

DER SCHLAFTE BOGEN MIT VERSTEIFUNGSBALKEN.

Von A. Ostensfeld, Kopenhagen.

Gelegentlich des Aufsatzes von Herrn Ingenieur Maillart, Genf, im „Bauingenieur“ Nr. 10 d. J. über die Verwendung von schlaffen Bögen in Eisenbeton in der Schweiz mögen vielleicht die folgenden Zeilen, worin über ähnliche Anwendungen in Dänemark und Schweden berichtet wird, von Interesse sein.

Die in der Überschrift erwähnte Brückenträgerform, die wohl zum erstenmal im Jahre 1881 (über die Mur in Graz) zur Ausführung gelangte und hiernach mehrere Jahrzehnte hindurch nur ganz vereinzelt in Frage kam (so z. B. über die Ihme in Hannover 1889 und am Bahnhof Halensee, Berlin, 1892), erfreut sich jetzt, mit Stahl als Baumaterial, einer allgemeinen Beliebtheit. Die Ursache hierfür ist wohl meistens den z. Z. vorherrschenden ästhetischen Gesichtspunkten zuzuschreiben; größere Mittelöffnungen und kleinere Seitenöffnungen lassen sich ungezwungen mittels vollwandiger Träger mit und ohne Verstärkung durch schlaffe Bögen überbrücken, so daß ein ununterbrochener Brückenzug als Verbindung der beiden Ufer entsteht. Von einer wirtschaftlichen Überlegenheit wird dagegen nur ausnahmsweise die Rede sein.

Mit Eisenbeton als Baumaterial ist die Sachlage verschieden. Soviel bekannt, ist die erwähnte Trägerform hier überhaupt nur innerhalb des letzten Jahrzehntes zur Ausführung gelangt. Von etwaigen ganz vereinzelt Fällen¹ abgesehen wurde sie indessen fast gleichzeitig an zwei verschiedenen Orten, ganz voneinander unabhängig, zielbewußt zur Anwendung gebracht, nämlich in der Schweiz von Ingenieur Maillart² und in Dänemark-Schweden von der Firma Christiani & Nielsen³. Und hier waren gewiß die ästhetischen Gesichtspunkte, wenn überhaupt von Bedeutung, wenigstens nicht allein ausschlaggebend; sowohl wirtschaftliche, darunter auch auf die Bauausführung Rücksicht nehmende, als statische Betrachtungen wirkten auf die Wahl des Systems hin. — Es liegt ja nahe, die Biegesteifigkeit der in der Fahrbahn befindlichen Streckbalken, mitunter auch diejenige der ganzen Fahrbahn- tafel auszunützen; in den meisten Fällen ist diese Steifigkeit gegenüber der des (steifen) Bogens nichts weniger als verschwindend, und eine Bewehrung ist doch zur Erreichung der gewünschten Rissesicherheit unerläßlich. — Andererseits können wohl auch gewisse prinzipielle Vorteile für den steifen Bogen geltend gemacht werden; so ist es immer besser, die Biegemomente zusammen mit dem Axialdruck aufzunehmen, als diese beiden Beanspruchungen verschiedenen Konstruktionsteilen zuzuweisen; letzteres Verfahren bedeutet entschieden einen Schritt von den Bogenbrücken weg gegen die Balkenbrücken und zur damit folgenden geringeren Rissesicherheit.

Gewöhnlich ist die Steifigkeit des schlaffen Bogens gegenüber der des Versteifungsbalkens nicht vollkommen verschwindend, und es ist daher selbstverständlich der schlaffe Bogen auch für seinen durch die gegenseitigen Steifigkeitsverhältnisse bestimmten Anteil der Biegemomente zu dimensionieren.

Zweck dieser Zeilen ist indessen weniger eine Abwägung der Vor- und Nachteile der beiden Systeme (mit steifen und schlaffen Bögen), als vielmehr teils auf die skandinavischen Ausführungen aufmerksam zu machen, teils einmal eine prinzipielle Abklärung der statischen Verhältnisse der verschiedenen Formen, in welchen der schlaffe Bogen auftreten kann, zu versuchen. Die wesentlichsten Gedanken der folgenden Auseinander-

setzungen sind einer Abhandlung des Verfassers in der oben erwähnten Festschrift entnommen.

I. Einzelöffnungen.

Der steife Bogen tritt hier mit 3, 2, 1 oder 0 Gelenken auf, und jedem dieser Systeme entspricht ein solches mit schlaffem Bogen. Abb. 1 und 2 zeigen einen steifen Bogen mit drei und zwei Gelenken, und unten das entsprechende System des schlaffen Bogens. Diese Systeme sind hinlänglich bekannt. In Abb. 2 b wird der Bogenschub vom Versteifungsträger aufgenommen, während in Abb. 2 c—d der Schub des schlaffen Bogens zu den Widerlagern abgegeben wird. Bei der ersten Ausführung (in 1923) handelte es sich um die Verstärkung alter Eisenbahn-Blechträgerbrücken von 12—15 m Spannweite mittels unten (nach Abb. 2 d) hinzugefügter schlaffer Bögen, aber schon im nächsten Jahre kam es zum ersten Neubau einer derartigen Brücke (Straßenbrücke über die Ljusne-Elv in Schweden, drei Spannweiten von je 45 m) nach Abb. 2 c.

Wohl nicht ausgeführt ist das System in Abb. 3, wo die beiden Gelenke um eine kurze Strecke von den Widerlagern weggerückt sind, was entschieden vorteilhaft erscheint, sowohl mit Rücksicht auf die im Versteifungsträger aufzunehmenden Momente, als auch auf die von Temperaturänderungen hervorgerufenen Biegebeanspruchungen der kurzen Hängestäbe nächst den Kämpfern.

In Abb. 4 ist der Eingelenkbogen, oben steif, unten schlaff, dargestellt. In betreff der Biegebeanspruchung der Hängestäbe ist diese Lage des Gelenkes im Versteifungsbalken die möglichst beste, und auch die Biegemomente des Balkens fallen etwas kleiner aus und, was noch wichtiger ist, treten in bequemer gelegenen Schnitten als beim Zweigelenkbogen auf. Das Gelenk muß sowohl auf- als abwärtswirkende Querkräfte überführen können und kann je nach den Umständen für Überführung oder Nichtüberführung des Horizontalzuges konstruiert werden. Bei symmetrischer Anordnung werden die beiden Überzähligen, die Bogenkraft und der lotrechte Gelenkdruck, mittels zwei voneinander unabhängigen Gleichungen bestimmt.

— Dieses System wurde erstmals bei einer Eisenbahnbrücke von 62,5 m Spannweite über den Göta-Elv bei Trollhättan ausgeführt, und später ist wenigstens eine Straßenbrücke von 49 m Spannweite (Rökhusfors-Brücke in Finnland) mit derselben Trägerform gebaut worden. In beiden Fällen wurden die Gelenke nach der in Abb. 5 a schematisch gezeigten Konstruk-



Abb. 1.

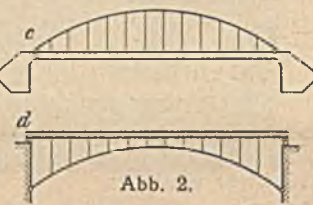


Abb. 2.

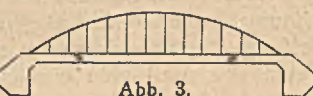


Abb. 3.

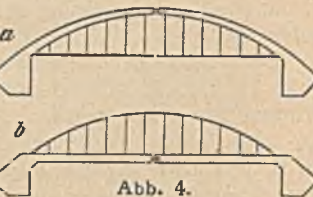


Abb. 4.

