der Vorzug des direkten Verfahrens in seiner Anpassung an die Gelenkmethode.

Da man in dieser nur die Winkeländerung zwischen zwei Stäben braucht (Abb. 8), die sich aus den einzelnen Biegungswinkeln α und β und dem Verschiebungswinkel ε zusammen-



Abb. 8.

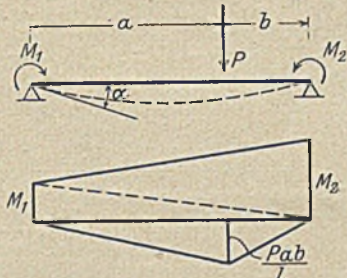


Abb. 9.

setzt, so reduziert sich die ganze Kenntnis auf den einen Mohrschen Satz, daß „der Winkel zwischen Tangente und Sehne am Ende einer Biegungslinie durch den fingierten Auflagerdruck der Momentenfläche, als fingierte Belastung aufgefaßt, dargestellt wird“, also

$$\alpha = \frac{M_1 l}{3 E J} + \frac{M_2 l}{6 E J} + \frac{\mathcal{A}}{E J}$$

ist, wo \mathcal{A} den Anteil der bekannten Momentenfläche angibt (Abb. 9: $\mathcal{A} = \frac{Pab(1+b)}{6l}$).

Die Aufstellung der Elastizitätsgleichungen auf irgend eine andere Weise kann also kaum noch einfacher werden, als bei Benutzung der Gelenkmethode in Verbindung mit dem direkten Rechnungsverfahren.

Stufe 5 bildet den Schluß der Lösung einer statisch unbestimmten Aufgabe und soll hier auch noch kurz gestreift werden, da die Gelenkmethode ihren günstigen Einfluß auch auf die Auflösung der Gleichungen erstreckt. Denn durch sie erhalten die Gleichungen am ausgeprägtesten die für jede Aufgabe charakteristischen Eigenschaften. Auch weist sie durch die mechanischen und geometrischen Eigenschaften des Systems ganz von selbst auf die zweckmäßigste Behandlung der Gleichungen hin. Im übrigen bleiben alle in der Literatur entwickelten allgemeinen und speziellen Verfahren zur Auflösung der Elastizitätsgleichungen von der vorliegenden Betrachtung unberührt. Es kann also in dieser Hinsicht hier nichts Neues hinzugefügt werden als die Bemerkung, daß es wiederum die Gelenkmethode ist, welche ihre Gleichungen der Anwendung

und Ausarbeitung von speziellen Auflösungsmethoden am zugänglichsten macht.

Bei räumlichen Rahmensystemen läßt sich die Gelenkmethode ebenfalls anwenden, so daß die ganze Betrachtung, in entsprechender Weise auf räumliche Gebilde übertragen, auch im Raume ihre Gültigkeit behält.

Jedoch bleibt ihre Anwendung auf gerade Stäbe beschränkt, da für krumme Stäbe die Verfahren der virtuellen Formänderungsarbeit vorzuziehen sind, obgleich man auch hier die direkten Formänderungsformeln für krumme Stäbe anwenden könnte.

Dann werden mit ihr auch solche Systeme nicht behandelt werden können, die bei ihrer konsequenten Durchführung eine zu große Anzahl von Bewegungsfreiheiten erhalten, wodurch wieder der ganze Rechnungsgang unübersichtlich und umständlich wird. Ihre Schwäche liegt demnach mit in der notwendigen Einführung der Bewegungsfreiheiten, wodurch ihrer Anwendung eine Grenze gesetzt wird. Solche Systeme lassen sich dann nach den anderen üblichen Methoden viel geschickter lösen.

Überhaupt läßt sich kaum ein beliebig gegebenes System durch die Anwendung nur einer rein und konsequent durchgeführten Methode bequem lösen, falls es ihr nicht besonders angepaßt ist. Man erreicht dagegen die größte Einfachheit durch eine geschickte Kombination der beiden Gelenk- und Auflagermethoden in Verbindung mit dem direkten und dem Rechnungsverfahren der virtuellen Arbeit. Für diese Kombination lassen sich jedoch keine allgemeinen Regeln aufstellen, da sie durch jeden einzelnen Fall bedingt ist und nur durch Übung die zu jedem bestimmten Fall gehörige charakteristische einfachste Behandlung gefunden werden kann. Deshalb konnten auch in dieser kurzen und allgemein gehaltenen Betrachtung über die Gelenkmethode nicht alle ihre speziellen Anwendungsmöglichkeiten und Kunstgriffe, die am besten an jeder einzelnen Aufgabe ihre Erläuterung finden, aufgeführt werden. Ich will mit dieser Arbeit nur die Anregung zu einer größeren Anwendung dieser Methode, die mir bei vielen aus der Baupraxis stammenden Aufgaben gute Dienste geleistet hat, auf die ihr besonders zugänglichen Rahmengebilde und zu ihrer weiteren Ausarbeitung auf benachbarten Gebieten gegeben haben.

Da die erwähnten praktischen Aufgaben hierzu von einer anderen Seite in einer recht ausführlichen Behandlung noch veröffentlicht werden, so begnüge ich mich hier mit einem einfachen Schulbeispiel.

Beispiel für die reine Anwendung der Gelenkmethode.

1. Das System (Abb. 10) ist neunfach statisch unbestimmt.
2. Es wird durch Einführung von Gelenken an den Stellen der steifen Ecken und Einspannungen in ein statisch bestimmtes

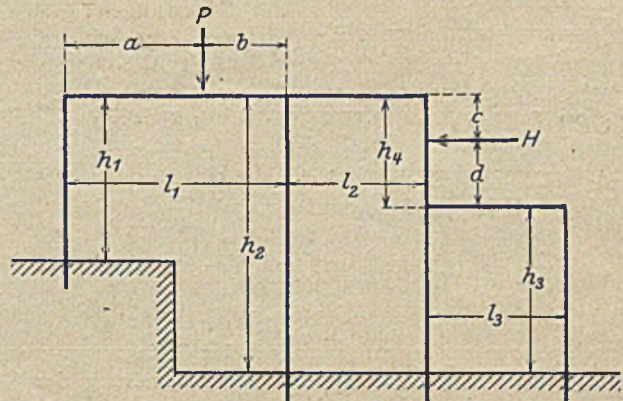


Abb. 10.

mit zwei Bewegungsfreiheiten verwandelt (Abb. 11). Die Bewegungsfreiheiten sind durch die Winkel ε_1 und ε_2 gekennzeichnet und unter Berücksichtigung der geometrischen Be-

ziehungen gleich in Abb. 11 eingetragen. Sodann werden die statisch unbestimmten Momente an den Gelenken angebracht.

3. Die geometrischen Zwangsbedingungen bestehen darin, daß die mit Nummern versehenen Ecken erhalten bleiben

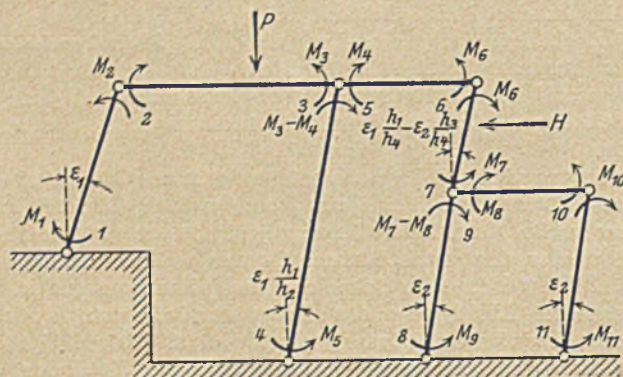


Abb. 11.

müssen, also die Summe aller Winkeländerungen an jeder Ecke verschwinden muß.

4. An Hand der Abb. 11 kann man dann die folgenden Formänderungsgleichungen anschreiben, unter Benutzung des im Texte erwähnten Mohrschen Satzes.

- 1) $\frac{M_1 h_1}{3 E J} + \frac{M_2 h_1}{6 E J} + \epsilon_1 = 0$
- 2) $\frac{M_1 h_1}{6 E J} + \frac{M_2 h_1}{3 E J} + \frac{M_3 l_1}{3 E J} + \frac{M_3 l_1}{6 E J} - \epsilon_1 = -\frac{P a b (l_1 + b)}{6 l_1 E J}$
- 3) $\frac{M_2 l_1}{6 E J} + \frac{M_3 l_1}{3 E J} + \frac{(M_3 - M_4) h_2}{3 E J} + \frac{M_5 h_2}{6 E J} + \epsilon_1 \frac{h_1}{h_2} = -\frac{P a b (l_1 + a)}{6 l_1 E J}$
- 4) $\frac{(M_3 - M_4) h_2}{6 E J} + \frac{M_5 h_2}{3 E J} - \epsilon_1 \frac{h_1}{h_2} = 0$
- 5) $-\frac{M_5 h_2}{6 E J} - \frac{(M_3 - M_4) h_2}{3 E J} + \frac{M_4 l_2}{3 E J} + \frac{M_6 l_2}{6 E J} - \epsilon_1 \frac{h_1}{h_2} = 0$
- 6) $\frac{M_4 l_2}{6 E J} + \frac{M_6 l_2}{3 E J} + \frac{M_7 h_4}{3 E J} + \frac{M_7 h_4}{6 E J} + \epsilon_1 \frac{h_1}{h_4} - \epsilon_2 \frac{h_3}{h_4} = -\frac{H c d (h_4 + d)}{6 h_4 E J}$
- 7) $\frac{M_6 h_4}{6 E J} + \frac{M_7 h_4}{3 E J} + \frac{(M_7 - M_8) h_3}{3 E J} + \frac{M_9 h_3}{6 E J} - \epsilon_1 \frac{h_1}{h_4} + \epsilon_2 \frac{h_3}{h_4} + \epsilon_3 = -\frac{H c d (h_4 + c)}{6 h_4 E J}$
- 8) $\frac{(M_7 - M_8) h_3}{6 E J} + \frac{M_9 h_3}{3 E J} - \epsilon_3 = 0$
- 9) $-\frac{M_9 h_3}{6 E J} - \frac{(M_7 - M_8) h_3}{3 E J} + \frac{M_8 l_3}{3 E J} + \frac{M_{10} l_3}{6 E J} - \epsilon_2 = 0$
- 10) $\frac{M_8 l_3}{6 E J} + \frac{M_{10} l_3}{3 E J} + \frac{M_{10} h_3}{3 E J} + \frac{M_{11} h_3}{6 E J} + \epsilon_2 = 0$
- 11) $\frac{M_{10} h_3}{6 E J} + \frac{M_{11} h_3}{3 E J} - \epsilon_2 = 0$

Durch paarweises Zusammenfassen der Gleichungen werden die ε ausgesondert, was auch gleich bei Aufstellung der Gleichungen durch eine entsprechende Zusammenfassung der Ecken an Hand der Abb. 11 geschehen konnte. Multipliziert man die Gleichungen mit dem Faktor $\frac{6 E J_0}{l_0}$, so bekommt man sofort die fertigen Elastizitätsgleichungen für die Momente.

1) + 2):

$$M_1 3 \frac{h_1 J_0}{l_0 J} + M_2 \left(3 \frac{h_1 J_0}{l_0 J} + 2 \frac{l_1 J_0}{l_0 J} \right) + M_3 \frac{l_1 J_0}{l_0 J} = -\frac{P a b (l_1 + b) J_0}{l_1 l_0 J} \quad (1)$$

2) $\frac{h_1}{h_2}$ + 3):

$$\left. \begin{aligned} M_1 \frac{h_1^2 J_0}{h_2 l_0 J} + M_2 \left(2 \frac{h_1^2 J_0}{h_2 l_0 J} + 2 \frac{l_1 h_1 J_0}{h_2 l_0 J} + \frac{l_1 J_0}{l_0 J} \right) \\ + M_3 \left(\frac{l_1 h_1 J_0}{h_2 l_0 J} + 2 \frac{l_1 J_0}{l_0 J} + 2 \frac{h_2 J_0}{l_0 J} \right) - M_4 2 \frac{h_2 J_0}{l_0 J} + M_5 \frac{h_2 J_0}{l_0 J} \end{aligned} \right\} (2)$$

$$= -\frac{P a b}{l_1 l_0} \left[(l_1 + b) \frac{h_1}{h_2} + l_1 + a \right] \frac{J_0}{J}$$

3) + 4):

$$\left. \begin{aligned} M_2 \frac{l_1 J_0}{l_0 J} + M_3 \left(3 \frac{h_2 J_0}{l_0 J} + 2 \frac{l_1 J_0}{l_0 J} \right) - M_4 3 \frac{h_2 J_0}{l_0 J} + M_5 3 \frac{h_2 J_0}{l_0 J} \\ = -\frac{P a b (l_1 + a) J_0}{l_1 l_0 J} \end{aligned} \right\} (3)$$

4) - 5):

$$M_3 3 \frac{h_2 J_0}{l_0 J} - M_4 \left(3 \frac{h_2 J_0}{l_0 J} + 2 \frac{l_1 J_0}{l_0 J} \right) + M_5 3 \frac{h_2 J_0}{l_0 J} - M_6 \frac{l_2 J_0}{l_0 J} = 0 \quad (4)$$

5) $\frac{h_2}{h_4}$ + 6) - 8) $\frac{h_3}{h_4}$:

$$\left. \begin{aligned} -M_3 2 \frac{h_2^2 J_0}{h_4 l_0 J} + M_4 \left(2 \frac{h_2^2 J_0}{h_4 l_0 J} + 2 \frac{l_2 h_2 J_0}{l_0 h_4 J} + \frac{l_2 J_0}{l_0 J} \right) - M_5 \frac{h_2^2 J_0}{h_4 l_0 J} \\ + M_6 \left(\frac{l_2 h_2 J_0}{l_0 h_4 J} + 2 \frac{l_2 J_0}{l_0 J} + 2 \frac{h_4 J_0}{l_0 J} \right) + M_7 \left(\frac{h_4 J_0}{l_0 J} - \frac{h_3^2 J_0}{h_4 l_0 J} \right) \\ + M_8 \frac{h_3^2 J_0}{h_4 l_0 J} - M_9 2 \frac{h_3^2 J_0}{h_4 l_0 J} = -\frac{H c d (h_4 + d) J_0}{h_4 l_0 J} \end{aligned} \right\} (5)$$

6) + 7) + 8):

$$\left. \begin{aligned} M_4 \frac{l_2 J_0}{l_0 J} + M_6 \left(2 \frac{l_2 J_0}{l_0 J} + 3 \frac{h_4 J_0}{l_0 J} \right) + M_7 \left(3 \frac{h_4 J_0}{l_0 J} + 3 \frac{h_0 J_0}{l_0 J} \right) \\ - M_8 3 \frac{h_3 J_0}{l_0 J} + M_9 3 \frac{h_3 J_0}{l_0 J} = -3 \frac{H c d J_0}{l_0 J} \end{aligned} \right\} (6)$$

8) - 9):

$$M_7 3 \frac{h_3 J_0}{l_0 J} - M_8 \left(3 \frac{h_3 J_0}{l_0 J} + 2 \frac{l_3 J_0}{l_0 J} \right) + M_9 3 \frac{h_3 J_0}{l_0 J} - M_{10} \frac{l_3 J_0}{l_0 J} = 0 \quad (7)$$

9) + 10):

$$\left. \begin{aligned} -M_7 2 \frac{h_3 J_0}{l_0 J} + M_8 \left(2 \frac{h_3 J_0}{l_0 J} + 3 \frac{l_3 J_0}{l_0 J} \right) - M_9 \frac{h_3 J_0}{l_0 J} \\ + M_{10} \left(3 \frac{l_3 J_0}{l_0 J} + 2 \frac{h_3 J_0}{l_0 J} \right) + M_{11} \frac{h_3 J_0}{l_0 J} = 0 \end{aligned} \right\} (8)$$

10) + 11):

$$M_8 \frac{l_3 J_0}{l_0 J} + M_{10} \left(2 \frac{l_3 J_0}{l_0 J} + 3 \frac{h_3 J_0}{l_0 J} \right) + M_{11} 3 \frac{h_3 J_0}{l_0 J} = 0 \quad (9)$$

Zu diesen neun Elastizitätsgleichungen kommen noch zwei Gleichgewichtsgleichungen, die man am oberen und unteren Riegel gegen Verschiebung in wagerechter Richtung aufzustellen hat, hinzu.

$$\frac{M_1}{h_1} - \frac{M_2}{h_1} + \frac{M_3 - M_4}{h_2} - \frac{M_5}{h_2} + \frac{M_6}{h_4} = \frac{H d}{h_4} \quad (10)$$

$$-\frac{M_6}{h_4} + \frac{M_7}{h_4} + \frac{M_7 - M_8}{h_3} - \frac{M_9}{h_3} + \frac{M_{10}}{h_3} - \frac{M_{11}}{h_3} = \frac{H c}{h_4} \quad (11)$$

Diese letzten zwei Gleichungen sind noch mit l_0 zu multiplizieren.

5. Die zahlenmäßige Auflösung dieser elf Momentengleichungen bietet keine Schwierigkeiten. Sie wird genau so, wie die vorhergehende Rechnung, an Hand der Abb. 11 durch nacheinanderfolgende zweckmäßigste Aussonderung der einzelnen Momente durchgeführt. Auch kann jede einzelne Gleichung an Hand der Abb. 11 leicht nachgeprüft werden.

Es soll noch ein Beispiel für die kombinierte Anwendung der Gelenkmethode hinzugefügt werden (Abb. 12). Das System wird nach Abb. 13 in ein statisch bestimmtes mit einer Bewegungsfreiheit verwandelt. Sodann wird zur Ausnutzung der vorhandenen Symmetrie der gegebene Belastungsfall aus dem symmetrischen und schief-symmetrischen zusammengesetzt.

Beim symmetrischen Fall (Abb. 14) wird zunächst mit Hilfe der

Die Aufstellung dieser Momentengleichungen bietet gegenüber dem ersten Beispiel nichts Neues und wird deshalb hier weggelassen.