¹ So z. B. eine Straßenbrücke bei St. Quentin, Nordfrankreich, spätestens im Jahre 1923 gebaut; siehe „Betong“ (schwedisch) 1924, Nr. 1.

² Schweiz. Bauz. 10. Okt. 1927 und „Der Bauingenieur“ 1931, S. 165.

³ Siehe Festschrift Christiani & Nielsen (Twenty five years of Civil Engineering 1904—29), Kopenhagen 1929. Erste Ausführung 1923.

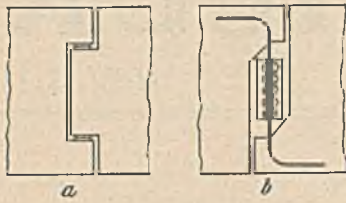


Abb. 5.

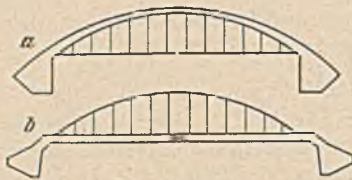


Abb. 6.

Struktur ausgeformt werden kann, und würde auch ein viermal statisch unbestimmtes und somit dem gelenklosen Bogen nicht völlig entsprechendes System ergeben. Um letzteres zu erreichen ist ein Gelenk in den Verstärkungsträger einzuschalten, und zwar ein Gelenk, das sowohl Momente als Querkräfte, sondern



Abb. 7

keine Längskraft überführen kann. Ein solches Gelenk, das auf die in Abb. 7 mittels zwei Gelenkstäben angedeutete Weise verwirklicht gedacht werden kann, ist bekanntlich schon mehrmals bei Klappbrücken als eine Weiterentwicklung der Verriegelung an den zusammenstoßenden Klappspitzen ausgeführt worden⁵, und dieses Konstruktionsglied könnte unzweifelhaft auch in festen Brücken mit Vorteil verwendet werden. — Im Vergleich zu dem Ein- und noch mehr zu dem Zweigelenkbogen wird durch das System in Abb. 6 b eine nicht unbedeutende Reduktion des Maximalmoments im Verstärkungsträger erreicht, und als weiterer Vorteil ist zu nennen, daß die scharfe Ecke der Durchbiegungslinie beim Gelenk vermieden und dadurch die Erhaltung dieses Punktes der Fahrbahn erleichtert wird.

II. Mehrere Öffnungen.

Wenn in durchlaufenden Bogenkonstruktionen über mehrere Öffnungen die steifen Bögen durch schlaffe Bögen mit Verstärkungsträgern zu ersetzen sind, bieten sich so viele Möglichkeiten dar, daß eine einfache Klassifikation wie bei Einzelöffnungen kaum aufgestellt werden kann. Es muß daher genügen, hier ein paar Beispiele zu erwähnen, die sich auf die durchgehende Bogenreihe auf elastischen Zwischenstützen beziehen (Abb. 8 a).

Das genaue Gegenstück zur elastischen Bogenreihe in Abb. 8 a ist die in Abb. 8 b gezeigte Konstruktion, wo jede Öffnung für sich nach dem Muster von Abb. 6 behandelt ist; der Verstärkungsträger ist also in der Mitte jeder Öffnung durch ein Gelenk unterbrochen, das Querkräfte und Momente, sondern keine Längskraft aufnehmen kann. Praktischer und wirtschaftlicher ist indessen die Ordnung in Abb. 8 c, wo man mit einem Gelenk (in der Mittelöffnung) auskommt; für das Gelenk ist auch hier praktisch die gleiche Konstruktion wie in Abb. 6 b zu wählen, die Überführung des Momentes ist aber keine Notwendigkeit, so daß auch die Konstruktion in Abb. 5 möglich ist. In den Seitenöffnungen ist der Verstärkungsträger ununterbrochen und wirkt daher als Zugband; gleichzeitig sind dadurch die schlanken Zwischenpfeiler zu den Endwiderlagern verankert, so daß ihre Abmessungen bedeutend reduziert werden können, ohne die Standfestigkeit zu beeinträchtigen; andererseits müssen die Zwischenpfeiler eben recht schlank ausgeführt werden, weil

⁴ In einer Eisenbeton-Balkenbrücke in Nordamerika verwirklicht, siehe Eng. News-Record, 25. Aug. 1927.

⁵ Erstmals in der Eiderbrücke bei Friedrichsstadt, später in der Allsund-Brücke bei Sonderborg, in einer Brücke in Kowno und in mehreren Projekten.

sie durch die Längenänderungen der Seitenträger auf Biegung beansprucht werden. Die Zugbänder in den Seitenöffnungen sind, gleiche Spannweiten vorausgesetzt, durch das Eigengewicht nicht beansprucht, und mit einer etwas größeren Mittelöffnung bekommen sie sogar Druck. Durch passende Wahl der Spannweiten und Pfeilhöhen ist es somit möglich, einen bedeutenden Teil des von der Nutzlast herrührenden Horizontalzuges zu neutralisieren; das Zugband ist daher bei weitem nicht so unwirtschaftlich als bei Einzelöffnungen. — Im Falle von zwei oder vier Öffnungen geht bei Festhaltung der Ordnung in Abb. 8 c die Symmetrie verloren; eine symmetrische Konstruktion kann mittels Abb. 8 b erreicht werden, bei vier Öffnungen besser ohne Gelenke in den beiden Seitenöffnungen.

Die Berechnung der durchgehenden Konstruktionen in Abb. 8 wirkt mit den jetzigen Hilfsmitteln nicht abschreckend. Für die Systeme in Abb. 8 a—b hat man nach der Deformationsmethode am Ende nur vier Gleichungen und bei symmetrischen Verhältnissen deren nur zwei zu lösen; das System in Abb. 8 c läßt sich sogar, bei Vernachlässigung der Längenänderung der Seitenträger, mittels nur zwei oder in symmetrischen Fällen einer einzelnen Gleichung behandeln.

Im Anschluß an diese Auseinandersetzungen der gegenseitigen Verhältnisse des steifen und schlaffen Bogens soll nicht unerwähnt bleiben, daß die so entstandenen Brückensysteme durch eine noch neuere Konstruktion anscheinend bereits über-

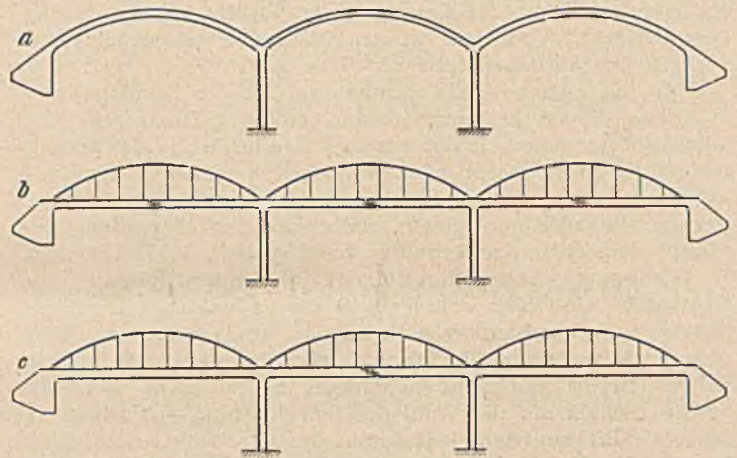


Abb. 8

holt worden sind, wenigstens was die Wirtschaftlichkeit betrifft. Anstatt der lotrechten Hängestäbe, die in den oben besprochenen Brücken immer als schlaffe, nicht eingegossene Rundeisenstäbe ausgeführt wurden, wendet diese Neukonstruktion zwei Scharen von schräg gerichteten schlaffen Hängestäben an; je zwei derselben gehen von dem gleichen Punkt des Streckbalkens (unten) aus, laufen aber gewöhnlich nicht in Knotenpunkten im Bogen (oben) zusammen. Der Bogen wird jetzt als „steif“ betrachtet, die Biegemomente desselben werden aber durch die schrägen Hängestäbe dermaßen reduziert, daß die Abmessungen nur wenig größer als die eines schlaffen Bogens ausfallen, und gleichzeitig ist der Verstärkungsträger überflüssig geworden. Das ganze Tragsystem nähert sich dem Fachwerkträger, wobei doch zu bemerken ist, daß es auf Grund der Verwendung lauter schlaffer Füllungsglieder als ein „veränderliches System“ aufzutreten kann.

Näher hierauf einzugehen liegt doch außerhalb des Rahmens dieses Aufsatzes. Das neue — patentierte — Tragwerk ist von Dr. techn. O. F. Nielsen, Oberingenieur der Firma Christiani & Nielsen, angegeben, in dessen Doktordissertation⁶ (in dänischer Sprache) das Nähere zu finden ist, und ist von der genannten Firma schon mehrmals mit Spannweiten von 50 bis 80 m ausgeführt worden.

⁶ Octavius F. Nielsen: Foranderlige Systemer med Anvendelse paa Buer med skraatstillede Hængestænger, Kopenhagen 1930 (G. E. C. Gad).

ZELLULOIDMODELLE IN DER BAUSTATIK.

Von Ing. J. Blažek, Prag.

Übersicht. Ein Zelluloidmodell löst schwierige statische Aufgaben auf. Die Platte einer Eisenbetondecke ist in Wirklichkeit ein kompliziertes Problem.

Erst bei der Anfertigung der Detailpläne, wird sich der Konstrukteur aller Schwächen seiner Berechnung bewußt. Die statische Berechnung wird fast stets unter vereinfachenden, der Wirklichkeit niemals genau entsprechenden Annahmen durchgeführt. Beim einfachsten Fall einer Eisenbetondecke entspricht die Berechnung nicht der Wirklichkeit. Wir setzen gelenkartige Unterstützung der Platte auf unnachgiebigen, wagrecht verschieblichen Widerlagern voraus. In Wirklichkeit ist dies gerade umgekehrt. Die Platte ist an den Stützen, welche sich nicht frei verschieben können, teilweise eingespannt; infolge der Durchbiegung der Balken und Unterzüge entsteht ein Nachgeben der Widerlager in lotrechter Richtung. Noch mehr ist dies der Fall

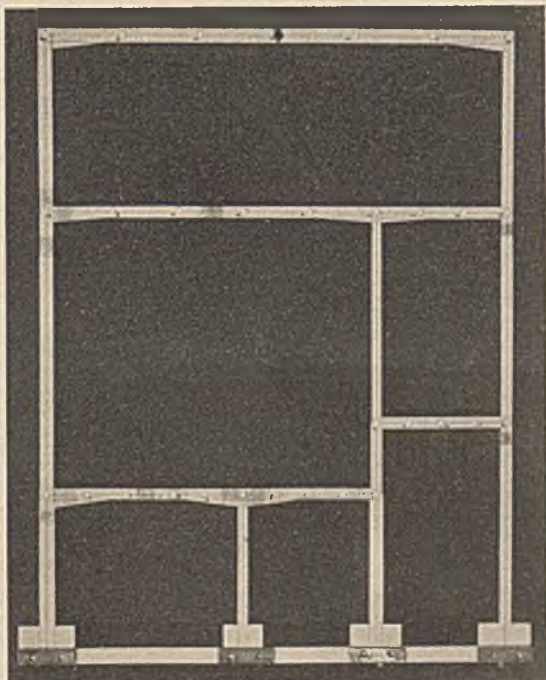


Abb. 1.

bei komplizierten Konstruktionen, bei welchen es nötig ist, eine Reihe der Wirklichkeit nicht entsprechende Gelenke einzuführen oder unwirkliche Voraussetzungen zu treffen. Besser als die Berechnung informiert uns die mechanische Lösung mit Hilfe eines Modells. Nach der Methode des Prof. Beggs, werden Zelluloidmodelle angefertigt und die Ergebnisse der Untersuchungen kommen der Wirklichkeit sehr nahe. Die Anwendung ist vorläufig auf ebene Gebilde beschränkt und auf solche Raumgebilde, welche in ebene zerlegt werden können. Die theoretischen Voraussetzungen sind schon wiederholt in der Fachliteratur ausführlich behandelt worden. Ich will nur die Anwendbarkeit an weiteren Modellen zeigen. Durch Vervollkommnung des Beggschen Gerätes und Anwendung ausgewählter Zelluloidarten, entgegen wir vielen Unzulänglichkeiten und können auch schwierige Probleme lösen. Die nachfolgenden Bilder zeigen ein Zelluloidmodell eines komplizierten Rahmens. (Abb. 1).

Das Modell montiert zum Versuch zeigt Abb. 2.

Die Arbeit selbst, das ist das Ablesen der Einflußordinaten in den Mikroskopen, veranschaulicht Abb. 3.

Alle Hilfsmittel auf dem Bilde sind nicht mehr die ursprünglichen Beggschen, sondern aus einigen ihrer Bestandteile neu zusammengestellt und vervollkommenet. Das Ergebnis dieser

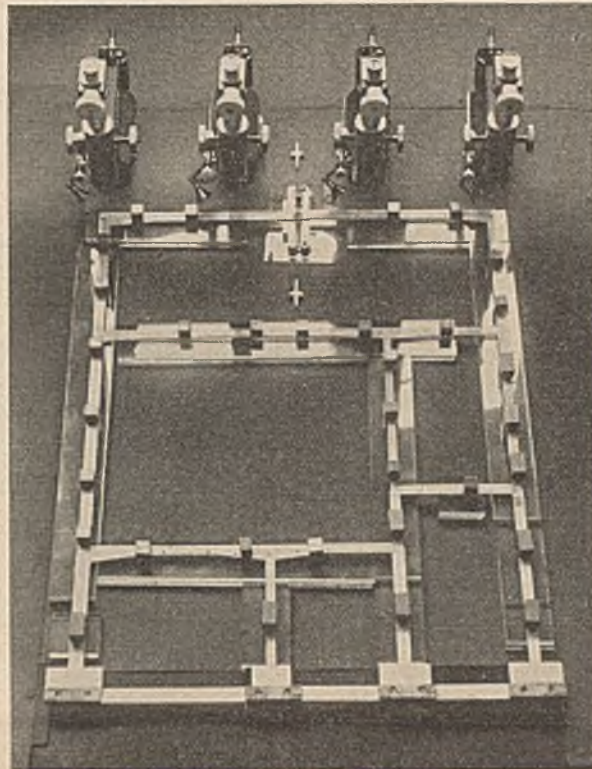


Abb. 2.

Untersuchung, das sind die Einflußlinien der Momente, Normalkräfte und Querkräfte für einen Querschnitt zeigen Abb. 4—6.

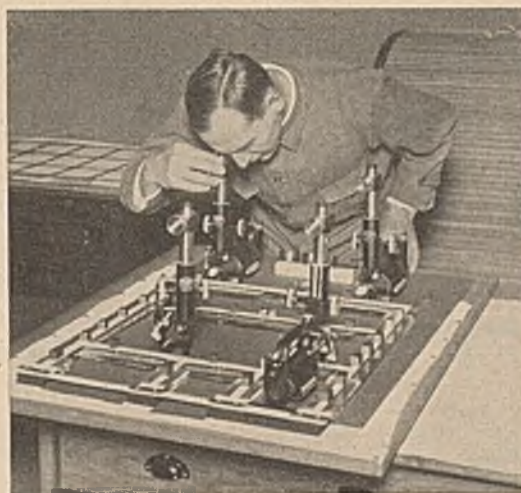


Abb. 3.