• Zum Schluß will ich noch den Verwandlungsgang einer für die Praxis gerechneten Aufgabe als Beispiel für die zuletzt im Text erwähnten, jedem Spezialfall eigentümlichen günstigsten Kombinationen kurz mitteilen.

Das 15fach statisch unbestimmte System (Abb. 16) wird in ein statisch bestimmtes (Abb. 17) verwandelt. Bei Ausnutzung der Symmetrie durch Anwendung des symmetrischen und schief-symmetrischen Falles hat man dann nur noch acht Un-

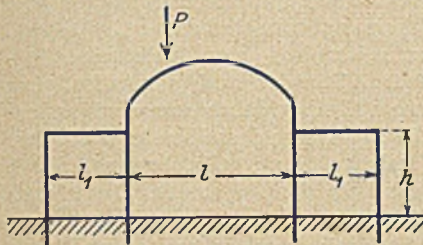


Abb. 12.

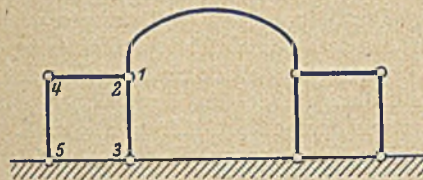


Abb. 13.

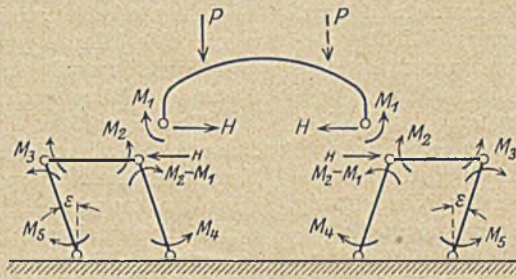


Abb. 14.

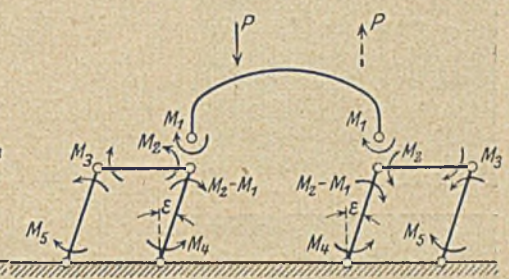


Abb. 15.



Abb. 16.

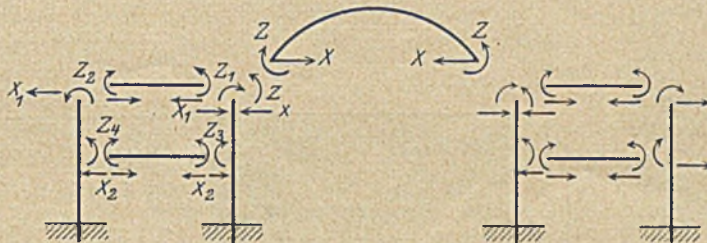


Abb. 17.

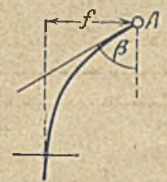


Abb. 18.

üblichen Verfahren der virtuellen Arbeit die Winkeländerung α am Fußende des Bogens und die Sehnenänderung Δl ausgedrückt. Sodann schreibt man genau so, wie im ersten Beispiel, die fünf Elastizitätsgleichungen für die fünf in Abb. 13 numerierten Ecken an, wobei für ϵ der am Bogen gefundene Ausdruck $\frac{\Delta l}{2h}$ zu setzen und bei Ecke 1 die am Bogen gefundene Winkeländerung α zu benutzen ist. Die sechste Gleichung ist die Gleichgewichtsgleichung am Riegel des seitlichen Rahmens.

Beim schief-symmetrischen Fall (Abb. 15) wird aus Symmetriegründen $H = 0$ und $\Delta l = 0$. Da jetzt ϵ willkürlich bleibt, schreibt man die vier Elastizitätsgleichungen für die vier paarweise zusammengefaßten Ecken 1-3, 3-2, 2-4, 4-5, an, wobei ϵ herausfällt. Die fünfte Gleichung ist wieder die Gleichgewichtsgleichung am seitlichen Riegel.

bekannte $z, x, z_1, z_2, z_3, z_4, x_1, x_2$. Die geometrischen Zwangsbedingungen bestehen darin, daß die Ecken 1, 2, 3, 4, 5 zwischen den einzelnen zerlegten Stäben und dem Bogen erhalten bleiben, und daß die wagerechten Verschiebungen am Bogen und der inneren Stütze und die an den beiden Stützen an den gegenüberliegenden Stellen, wo die Riegel angeschlossen sind, gleich sein müssen. Drückt man zunächst am Bogen die Winkeländerung und Verschiebung mit Hilfe der virtuellen Formänderungsarbeit aus, so kann man dann sofort die fertigen Elastizitätsgleichungen an Hand der zur Abb. 17 gezeichneten Momentenflächen mit Hilfe der übrigen Mohrschen Sätze direkt anschreiben. Z. B. wird für die Stütze die gesuchte Winkeländerung β durch den Inhalt der Momentenfläche und die Durchbiegung f durch das statische Moment der Momentenfläche, bezogen auf den Endpunkt A, ausgedrückt.

DER ZEITRAFFER IM ZEMENTLABORATORIUM.

Von Dr. Richard Grün, Düsseldorf.

Mitteilungen aus dem „Forschungsinstitut der Hüttenzement-Industrie, Düsseldorf, 1925“.

Bei Feststellung von Treiberscheinungen an Zement und Betonkörpern mußte sich bisher die Beobachtung darauf beschränken, den Zustand der Körper in den verschiedenen Stadien der Zerstörung festzustellen. Eine Fixierung der einzelnen Zustände war natürlich durch das Lichtbild möglich. Besonders gut gelang es, die Einwirkung des Treibens zu zeigen, wenn stets die gleichen Körper von der gleichen Seite gezeigt wurden, eine Maßnahme, die ich in der jüngsten Zeit stets durchgeführt habe. Aber auch diese Arbeitsweise konnte auf die Dauer nicht befriedigen, da naturgemäß die gleichen Beleuchtungsverhältnisse nicht immer zu erhalten waren und die angeschädigten Körper beim unvermeidlichen Hin- und Hertragen zur Aufnahme leicht beschädigt wurden, besonders

wenn der Zusammenhang des Betons durch das Treiben schon gestört war. Selbst bei sorgfältigster Arbeitsweise konnte diese Art der Photographie in bestimmten längeren Zwischenräumen kein einheitliches Bild geben über das Tempo, in welchem die Treiberscheinungen auftraten.

Deshalb wurde der Zeitraffer, welcher neuerdings zur Aufnahme von wachsenden Pflanzen mit Erfolg benutzt wird, herangezogen, um die Lücke, welche hier bei Beobachtung der Treiberscheinungen klafft, zu schließen. Mit dem Zeitraffer mußte es möglich sein, die für unser Auge infolge ihrer Langsamkeit unsichtbaren Treiberscheinungen auch einem größeren Publikum sichtbar zu machen. Eine Auswertung der einzelnen Filmbilder ließ Einblicke erhoffen in den Mecha-

nismus der Treibvorgänge und die Geschwindigkeit der Rißbildung.

Die Aufnahmen mit dem Zeitraffer werden bekanntlich in der Weise vorgenommen, daß in bestimmten zeitlichen Zwischenräumen, deren Dauer ein Vielfaches der Zwischenräume bei der normalen Kinop Aufnahme betragen, Aufnahmen gemacht und diese dann in einem Wiedergabeapparat in normaler Geschwindigkeit ablaufen gelassen werden. Auf diese Weise gelingt es, Vorgänge, die sich so langsam abspielen, daß bei der Beobachtung eine Bewegung nicht festzustellen ist, beweglich vorzuführen. Die zeitliche Abwicklung wird also von vielen Stunden auf wenige Minuten zusammengedrängt.

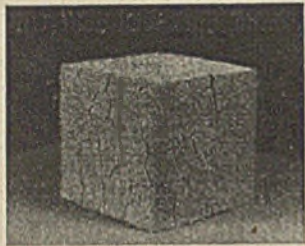
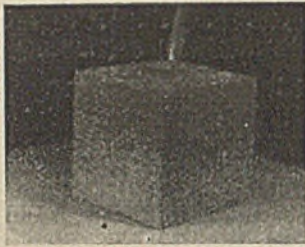
„Zeitraffer“. Die Schwierigkeit bei der Aufnahme von Treiberscheinungen lag in dem ganz außerordentlich unregelmäßig und oft späten Eintreten derselben. War die Aufnahme eines beliebigen Körpers, von welchem Treiben erwartet wurde, einmal begonnen, so mußte sie fortgesetzt werden und es konnte der Fall eintreten, daß viele 100 m Film vergeudet waren, che die gewünschten Treiberscheinungen begannen.

Nach vielen Versuchen gelang es, einen Kalktreiber herzustellen, der ziemlich genau 24 Stunden nach der Anfertigung anfang zu treiben. Von diesem Treiber wurde nun ein Normenkörper eingeschlagen und die Aufnahme desselben kurz vor dem Zeitpunkt der erwarteten Treiberscheinungen begonnen (Abb. 1).

Als Zwischenraum zwischen den einzelnen Aufnahmen wurde eine Minute gewählt.

Der Körper fing nach 45 Minuten an zu treiben und zwar, traten die Risse ganz plötzlich auf.

Nach ungefähr 4 Stunden war der Treibvorgang in der Hauptsache abgeschlossen. Der Körper war vollkommen von NetZRissen durchzogen und durchaus zermürbt. Abbildung 1 zeigt den unveränderten Körper; es ist gerade ein Stäbchen auf den Körper aufgesetzt, um zu zeigen, daß er dem Eindringen eines festen Körpers Widerstand leistet. Abbildung 2, 3 und 4 zeigt das allmähliche Zertreiben des Körpers. Bei Abbildung 5 ist der Treibvorgang bereits abgeschlossen. Es ist wieder mit einem Stab gezeigt, daß nunmehr der Körper erweicht ist und einem eindringenden Gegenstand keinen Widerstand entgegen-



Abbildungen 1—7.

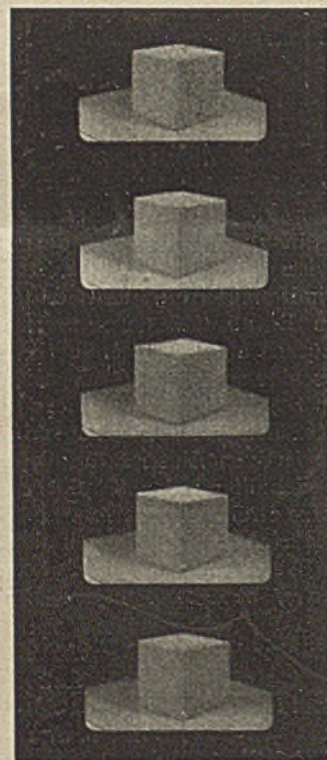


Abb. 8. Stück des Filmstreifens in natürlicher Größe.

Abbildungen 1—7.

Abb. 1 zeigt den unzerstörten Körper, der einem eindringenden Stab Widerstand entgegengesetzt. Bei Abb. 2—4 sind allmählich sich verstärkende NetZRisse zu erkennen, bis schließlich bei Abb. 5—7 der Körper sich zermürbt.

Tabelle I.

Bilder- minuten	Riß 1		Riß 2		Körper		Ab- bildung
	Breite mm	Länge mm	Breite mm	Länge mm	Breite mm	Höhe mm	
10	0	0	0	0	100	71,1	1
20	"	"	"	"	"	"	2
30	"	"	"	"	"	"	
40	"	"	"	"	"	"	
44	"	"	"	"	"	"	
45	0,5	7,5	0,5	"	"	"	
46	"	"	"	10	"	"	
47	"	"	"	"	"	"	
48	"	"	"	10,5	"	"	
49	"	"	"	"	"	"	
50	"	"	"	"	"	"	
60	"	"	"	"	"	"	
70	"	"	"	"	"	"	
80	"	"	1,0	18	"	"	
90	"	"	1,02	18+17,5	"	72,5	
100	1,02	20	"	"	"	73,2	
110	1,02	Netzrissig	1,02	Netzrissig	100	73,2	
120	"	"	"	"	100,5	73,5	
130	"	"	"	"	"	"	
140	1,5	"	1,5	"	"	"	
150	"	"	"	"	"	74,9	
160	"	"	1,75	"	101,2	"	3
170	"	"	2,2	"	102	76,0	
180	2,0	"	2,75	"	102,5	77,0	
190	"	"	"	"	"	"	4
200	Klafft	"	Klafft	"	"	"	
210	Klafft	"	Klafft	"	103,7	77,0	
220	"	"	"	"	105	78,0	
230	"	"	3,5	"	"	78,4	
240	2,0	"	"	"	"	"	5
250	"	"	"	"	"	"	"
260	"	"	"	"	"	"	"
270	"	"	"	"	"	"	"
280	"	"	"	"	"	"	"
290	"	"	"	"	"	"	"
300	"	"	"	"	"	"	6

zusetzen vermag. Abbildung 6 zeigt den zerstoßenen Körper und Abbildung 7 die übrig gebliebenen Trümmer, die gerade wieder weiter zerstoßen werden. In Abbildung 8 ist ein Streifen des Filmes in natürlicher Größe abgebildet.

Die Betrachtung des sehr lebendig wirkenden Filmes konnte allein nicht befriedigen. Es wurde auch versucht, die einzelnen Bilder auszuwerten, um auf diese Weise ein Bild des Treibvorganges zu gewinnen¹⁾.

Die Aufnahmen wurden in der Weise ausgewertet, daß zwei besonders charakteristische Risse und die Höhe- und die Bildbreite des Körpers auf jeder zehnten Aufnahme (also alle zehn Minuten) nötigenfalls auch öfter beim Beginn des Treibens ausgemessen wurden. Gemessen wurde auf dem Projektions- schirm, bei vierfacher linearer Vergrößerung; die erhaltenen Zahlen sind auf natürliche Größe umgerechnet, in Tabelle 1 zusammengestellt; Abb. 9 gibt einen schnellen Überblick.

Es zeigt sich folgendes:

Die Hauptrisse treten gleichzeitig und plötzlich nach 45 Minuten auf und haben sofort eine erhebliche Länge von 7,5 mm (Riß 1 und 5 mm Riß 2) und 1 mm Breite. Schon nach einer Minute ist der kürzere der Risse (2) auf das Doppelte verlängert, während der andere anfangs längere Riß (1) zunächst nicht weiterwächst.

In den nächsten 25 Minuten bleiben die beiden Risse 1 und 2 unverändert, während gleichzeitig kleinere, neue Risse auftreten. Nach dieser Zeit wächst zunächst Riß 2, der schon einmal gewachsene Riß, auf über das Doppelte, dann folgt ihm im Wachstum Riß 1 und schließlich ist der ganze Körper mit Netzrissen überzogen; gleichzeitig ist er etwas höher geworden (Abb. 2). Erst 40 Minuten nach Eintritt der Netzrissigkeit beginnt ein erneutes Breitenwachstum der Risse (Abb. 3), das zu einem gleichzeitigen Wachsen des ganzen Körpers führt (Abb. 4), dessen innerer Zusammenhang schließlich nach im ganzen 4 Stunden völlig aufgehoben ist, so daß er leicht zerrieben werden kann (Abb. 5-8).

¹⁾ Die Aufnahmen wurden von der Kinematographischen Abteilung der Firma Fried. Krupp, A.-G., Essen, durchgeführt. Dem Leiter dieser Abteilung, Herrn Hutzel, sei an dieser Stelle herzlichsten Dank für seine wertvolle Mithilfe ausgesprochen.

Bemerkenswert ist das plötzliche Auftreten der Risse in sehr erheblichem Ausmaß und das ruckartige Sichfortsetzen der Treiberscheinungen. Offenbar widersteht das Betongefüge stets eine gewisse Zeit den treibenden Kräften, um ihnen, wenn seine innere Zugfestigkeitsgrenze erreicht ist, plötzlich zu er-

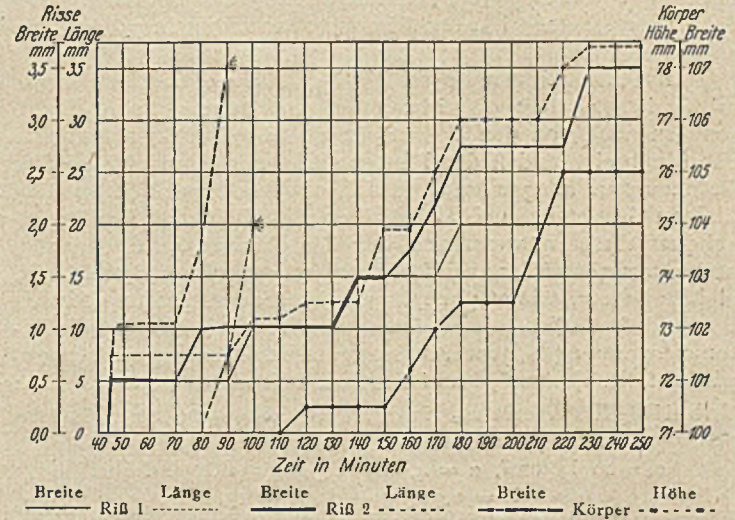


Abb. 9.
Graphische Darstellung der Treiberscheinungen an einem Drehkörper.

liegen. Die Treiberscheinungen selbst, die vier Stunden in Anspruch nehmen, laufen bei der Wiedergabe nur 1/2 Minute, der ganze Film mit dem Sichtbarmachen der anfänglichen Festigkeit des Körpers (Abb. 1) und seiner schließlichen Zermürbung durch Zerstoßen (Abb. 5-7) nimmt zur Vorführung knapp zwei Minuten in Anspruch und gibt ein vorzügliches und überraschend lebendiges und eindruckvolles Bild eines Treibvorganges.