Abb. 7 und 8 zeigen weitere Modelle, welche genaue Ergebnisse in viel kürzerer Zeit als die Berechnung ergaben.

Hauptsächlich für waagerechte Belastung haben wir in der Literatur wenige Hilfsmittel, so daß für diese Belastung ein Modell-

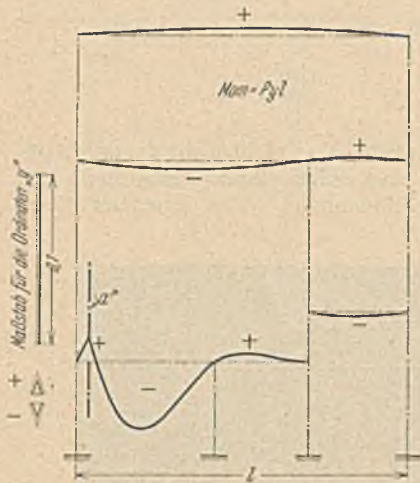


Abb. 4. Einflußlinien für das Moment im Querschnitt „a“.

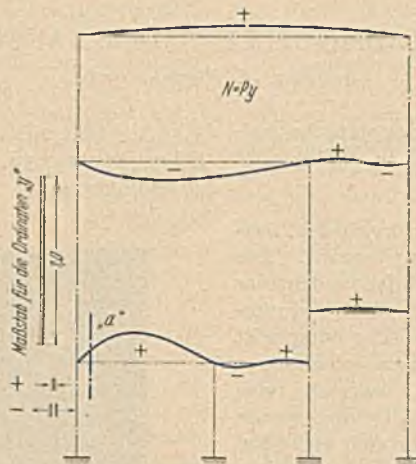


Abb. 5. Einflußlinien für die Normalkraft im Querschnitt „a“.

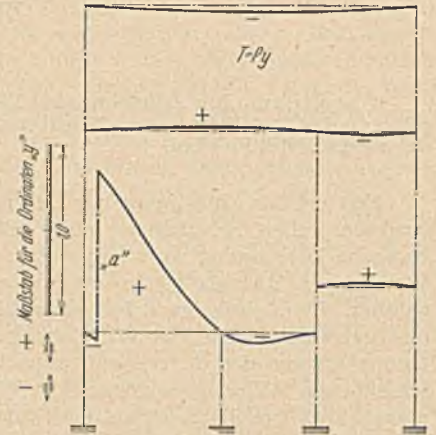


Abb. 6. Einflußlinien für die Querkraft im Querschnitt „a“.

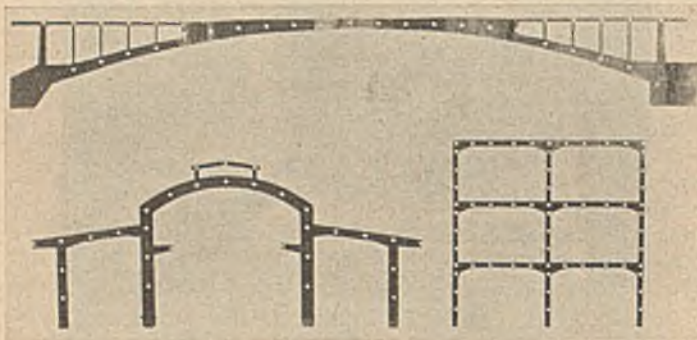


Abb. 7.

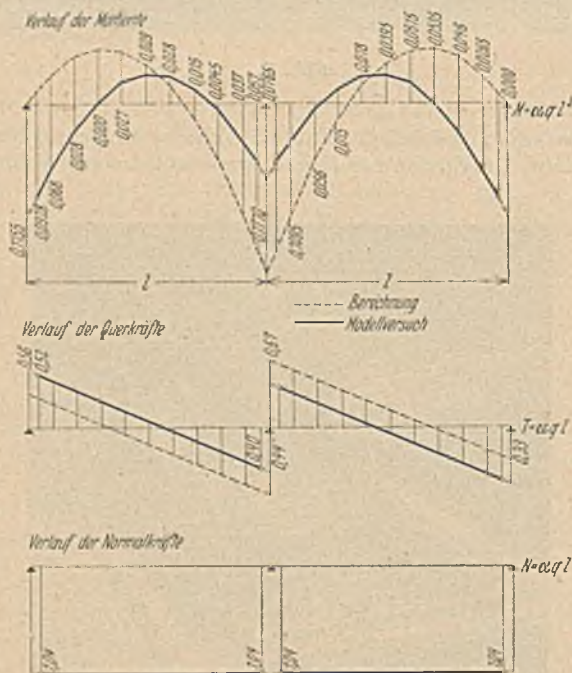


Abb. 9. Zweifeldrige Platte einer Eisenbetondecke, unter voller gleichmäßiger Belastung.

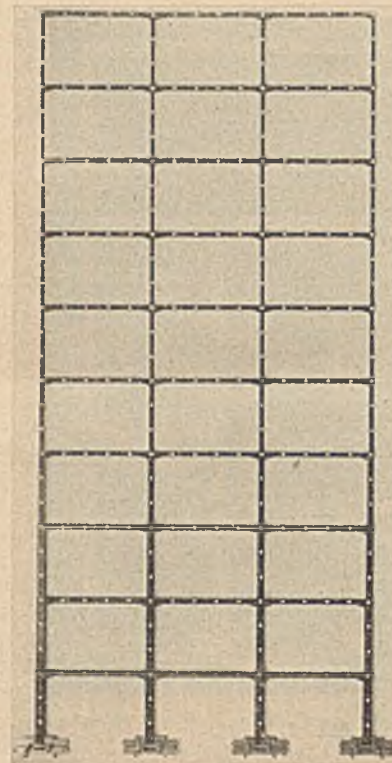


Abb. 8. Zehnstöckiger Rahmen.

versuch fast unentbehrlich ist. Sehr interessant und lehrreich war das Ergebnis der Versuche mit der anfangs erwähnten zweifeldrigen Platte einer Eisenbetondecke. Abbildung 9 zeigt den Vergleich der Rechnungswerte mit den Ergebnissen des Modellversuches.

Wir sehen, daß die Momente stark voneinander abweichen. An den Endstützen sind die negativen Momente am größten, nachdem die Mittelstütze infolge Durchbiegung des Unterzuges sinkt und dadurch ihr negatives Moment auf Kosten der Endstützen verkleinert.

Außerdem tritt eine neue Größe, die Normalkraft hinzu, welche stets auftreten muß, wenn die Stützen nicht frei verschieblich sind. Der wirkliche Verlauf der Momente und Querkräfte nähert sich vielmehr der Voraussetzung, daß jedes einzelne Feld ein selbständiger an beiden Enden eingespannter Träger ist.

Zur Zeit führen wir Versuche über die Bestimmung der Temperatureinflüsse durch.

Die Ergebnisse dieser Methode sind sehr zufriedenstellend und der Wirklichkeit entsprechend.

HORIZONTALE EIGENSCHWINGUNGEN VON TURBINENFUNDAMENTEN.

Von Dr.-Ing. A. Spilker, Berlin-Siemensstadt.

Übersicht. Es werden die genauen waagerechten Gesamtschwingungen eines in den Systemknoten belasteten 6-stieligen Turbinenfundamentes untersucht. Für jede der gefundenen Frequenzen wird die Ermittlung der „Ersatzlasten“ gezeigt, und ein einfaches Näherungsverfahren zur Ermittlung der Schwingungszahlen angegeben.

In einem früheren Aufsatz (Bauingenieur 1930, Heft 41) hat Verfasser die horizontalen Gesamtschwingungen eines in den Systemknoten mit Einzelmassen behafteten Turbinenfundamentes untersucht und dabei 3 verschiedene Eigenschwingungszahlen nachgewiesen. Dabei waren zwei Fragen offen geblieben:

1. Wie sind die in den Knotenpunkten anzunehmenden Ersatzmassen zu bestimmen, damit der wirklichen Massenverteilung am Fundament Rechnung getragen wird?

2. Welchen Einfluß auf die Eigenfrequenzen haben die in Richtung der Turbinenlängsachse wirkenden Massenkräfte, die bei der früheren Untersuchung als weniger wichtig vernachlässigt wurden?

Beide Fragen sollen in den folgenden Ausführungen behandelt werden. Dabei wird jedoch die Untersuchung der Frage 2 vorweggenommen.

1. Genaue Bestimmung der horizontalen Eigenschwingungen unter Berücksichtigung der Massenkräfte in beiden Achsrichtungen.

System und Massenverteilung sind wieder symmetrisch zur

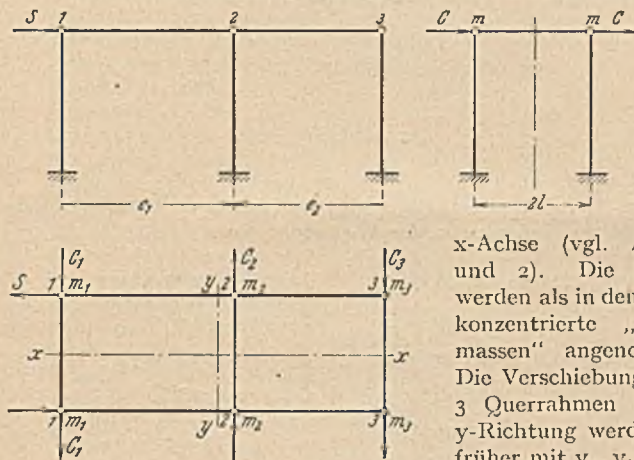


Abb. 1.

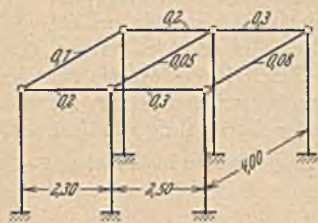


Abb. 2.

x-Achse (vgl. Abb. 1 und 2). Die Massen werden als in den Ecken konzentrierte „Einzelmassen“ angenommen. Die Verschiebungen der 3 Querrahmen in der y-Richtung werden wie früher mit y_1, y_2, y_3 bezeichnet, die Verschiebungen der Längsrahmen in der z-Richtung, d. h. in der Längsachse des Fundamentes, mit x . Die zwischen den 3 Querrahmen und der als waagerechter „Vierendeck-Träger“ ausgebildeten Tischplatte wirkenden Kräfte seien C_1, C_2, C_3 genannt. Die in der x-Richtung die Verbindung zwischen der Tischplatte und den Längsrahmen bildenden Kräfte seien mit S bezeichnet.

Die Größen ω haben die gleiche Bedeutung wie früher. Es sind die Verschiebungen der 3 Querrahmen bzw. des Längsrahmens infolge $C = 1$ bzw. $S = 1$. Zwischen den Kräften C und S einerseits und den Verschiebungen y und z andererseits bestehen die Beziehungen:

$$(2) \begin{cases} C_1 = \eta_{1,1} y_1 + \eta_{1,2} y_2 + \eta_{1,3} y_3 + \zeta_1 x, \\ C_2 = \eta_{2,1} y_1 + \eta_{2,2} y_2 + \eta_{2,3} y_3 + \zeta_2 x, \\ C_3 = \eta_{3,1} y_1 + \eta_{3,2} y_2 + \eta_{3,3} y_3 + \zeta_3 x, \\ S = \zeta_1 y_1 + \zeta_2 y_2 + \zeta_3 y_3 + \xi x. \end{cases}$$

Diese Gleichungen ergeben sich aus der Betrachtung des waagerechten Rahmenträgers der Tischplatte. Die Bedeutung irgendeines der Koeffizienten, z. B. $\eta_{3,2}$ erkennt man am besten, wenn man in den Gleichungen (2) $y_1 = y_3 = x = 0$ setzt. Man erhält dann $C_3 = \eta_{3,2} y_2$.

$\eta_{3,2}$ ist also der waagerechte in der y-Richtung wirkende Auflagerwiderstand der Tischplatte im Punkte 3, wenn den Knotenpunkten 2 eine Verschiebung $y_2 = 1$ erteilt wird, während sämtliche übrigen Knotenpunkte festgehalten werden. Der gleiche Verschiebungszustand liefert die „Festhaltekräfte“ $\eta_{1,2}, \eta_{2,2}, \zeta_2$. Auf die Berechnung soll hier nicht weiter eingegangen werden. Sie erfolgt am einfachsten in ähnlicher Weise wie die der ε -Werte in der obengenannten Arbeit. Mit Vorteil läßt sich häufig auch das Verfahren von Suter zur Ermittlung von „Festhaltekräften“ bei Knotenpunktverschiebungen verwenden. Bei der Zahlenrechnung ist zu beachten, daß nach dem Maxwell'schen Satze allgemein

$$\eta_{i,r} = \eta_{r,i}$$

sein muß. Es können also sämtliche Koeffizienten mit Ausnahme derer mit 2 gleichen Zeigern auf zwei verschiedenen Wegen errechnet werden. Bei einer evtl. Korrektur der Zahlenwerte durch Bildung des arithmetischen Mittels zwischen den mit kleinen Fehlern behafteten Werten $\eta_{i,r}$ und $\eta_{r,i}$ dürfen jedoch nur die übrigen Koeffizienten ergeben sich dann zwangsläufig aus den allgemeinen Gleichgewichtsbedingungen.

Aus den Gleichungsgruppen (1) und (2) erhält man durch Ausschalten der Kräfte C und S die Schwingungsgleichungen:

$$(3) \begin{cases} m_1 \frac{d^2 y_1}{dt^2} + y_1 \left(\frac{1}{\omega_1} - \eta_{1,1} \right) - y_2 \eta_{1,2} - y_3 \eta_{1,3} - \zeta_1 x = 0; \\ m_2 \frac{d^2 y_2}{dt^2} - y_1 \eta_{2,1} + y_2 \left(\frac{1}{\omega_2} - \eta_{2,2} \right) - y_3 \eta_{2,3} - \zeta_2 x = 0; \\ m_3 \frac{d^2 y_3}{dt^2} - y_1 \eta_{3,1} - y_2 \eta_{3,2} + y_3 \left(\frac{1}{\omega_3} - \eta_{3,3} \right) - \zeta_3 x = 0; \\ m \frac{d^2 z}{dt^2} - y_1 \zeta_1 - y_2 \zeta_2 - y_3 \zeta_3 + x \left(\frac{1}{\omega_1} - \xi \right) = 0. \end{cases}$$

Hierbei ist:

$$m = m_1 + m_2 + m_3.$$

Die etwas umständliche Elimination der einzelnen Verschiebungen y und x soll hier übergangen werden. Das Ergebnis ist eine Differentialgleichung 8. Ordnung:

$$(4) \quad a \frac{d^8 y}{dt^8} + b \frac{d^6 y}{dt^6} + c \frac{d^4 y}{dt^4} + d \frac{d^2 x}{dt^2} + y = 0$$