Das Verfahren wird sich auch für andere ähnliche Erscheinungen anwenden lassen. (Sulfatreiben, Säurezerstörung) und soll für diese noch ausgebaut werden.

ZUR FRAGE DER ZULÄSSIGEN EISENBEANSPRUCHUNG IN EISENBAHNBRÜCKEN AUS EISENBETON.

Von Dr.-Ing. Robert Hauer, Zivilingenieur, Charlottenburg.

In seinen „Kritischen Betrachtungen zu den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton vom September 1925“ („Der Bauingenieur“ 1925, Heft 31) bemängelt Prof. Probst die Erhöhung der zulässigen Eisenbeanspruchung in Balkenbrücken unter Eisenbahngleisen von 750 auf 800 kg/cm² als unzulänglich. Er weist darauf hin, daß bei sorgfältiger Betonbereitung und geeigneter Wahl der Zuschlagstoffe die Eisenbeanspruchung unbedenklich auf 1000 kg/cm² erhöht werden könnte, ohne die Rißsicherheit zu gefährden. Im Zusammenhang hiermit erwähnt er italienische Eisenbahnbrücken, bei deren Nachrechnung Eisenbeanspruchungen zwischen 900 und 1000 kg/cm² festgestellt wurden.

Geht man von der Tatsache aus, daß die Rißsicherheit einer Eisenbetonkonstruktion unter im übrigen gleichen Umständen um so größer ist, je kleiner sich die Betonzugspannung im Stadium I ergibt, so erscheint in der Tat die Begrenzung der Eisenzugspannung im Stadium II nicht als geeignetes Mittel, das Auftreten von Rissen zu verhindern. Denn es zeigt sich, daß die Betonzugspannung im Stadium I durchaus nicht etwa immer mit der Eisenzugspannung im Stadium II wächst. Um dies zu veranschaulichen, sind in der folgenden Tabelle I für einfach bewehrte Rechteckquerschnitte die Werte σ_{bz} angegeben, welche aus den Spannungen σ_b und σ_e des Stadiums II folgen.

Tabelle I.

Werte σ_{bz} in kg/cm² in Abhängigkeit von σ_b und σ_e .
Einfach bewehrter Rechteckquerschnitt $h = 0,9 d$; $n = 15$.

σ_e \ σ_b	200	400	600	750	800	1000	1200	1500
10	6,48	5,38	4,27	3,66	3,48	2,95	2,55	2,14
20	11,5	13,0	12,0	11,0	10,8	9,55	8,54	7,32
30	14,5	18,8	19,4	18,8	18,5	17,3	16,2	14,3
40	16,6	23,1	25,5	25,9	25,9	25,1	23,9	22,0
50	18,3	26,4	30,5	31,9	32,1	32,4	31,5	29,9

Zu dieser Tabelle sei noch bemerkt, daß sie eine Ergänzung der Zahlenwerte darstellt, welche Prof. Mörsch in seinem Werk „Der Eisenbetonbau“ (I. Band, 1. Hälfte, V. Auflage, S. 312) angegeben hat.

Man erkennt aus der vorstehenden Tafel, daß für ein bestimmtes σ_b die Betonzugspannung σ_{bz} mit steigendem σ_e zunächst wächst, dann aber wieder fällt. Das Maximum von σ_{bz} tritt bei einem um so höheren Wert σ_e auf, je größer σ_b ist.

Dagegen wächst σ_{bz} für eine bestimmte Eisenzugspannung σ_e stets mit wachsendem σ_b .

Der Grund, weshalb für ein bestimmtes σ_b die Betonzugspannung bei höheren Werten σ_e wieder kleiner wird, liegt darin, daß die höhere Eisenzugspannung auch eine größere

Querschnittshöhe bedingt, wodurch das Widerstandsmoment des ideellen Querschnittes ebenfalls größer wird.

Für die nach den früheren Eisenbetonbestimmungen in Brücken unter Eisenbahngleisen zulässige Betondruckspannung von 30 kg/cm^2 erreicht demnach, wie aus Tabelle I ersichtlich ist, σ_{bz} in Rechteckplatten niemals den damals vorgeschriebenen Grenzwert von 24 kg/cm^2 , und zwar nicht nur bei Einhaltung der früher vorgeschriebenen Eisenzugspannung von 750 kg/cm^2 , sondern auch bei beliebig höherem σ_e .

In Plattenbalken liegen die Verhältnisse insofern etwas schwieriger, als hier σ_{bz} nicht allein von σ_b und σ_e abhängig ist, sondern auch von den Verhältnissen α der Druckplattenbreite zur Stegbreite und β der Plattenstärke zur Rippenhöhe. Die Betonzugspannungen ergeben sich wegen der verhältnismäßig kleinen Stegbreite in Plattenbalken stets höher als bei Rechteckquerschnitten, wenn man von den gleichen Spannungen σ_b und σ_e ausgeht. Aber auch für Balkenquerschnitte zeigt sich das gleiche Gesetz, wie es oben für Rechteckquerschnitte gefunden wurde, daß nämlich bei angenommenen Werten σ_b , α und β die Betonzugspannung σ_{bz} jenseits einer gewissen Eisenzugspannung σ_e wieder fällt. Dies möge an folgendem Beispiel dargetan werden:

Tabelle II. Werte σ_{bz} für einen einfach bewehrten Plattenbalkenquerschnitt in Abhängigkeit von σ_e .

$$\sigma_b = 20 \text{ kg/cm}^2, \alpha = 4, \beta = 0,3, h_0 = \text{Rippenhöhe.}$$

$$h = 0,92 h_0 + d; n = 15.$$

σ_e	600	800	1000	1200
σ_{bz}	23,3	24,1	23,2	21,9

Die Berechnung erfolgte unter Benutzung der von Mörsch angegebenen Zahlenwerte in seinem „Eisenbetonbau“ (I. Band, I. Hälfte, V. Auflage, S. 314). Aus diesen Zahlenwerten ist auch ohne weiteres erkennbar, daß wie bei Rechteckquerschnitten auch bei Plattenbalken unter gleichen Verhältnissen und bei gleichem σ_e die Betonzugspannung stets mit der Betondruckspannung wächst.

Wenn nun auch nach den neuen Eisenbetonbestimmungen der Nachweis der Betonzugspannung nicht mehr gefordert wird, so erhellt doch aus den vorstehenden Darlegungen, daß die Niedrighaltung der Betondruckspannung ein wirksameres Mittel ist, Ribbildungen zu verhindern, als eine zu ängstliche Begrenzung der Eisenzugspannung. Um so auffälliger erscheint es daher, daß in den neuen Bestimmungen der zulässige Wert von σ_e nur von 750 auf 800 kg/cm^2 , also um knapp 7% erhöht worden ist, während gleichzeitig σ_b von 30 auf 40 , also um $33\frac{1}{3}\%$ heraufgesetzt wurde. Dabei wäre eine strengere Begrenzung von σ_b wirtschaftlich insofern von wesentlich geringerer Bedeutung, als gerade in Plattenbalken die Betondruckspannung aus konstruktiven Gründen ohnehin um so niedriger gewählt werden muß, je geringer die Stegbreite im Verhältnis zur Druckbreite ist. —

Die Tabelle I läßt sich auch zweckmäßig für die Untersuchung von Flüssigkeitsbehältern verwenden, bei welchen zur Erzielung einer ausreichenden Dichtigkeit die Nachprüfung von σ_{bz} stets empfehlenswert ist.

EIN BEITRAG ZUR BERECHNUNG DES KOLKES.

Von Dr.-Ing. G. J. Lehr, Neustadt a. H.

Der Kolk, so alt wie der Wehrbau selbst, bildet ein Problem, an dessen Lösung Praktiker und Wissenschaftler unaufhaltsam arbeiten. Die bis jetzt erlangten Kenntnisse über den Kolk haben sich auch zu Regeln und Formeln verdichtet; diese sind aber mit Vorsicht anzuwenden. Deshalb begnügt man sich meistens auch damit, die Wehre ohne Rücksicht auf den Kolk entweder in gedrungener Form und tief oder mit langem Sturzboden und flach zu gründen. Den Kolk bekämpft man dann, je nach seinem Auftreten und seiner Ausbreitung, während des Betriebes. Einen wesentlichen Fortschritt in der Erkenntnis der Kolkfrage würde es m. E. bedeuten, wenn an allen einschlägigen Wehren, ob fest oder beweglich, von den Werkleitungen genaue Beobachtungen über die unterhalb dieser sich einstellende Umbildung des Gewässerbettes gemacht würden, und die sich zu beziehen hätten auf die fortschreitende Austiefung in der Richtung der Gewässerachse und auf eine Anzahl von Profilen senkrecht zu dieser, ferner auf alle Faktoren, die bei der Kolkbildung in Frage kommen. Diese Unterlagen wären dann zweckmäßig an ein Institut zur Erforschung des Wehrkolkes, das der Wasserbaulehrkanzel einer Technischen Hochschule mit neuzeitlich eingerichteten Versuchslaboratorium anzugliedern wäre, weiter zu leiten, um dort ihre systematische Auswertung zum Nutzen der Volkswirtschaft zu erhalten. Nur die zentrale systematische Bearbeitung aller dieser Unterlagen, die uns die Wirkungsweise des Wassers unterhalb der Wehre bildlich übermitteln würden, wäre imstande, im Verein mit Laboratoriumsversuchen, Licht in die Strömungsverhältnisse des Kolkes zu bringen. Sie würde so zu empirischen, später zu genaueren Kolkformeln führen, die über die jetzt bestehenden großen Lücken in der Kolkfrage bei der Errichtung von Wehren eine Brücke zu schlagen imstande wären.

Im nachfolgenden soll nun versucht werden an Hand der beim Kolk auftretenden Kräfte und der Faktoren, die diese beeinflussen, soweit möglich, rechnerisch zu verfolgen und ihre Wirkungsweise klarzulegen. Dabei stützt sich der Verfasser auf seine an Sturzbecken gemachten Beobachtungen.

Jedoch wird auf die Aufstellung geschlossener mathematisch genauer Kolkformeln kein großer Wert gelegt. Die Gründe hierfür werden weiter unten mitgeteilt.

Die Kolkkräfte. Diese treten in jedem Gewässer auf, das durch den Einbau eines Hindernisses (Wehres) in seinen natürlichen Abflußverhältnissen eine Veränderung erfährt. Das Hindernis (Wehr) ist in diesem Falle zu vergleichen mit einem im Gewässerorganismus befindlichen Fremdkörper, der vom Wasser angegriffen und zu entfernen versucht wird.

Oberhalb und unterhalb des Hindernisses wird auf eine ganz bestimmte Strecke für den alten dynamischen Gleichgewichtszustand ein neuer ausgebildet. Dies hat zur Folge, daß besonders die Strecke unterhalb des Hindernisses von Grund auf umgeändert wird. Diese Umänderung geht in fast allen Fällen auf Kosten der Sicherheit und des Bestandes des Einbaues (Wehres) vor sich. Das Gewässer, das vor dem Einbau des Hindernisses seine Abflußmengen mit seinem natürlichen Gefälle entfernte, wird oberhalb durch den am Wehr erfolgenden Aufstau gezwungen, ein kleineres anzunehmen, während unterhalb des Stauwerkes, je nach der Spiegeldifferenz zwischen Ober- und Unterwasser, ein unvermittelter größerer oder kleinerer Gefällsbruch entsteht. Dieser Gefällsbruch ist mit ein Hauptfaktor bei der Kolkbildung. Die Lösung des Kolkproblems liegt, wie bekannt, zwischen dem Wehr einerseits und dem Punkt des Flußlaufes unterhalb andererseits, wo die natürlichen Abflußverhältnisse keine Veränderung durch den Kolk mehr erfahren können. Auf dieser Strecke findet die Umbildung der durch den freien Fall oder durch eine Druckhöhe (Ausfluß aus einer Schützenöffnung) frei werdenden Energie des Wassers statt.

Als ein weiterer kolkbildender Hauptfaktor tritt die über das feste Wehr oder durch die Schütze ins Unterwasser abfließende sekundliche Wassermenge in die Erscheinung. Maßgebend für den auftretenden tiefsten Kolkpunkt sind die Hochwässer, d. h. die sekundlichen Abflußmengen solcher, die pro Meter Wehr ein Maximum erreichen. Schon daraus ist zu entnehmen, daß die Kronenlänge des Wehres eine nicht zu

unterschätzende Bedeutung für den Kolk besitzt: denn bei eingeschränkter Wehrlänge ist der Abfluß pro Längeneinheit größer als bei einem den ganzen Fluß überspannenden Wehr. Im ersteren Falle tritt zu der größeren sekundlichen Wassermenge auch noch ein erhöhter Stau, der eine Vergrößerung des Wehrgefälles im Gefolge hat. Auch im Unterwasser wird sich, infolge der dem Oberwasser entzogenen Wassermenge, ein niedriger Wasserstand ausbilden müssen, als er sich beim ursprünglichen Zustande des Flußbettes ausgebildet hätte. Durch richtige Bemessung der Wehrlänge unter Berücksichtigung wirtschaftlicher Momente hat der Ingenieur ein Mittel an der Hand, auf den Kolk einzuwirken.

Bei festen Wehren¹⁾ (Überfallwehren) ist für den Überfallstrahl und somit die pro Meter Wehrlänge überfallende sekundliche Wassermenge die vordere Überlaufkante maßgebend, weil von deren Form bei gegebener Wassermenge die Höhe der Überflutung des Wehrrückens abhängt. Auf die Formgebung der vorderen Überfallkante braucht hier nicht näher eingegangen zu werden, ebenso nicht auf die verschiedenen Arten Überfallstrahlen²⁾, weil sie in jedem technischen Werk, das sich mit dem Wehrbau befaßt, nachgelesen werden können. Weiter beeinflußt den Kolk die Sprungweite des Überfallstrahles, die von der Zuflußgeschwindigkeit u und von der Spiegeldifferenz zwischen Ober- und Unterwasser abhängt. Sie bestimmt den Einfallswinkel α des frei ins Unter-

läßt. Der Wasserstrahl selbst ist ein Gebilde, das aus zwei Teilen besteht: einem äußeren, der Luft zugekehrten Teil, der infolge seiner starken Mischung mit Luft ein kleineres spezifisches Gewicht aufweist als der darunter liegende Teil, in den Luft weniger oder nicht eindringen kann.

Das Sturzbett ist, wie sein Name sagt, ein Bett, in das der führungslose Strahl abstürzt. Auf ihm soll die Geschwindigkeit des Wasserstrahles so vermindert werden, daß durch sie eine schädliche Wirkung auf die ungeschützte Bettsohle unterhalb des Sturzbettes nicht mehr eintritt. Der Wehrbau zeigt zwei ausgesprochene Ausführungsformen als vorherrschend: das nach dem Unterwasser geneigte und das wagerechte Sturzbett. Das nach dem Unterwasser ansteigende oder das stufenförmige sind weniger angewandte Ausführungsformen, trotzdem sie geeignet sind, die Strahlgeschwindigkeit wirksam zu verringern und deshalb auch kürzer gehalten werden können als die zwei erstgenannten Ausführungsformen. Beispiele dafür, daß die stromabwärts geneigten und auch die geraden Abfallböden Nachteile für das Wehr und Vorteile für den Kolk im Gefolge haben, sind in der einschlägigen Literatur genug zu finden.³⁾ Aber alle Abfallböden, mögen sie konstruiert sein, wie sie wollen, bieten keine volle Gewähr dafür, daß der Kolk nicht eintritt, es sei denn, daß der überfallende oder unter Druck abfließende Wasserstrahl beim Verlassen des Sturzbettes auf ein natürliches Bett trifft, das

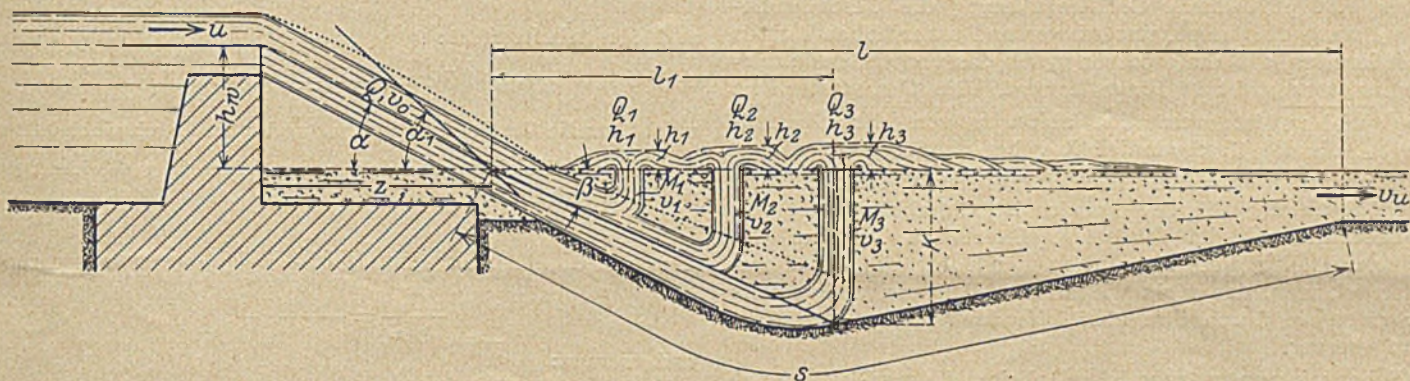


Abb. 1.

wasser eintretenden Strahls. Unter dem Einfallswinkel ist der in der Abb. 1 mit α bezeichnete verstanden. Die Tangente an den gekrümmten Überfallstrahl bei seinem Eintritt in das Unterwasser bildet mit dem Unterwasserspiegel den Winkel α_1 (Abb. 1). Er ergibt sich aus:

$$z^2 = u^2 \frac{2 h_w}{g}$$

zu

$$\frac{d h_w}{d z} = \operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{v}{u} = \frac{\sqrt{2 g h_w}}{u}$$

Der Einfallswinkel wird durch Brechung des Strahles im Unterwasser in den Brechungswinkel β übergeführt. Von letzterem hängt mit die Entfernung des tiefsten Kolkpunktes vom Stauwerk ab, weil er bis zu diesem Punkte nicht mehr oder nur unwesentlich verändert wird. Beim Wasserdurchfluß aus Schützenwehröffnungen wächst die Strahlsprungweite mit dem Wasserdruck, von dem u abhängt, und der Höhendifferenz zwischen Mitte Ausflußöffnung und Unterwasserspiegel.