Man erhält damit folgende Ausgangsgleichungen:

$$(1) \begin{cases} m_1 \frac{d^2 y_1}{dt^2} + \frac{y_1}{\omega_1} = C_1, \\ m_2 \frac{d^2 y_2}{dt^2} + \frac{y_2}{\omega_2} = C_2, \\ m_3 \frac{d^2 y_3}{dt^2} + \frac{y_3}{\omega_3} = C_3, \\ (m_1 + m_2 + m_3) \frac{d^2 z}{dt^2} + \frac{z}{\omega_1} = S. \end{cases}$$

Die einzelnen Beiwerte dieser Gleichung setzen sich wie folgt zusammen:

$$a = m_1 m_2 m_3 m;$$

$$b = \left(\frac{1}{\omega_1} - \eta_{1,1}\right) m_2 m_3 m + \left(\frac{1}{\omega_2} - \eta_{2,2}\right) m_1 m_3 m + \left(\frac{1}{\omega_3} - \eta_{3,3}\right) m_1 m_2 m + \left(\frac{1}{\omega_L} - \zeta\right) m_1 m_2 m_3 ;$$

$$c = m_1 m_2 \left[\left(\frac{1}{\omega_3} - \eta_{3,3}\right) \left(\frac{1}{\omega_L} - \zeta\right) - \zeta_3^2 \right] + m_1 m_3 \left[\left(\frac{1}{\omega_2} - \eta_{2,2}\right) \left(\frac{1}{\omega_L} - \zeta\right) - \zeta_2^2 \right] + m_1 m \left[\left(\frac{1}{\omega_2} - \eta_{2,2}\right) \left(\frac{1}{\omega_3} - \eta_{3,3}\right) - \eta_{2,3}^2 \right] + m_2 m_3 \left[\left(\frac{1}{\omega_1} - \eta_{1,1}\right) \left(\frac{1}{\omega_L} - \zeta\right) - \zeta_1^2 \right] + m_2 m \left[\left(\frac{1}{\omega_1} - \eta_{1,1}\right) \left(\frac{1}{\omega_3} - \eta_{3,3}\right) - \eta_{1,3}^2 \right] + m_3 m \left[\left(\frac{1}{\omega_1} - \eta_{1,1}\right) \left(\frac{1}{\omega_2} - \eta_{2,2}\right) - \eta_{1,2}^2 \right];$$

(5)

$$d = m_1 \begin{vmatrix} \left(\frac{1}{\omega_2} - \eta_{2,2}\right) & -\eta_{2,3} & -\zeta_2 \\ -\eta_{2,3} & \left(\frac{1}{\omega_3} - \eta_{3,3}\right) & -\zeta_3 \\ -\zeta_2 & -\zeta_3 & \left(\frac{1}{\omega_L} - \zeta\right) \end{vmatrix} + m_2 \begin{vmatrix} \left(\frac{1}{\omega_1} - \eta_{1,1}\right) & -\eta_{1,3} & -\zeta_1 \\ -\eta_{1,3} & \left(\frac{1}{\omega_3} - \eta_{3,3}\right) & -\zeta_3 \\ -\zeta_1 & -\zeta_3 & \left(\frac{1}{\omega_L} - \zeta\right) \end{vmatrix} + m_3 \begin{vmatrix} \left(\frac{1}{\omega_1} - \eta_{1,1}\right) & -\eta_{1,2} & -\zeta_1 \\ -\eta_{1,2} & \left(\frac{1}{\omega_2} - \eta_{2,2}\right) & -\zeta_2 \\ -\zeta_1 & -\zeta_2 & \left(\frac{1}{\omega_L} - \zeta\right) \end{vmatrix} + m \begin{vmatrix} \left(\frac{1}{\omega_1} - \eta_{1,1}\right) & -\eta_{1,2} & -\eta_{1,3} \\ -\eta_{1,2} & \left(\frac{1}{\omega_2} - \eta_{2,2}\right) & -\eta_{2,3} \\ -\eta_{1,3} & -\eta_{2,3} & \left(\frac{1}{\omega_3} - \eta_{3,3}\right) \end{vmatrix}$$

$$e = \begin{vmatrix} \left(\frac{1}{\omega_1} - \eta_{1,1}\right) & -\eta_{1,2} & -\eta_{1,3} & -\zeta_1 \\ -\eta_{1,2} & \left(\frac{1}{\omega_2} - \eta_{2,2}\right) & -\eta_{2,3} & -\zeta_2 \\ -\eta_{1,3} & -\eta_{2,3} & \left(\frac{1}{\omega_3} - \eta_{3,3}\right) & -\zeta_3 \\ -\zeta_1 & -\zeta_2 & -\zeta_3 & \left(\frac{1}{\omega_L} - \zeta\right) \end{vmatrix}$$

Aus der Bedingungsgleichung

$$(6) \quad a \mu^8 - b \mu^6 + c \mu^4 - d \mu^2 + e = 0$$

erhält man die vier positiven Wurzeln $\mu_1, \mu_2, \mu_3, \mu_4$, aus denen sich die minutlichen Schwingungszahlen ergeben zu

$$(7) \quad n = \frac{60}{2\pi} \mu = 9,55 \mu.$$

Durch Einbeziehung der Verschiebungen in der Längsrichtung erhalten wir also hier noch eine 4. Frequenz. Die Diskussion der 4 Werte soll zunächst an Hand des früheren Zahlenbeispiels erfolgen.

Beispiel I:

Für das System nach Abb. 2 sind die Massen und Verschiebungsgrößen (vgl. Bauingenieur 1930, S. 709):

$$m_1 = 1,5 \text{ t/m sec}^2$$

$$m_2 = 2,0 \text{ ,,}$$

$$m_3 = 1,0 \text{ ,,}$$

$$m = 4,5 \text{ ,,}$$

$$\frac{1}{\omega_1} = 100\,000 \text{ t/m}$$

$$\frac{1}{\omega_2} = 800\,000 \text{ ,,}$$

$$\frac{1}{\omega_3} = 150\,000 \text{ ,,}$$

$$\frac{1}{\omega_L} = 500\,000 \text{ ,,}$$

Aus der Untersuchung des horizontalen Rahmenträgers (Tischplatte) findet man die Werte:

$$\eta_{1,1} = -130\,000 \text{ t/m} \quad \zeta_1 = +62\,800 \text{ t/m}$$

$$\eta_{1,2} = +199\,200 \text{ ,,} \quad \zeta_2 = -11\,000 \text{ ,,}$$

$$\eta_{1,3} = -69\,200 \text{ ,,} \quad \zeta_3 = -51\,800 \text{ ,,}$$

$$\eta_{2,2} = -373\,600 \text{ ,,} \quad \zeta = -137\,200 \text{ ,,}$$

$$\eta_{2,3} = +174\,400 \text{ ,,}$$

$$\eta_{3,3} = -105\,200 \text{ ,,}$$

Diese Größen sind nicht identisch mit den ϵ -Werten der früheren Arbeit, von denen sie sich zahlenmäßig nicht viel unterscheiden. Der Unterschied liegt in der Stützung des Rahmenträgers bei Errechnung der Festhaltekräfte, die für die Ermittlung der η und ζ nach beiden Richtungen starr, für die Ermittlung der Werte ϵ dagegen in der x-Richtung elastisch ist.