Der Überfallstrahl gelangt bei den vorkommenden Überfallhöhen fast immer geschlossen ins Unterwasser. Theoretisch muß infolge der Geschwindigkeitsvermehrung beim freien Fall die Strahldicke abnehmen; dies tritt aber nur bedingt ein, weil durch die auf den Strahl einwirkenden Kräfte (Reibung durch Luft und Wind, dann durch die in die äußeren Schichten des Strahles eintretende Luft) eine Geschwindigkeitshemmung eintritt, die den Strahl in seiner Stärke wieder anschwellen

gleiche oder ähnliche Festigkeitseigenschaften besitzt wie das künstliche, oder in seiner Geschwindigkeit so vermindert wurde, daß der Flächendruck, der durch die Stoßkomponente des Wasserstrahls auf das natürliche Bett verursacht wird, kleiner bleibt als die Festigkeit des das Bett bildenden Materials. Ist dies nicht der Fall, so tritt auch bei dem auf dem Sturzboden abfließenden Strahl beim Übergang zwischen jenem und dem Flußbett immer eine Brechung des Strahles und damit der Kolk ein.

Weitere den Kolk begleitende Erscheinungen sind die Wasserwalzen, die sich teils unter (Grundwalzen), teils über dem Wasserstrahl (Deckwalzen) sowie an seinen Seiten (Seitenwalzen) bilden. Die ersteren drehen sich um eine wagerechte, die letzteren um eine senkrechte Achse. Deckwalzen sollen nach anderer Ansicht nur bei schießendem Wasser entstehen⁴⁾. Bekanntlich geht das Wasser vom Strömen zum Schießen über, wenn die Wassergeschwindigkeit die Wellengeschwindigkeit erreicht, also $v_s = \sqrt{g t}$ wird, wo t die Wassertiefe, g die Erdbeschleunigung bedeutet. Für t kommt nur die Stärke des unter der Deckwalze durchziehenden Strahles in Betracht.

Allgemein kann gesagt werden: die Möglichkeit, daß das Wasser im Kolkbecken schießt, wächst bei geschlossenem Strahl mit der Abnahme der Strahlstärke, der Zunahme der Wehrhöhe und der Zuflußgeschwindigkeit u .

³⁾ Vgl. Dipl.-Ing. Hans Roth, Kolkfahrten und ihre Berücksichtigung bei der Ausbildung beweglicher Wehre, Sonderabdruck der Schweizer Bauzeitung Bd. LXX, 1917

⁴⁾ Gravell, Wasserkraft, Jahrgang 1923, Heft 5 und 7.

¹⁾ Von diesen soll hier nur die Rede sein.

²⁾ Hier handelt es sich nur um den freien Strahl.

In allen vom Verfasser beobachteten Sturzbecken konnten Fließbewegungen des Wassers im Sinne der Deckwalzen festgestellt werden; es braucht dabei aber nicht immer auch zur geschlossenen Deckwalzenbildung zu kommen. Sobald der Überfallstrahl ins Unterwasser gelangt, fängt er an sich aufzulösen. Es werden Teile von ihm abgesplittert, die zum größeren Teil an die Oberfläche streben, zum kleineren aber nach den Seiten. Letzterer ruft die Querströmungen, ersterer die Quellen und Wirbel hervor. Beide aber arbeiten an der Vertiefung des Kolk.

Bezeichnet man mit v_0 die Geschwindigkeit, die der über das Wehr fallende Wasserstrahl beim Eintritt in das Unterwasser erreicht, mit v_u jene, mit der die Überfallmenge unterhalb des Kolk abfließt, und mit Q_{\max} die sekundlich über das Wehr abfließende maximale Wassermenge, so beträgt die gesamte im Kolkbecken umgewandelte kinetische Energie:

$$(1) \quad \sum A_k = \frac{Q_{\max}}{2g} (v_0^2 - v_u^2),$$

wenn das spezifische Gewicht des Wassers $\gamma = 1$ gesetzt wird.

Nach der Gleichung (1) ist die im Kolkbecken vernichtete Energie wesentlich von der Geschwindigkeit v_u abhängig. Je größer also v_u , d. h. das Gefälle der an den Kolk anschließenden Flußstrecke ist, desto kürzer und weniger tief wird der Kolk werden. An den Flußstrecken unterhalb des Kolk läßt sich durch Gefällregulierung die Geschwindigkeit v_u , wenn überhaupt, nur schwer und unter hohen Kosten vergrößern, so daß ein größeres v_u als das vorhandene natürliche meistens nicht in Frage kommt. Die Geschwindigkeit $v_0 = \sqrt{v^2 + u^2}$ ist wesentlich abhängig von der Überfallhöhe h_w , die die Geschwindigkeit v beeinflusst; diese wächst theoretisch nach $v = \sqrt{2g h_w}$; hieraus ergibt sich, daß die Wehrhöhe an eine Grenze gebunden ist, die abhängig ist von der Beschaffenheit der Flußsohle. Führt das Gewässer Geschiebe, so füllen diese zwar, wenn die Rollstücke ins Unterwasser gelangen, den Kolk wieder zum Teil aus, andererseits aber rufen sie durch ihre abschleifende Wirkung eine Aus-tiefung hervor.

Sehen wir nun zu, zu welchen Arbeiten die aus Gleichung (1) sich ergebende Energie verbraucht wird. Dabei geht man zweckmäßig vom vollständig fertigen Kolk aus. Denkt man sich den Wasserüberfall über das Wehr einen Augenblick eingestellt, so wird der Wasserspiegel im Kolk eine Lage einnehmen, die die normale heißen möge. Tritt nun der Überfall wieder in Tätigkeit, so wird der in die Wassermasse des Kolk eindringende Strahl jene heben, aber auch in Bewegung setzen und zum Teil abfließen lassen. Ist das Maß der Schwerpunktverschiebung dieser durch den Strahl gehobenen Wassermasse in vertikaler Richtung τ , so wird die geleistete Hebearbeit

$$(2) \quad A_1 = G \tau,$$

wenn G das Gewicht dieser Wassermasse bedeutet. Da die Strahlstärke aber mit der Abnahme der Strahlgeschwindigkeit wächst, so muß sich auf der Strecke zwischen dem Eintritt des Überfallstrahles in den Kolk und dem Punkt, an welchem der Strahl nicht mehr in der Lage ist, in die Wassermasse geschlossen einzudringen, ein Gefällunterschied entgegen dem natürlichen Flußgefälle ausbilden. Die Stelle also, an der die Energie des letzten Strahlteiles bis auf den Betrag, der zur Hebung seines Wassers bis zur Oberfläche nötig ist, ihre Vernichtung erreicht hat, ist gleichbedeutend mit einer Gefälls-scheide im Kolkbecken. Dieses rückläufige Gefälle wird durch Hochquellen des Strahlwassers, das zwar auf der ganzen negativen Gefällsstrecke auftritt, in der Nähe der Gefällsscheide noch verstärkt.

Die um das Maß τ gehobene Wassermasse des Kolk belastet den unter ihr durchziehenden Strahl; sie ruft auf seiner Oberfläche eine Reibungskraft hervor, welche $f_w G \sin \beta$ ist, wenn f_w den Reibungskoeffizienten für Wasser auf Wasser, $G \sin \beta$ die zum Wasserstrahle parallele Komponente des

Wassergewichts G und β den Strahlneigungswinkel bedeuten. Die durch diese Reibung auf dem Wege s_1 geleistete Arbeit wird:

$$(3) \quad A_2 = f_w G \sin \beta \frac{s_1}{2}.$$

Sie nimmt von Null (Eintritt des Strahles in den Kolk) bis zu einem Größtwert (tiefsten Kolkpunkt) zu. Die Abbremsung des Strahles durch die auf ihm lastende Wassermasse wird um so größer, je größer deren Gewicht, also auch der Winkel β , ist.

Bei geschlossener Deckwalzenbildung wird durch den Stoß des Wasserstrahles die über ihm liegende Wassermasse in drehende Bewegung versetzt. Durch aufquellendes Strahlwasser kann diese Drehbewegung aber zum Teil gestört werden. Die bei dieser Bewegung geleistete Energie wird:

$$(4) \quad A_3 = \frac{M_1 v_1^2}{2} = \frac{G_1 v_1^2}{2g}$$

Hierin bedeutet v_1 die mittlere Geschwindigkeit, mit der sich die Deckwalze dreht, M_1 die Deckwalzenmasse, G_1 deren Gewicht und g die Erdbeschleunigung. Bei konstantem G_1 ist diese Arbeit hauptsächlich abhängig von der Geschwindigkeit v_1 .

Bekanntlich ist die Stoßkraft des Wassers (hydraulischer Druck) auf eine ebene nicht in Ruhe befindliche Fläche:

$$P = \gamma \frac{(u_1 - c)^2}{g} F_m$$

und der Arbeitseffekt:

$$(4a) \quad P c = \gamma \frac{(u_1 - c)^2}{g} c F_m,$$

u_1 ist aber die Geschwindigkeit v_0 , und c die Geschwindigkeit v_1 .

Durch Gleichsetzung der beiden Werte aus Gleichung (4) und (4a) erhält man:

$$\frac{G_1}{2g} v_1^2 = \frac{F_m}{g} (v_0 - v_1)^2 v_1$$

$$\text{oder:} \quad \frac{G_1}{2F_m} = \frac{(v_0 - v_1)^2}{v_1};$$

und hieraus:

$$(5) \quad v_1 = \frac{G_1 + 4F_m v_0}{4F_m} - \frac{1}{4F_m} \sqrt{(G_1 + 4F_m v_0)^2 - 16F_m v_0^2}$$

F_m bedeutet den mittleren Strahlquerschnitt. Aber nur ein Teil der Strahlstoßkraft überträgt sich auf die Deckwalze oder leistet Arbeit nach Gleichung (2) bis (3); der größere Teil derselben entfällt auf die Sohle, wo er sich als angreifende Sohlenreibrarbeit durch Vertiefung des Kolk auswirkt, und auf die Quellen, wo kinetische Energie vernichtet wird. Beträgt die gesamte Reibungskraft des Strahles auf der Kolksohle $P_1 = \frac{v_m^2 U s}{2g} \lambda$, so wird die auf dem Wege s durch sie geleistete Arbeit:

$$(6) \quad P_1 s = A_4 = \frac{v_m^2 U s^2 \lambda}{2g};$$

hierin hat v_m die bei Gleichung (12) angegebene Bedeutung; $U =$ dem Umfang des Profils, auf dem die Reibung auftritt, $\lambda = 0,9$.

An der Energieumwandlung sind auch die eventuell auftretenden Seitenwalzen und die unter dem Strahl sich bildenden Grundwalzen beteiligt. Die letzteren treten am Wehrfuß auf und untergraben diesen; die ersteren greifen die Ufer an und unterspülen sie. Die Auskolkung am Wehrfuß kann, besonders bei Geschiebe führenden Flüssen, durch Rücktransport der Rollstücke wieder ausgefüllt werden.

Energieumwandelnde Gebilde sind weiter noch die schon erwähnten Querströmungen und Quellen sowie die Strudel.

Die Querströmungen im Gebiete des Kolk fangen dort an aufzutreten, wo der Strahl ins Unterwasser gelangt, also an der Stelle, wo eine Ablenkung aus seiner ursprünglichen Richtung erfolgt. Es splitteln vom Gesamtstrahl Teile,

schichtenförmig, der Reihe nach von oben her ab. Diese Erscheinung hängt mit der vertikalen Geschwindigkeitsverteilung im Strahle selbst zusammen. Die vor den einzelnen abgelösten Strahlschichten liegende Wasserwand kann ihrer Masse wegen von diesen nicht verdrängt werden, was zur Folge hat, daß die Strahlschicht nach oben abgelenkt wird, wo das Wasser derselben als Quelle an die Oberfläche tritt. Die einzelnen Strahlschichten dringen, entsprechend ihrer Geschwindigkeit, verschieden weit in den Kolk vor: die unterste am weitesten. Im Bereiche des sich auflösenden Strahles wird ein schwimmender Gegenstand⁵⁾ nach allen Richtungen hin- und hergeworfen und, wenn ihn nicht zufällig eine günstige Strömung aus diesem brodelnden Bereiche hinausträgt, kann das Spiel des Wassers mit ihm oft Stunden dauern. Die letzten Quellen treten dort auf, wo die unterste, in den Kolk am weitesten vordringende Strahlschicht nicht mehr die Kraft besitzt, die ihr entgegertretende Wasserwand zu durchstoßen und, wie die vorhergehenden, dann nach oben umgelenkt wird. Das ist aber die Stelle der weiter oben bereits besprochenen Wasserscheide im Kolkbecken. Daß eine Ablösung einzelner Schichten des Strahles erfolgt, konnte vom Verfasser mittels verschieden schwer konstruierter Schwimmer, von denen jeder, entsprechend seinem Gewichte, in einer tieferen Strahlschicht schwamm als der vorhergehende, festgestellt werden: die leichtesten kamen dabei kurz unterhalb des Strahleinfalls an die Oberfläche, die schwersten am Ende der Quellenstrecke.

Aber nicht nur vertikal, sondern auch horizontal sind die Strahlgeschwindigkeiten verschieden, in der Wehrmitte am größten, gegen die Ufer zu kleiner werdend. Diese verschiedenen horizontalen Strahlgeschwindigkeiten haben auf das Vordringen des Gesamtstrahls in das Kolkbecken insofern einen Einfluß, als der über die Wehrmitte abfließende Strahlteil, entsprechend seiner größten Geschwindigkeit, am weitesten, der an den Wehrwangen aber, wo die Strahlgeschwindigkeit am kleinsten ist, weniger weit in das Kolkbecken vordringt. Unterhalb der Kolkwasserscheide beginnt die Übergangsstrecke, in der sich der Übergang zum natürlichen Flußgefälle vollzieht. Strudel treten im allgemeinen am Anfang der Umwandlungsstrecke auf; sie sind fortschreitend in der Fließrichtung des Gewässers und drehen sich im allgemeinen im Sinne des Uhrzeigers. Sie scheinen sich in den Wasserschichten nahe der Oberfläche zu bilden und sich von hier ab nach der Tiefe bis auf die Kolksohle auszudehnen. Sie wirken bohrend auf die Kolksohle und vertiefen sie deshalb. Ferner erhöhen sie die innere Reibung des Wassers. Alle im Kolkbecken auftretenden Arbeiterscheinungen werden von Kräften ausgelöst, die auf den Wasserstrahl elastisch bremsend oder regulierend wirken. Durch die im Innern der Wassermasse auftretende Reibung erfolgt auch noch die Umwandlung von Strahlenergie in Wärme.

Betrachten wir die einzelnen im Kolkbecken auftretenden Arbeiten ihrer Größe nach, so kann A_1 [Gleichung (2)] keinen großen Wert annehmen, weil bei der Hebung der im Kolk durch den Strahl verdrängten Wassermasse diese infolge ihrer Kohäsionslosigkeit zum größten Teil abfließt. Das vorhandene Maß τ wird also einen kleinen Wert darstellen. Die Arbeit A_2 [Gleichung (3)] ist ebenfalls infolge des geringen Wertes des Reibungskoeffizienten (0,01) für Wasser auf Wasser klein. Das gleiche gilt auch, wenn man die gesamte umgewandelte Energie im Kolkbecken ins Auge faßt, von A_3 [Gleichung (4)]. Es bleibt, außer den Energie vernichtenden Querströmungen, Quellen und Strudeln, über deren Arbeitsleistung aber der Einblick fehlt, nur noch als wirklich bedeutende Arbeit A_4 [Gleichung (6)], die Sohlenreibungsarbeit, übrig.

Um aber auch ein Bild von der Größe der Arbeitsleistung der Quellen zu erhalten, beziehen wir uns auf die weiter oben (S. 112) schon angegebene Teilung des Überfallstrahles in einzelne Schichten beim Eintritt in den Kolk.

Bedeutet nach der Abb. 1 $M_1, Q_1, v_1, h_1, M_2, Q_2, v_2, h_2, \dots, M_p, Q_p, v_p, h_p$ Masse, Gewicht, Geschwindigkeit und Druckhöhe des Strahlteiles, so muß sein:

$$\frac{M_1 v_1^2}{2} = Q_1 h_1$$

$$\frac{M_2 v_2^2}{2} = Q_2 h_2$$

$$\vdots$$

$$\frac{M_p v_p^2}{2} = Q_p h_p$$

Ist nun weiter $M_1 = M_2 = \dots = M_p = \frac{M}{p}$ und $Q_1 = Q_2 = \dots = Q_p = \frac{Q}{p}$, wo M und Q Masse bzw. Gewicht des Gesamtstrahles bedeuten, so wird die Gesamtarbeit der Quellen:

$$(7) \quad \frac{M}{2p} (v_1^2 + v_2^2 + \dots + v_p^2) = \frac{Q}{p} (h_1 + h_2 + \dots + h_p)$$

Setzt man in Gleichung (7) für $v_1^2, v_2^2, \dots, v_p^2$ einen Mittelwert v_μ^2 , so wird:

$$\frac{M v_\mu^2}{2} = \frac{Q}{p} \sum h$$

und hieraus mit $M = \frac{Q}{g}$:

$$(8) \quad \sum h = \frac{p v_\mu^2}{2g}$$

Mit $v_\mu = \frac{2}{3} v_0$ geht Gleichung (8) über in:

$$(9) \quad \sum h = \frac{2p v_0^2}{9g} = 0,02264 p v_0^2$$

Nun ergibt sich die gesamte Arbeit der Quellen zu:

$$(10) \quad A_{qu} = \frac{Q}{p} \sum h = 0,02264 Q v_0^2$$

Jetzt kann aber auch die Sohlenreibungsarbeit ermittelt werden; sie ist:

$$(11) \quad \begin{aligned} A_4 &= Q [0,051 (v_0^2 - v_\mu^2) - 0,02264 v_0^2] \\ \text{oder: } A_4 &= Q (0,02836 v_0^2 - 0,051 v_\mu^2) \end{aligned}$$

Gleichung (11) muß denselben Wert für A_4 geben wie die Gleichung (6) mit Gleichung (12 a). Für $v_\mu = \frac{2}{3} v_0$ wird die Arbeit der Sohlenreibungskraft ungefähr gleich groß wie die Arbeit der Quellen. $v_\mu = \frac{2}{3} v_0$ wurde durch Messung an kleineren Kolkbecken ermittelt. Ob dieser Wert aber auch für andere größere Verhältnisse zutrifft, oder ob er kleiner ist, kann nur durch Versuche festgestellt werden.

Aus Gleichung (9) läßt sich, wenn die Anzahl der Quellen p und die Geschwindigkeit v_0 bekannt sind, $\sum h$ berechnen.

Hier kann und soll es sich, wie schon eingangs erwähnt, nicht um die Aufstellung mathematisch genauer Kolkformeln handeln, weil ja die Erkenntnis des Kräftespiels im Kolkbecken noch sehr unvollständig ist. Bis zur völligen Erkenntnis dieses Kräftespiels aber wird man sich mit mehr oder minder angenäherten Berechnungsverfahren begnügen müssen, von denen die am besten sind, die in bezug auf die maßgebenden Faktoren mit der Wirklichkeit gut übereinstimmen oder durch Verbesserung ihrer Beiwerte dahin gelangen.

Auf die Berücksichtigung der Arbeiten A_1 bis A_3 kann ihrer Kleinheit wegen verzichtet werden. Man würde aber für alle maßgebenden Kolkwerte zu große Ergebnisse erhalten, wollte man auch noch auf die Energie vernichtenden Arbeitsleistungen der Quellen verzichten.

Die Arbeitsleistung der Quellen kann dadurch berücksichtigt werden, daß für den Umfang U , auf dem die Sohlen-

⁵⁾ Beim freien Strahl sind Beschädigungen des Wehres durch solche Gegenstände nicht zu erwarten.

reibung auftritt, ein Vielfaches von U , also vU , eingeführt wird⁶⁾. Der Beiwert v ⁷⁾ ist stets größer als 1 und wächst jedenfalls in der Hauptsache mit der über das Wehr sekundlich abfließenden Wassermenge und den Faktoren, von denen auch die Geschwindigkeit v_o beeinflusst wird.

Es wird also gesetzt:

$$(12) \quad \frac{Q}{2g} (v_o^2 - v_u^2) = \lambda v_m^2 \frac{Uv}{2g} s^2.$$

Die in der Gleichung (12) gebrauchten Bezeichnungen haben die weiter oben schon angegebene Bedeutung. v_m ist die mittlere Geschwindigkeit des Betrages von $v_o - v_u$, der auf der Strecke s pro m durch die Reibung aufgezehrt wird. Führt man für v_m^2 den Wert ein:

$$(12a) \quad v_m^2 = \frac{v_u^2 s^2 - v_o^2}{s^3},$$

so wird aus Gleichung (12) nach der Umformung:

$$(12b) \quad s^2 - \frac{s}{v_u^2} \frac{Q(v_o^2 - v_u^2)}{vU\lambda} - \frac{v_o^2}{v_u^2} = 0.$$

Setzt man nun:

$$(12c) \quad \frac{1}{v_u^2} \frac{Q(v_o^2 - v_u^2)}{vU\lambda} = a$$

$$(12d) \quad \frac{v_o^2}{v_u^2} = b,$$

so wird:

$$(13) \quad \text{oder:} \quad s = \frac{a}{2} + \sqrt{\frac{a^2}{4} + b}.$$

Ist b vernachlässigbar, so wird $s = a$.

Setzt man den Ausdruck für A_4 [Gleichung (6)] in Gleichung (11) ein und löst nach v_m auf, so erhält man:

$$v_m = \sqrt{\frac{2gQ}{s^2\lambda U} (0,02836 v_o^2 - 0,051 v_u^2)};$$

aus Gleichung (12a) erhält man:

$$v_m = \sqrt{\frac{v_u^2 s^2 - v_o^2}{s^3}}.$$

Die Werte für v_m aus beiden Gleichungen müssen einander gleich sein.

In Gleichung (13) ist s die Länge der Kolksohle vom Eintritt des Überfallstrahles in das Kolkbecken bis an das Ende der Übergangsstrecke, also der Stelle im Unterwasser, an der die Energieumwandlung vollständig beendet ist (s. Abb. 1). Ist die Kolksohlenlänge s n -mal größer als die Länge der Wasserspiegellinie zwischen den angegebenen Punkten, so ergibt sich die Wasserspiegellinie:

$$(14) \quad l = \frac{s}{n}.$$

An den von mir beobachteten Kolkbecken liegt n zwischen 1,2 bis 1,5.

Der tiefste Kolkpunkt liegt $\frac{1}{m}$ der Kolkbeckenlänge l vom Einfall des Überfallstrahles ins Unterwasser entfernt. Nennt man die Strecke vom Eintritt des Überfallstrahles ins Unterwasser bis zum tiefsten Kolkpunkt l_1 , so wird:

$$(15) \quad l_1 = \frac{l}{m} = \frac{s}{nm}$$

An den von mir untersuchten Kolkbecken habe ich für $\frac{1}{m}$ den Wert $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{4}$ gefunden.

Bezeichnet man die Überfallhöhe mit h_w , die zu h_w gehörende durch den freien Fall hervorgerufene senkrechte

⁶⁾ Dasselbe würde erreicht, wenn man $\frac{Q}{2g} (v_o^2 - v_u^2)$ durch v dividieren würde, was vielleicht im Ansatz richtiger wäre.

⁷⁾ In den von mir beobachteten Sturzbecken (Diluvialboden) kommt der Wert $v = 2$ in Frage.

Strahlgeschwindigkeit mit v , dann wird $v = g t_1 = \sqrt{2g h_w}$. Die Strahlsprungweite ergibt sich zu $z = u t_1$; hierin bedeutet u die Geschwindigkeit des überfallenden Wassers auf der Wehrkrone und t_1 die Zeit, die ein Wasserteilchen gebraucht, um die Höhe h_w frei zu durchfallen.

Mit $h_w = \frac{1}{2} g t_1^2$ folgt:

$$(I) \quad z = u \sqrt{\frac{2h_w}{g}}$$

Die Geschwindigkeit

$$(II) \quad v_o = \sqrt{v^2 + u^2}$$

Der Überfallstrahl wird beim Eintritt in das Kolkbecken abgelenkt. Die Ablenkung des Strahles beeinflusst, wie schon früher hervorgehoben wurde, wesentlich die Kolktiefe. Versteht man unter dem Einfallswinkel den Winkel α (Abb. 1), dessen $\text{tg} = \frac{h_w}{z}$ ist, unter dem Ablenkungs- oder Brechungswinkel den Winkel β (Abb. 1), den der gebrochene Strahl mit dem Unterwasserspiegel einschließt, so kann man den Brechungsindex setzen:

$$\frac{\text{tg} \alpha}{\text{tg} \beta} = \epsilon,$$

hieraus erhält man:

$$(16) \quad \text{tg} \beta = \frac{\text{tg} \alpha}{\epsilon} = \frac{h_w}{z \epsilon}$$

Nun wird die Kolktiefe:

$$(17) \quad K = l_1 \text{tg} \beta = \frac{s h_w}{n m z \epsilon}$$

Aus Gleichung (16) geht hervor, daß für $\alpha = 0^\circ$ auch der Brechungswinkel Null wird. Der Brechungsindex wird 1. Ein Kolk kann nicht auftreten, weil dann der Abfluß sich wie im hindernislosen Flußbett vollzieht. Für $\alpha = 90^\circ$ wird β ebenfalls 90° . Eine Brechung des Überfallstrahles findet wiederum nicht statt. Der Brechungsindex wäre in diesem Falle ebenfalls gleich 1 und die Kolktiefe theoretisch unendlich groß. Dies hat zur Voraussetzung, daß die Wehrhöhe und die Strahlsprungweite ebenfalls unendlich groß sein müßten. Die Gleichung, die für $\alpha = 0^\circ$ und $\alpha = 90^\circ$ den Brechungsindex ϵ liefert, lautet:

$$\epsilon = \cos \alpha + \sin \alpha.$$

Danach würde für:

α°	ϵ	β°
0°	1	0°
30°	1,37	$18^\circ 20'$
45°	2,82	19°
60°	1,27	$51^\circ 50'$
90°	1	90°

In Abb. 2 ist die Gleichung für ϵ bildlich dargestellt.

Mit der Zunahme des Winkels α rückt der tiefste Kolkpunkt immer näher an die Strahleinfallsstelle; die Strecke l_1 wird immer kleiner, der Beiwert m immer größer, bis sie für $\alpha = 90^\circ = \beta$ Null wird. Den Brechungsindex Gleichung (16) konnte ich an den von mir beobachteten Sturzbecken im Mittel zu 1,6 feststellen. Er wird je nach der Wehrhöhe und der Strahlsprungweite in seiner Größe schwanken. Aber aus einer genügend großen Anzahl Beobachtungen an verschiedenen Wehren lassen sich weitere Einzelwerte und auch Mittelwerte

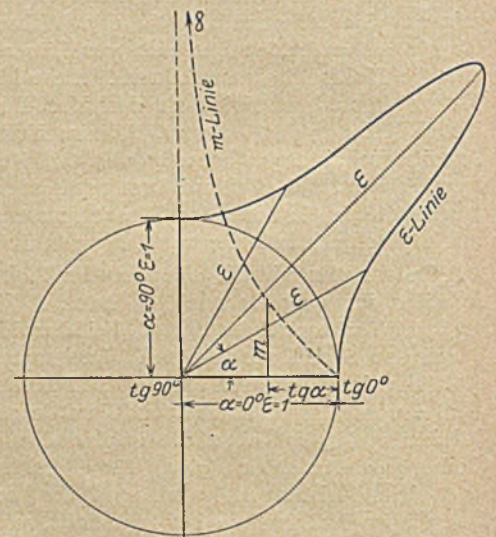


Abb. 2.

für den Brechungsindex ableiten. Auch für die Beiwerte der Gleichungen (12), (14), (15) und (16) können an Hand genügender Beobachtungen weitere Einzelwerte und auch Mittelwerte erhalten werden.

Zum Schluß sollen nun obige Gleichungen auf zwei Beispiele Anwendung finden.

Beispiel 1: Überfallwehr Hochstadt. Vgl. Dr.-Ing. G. J. Lehr, „Natürliche Kolkbecken“, Wasserkraft Jahrg. 1924, Heft 8, Seite 99 bis 102.

Die über dieses Wehr abfließende maximale Wassermenge beträgt $Q_{\text{max}} = 10 \text{ m}^3/\text{sec}$, die Überfallhöhe $h_w = 0,55 \text{ m}$, die Geschwindigkeit $v_o = 4,5 \text{ m/sec}$, die Geschwindigkeit $v_u = 0,74 \text{ m/sec}$, die Wehrbreite = $5,60 \text{ m}$.

Der in die Rechnung eingeführte Umfang, auf dem unter Berücksichtigung der Quellen Sohlenreibrarbeit geleistet wird, wird gleich der Wehrbreite = $5,60 \text{ m}$ gesetzt, so daß mit $v = 2$ das rechnungsmäßige $U = 2 \cdot 5,60 = 11,20 \text{ m}$ wird. Nach Gleichung (12c)

$$\text{wird } a = \frac{10(4,5^2 - 0,74^2)}{0,74^2 \cdot 11,2 \cdot 0,9} = 35,56$$

Nach Gleichung (12d) wird

$$b = \frac{4,5^2}{0,74^2} = 36,80$$

Nun wird nach Gleichung (13):

$$s = 17,78 + \sqrt{17,78^2 + 36,57} = 36,75 \text{ m.}$$

Legt man für n den Wert $1,2$ zugrunde, so wird nach Gleichung (14):

$$l = \frac{36,75}{1,2} = 30,62 \text{ m.}$$

Mit $1/m = 1/4$ wird dann nach Gleichung (15):

$$l_1 = \frac{30,62}{4} = 7,65 \text{ m.}$$

Nach Gleichung (16) wird, wenn man den Brechungsindex mit $1,6$ einführt, $\text{tg } \beta = \frac{0,55}{1,03 \cdot 1,6} = 0,334$, und nun nach Gleichung (17) die größte Kolkentiefe:

$$K = 7,63 \cdot 0,334 = 2,54 \text{ m.}$$

Die Sprungweite des Strahles wurde ermittelt nach Gleichung (I) zu:

$$z = 3,12 \sqrt{\frac{2 \cdot 0,55}{g}} = 1,03 \text{ m.}$$

Die an diesem Wehr gemachten Messungen ergaben (s. a. a. O.) für:

$$l = 28 \text{ m} \\ l_1 = 8 \text{ m} \\ K = 2,35 \text{ m.}$$

Beispiel 2. Über ein Wehr von 60 m Länge fließen bei Hochwasser $30 \text{ m}^3/\text{sec}$ pro m ab. Die Höhe h_w zwischen Strahlmitte

und Unterwasserspiegel beträgt $4,17 \text{ m}$; die Geschwindigkeit v_u sei $= 2 \text{ m/sec}$. Gefragt ist nach der Kolkentiefe, die sich bei unbefestigter Sohle im Laufe der Zeit einstellen wird.

Die Höhe des überfallenden Wasserstrahles ergibt sich, bei Vernachlässigung der Geschwindigkeit des ankommenden Wassers und mit $2/3 \mu = 0,55$ zu:

$$h_1 = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{(0,55b)^2 \cdot 19,62}} = \sqrt[3]{\frac{1800^2}{(0,55 \cdot 60)^2 \cdot 19,62}} = 5,29 \text{ m} \quad 8)$$

$$\text{Damit wird: } u = \frac{1800}{5,29 \cdot 60} = 5,67 \text{ m/sec.} \quad 8)$$

Die durch den freien Fall des Wassers hervorgerufene Geschwindigkeit

$$v = \sqrt{2g h_w} = \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 4,17} = 9,04 \text{ m/sec.}$$

nun wird die Geschwindigkeit beim Eintritt des Wasserstrahles ins Unterwasser:

$$v_o = \sqrt{u^2 + v^2} = \sqrt{5,67^2 + 9,04^2} = 10,67 \text{ m/sec.}$$

Jetzt kann nach Gleichung (12c) a berechnet werden — q wird gleich z gesetzt —:

$$a = \frac{1800(10,67^2 - 2^2)}{2^2 \cdot 2 \cdot 60 \cdot 0,9} = 457,20$$

$$b = \frac{10,67^2}{2^2} = 28,64$$

b kann vernachlässigt werden. Es wird also $s = a = 457 \text{ m}$.

$$\text{Nun ergibt sich die Kolkentiefe mit } z = 5,67 \sqrt{\frac{4,17 \cdot 2}{9,81}} = 5,22 \text{ m.}$$

$$K = \frac{475 \cdot 4,17}{1,5 \cdot 6 \cdot 5,22 \cdot 2} = 21 \text{ m.}$$

Hierbei wurde gesetzt für $n = 1,5$, für $\frac{1}{m} = \frac{1}{6}$ und für $\epsilon = 2$.

Dies geschah aus der Erwägung heraus, daß für einen steileren Einfallswinkel gegenüber dem von Beispiel 1 auch die Beiwerte sich erhöhen müssen. In Beispiel 1 beträgt $\alpha = 28^\circ 10'$ und im 2. Beispiel ist $\alpha = 38^\circ 40'$.

Die Tiefe im Unterwasser bei $v_u = 2 \text{ m/sec}$ beträgt 15 m , so daß hiernach die Flußsohle 6 m tief ausgekolt werden würde.

Zum Schlusse darf noch erwähnt werden, daß die Beobachtungen sich auf Wehre beziehen, die im Diluvialboden der Rheinebene liegen.

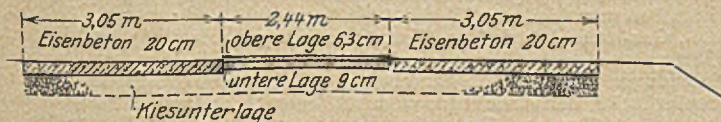
8) Der genauere Wert von $h_1 = 5,09 \text{ m}$ und derjenige von $u = 5,89 \text{ m/sec}$. Das größere u hat auf v_o einen unwesentlichen Einfluß.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Der Bau einer 3 Streifen-Betonstraße.

(Nach Engineering News-Record 1925, S. 299.)

Die neue Straße ersetzt eine 10 Jahre alte, nicht genügend breite Straße zwischen den Städten Canton und Stoughton in Massachusetts. Gleichzeitig mit der Verbreiterung und Oberflächenverbesserung wird eine Steigungskorrektur vorgenommen, so daß die maximale Steigung $5,6\%$ beträgt. Es wird kein Versuch gemacht, die alte Macadam-Straße als Untergrund für die neue Straße zu retten. Alles was von der alten Straße in den Bereich von 15 cm ab Unterkante der neuen



Straße hereinreicht, wird abgespitzt bzw. ausgehoben und parallel der neuen Straßenoberfläche neu geebnet. Der vorherrschende Bautyp ist aus bestehender Skizze ersichtlich.