Nach Einsetzen der gefundenen Zahlenwerte in Gleichung (5) erhält man die Hilfsgrößen:

$$a = 13,5 \text{ t}^4/\text{m}^4 \text{ sec}^8$$

$$b = 104,848 \cdot 10^5 \text{ t}^4/\text{m}^4 \text{ sec}^6$$

$$c = 255,056 \cdot 10^{10} \text{ t}^4/\text{m}^4 \text{ sec}^4$$

$$d = 238,225 \cdot 10^{15} \text{ t}^4/\text{m}^4 \text{ sec}^2$$

$$e = 72,632 \cdot 10^{20} \text{ t}^4/\text{m}^4$$

Mit $\lambda = 10^5 \mu^2$ lautet also die Bedingungsgleichung für λ :
 $13,5 \lambda^4 - 104,848 \lambda^3 + 255,056 \lambda^2 - 238,225 \lambda + 72,632 = 0$

Die Auflösung liefert die Wurzeln:

$$\lambda_1 = 0,6194 \quad \lambda_3 = 1,8184$$

$$\lambda_2 = 1,1407 \quad \lambda_4 = 4,1880$$

Aus den Gleichungen (7) und (8) erhält man damit die minutlichen Schwingungszahlen:

$$\begin{aligned} n_1 &= 2380 \text{ (2395)} \\ n_2 &= 3230 \text{ (3435)} \\ n_3 &= 4070 \\ n_4 &= 6170 \text{ (6220)} \end{aligned}$$

Die in Klammern beigefügten Zahlen sind die in der früheren Arbeit unter Vernachlässigung der Massenkräfte in der x-Richtung ermittelten Eigenfrequenzen. Die Abweichungen gegenüber den genauen Werten sind, wie früher bereits vermutet, bei n_1 und n_3 nur sehr gering. Sie betragen noch nicht 1%, während die Werte für n_4 um 6,3% von einander abweichen. Abb. 3 zeigt die Schwingungsbilder, die den einzelnen Frequenzen

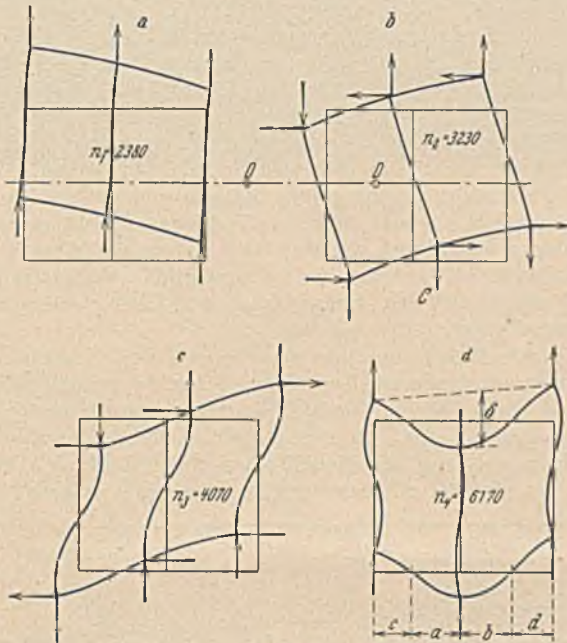


Abb. 3.

entsprechen. Sie sind in der gleichen Weise ermittelt wie früher und zeigen einen ähnlichen Verlauf. Wie aus den Zeichnungen zu ersehen, schwingt bei den Schwingungszuständen 1 und 2 die Tischplatte ohne nennenswerte Deformation pendelartig um einen festen Punkt. Bei den beiden n_3 und n_4 entsprechenden Schwingungsarten erleidet dagegen die Tischplatte starke Verformungen, und zwar werden bei Zustand 3 die Längsrahmen in der Hauptsache in Richtung der x-Achse gegeneinander verschoben, während bei n_4 die Querrahmen abwechselnd nach entgegengesetzten Richtungen der y-Achse schwingen. Die Richtung der die Verformung bewirkenden Massenkräfte kann ebenfalls aus der Abb. 3 für die einzelnen Zustände (schematisch!) ersehen werden.

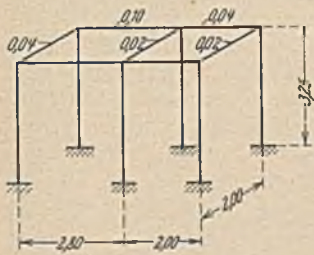


Abb. 4.

Beispiel 2:

Da die Abmessungen des im vorstehenden Beispiel untersuchten Fundamentes etwas ungewöhnlich sind, möge noch kurz das Ergebnis der Untersuchung eines weiteren Fundamentes,

das in der Praxis häufiger zur Ausführung kommt, mitgeteilt werden (Abb. 4). Die Einzelmassen sind:

$$\begin{aligned} m_1 &= 1,0 \text{ t/m sec}^2 \\ m_2 &= 0,8 \text{ ,,} \\ m_3 &= 0,5 \text{ ,,} \\ m &= 2,3 \text{ ,,} \end{aligned}$$

Aus der Untersuchung der Quer- und Langsrahmen folgt:

$$\begin{aligned} \frac{I}{\omega_1} &= 0,13 \cdot 10^5 \text{ t/m sec}^2 \\ \frac{I}{\omega_2} &= 0,17 \cdot 10^5 \text{ ,,} \\ \frac{I}{\omega_3} &= 0,11 \cdot 10^5 \text{ ,,} \\ \frac{I}{\omega_4} &= 0,40 \cdot 10^5 \text{ ,,} \end{aligned}$$

Die Berechnung der Tischplatte liefert die Werte:

$$\begin{aligned} \eta_{11} &= -0,402 \cdot 10^5 \text{ t/m} & \zeta_1 &= +0,742 \cdot 10^5 \text{ t/m} \\ \eta_{12} &= +0,594 \cdot 10^5 \text{ ,,} & \zeta_2 &= -0,188 \cdot 10^5 \text{ ,,} \\ \eta_{13} &= -0,192 \cdot 10^5 \text{ ,,} & \zeta_3 &= -0,554 \cdot 10^5 \text{ ,,} \\ \eta_{22} &= -1,332 \cdot 10^5 \text{ ,,} & \zeta &= -3,185 \cdot 10^5 \text{ ,,} \\ \eta_{23} &= +0,738 \cdot 10^5 \text{ ,,} \\ \eta_{33} &= -0,546 \cdot 10^5 \text{ ,,} \end{aligned}$$

Nach Errechnung der Zwischenwerte erhält man schließlich die Gleichung:

$$0,92 \lambda^4 - 4,857 \lambda^3 + 6,953 \lambda^2 - 2,016 \lambda + 0,159 = 0$$

und findet daraus die vier Schwingungszahlen:

$$\begin{aligned} n_1 &= 1130 \\ n_2 &= 1395 \\ n_3 &= 4190 \\ n_4 &= 5220 \end{aligned}$$

Die früher ausgesprochene Vermutung, daß die 2. Frequenz bereits in der Regel über der Maschinendrehzahl liegt, hat sich also nicht bestätigt.

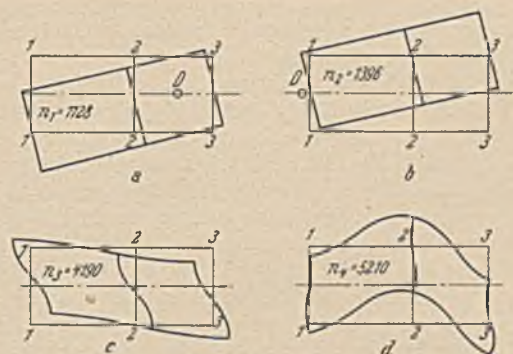


Abb. 5.