Zwei seitliche Streifen von ca. 3 m Breite aus Eisenbeton und ein $2\frac{1}{2} \text{ m}$ breiter Mittelstreifen aus bituminösem Macadam. Der Mittelstreifen wird zweischichtig hergestellt aus einer oberen Lage aus 6 cm gebrochenem, mit Asphalt ausgegossenen Steinen und einer unteren Lage aus 9 cm Steinvorlage in Sand. Soweit der Untergrund

unstabil und die Bruchgefahr für den Beton zu groß ist, wird die ganze Straßenbreite wie der beschriebene Mittelstreifen ausgebildet. Bei sumpfigem Untergrund wird die Straße einschichtig im Sinne der eben beschriebenen oberen Schicht hergestellt. In jedem Falle aber bildet eine $15\text{--}30 \text{ cm}$ starke Kiesunterlage die Tragfläche der Straße. Die Betonplatte ist 20 cm dick und mit Querbewehrung versehen. Die Plattenränder werden, $7,5 \text{ cm}$ vom Rand entfernt, mit 5 cm tief im Beton liegenden Formeisen bewehrt. In Abständen von nicht weniger als 20 m werden der Norm entsprechende Ausdehnungsfugen angeordnet. Dübel verbinden die einzelnen Platten.

Dr.-Ing. Hummel, Karlsruhe.

Anforderungen an den Zement für neuzeitliche Betonstraßen.

An die Zugfestigkeit des Betons werden in den jetzigen Betonstraßen von Anfang an hohe Anforderungen gestellt durch das Schwinden beim Trocknen, die Bodenreibung und das Verziehen bei Änderungen der Temperatur und des Feuchtigkeitsgehalts, die Biegung unter wechselnden schweren Lasten und die Biegung infolge ungleicher Tragkraft des Untergrundes, ebenfalls hohe Anforderungen an die Druckfestigkeit bei Zunahme von Temperatur und Feuchtigkeitsgehalt, besonders im Frühjahr, wo beides zusammentrifft. Diesen Anforderungen läßt sich zwar entsprechen durch größere Betondichtigkeit mit geringerem Wasserzusatz, mehr Zement, Zuschlagstoffe von größerer Festigkeit und sorgfältig zusammengesetzter Körnung, aber auch durch

Zement von höherer Festigkeit. Ein solcher Zement müßte binnen wenigen Tagen eine hohe Zugfestigkeit erreichen, wenig schwinden und lange Zeit widerstandsfähig bleiben gegen Wechsel von Frost und Tauwetter, Nässe und Trockenheit, gegen Temperaturänderungen und gegen Be- und Entlastungen. Manche Portlandzemente genügen schon jetzt diesen Anforderungen, bei den meisten werden sie sich ohne wesentliche Änderungen in der Erzeugung durch sorgfältige Überwachung des richtigen Verfahrens erreichen lassen und nur bei wenigen unerreichbar bleiben. Die Anpassung der Zementerzeugung an diese Bedürfnisse lohnt schon, denn der Zementverbrauch für Betonstraßen hat in den Vereinigten Staaten bereits 25% der ganzen Zementerzeugung erreicht. (A. T. Goldbeck, frh. Vorstand der Prüfungsabteilung des Bundesstraßenamtes der Vereinigten Staaten, im Concrete vom Dezember 1925, S. 30—32.) N.

Ein neuer Rangierdampfkran.

Von Dipl.-Ing. Dr. W. Benedict, Duisburg.

Für den Umschlagverkehr in Hafenanlagen und auf Lagerplätzen, in Kiesgruben, Ziegeleien, zur Heranschaffung von Bau- und Hilfsmaterialien auf Baustellen und bei Kanalarbeiten hat sich der auf normalem Eisenbahngleis fahrbare Dampfkran wegen seiner einfachen Bedienung und vielseitigen Verwendbarkeit als besonders geeignet erwiesen. Er ist mit wenigen Handgriffen für Lasthakenbetrieb zur Verladung von Stückgütern, für Greifer- oder Lasthebemagnetbetrieb zur Förderung von Massengütern herzurichten. Außerdem ist es meist notwendig, die zu be- oder entladenden Eisenbahnwagen zu rangieren, um neue Wagen an die Arbeitsstelle heranzuführen. Die

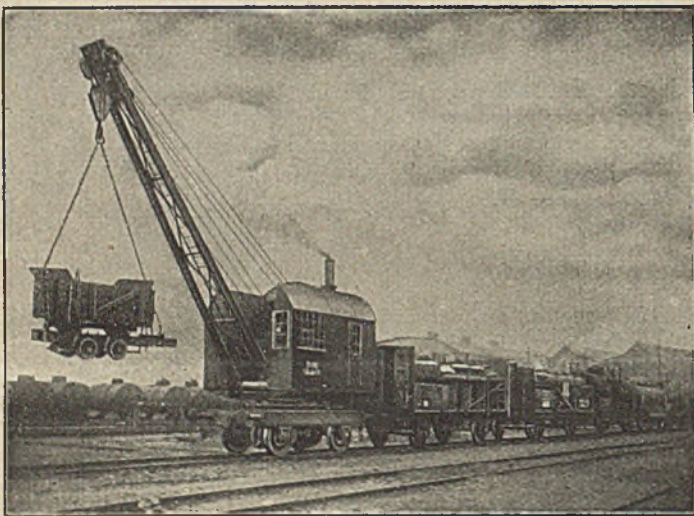


Abb. 1. Dampfkran mit besonders hoher Rangierleistung.

Erledigung aller dieser Arbeiten durch den Dampfkran macht die Beschäftigung besonderer Hilfsarbeiter für diese Zwecke überflüssig.

Allerdings ist ein Dampfkran gewöhnlicher Bauart dieser Tätigkeit nicht recht gewachsen; wenn er auch imstande ist, einen oder zwei beladene Wagen zu verschieben, so erschöpft sich doch die Leistung des Kessels schon bei verhältnismäßig kurzen Wegen und geringen Fahrgeschwindigkeiten, so daß es fast immer notwendig ist, vor dem Beginn der eigentlichen Förderarbeit Atempausen einzulegen. Für einen lebhaften Betrieb genügt also der gewöhnliche Dampfkran hinsichtlich der Rangierleistung den Ansprüchen nicht, und man ist oft gezwungen, dafür eine besondere Rangierlokomotive zu benutzen.

Aus diesen Erwägungen hat man eine neue Konstruktion¹⁾ geschaffen. Dieser Dampfkran ist in seinen äußeren und den Kessel-Abmessungen nicht größer als die bekannte Bauart; seine Ausladung und Tragkraft genügen ebenfalls den üblichen Ansprüchen. Indessen wird durch besonders vorteilhaft gewählte Verhältnisse zwischen Kessel, Dampfmaschine und Fahrwerksübersetzung eine erheblich höhere Rangierleistung erreicht.

Während bisher beim normalen Dampfkran die Rangierleistung bei einer Zuglast von 90 t und einer Fahrgeschwindigkeit bei Vollast mit 50—60 m/min., ohne Last mit 100—120 m/min. angegeben wird, ist der neue Kran imstande, ein Zuggewicht von 100 t mit einer Geschwindigkeit von 150 m/min auf gerader ebener Strecke zu fördern; d. h. 5 beladene Wagen mit je 15 t Nutzlast. Selbst bei einer Steigung von 1:100 aufwärts entwickelt er mit gleicher Last noch eine Geschwindigkeit von 100 m/min. Auf geraden ebenen Gleisen kann die Geschwindigkeit bei Vollast bis auf 150 m/min und ohne Last bis auf 200 m gesteigert werden. Dabei hält der Kessel den Dampfdruck viel besser als sonst.

¹⁾ Bauart Niomag, Duisburg-Meiderich.

Abgesehen von den hierfür notwendigen konstruktiven Änderungen hat man auch die Handhabung erleichtert. Der Kranführer hat nämlich seinen Platz unmittelbar hinter der vorderen Führerhauswand und bekommt dadurch einen sehr guten, völlig unbehinderten Überblick über sein Arbeitsfeld. Die Hebelübersetzungen für die Steuerbewegungen sind so gewählt, daß der Kranführer sie leicht ausführen kann. Da hierfür nur geringe Kräfte nötig sind, wird einer Ermüdung des Kranführers vorgebeugt, wie sie bisher z. B. leicht beim Schalten des Wendetriebs für das Drehwerk eintrat; die neue Konstruktion vermindert also Zeitverluste und erhöht damit die Beweglichkeit und Arbeitsgeschwindigkeit bedeutend.

Von der Tagung der Vereinigung der amerikanischen Eisenbauanstalten.¹⁾

Von Magistratsbaurat Dr. L u z D a v i d, Berlin.

Während bei den früheren Tagungen des American Institute of Steel Construction vorwiegend über wirtschaftliche Fragen verhandelt wurde, so waren diesmal zum ersten Male technische Fragen vorherrschend, obwohl naturgemäß auch rein wirtschaftliches erörtert worden ist.

Prof. G. F. Swain von der Harvard Universität sprach über die Notwendigkeit weiterer Forschung im Eisenbau, während der Vorstandsbericht den Vorschlag brachte, daß der Verband in ein planmäßiges Studium eintreten solle, um Verbesserungen im Eisenbau herauszufinden.

Zwischendurch kam das Submissionswesen zur Sprache und es wurde darauf hingewiesen, daß die 300 amerikanischen Eisenbauanstalten bei einem Kapitalwert von 200 Millionen Dollar eine Jahreserzeugung von 2,3 Millionen t im Werte von 250 Millionen Dollar aufweisen. — Es wurde die Ansicht geäußert, daß im Wohnhausbau noch ein weites Feld für den Eisenbau offen steht, und es wurde weiterhin betont, daß die Produktion von Eisenbauten (obwohl größer als ehemals) die Aufnahmefähigkeit des Landes bei weitem nicht erreicht. Nach dem Bericht sind zwar alle Eisenbauanstalten mit Aufträgen überhäuft, jedoch arbeiten alle ohne Verdienst. Mr. Vogel erklärte, daß die bisherigen Geschäftspraktiken im Eisenbau abwegig seien; dies sei allein schon hieraus zu erkennen, daß Stahlkonstruktionen 11% im Preise niedriger wären als 1924, Betonkonstruktionen nur 4% niedriger und Holzbauten gar höher seien; dies ist dem skrupellosen Unterbieten der Eisenbauanstalten unter sich zuzuschreiben. Mr. Vogel empfiehlt erschwerende Maßnahmen wie Bildung eines Codex für Geschäfts-Ethik bei Einführung von Aufsichts-Ingenieuren hierfür.

Mr. Miller tritt dafür ein, daß die Trägeranschlüsse den Deckennutzlasten angepaßt werden sollten, die vom Handelsministerium empfohlen werden. Den Anhang der erwähnten Bestimmungen verwarf er jedoch als geradezu gefahrdrohend. Dieser Anhang berichtet u. a. über die gewogenen Höchstnutzlasten in verschiedenen Baulichkeiten. Für Krankenhäuser z. B. war als Ergebnis der gefundenen Lasten angegeben worden: 37 kg/m². Dies hatte zur Folge, daß ein Architekt diese Belastung bereits einem Krankenhausentwurf in der Tat zugrunde legte. —

Unbedingt erforderlich sei es, Trägeranschlüsse endlich und endgültig zu normalisieren, ferner müßten unbedingt Versuche zwecks Erforschung leichterer Deckenbauweisen angestellt werden, ebenso über das Schweißen.

Mr. Weymouth (namens des Ausschusses für Versuchswesen) berichtet, daß im Ausschub die besten Entwurfs- und Ausführungsweisen für den Eisenbau erforscht werden sollten. Auf der andern Seite ist es jedoch Pflicht der Eisenbauanstalten selbst, dauernd zu untersuchen, ob ihre Erzeugnisse nicht etwa mit überflüssigen Gesteigungskosten belastet seien. Er empfiehlt Zusammenschluß jener Organisationen, deren „Pfade sich kreuzen“. Ein großer gemeinschaftlicher Forschungsausschuß sei zu bilden.

Versuche seien erforderlich über die Wertung von Nieten und Schraubenbolzen, Trägerkonstruktionen mit und ohne Aussteifwinkel, die Widerstandsfähigkeit von besonders leichten Baugliedern (Verbandelemente), den Wert verschiedener Typen von Windverbänden, Feuer-schutz, Schweißungen und über Schweißanlagen, das Brennschneidverfahren, schließlich über das Stanzen von Löchern mit nachfolgendem Aufreiben.

Mr. Spencer berichtete über Fehlschläge bei Nietverbindungen mit überhitzten (sog. verbrannten) Nieten. Die Versuchsstücke wurden in sieben verschiedenen Werkstätten hergestellt und zwar mit Kohlen-, Öl-, Gas- und elektrischen Nietwärmeöfen und mit fünf verschiedenen Nietmaterialarten. Auch die Möglichkeit von federnden Nietverbindungen wurde durch Einschaltung federnder Beilagen in die Versuchsstücke, berücksichtigt, wodurch beim Schlagen des Nieten dessen Schaft auf Zug und Druck beansprucht worden war. Es ergab sich folgendes: Die Versuche zeigten eine ziemliche Unabhängigkeit vom Mangan- und Kohlenstoffgehalt des Nietmaterials, der zwischen 10—22 Punkten C und 33—84 Mn schwankte. Sog. überhitzte Nieten barsten entweder schon beim Schlagprozeß selbst oder zeigten geringere Zugfestigkeit oder Dehnung. Die Vibrationsbeanspruchung bewirkte eine ausnehmend geringe Schlagfestigkeit. Dagegen war niemals irgend ein derartiger Mißerfolg zu verzeichnen, wenn

¹⁾ Berichtet nach Eng Rec vom 19. November 1925.

die Nieterverwärmung unterhalb einer gewissen kritischen Temperatur, nämlich 1550—1650° C blieb. Mikroskopische Untersuchungen zeigten, sobald die betr. Temperatur erreicht war, schnelle Kornvergrößerung und bei noch höheren Temperaturen innere Risse.

Versuche mit geschweißten Verbindungen führten dazu, daß in Canton das ganze eiserne Rahmentragwerk eines Gebäudes gänzlich geschweißt ausgeführt worden ist. Die Ersparnis an Löhnen wird mit 23% angegeben.

Nach Erörterung von Feuerschutz- und Verstärkungsarbeiten durch Spritzbeton berichtete Prof. Mackay über Versuche über T-Träger, die mit und ohne Stelzung einbetoniert worden waren. Ergebnis: 26 cm I-Träger in 10 cm Eisenbetondecken (mit Stelzung) ergaben vollkommene Verbundwirkung.

15 cm I-Träger; hierbei zeigte sich bei einer nur 2 cm starken Überdeckung des oberen Flansches keine Störung im Verband des Tragwerks (?), selbst noch bei einer Eisenbeanspruchung von 2100 kg/cm². Dies erscheint recht fragwürdig und es ist sehr schade, daß keinerlei Anhalt vorhanden ist, wie σ_c berechnet wurde.

Weitere Versuche, über die leider gar nichts in der angegebenen Quelle zu finden ist, betraf die Wirkung der negativen Stützenmomente von Deckenkonstruktionen bei Deckenträgern, die in die Unterzüge eingewinkelt werden.

Zusammenfassend gibt Mackay an, daß aus der vorstehend angeführten Berücksichtigung der Verbundwirkung zwischen I-Trägern und Eisenbetondecke, eine Ersparnis von 30—45% im Entwurf erzielt werden kann. Aus diesem Grunde befürwortete er noch planmäßige Versuche, ehe man die Nutzenanwendung für schwere Decken-Nutzlasten in der Praxis zieht.

Nicht uninteressant ist die beantragte Regelung des Mitgliedsbeitrags, der je nach Größe der Jahresproduktion 5 Cent bis höchstens 25 Cent pro t beträgt.

Die Vereinigung, zählt von den 300 im ganzen vorhandenen Eisenbauanstalten über $\frac{2}{3}$ zu ihren Mitgliedern.

Da die Gesamttonnenenerzeugung jährlich 2 300 000 t beträgt, so hätte diese amerikanische Vereinigung einen jährlichen Mitgliedsbeitrag von $\frac{2}{3} \cdot 2 300 000 \cdot \frac{1}{2} = 2 200 000$ Dollar zur Verfügung. Da der größere Teil davon dem Versuchswesen zugute kommen wird, so ist dies im Interesse der Gewinnung neuer Erkenntnisse sehr zu begrüßen.

Hochwertiger Baustahl St. 48.

Die Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft gibt unter 82 D 877 nachstehenden Erlaß vom 26. Januar 1926 bekannt:

Die am 15. Dezember 1925 in Rheinhausen zwischen Vertretern des Herrn Preußischen Ministers für Volkswohlfahrt, des Ver-

eins Deutscher Eisenhüttenleute, des Deutschen Eisenbau-Verbandes und der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft abgehaltene Besprechung über die mit dem hochwertigen Baustahl gemachten Erfahrungen hatte folgende Ergebnisse:

1. Die Erfahrungen mit St. 48 sind im allgemeinen gut, so daß seine Verwendung, namentlich beim Bau mittlerer und größerer Brücken, mit Nachdruck gefördert werden soll.

2. Die Streckgrenze soll künftig bei der Abnahme nach der vom Eisenbahn-Zentralamt an die Abnahmebeamten am 2. Januar 1925 ergangenen Weisung festgestellt werden. Sie muß mindestens 29 km/mm² betragen.

3. Bleche aus St. 48 sind grundsätzlich auszuglühen (zu normalisieren).

4. Breiteisen aus St. 48 dürfen zu Knotenblechen nur bei untergeordneten Verbänden verwendet werden.

5. Bei Knotenblechen aus Grobblech muß die Bruchdehnung nach zwei zueinander rechtwinkligen Richtungen festgestellt werden, bei allen anderen Blechen nur in der Längsrichtung, bei Knotenblechen aus Breiteisen nur in der Walzrichtung. In jedem Falle muß die Bruchdehnung mindestens 18% betragen.

6. St. 48 ist folgendermaßen zu kennzeichnen:

a) In den Kopf der erstarrenden Blöcke wird ein aus dem Kopf herausragendes Stück Eisen (Winkel-, Rund- oder dergl. Eisen) hineingesteckt.

b) Jedes Stab- und Formeisen erhält nach dem Warmsägeschnitt einen Stempel St. 48 und nach dem Erkalten einen durchgehenden weißen Ölfarbenanstrich.

c) Bleche erhalten im warmen Zustande einen Stempel St. 48 und nach dem Erkalten im Abstände von rd. 1 m weiße Ölfarbenkreise mit weißer Ölfarbeninschrift St. 48.

d) Bei Nieteisen wird der Kopf mit weißer Ölfarbe gestrichen.

7. Die Walzwerke stellen umgehende ernstliche Versuche in Aussicht, die Walzerzeugnisse aus St. 48 in dauernd sichtbarer Weise zu kennzeichnen (Einwalzen einer Perlnaht, Aufspritzen einer Zink- oder Aluminiumschicht mit der Spritzpistole oder dergl.)

Das Eisenbahn-Zentralamt haben wir beauftragt, die „Vorläufigen Vorschriften für die Lieferung von Eisenbauwerken aus hochwertigem Baustahl“ vom November 1924 den Vereinbarungen entsprechend zu ergänzen und Deckblätter zu den Vorschriften herauszugeben. Diese Deckblätter können demnächst vom Eisenbahn-Zentralamt bezogen werden.

Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft Hauptverwaltung.
Kümbier.

²⁾ Hierbei ist gerechnet im Mittel als Beitragssatz $\frac{1}{7}$ Dollar pro Tonne.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Preisergliederungsliste und Leistungsverzeichnis als Mittel zur Gesundung des baugewerblichen Verdingungswesens.

Von Direktor Meisenhelder, Regierungsbaumstr. a. D., Frankfurt a. M.

Wenn der Aufsatz des Herrn Dr.-Ing. Hasse in Nr. 5 des Bauing. die Frage, ob eine Preisergliederung in dem bisher üblichen Sinne des Wortes noch als eine brauchbare Grundlage für die Sicherung angemessener Preise angesehen werden kann, verneint, dann kann ich ihm hierin nur beistimmen. Ich gehe aber noch einen Schritt weiter und behaupte, daß die in der Inflationszeit übliche weitgehende Zerlegung der Einheitspreise fast nie als ein wirksames Mittel zur Erkennung des angemessenen Preises, sondern immer nur des niedersten Preises gedient hat. Wer mit dem Wesen bautechnischer Preisermittlungen und Preisergliederungen vertraut ist, der wird auch ohne weiteres begreifen, daß das Werkzeug der Preisergliederung nur in der Hand desjenigen mit Erfolg benutzt werden kann, der die nötige Ausbildung in dem Fache erfahren hat — mit anderen Worten: wer selbst auf Grund seiner Erfahrungen und seiner Ausbildung eine Preisermittlung aufstellen kann.

Die Preisergliederung (Preisaufteilung, Preisschlüssel usw.) ist nichts anderes als eine nachträgliche Aufteilung der Einheitspreise der verschiedenen Arbeitsgattungen nach ihren Kalkulationserelementen: Aufwand an Arbeitszeit multipliziert mit dem Richtstundenlohnsatz = Lohnaufwand; dazu Materialaufwand (Baustoffe, Bauhilfsstoffe, Baubetriebsstoffe), Aufwand für Geräte, Werkzeuge und Inventar-Vorhaltung und Unterhaltung, allgemeine Geschäftskosten und Gewinn.

Derartige Preisergliederungen wurden eingeführt, als sich die Notwendigkeit ergab, die einmal festgesetzten Vertragspreise den durch den Währungszersetzungsfall verursachten Änderungen der Preisberechnungsgrundlage des Stundenlohnsatzes, der Einheitspreise der Materialien, Werkzeuge und Geräte und infolgedessen auch der allgemeinen Geschäftskosten selbsttätig anzupassen — im Gegensatz zu dem Verfahren, die durch die Änderungen der Preisberechnungsgrundlage erzeugten Mehrkosten (sogenannte Überteuierungen) in ihrem tatsächlich entstehenden und vom Unternehmer nachzuweisenden Umfang zu vergüten. Das erste Abrechnungsverfahren (Schlüsselvertrag) entlastet den Unternehmer zwar von dem Konjunkturrisiko (insbesondere Risiko der Geldentwertung), beläßt ihm aber im wesentlichen das Kalkulationsrisiko, d. h. die Verantwortung für die Einhaltung der von ihm zugrunde gelegten Ansätze an Arbeitszeit und Materialmengen, während das zweite Verfahren (Nachweisvertrag) den Unternehmer auch mehr oder weniger von dem Kalkulationsrisiko entlastet¹⁾.

Die Preisergliederung ist also nur in ihrer Eigenschaft als Preisformel für das Gleiten des Preises in Anpassung an die Veränderungen der Preisberechnungsgrundlage entstanden und angewendet worden. Man schied zunächst nur den Lohnaufwand aus und ließ diesen Anteil unter Beibehaltung des übrigen Preisteiles mit dem Stundenlohnsatz steigen, indem man festsetzte, daß der Lohnanteil um X% sich erhöhen sollte, wenn der Stundenlohn nur 10 Pf. zunahm. Als das Tempo der Inflation stärker wurde, schied man auch für die Materialien einen ver-

¹⁾ Näheres hierüber ist in der vom Verfasser auf Veranlassung des Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverbandes seinerzeit herausgegebenen Schrift: „Der Bauvertrag unter Berücksichtigung der Geldentwertung“, zu ersehen.

änderlichen Anteil aus. Der Preis zerfiel also hierbei in zwei Teile: L und M, wobei jeder den ihm gebührenden Betrag an Geschäftskosten und Gewinn unausgeschieden enthielt. Ein derartiger Preisschlüssel, bei dem nach Bedarf noch weitere Bestandteile ausgeschieden werden konnten, um einem unterschiedlichen Gleiten der verschiedenen Preisberechnungsgrundlagen Rechnung zu tragen, hätte allen billigen Anforderungen genügt. Vertreter der Auftraggeberseite waren es, die auf einer Ausscheidung der Beträge für allgemeine Geschäftskosten, und getrennt davon, für den Gewinn drangen und weiterhin mit großem Aufwand vermeintlicher Wissenschaft die Zergliederung des Preises immer weiter trieben in dem Glauben, den Interessen der Auftraggeberseite zu dienen, während diese zu weit getriebenen Preiszergliederungen, bei denen bald der Aufwand für jeden einzelnen Nagel oder die geringste Menge Hilfsbaustoff ausgeschieden wurde, in Wirklichkeit Wasser auf die Mühle des Unternehmers waren. Dadurch wurde die Gefahr geschaffen, daß ein Preisanteil zweimal gesteigert wurde, das eine Mal als ausgeschiedener Anteil, das andere Mal als Teil der Unkostenzuschläge. Die Verfechter dieser weitgehendsten Preiszergliederung wollten mit ihrer Hilfe eine Preisprüfung auf Richtigkeit oder Angemessenheit vornehmen. Aus der Preiszergliederung als Ausdruck der Gleitformel für den Preis sollte ein Instrument geschaffen werden zur Preisprüfung. Die immer stärker werdende Geldentwertung und das dadurch hervorgerufene Hinaufgleiten der Preise bewirkte, daß die sogenannte Überteuering alles, der ursprüngliche Einheitspreis nichts mehr bedeutete. Jetzt mußte an Stelle des angegebenen Preises die Preisformel treten. Nur an dieser konnte die Forderung des Unternehmers geprüft werden, soweit eine solche Prüfung dem Bauherrn überhaupt möglich ist. Die Ausschcheidung der Beträge für allgemeine Geschäftskosten und für Gewinn, in denen man das Kriterium für die Richtigkeit oder Angemessenheit des Preises erblickte, brachte es mit sich, daß der Unternehmer für diese willkürliche, zu niedrige Ansätze machte, von denen er voraussetzte, daß sie der prüfenden Stelle gefallen würden, und daß er im übrigen die Preiszergliederung so vornahm, wie sie von seinem Standpunkt aus am zweckmäßigsten erschien und zwar sowohl als Instrument für die Preisgleitung wie für die Preisprüfung ohne Rücksicht auf die tatsächlichen Ergebnisse seiner Preisermittlung. Es ist geradezu merkwürdig wie viele Behördenvertreter wie hypnotisiert immer ihre Aufmerksamkeit auf die Höhe der Unkosten- und Gewinnzuschläge richteten in dem Wahn, daß diese in erster Linie ausschlaggebend für den Preis seien. Diese Meinung besteht auch heute vielfach noch. Die großen Unterschiede in den Angeboten sucht man vielfach noch durch die Verschiedenheit der Ansätze für allgemeine Geschäftskosten und Gewinn zu erklären, während doch in Wirklichkeit die Verschiedenheit dieser Sätze bei den einzelnen Unternehmungen oder den einzelnen Kalkulationen verschwinden gegenüber den großen Unterschieden bei den Ansätzen der Kalkulation der Selbstkosten, insbesondere des Lohnaufwandes. Mit einer Preiszergliederung kann, wie gesagt, nur derjenige bei einer Prüfung des Preises auf Angemessenheit etwas anfangen, der selbst kalkulieren kann, denn nur dieser kann die einzelnen Zahlen der Zergliederung auf ihre ungefähre Richtigkeit oder Angemessenheit prüfen. Jeder andere kann diese Zahlen der verschiedenen Preisermittlungen nur miteinander vergleichen um festzustellen, daß große Unterschiede vorhanden sind. Wenn er dann diejenige Preisermittlung herausgreift, die in allen Teilen die niedrigsten Ansätze hat, dann hat er allerdings den billigsten Preis, aber nicht den angemessenen. Nur bei ganz einfachen normalisierten Arbeitsgattungen könnte an Hand einer großen Reihe von Preiszergliederungen eine Normalkalkulation konstruiert werden, die dann dem Bauherrn als Wunschelrute bei der Prüfung von Angeboten dienen könnte. Bei allen anderen Arbeiten aber, insbesondere bei allen Leistungen des Ingenieurs und Tiefbauers beruht schon die Preisermittlung selbst zum großen Teil auf sachverständiger Schätzung des betreffenden Kalkulierenden nach Maßgabe seiner Erfahrung

und seiner Beurteilung; so daß selbst die Kalkulationen erfahrener und tüchtiger Fachleute für ein und dieselbe Arbeit unter Umständen sehr weit auseinander gehen können. Wenn nun die Ergebnisse derartig verschiedener Auffassungen und Berechnungen dann noch nachträglich in eine Preiszergliederung lediglich nach taktischem Bedürfnis umfrisiert werden, dann ist es ohne weiteres verständlich, daß diese verschiedenen Preiszergliederungen noch weniger in Übereinstimmung gebracht werden können, als die Kalkulation selbst. Man hat in Bayern schon lange vor dem Kriege bei einer großen Bauverwaltung den Versuch gemacht, durch Einfordern der Kalkulationen oder der Preiszergliederungen bei den einzelnen Angeboten Material zu sammeln, um dieses als allgemeines Instrument zur Preisprüfung zu benutzen. Bei dem Versuch, dieses Material an zentraler Stelle weiter zu verarbeiten, ergab sich die völlige Unbrauchbarkeit desselben, weil in diesem so gut wie nichts übereinstimmt. Wir haben es ja auch erlebt, daß gerade unter der Wirkung der Preiszergliederung der Zuschlag bei den Verdingungen meistens ebenso selten oder noch seltener das angemessene Angebot getroffen hat, wie früher, als man noch keine Preiszergliederung zur Anwendung brachte. Das billigste Angebot ist auch ohne Preiszergliederung selbst von dem unfähigsten Baubeamten zu erkennen; das angemessene zu finden, erfordert eingehendes Studium und Sachkunde.

Die Preiszergliederung mußte in der Inflationszeit an Stelle des Preises treten, sie war ein notwendiges Übel und hat schlecht und recht die Funktionen erfüllt, die ihr mangels anderer und besser geeigneter Hilfsmittel übertragen werden mußten. Mit dem Eintreten stabiler Verhältnisse ist die Notwendigkeit der Gleitformel weggefallen, und infolgedessen ist auch die Preiszergliederung in der Versenkung verschwunden, obgleich eine Anzahl sich besonders wissenschaftlich gebärdender Verfechter sie als unentbehrlich für die Auffindung des angemessenen Preises bezeichnen. Diese verlangen nach wie vor, daß auch bei Ausschreibungen, in denen Festpreise verlangt werden, sämtliche Anbieter ihre Preiszergliederung gleichzeitig mit dem Angebot einreichen. Das Baugewerbe muß sich gegen ein solches Ansinnen mit allen Mitteln zur Wehr setzen, nicht nur deshalb, weil der mit der allgemeinen Einrechnung der Zergliederungsliste beabsichtigte Zweck nicht erreicht wird, sondern auch aus allgemeinem Standesinteresse. Jede Kalkulation ist für die betreffende Firma mehr oder weniger ein Geschäftsgeheimnis, dessen Preisgabe eine vernünftige Wirtschaftspolitik nicht ohne zwingenden Grund verlangen sollte. Zudem erfolgt gerade im Baugewerbe die Vergebung der Arbeiten durchweg auf dem Wege eines mehr oder weniger allgemeinen und ausgedehnten Wettbewerbs, der nur in etwas vernünftigeren und gesündere Bahnen geleitet zu werden braucht, um vergleichbare und prüfbare Angebote zu zeugen. Schon in normalen Zeiten, aber insbesondere in Zeiten der Wirtschaftskrisen zeitigen diese Ausschreibungen des bisherigen Systems die bekannten Submissionsblüten. Ein Bauherr, der die feste und ehrliche Absicht hat eine Arbeit nur zu angemessenem Preis zu vergeben, hat es immer in der Hand, durch Verhandlungen mit den Bietern, die hierfür in erster Linie in Betracht kommen, sich diejenigen Aufschlüsse über die Preisbildung zu verschaffen, die er zur Beurteilung des angemessenen Preises benötigt. Jeder Unternehmer wird es ohne weiteres begreifen, wenn der Bauherr von ihm weitere Aufschlüsse über seine Preisermittlung, insbesondere über gewisse Ansätze verlangt, wenn sein Angebot in ernsthafte Erwägung gezogen wird. Er wird in diesem Falle auch seine Preisermittlung mitteilen. Der Bauherr, der mit ein oder zwei ernsthaften Unternehmern, deren Angebote er als angemessen vermutet, weiter verhandelt, wird sehr bald die Grenze erkennen, unter der ein angemessener Preis nicht mehr zu suchen ist. Alle Angebote unter dieser Grenze sollten dann völlig ausgeschieden werden. Die Verwendung der Unternehmerkalkulation in dieser Weise zur Preisprüfung ist durchaus zweckentsprechend; während die allgemeine Beibringung der gefundenen Preiszergliederung seitens aller Bieter von vornherein nur zu Verwirrung und Züchtung einer eingebildeten oder

unrichtigen Kalkulationswissenschaft auf Auftraggeberseite führt, das Unternehmertum aber noch mit unnötiger Arbeit belastet.

Ist nach dem Gesagten die allgemeine Beifügung von Preisergliederungslisten seitens aller Bieter bei der Verdingung kein geeignetes und für den Unternehmer erträgliches Mittel zur Preisprüfung, so gibt die heute schon übliche Zerlegung der Gesamtleistung in einzelne Arbeitsgattungen im Leistungsverzeichnis der Verdingungsunterlagen auch bis zu einem gewissen Grade ein Mittel, um bei zweckentsprechender Ausgestaltung eine Preisprüfung zu erleichtern und damit dem angemessenen Preise zum Siege zu verhelfen.

Im Bauvertrag, der fast immer ein Werkvertrag ist, wird die Gesamtleistung, die zur Herstellung eines Werkes erforderlich ist, in allgemein üblicher Weise in die einzelnen in sich gleichartigen, aber voneinander verschiedenen Arbeitsgattungen zerlegt. Die letzteren werden unter besondere Positionen oder Ordnungsnummern jeweils zusammengefaßt. Diese Zerlegung ist deshalb notwendig und zweckmäßig, weil meistens die verschiedenen Arbeitsgattungen von verschiedenen Unternehmungen (Handwerks- oder Gewerbebetriebe) ausgeführt werden, also getrennt zu vergeben sind—, weil das Werk nach Art und Umfang von vornherein meistens nicht so genau und unveränderlich festgelegt ist, daß einfach die Vergabung des ganzen Werkes zu einer Pauschalsumme möglich ist, und weil zum Dritten eben durch die Trennung in in sich homogene Arbeitsgattungen sowohl dem Bauherrn wie auch jedem Techniker erst eine Nachprüfung der für das Bauwerk geforderten Preise möglich ist. Würde man beispielsweise den Bau von Wohnhäusern nur nach einem Preis pro Kubikmeter umbauten Raumes vergeben, dann wären schon wegen der großen Unterschiede in Form, Bauart und Ausstattung der Häuser die entsprechende Einheitspreise pro Kubikmeter umbauten Raumes von den allermeisten Technikern und Bauherren auch nicht annähernd auf ihre Richtigkeit zu prüfen. Die Gegenstände von Bauwerksverträgen stellen eben keine normalisierte und vertretbare Handelsware dar, sondern individuelle Gebilde, die deshalb auch in jedem einzelnen Falle eine besondere individuelle Behandlung, insbesondere Veranschlagung, erfahren müssen. Gerade hier liegt aber natürlich auch der Hauptgrund der Schwierigkeit für die Prüfung der Preise. Forts. folgt.

Gründung eines Ausstellungsausschusses der gesamten Bauwirtschaft im Ausstellungs- und Messeamt des Reichsverbandes der Deutschen Industrie. Auf Anregung der bauindustriellen Spitzenverbände ist beim Ausstellungs- und Messeamt des Reichsverbandes der Deutschen Industrie ein „Ausstellungsausschuß der gesamten Bauwirtschaft“ errichtet worden, dem die baugewerblichen Spitzenverbände, die Verbände der Fachgruppe Steine und Erden, der Baumaschinenindustrie und des Eisen- und Holzbaues angehören sollen.

Mit Rücksicht auf die zahlreichen, zum Teil völlig verunglückten Bauausstellungen und Baumessen der beiden vergangenen Jahre und in Anbetracht der schlechten Wirtschaftslage wurden von allen beteiligten Industrien die stärksten Bedenken gegen die Wiederholung ähnlicher Veranstaltungen geäußert. Eine künftige Beschickung von Bauausstellungen soll nur in Frage kommen, wenn dies von den zuständigen Vertretungen beschlossen und befürwortet wird.

Man brachte zum Ausdruck, daß es zweifelhaft sei, ob überhaupt die Erzeugnisse der Bauwirtschaft als „messefähig“ bezeichnet werden können, da es sich nicht um marktgängige Waren handelt. Die Bauindustrie und damit die Industrie der Steine und Erden sei hinsichtlich der Ausstellung ihrer Erzeugnisse ortsgebunden. Ein großer Teil der Baumaschinen z. B. Betongießtürme, Turmdrehkrane, Bauaufzüge, Bagger usw. könnten mit Rücksicht auf die hohen Transport- und Montagekosten nicht anläßlich nur kurz während der Bauausstellungen bzw. -Messsen gezeigt werden. Ferner gäbe es wegen der verhältnismäßig langsamen und stetigen Entwicklung in der Bauwirtschaft weniger ausstellungsfähige Neuheiten als in anderen Industrien. Lebhaftige Klage sei zu führen über die stiefmütterliche Behandlung, welche die mit den allgemeinen Messen verbundenen Baumessen durch die Ausstellungsleitung hinsichtlich Zuweisung der Plätze, Organisation und Propaganda gefunden haben. Aus diesen Gründen würde der Gedanke einer ständigen oder doch für mehrere Monate des Jahres an einem Orte ständigen Bauausstellung lebhaft begrüßt.

Folgender Beschluß wurde gefaßt:

„Die Beteiligung an Baumessen und Ausstellungen im laufenden Jahre liegt nicht im Interesse der schwer um ihre Existenz ringenden Bauwirtschaft.

Um auch in späteren Zeiten eine Zersplitterung durch zahlreiche Bauausstellungen, wie sie die letzten Jahre brachten, zu verhindern, wird dem Gedanken, eine einheitliche, das ganze Bauwesen umfassende Ausstellung an einem besonders dafür geeigneten Orte Deutschlands zu veranstalten, lebhaft zugestimmt. Um weitere Unkosten zu ersparen, soll die geplante Ausstellung dieser Stadt für mehrere Jahre verbleiben.

Eine Ausführung dieser Beschlüsse kommt jedoch erst dann in Frage, wenn für die Bauwirtschaft die mit dem Ausstellungswesen verbundenen Unkosten tragbar sind. Dies würde frühestens im Jahre 1927 der Fall sein.“

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 28. Januar 1926.)

Siebente Ausführungsverordnung zur Verordnung über Erwerbslosenfürsorge. Vom 21. Januar 1926 (R.-Anz. Nr. 17). Die Anwartschaft auf die Erwerbslosenfürsorge haben künftig auch diejenigen Angestellten, die auf Grund des Angestelltenversicherungsgesetzes pflichtversichert sind, d. s. die Angestellten mit einem Jahresarbeitsverdienst bis zu 6000 RM. Diese Angestellten und deren Arbeitgeber sind jetzt zur Erwerbslosenfürsorge beitragspflichtig. Jedoch erstreckt sich diese Beitragspflicht nicht auf den ganzen Arbeitsverdienst, sondern nur auf den Arbeitsverdienst bis zur oberen Grenze der Krankenversicherungspflicht, d. h. also bis zu 2700 RM. Arbeitgeber, die solche Angestellten beschäftigen, haben dies unverzüglich der zuständigen Krankenkasse unter Angabe von Namen, Wohnung, Arbeitsverdienst usw. der Angestellten zu melden. Die Verordnung tritt mit Wirkung vom 1. Januar 1926 in Kraft; die Beiträge sind also auch schon für den Monat Januar zu entrichten.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 52 vom 31. Dez. 1925.

- Kl. 37 b, Gr. 3. 424 107. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Kraggelenkbalckenträger. 1. III. 25. M 88 667.
Kl. 84 a, Gr. 3. 424 126. Arthur H. Müller, Blankenese, Bismarckstraße 9. Klappenwehr mit abgebremster Wehrklappe. 6. XI. 23. M 82 962.
Kl. 84 a, Gr. 4. 424 127. Fa. ATG Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Großschocher. Seilbahnanlage zur Ausführung von Gießbetonarbeiten. 23. V. 24. A 44 613.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 1 vom 7. Jan. 1925.

- Kl. 5 c, Gr. 4. 424 210. Wilhelm Röde, Buer i. W., Hagenstr. 23. Quetschstücke zwischen Ober- und Unterteil eines nachgiebigen eisernen Grubenstempels. 23. III. 24. R 60 719.
Kl. 20 a, Gr. 12. 424 257. Fa. Adolf Bleichert & Co. u. Johann Gatzweiler, Beaumontstr. 2, Leipzig-Gohlis. Drahtseilbahn mit stillstehendem Trag- und umlaufendem Zugseil; Zus. z. Pat. 422 868. 19. XII. 23. B 112 082.

- Kl. 20 a, Gr. 12. 424 258. Fa. Adolf Bleichert & Co. u. Johann Gatzweiler, Beaumontstr. 2, Leipzig-Gohlis. Drahtseilbahn mit stillstehendem Trag- und umlaufendem Zugseil; Zus. z. Pat. 422 868. 16. XII. 24. B 117 141.
Kl. 20 a, Gr. 14. 424 259. Louis Dehne, Brüggel a. d. Erft, u. Emil Apcl, Liblar, Bezirk Köln. Verstellbare Gleiskurve. 11. I. 25. D 46985.
Kl. 20 a, Gr. 14. 424 260. Franz Steinberg, Gelsenkirchen, Schwanenstraße 21. Zurückklappbare Seilrollenführung. 6. VIII. 24. St. 38 267.
Kl. 20 c, Gr. 8. 424 261. Jules Legrand, St.-Mandé u. Paul Guilbert, Rouen, Frankr.; Vertr.: Dr. H. Hederich, Pat.-Anw., Cassel. Auseinandernehmbarer Apparat zum Aufladen und Abladen von Schienen auf Waggons. 31. XII. 24. L 62 053. Frankr. 3. I. 24.
Kl. 20 b, Gr. 6. 424 230. Fa. H. Büssing & Sohn, G. m. b. H., Braunschweig. Schienenklemme für Aufgleisungsschuhe. 28. I. 25. B 117 823.
Kl. 20 i, Gr. 33. 424 231. Fritz Hezinger, Crimmitschau i. Sa. Vorrichtung zum Sichern von Eisenbahnzügen beim Überfahren des Haltesignals. 5. II. 25. H 100 413.
Kl. 20 k, Gr. 14. 424 232. Fa. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Stromschienenaufhängung. 14. VII. 23. S 63 351.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Jahrbuch der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen 1925. Mit 62 Abb., 1 Bildnis (des Geh. Baurats Dr.-Ing. e. h. Taaks) und 2 Tafeln. 1925. VDI-Verlag G. m. b. H., Berlin SW 19.

Mit dem vorliegenden Werke wird allen Mitgliedern der D. Ges. f. B. eine wertvolle Gabe, und zwar erstmalig übermittelt. Es ist mit Erfolg versucht worden, Material zusammenzutragen, das an anderen Stellen nur mit großem Arbeits- und Zeitaufwand zu erlangen ist. Neben Mitteilungen über die Gesellschaft selbst, ihre Richtlinien und ihre Tätigkeit werden u. a. behandelt: Neuere Kaimauern, Berechnung von Pfahlgründungen, die zweigleisige Bahn Vielsam-Poteau, Prüfung und Bewertung von Gesteinen als Straßenbaustoffe, Einbauten beweglicher Art für schwachen Verkehr in Eisenbahnbrücken; ferner ist eine sehr interessante Zusammenstellung bedeutender Ingenieurbauwerke gegeben und weiterhin sind die im Jahre 1924/25 vollendeten oder erheblich geförderten größeren Ingenieurbauten zusammengefaßt, endlich Zusammenstellungen wiedergegeben über die Be-

lastungsannahmen der Brücken, über die Werkstoffnormen für Stahl und Eisen und von der Gebührenordnung. Den Abschluß machen graphische Hilfstabellen zur Berechnung von Eisenbauwerken auf nomographischer Grundlage. Daß auch ein Mitgliederverzeichnis der Gesellschaft, eine Zusammenfassung der für den Bauingenieur besonders wichtigen Zentralbehörden und Vereine beigelegt ist, erhöht für jeden Benutzer den Wert des trefflichen Buches, das sich bald viele Freunde gewinnen und der Gesellschaft neue Mitglieder zuführen wird. Möge das Erscheinen des Jahrbuches sich zu einer dauernden Einrichtung ausbauen lassen, wie auch beabsichtigt ist. Wünsche für eine weitere Ausgestaltung des Jahrbuches, das kein Ersatz für die bestehenden Taschen- oder Handbücher sein soll, nehmen die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen und der Verlag gern entgegen. Der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen gebührt uneingeschränkte Anerkennung für das vorliegende Jahrbuch, um so mehr, als dessen Herausgabe ohne Frage mit großen Schwierigkeiten aller Art verbunden gewesen sein dürfte. M. F.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Zahlung des Mitgliedsbeitrages für 1926.

Die Mitglieder der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen werden hiermit gebeten, den Beitrag für 1926, der auf der Ordentlichen Mitgliederversammlung (Hauptversammlung) am 1. Dezember v. J. auf 8 RM. jährlich, für Mitglieder des VDI auf 6 RM. und für Junioren auf 3 RM. festgesetzt worden ist, baldmöglichst auf das Postscheckkonto Berlin Nr. 100 329 der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Ingenieurhaus, einzuzahlen.

Literaturkartei.

Die Mitglieder der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen werden darauf hingewiesen, daß die Geschäftsstelle der Gesellschaft eine Literaturkartei eingerichtet hat, die verschiedenen Zeitschriftenschauen und Literaturübersichten für das gesamte Bauingenieurwesen aus den in Betracht kommenden führenden Zeitschriften zu sammeln. Die Geschäftsstelle ist daher in der Lage, die Mitglieder zu unterstützen, wenn sie irgendwelche Angaben in Zeitschriften oder Büchern über Veröffentlichungen seit Anfang 1925 auf einem bestimmten Gebiet schnell und sicher zu haben wünschen, und bittet, entsprechende Anfragen unter Beifügung des Rückports an die Geschäftsstelle der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Straße 27, zu richten. Eine Gebühr wird von Mitgliedern für die Auskunft nicht erhoben.

Bautechnisches vom amerikanischen Wohnhausbau.

Am Montag, den 25. Januar 1926, sprach in der Akademie der Künste, Berlin W, Pariser Platz 4, Herr Chefredakteur Architekt Paulsen, Berlin, im Rahmen der Vortragsreihe über Wirtschaftlichkeit im Bauwesen über das Thema: „Bautechnisches vom amerikanischen Wohnhausbau.“

Wenn man die technischen Dinge in Amerika betrachtet, so gewinnt man den Eindruck, daß man drüben weniger auf die technische Vollkommenheit, sondern mehr auf die Wirtschaftlichkeit achtet. Die in Amerika geauten Konstruktionen werden bei einem Vergleich mit den bei uns üblichen häufig schlecht erscheinen. Sie sind aber wirtschaftlicher. Besonders im handwerklichen Teil der Bauweisen sind sie uns überlegen. Von den bei uns in Jahrhunderten entwickelten Techniken sehen sie ganz ab. Was hilft uns die Handfertigkeit des Zimmermanns, wenn's die Maschine schneller, billiger und vielleicht auch besser macht?

Der Amerikaner kennt die bei uns übliche Durchschnittswohnung nicht. Sie würde für ihn nur eine Durchgangs- oder Verlegenheitswohnung sein. Volkswirtschaftlich gesehen ist das Kleinhaus, wenn es auch teurer ist, doch zweckmäßiger, da die Bewohner desselben meist die sehr intensive Gartenwirtschaft betreiben. Die Bewohner des Kleinhauses ist gegenüber dem Bewohner der Mietskaserne drüben nicht im Nachteil. Der Vortragende beabsichtigt nicht, die Mietskasernen abzubauen, ist aber gegen ihren rapiden Weiterbau.

Im allgemeinen sucht der Amerikaner das Kleinhaus; der amerikanische Arbeiter hat im Durchschnitt eine Fünfzimmerwohnung, für die er prozentual halb soviel ausgibt von seinem Einkommen, wie der deutsche Arbeiter für seine viel kleinere Wohnung. Drüben kostet der cbm Wohnraum des gewöhnlichen Wohnhauses 8 Maurerstunden, bei uns war er schon vor dem Kriege nicht unter 20 Maurerstunden herzustellen, wenn man alle Kosten in Maurerstundenlöhnen umrechnete.

Betrachtet man den Grundriß eines amerikanischen Hauses, so fällt einem die kleine Küche mit ihren meist nicht mehr als 8 qm auf. Trotzdem ist alles vorhanden, was in der Küche gebraucht wird. Lieferantenaufzug, Müllschacht, Plättbrett, maschinelle Spülvorrichtung usw. Der kleine Küchenschrank enthält sogar Kältemaschine

und Blechkästen für Mehl und Zucker, die wie Silos ausgebildet und von denen man unten abzapft. Auch die anderen Räume sind, mit Ausnahme eines größeren Wohnraumes, alle möglichst klein gehalten, dadurch kann man die Zahl der Vorräume und Badezimmer vermehren. Zu einem sehr kleinen Mädchenzimmer gehört noch ein besonderer Baderaum. Überhaupt ist alles den Bedürfnissen des Bewohners entsprechend eingerichtet. Beim Kleinhaus sucht man den Grundriß nicht dem Quadrat möglichst anzupassen, wie wir es aus wärmetechnischen Gründen erstreben. Die Innenräume sind meist in einer blassen Farbe gehalten, so daß sie etwas kühl wirken. Miets Häuser machen äußerlich einen etwas brutalen Eindruck. Die dekorativen Elemente der Außenarchitektur, wie Säulen und Geländer, werden fertig von Fabriken bezogen.

Man findet in Amerika alle Konstruktionen von den einfachsten bis zu den technisch vollkommensten. Während wir beim Hausbau auf das Solide einen großen Wert legen und uns mit leichten Konstruktionen nicht abfinden können, faßt der Amerikaner die ganze Frage der Konstruktion seines Hauses rein rationell auf. Um möglichst wenig Kapital, das sich im Hausbau verhältnismäßig langsam verzinst, in einen Hausbau hineinzustecken, sinnt er auf billige leichte Konstruktionen. Im Lichtbild zeigte der Vortragende das Modell einer Wand- und Deckenkonstruktion, wie sie in Amerika üblich ist; während die tragenden Mauern unseres Hauses im Prinzip mit den Lehmwällen unserer Vorfahren vergleichbar sind, sind die eingespannten Wände des amerikanischen Wohnhauses nicht tragende Elemente wie die Plane eines Zeltes. Die Wände sind im Höchstfall 20 cm dick, in der Regel aber nur 14—15 cm. Die Balkenlage enthält soviel Holz wie die unsrige, die Steifigkeit wird durch Querverbindungen erzielt. Über der Kellerbalkenlage liegt ein doppelter Fußboden. Eine Verschalung nach unten ist nicht üblich. Die tragenden Kellerwände macht man nicht stärker als notwendig, also etwa 20 cm. Außer in den Kellerwänden werden wenig Ziegelsteine im amerikanischen Hause verarbeitet. Der Vortragende zeigte im Lichtbild das Modell einer Wand, bei der der Ziegelstein ebenso zur Verkleidung dient, wie in den meisten Fällen die Verbretterung. Zum Dichten wird eine Art Pappe, die aus den Rückständen der Zuckerrohrverarbeitung stammt, aufgenagelt, die so rau ist, daß der Putz an ihr haftet. Die Hohlräume nehmen die gesamte Installation auf, wodurch eine große Verbilligung erzielt wird. Die Feuergefahr wird dadurch vermieden, daß man für die elektrischen Leitungen solide Rohre benutzt.

Kamine sind selbst in den bescheidensten Häusern üblich. Man baut als Schornstein Tonrohre in hochkantgestellten Steinen ein. Wegen der leichten Balken sind besondere Taschen zum Aufhängen der Wechsel notwendig. Infolge der leichten Bauweise ist die Schalldichtigkeit gering; aber der Amerikaner ist daran gewöhnt, aus dem Nebenzimmer sprechen zu hören.

Zum Schluß wies der Vortragende darauf hin, daß wir bei der serienweisen Herstellung genau so wirtschaftlich und billig bauen können wie die Amerikaner. Ansätze zur Umstellung auf den Grundgedanken der Herstellung der amerikanischen Wohnhäuser sind bei uns vorhanden. Bei Berlin findet man auch schon fabrizierte Häuser. Gefühlsmäßig wünschen wir ein Haus, das Generationen überdauert. Wir sollten aber bedenken, daß das Kapital vernünftig angelegt 10—12% bringt, und daß wir bei der heutigen Kapitalknappheit uns überlegen sollten, daß bei der alten soliden Bauweise die wirtschaftliche Ausnutzbarkeit des Kapitals nicht genug berücksichtigt wird. Warum wollen wir gerade im Hausbau, wo es uns so teuer zu stehen kommt, nicht auf unsere Individualität verzichten, wo wir uns doch auf geistigem Gebiete oft eine weitestgehende Schablonisierung gefallen lassen, wenn der Verzicht dazu beiträgt, daß jeder sein Haus bekommt?