Die zu den einzelnen Frequenzen gehörenden Schwingungsbilder zeigen, wie aus Abb. 5 ersichtlich, den gleichen Charakter wie die des Beispiels 1. (Fortsetzung folgt.)

ÜBER DEN MODELLMASSTAB IN DEN WASSERBAULABORATORIEN.

Von Dipl.-Ing. W. Berg, Leningrad.

Im Jahre 1928 reiste ich im Auftrage des Staats-Instituts für Hydrologie in Leningrad nach Deutschland, Österreich und der Tschechoslowakei, wo ich die Wasserbaulaboratorien in Berlin, Dresden, Prag, Wien, München und Karlsruhe besucht habe. Es gelang mir dank der Liebeshwürdigkeit des Personals der Laboratorien, nicht nur die Gebäude und ihre Einrichtungen zu sehen, sondern auch eine Reihe von Versuchen, die zurzeit ausgeführt wurden, mitzumachen.

Bei den Arbeiten in den verschiedenen Laboratorien erregten die Modellversuche großes Interesse. Meines Erachtens sind in dieser Frage die Meinungen der Forscher Zentral-Europas und U. S. S. R. nicht identisch. Wie es scheint, werden jetzt in Zentral-Europa in der Regel alle Objekte ohne Verzerrung des horizontalen und vertikalen Maßstabes modelliert. In allen Laboratorien habe ich nur ein Modell gefunden (in Karlsruhe), welches die Verzerrung des vertikalen Maßstabes gegen den Horizontalmaßstab aufwies. Obgleich theoretische Arbeiten einer Reihe von Forschern (R. Winkel, H. Engels und andere) die Verzerrung des Maßstabes nicht nur zulassen, sondern empfehlen, werden sie sehr selten angewendet.

In Karlsruhe war meine Aufmerksamkeit auf das Modell der Schleusengruppe bei Stelnenhock am Merwedekanal gerichtet. Die Resultate der Arbeiten an diesem Modell gaben eine ziemlich gute Übereinstimmung mit der Natur.

Aus Gesprächen mit den Beamten der verschiedenen Laboratorien habe ich den Eindruck erhalten, daß man in den Laboratorien Zentral-Europas nicht sehr gern zur Maßstabverzerrung greift.

Die Ursache liegt wahrscheinlich einerseits darin, daß im großen ganzen die Versuche der Laboratorien Zentraleuropas angewandten Charakters waren und als Objekte hydrotechnische Bauten dienten, welche, selbstverständlich, nicht verzerrt werden können. Die Gewohnheit, den Maßstab nicht zu verzerren, könnte dazu führen, daß in den Fällen, wo hydrologische Erscheinungen untersucht werden, das Modell dennoch nicht verzerrt wurde.

Die Arbeiten in den Laboratorien U. S. S. R. besaßen bis zur letzten Zeit überwiegend hydrologischen Charakter. Diese Tatsache gab die Möglichkeit, die Maßstäbe freier zu handhaben, was zur Ausarbeitung einiger Richtlinien und empirischen Abhängigkeiten führte, welche in letzter Zeit sich immer mehr verbreiten.

In diesem Aufsatz werden einige zusammenfassende Gedanken niedergelegt und durch Beispiele begründet. In den Arbeiten an solchen Objekten, wie Meeresflut, Auspülung des Meeresstrandes und der Flußufer, Geschiebebewegung, Ausbreitung der Wellen und anderes war es unmöglich, ohne Maßstabverzerrung zu arbeiten. Diese Erscheinungen erregen meistens das Interesse des Forschers, wenn sie im Seichtwasser vor sich gehen, weil man gerade in diesen Fällen die gegenseitige Wirkung des Ufers und des Wassers festzustellen hat. Die Verkleinerung in diesen Fällen des Plans und der Tiefen im gleichen Maßstab gibt zu kleine Tiefen, mit denen man nicht arbeiten kann.

Theoretische Arbeiten einiger der obengenannten Forscher — ungeachtet ihres großen Wertes — geben dennoch keine unbestreitbare und erschöpfende Antwort, welche Methoden in diesen Fällen angewandt werden müßten. Hier kommen zuviel verschiedene Faktoren in Frage, die zu ändern unmöglich ist, z. B. die Veränderung der physikalischen Eigenschaften des Wassers. Schon Reynolds spricht (1883) den Gedanken aus, daß die Verzerrung der Maßstäbe des Plans und der Tiefen angewandt werden könne, was er auch durch eine Reihe interessanter Versuche bestätigte.

Als ein Fortschritt in der Wahl der Modellmaßstäbe müssen die letzten Ergebnisse Prof. V. Gluschkows (Direktor des Staatsinstituts für Hydrologie, Leningrad) gewertet werden. Auf Grund seiner vieljährigen Arbeiten, zwar über andere

Fragen der Flußbettmorphologie, leitete Prof. V. Gluschkow folgende Abhängigkeit ab¹:

$$\frac{\sqrt{B}}{H} = K.$$

Hier sind B die Breite des Flusses, H seine mittlere Tiefe, K ein konstanter Koeffizient, welcher bei sandigem Bett = 2,75 ist, bei felsigem = 1,40, und bei leicht verschwemmbarern Bett und großen Geschwindigkeiten = 5,50. Das Gesetz von V. Gluschkow ist das Ähnlichkeitsgesetz für die Flußbetten. Die Formel ist auch bei K = 2,50 für die Tiefen des Ozeans gültig. Prof. V. Gluschkow meint, daß die Ursache dafür vielleicht in der immerwährenden Bewegung der Flutwelle liege, was Ozean und Fluß verallgemeinert. Seine Formel hat Prof. V. Gluschkow auf 2000 Flüssen, von den kleinsten bis zu so großen wie Wolga, Nil und Donau geprüft. Augenscheinlich kann man das Gesetz V. Gluschkows auch beim Bau von Modellen anwenden. Wenn nun das Modellbett aus demselben Material wie in der Natur gebildet wird, ist K = const; in andern Fällen müssen entsprechende Koeffizienten eingeführt werden. Wir haben das Gesetz Prof. V. Gluschkows an Modellen im Laboratorium zweimal geprüft. Beide Modelle sind zur Erforschung der Überschwemmungen in Leningrad ausgeführt worden.

Das erste Modell umfaßte den Bereich der Newamündung mit allen ihren Armen und Inseln, auf denen die Stadt Leningrad liegt, und einen Teil der Nawa flußaufwärts (ungefähr 45 Kilometer). Ein Teil des Finnischen Meerbusens von 75 Kilometer Länge kam auch auf das Modell. Auf der Abbildung 1 ist der Bereich des Modells mit einer punktierten Linie umgrenzt. Die



Abb. 1. Lageskizze für die beiden Modelle.

Abbildung 2 zeigt das Modell ohne Wasser. Auf dem vorderen Teil sieht man eine von den Schablonen (Profil), mit deren Hilfe der Meeresteil des Modelles aus Sand gebildet wurde. Der Flußteil ist aus Beton und Holz ausgeführt. Die Maßstäbe des Modells waren folgende: für den Plan 1 : 10 000, für die Tiefen 1 : 100, was dem Gesetz V. Gluschkows entspricht:

$$\frac{\sqrt{\frac{B}{10000}}}{\frac{H}{100}} = \frac{1}{100} \frac{\sqrt{B}}{H} = \frac{\sqrt{B}}{H} = \text{const.}$$

Die Resultate der Versuche an diesen Modellen sind in der Arbeit des Verfassers im 3. Hefte der „Etudes de la Nawa et de son bassin“, herausgegeben vom Staatsinstitut f. Hydrologie, Lenin-

¹ Siehe „Proceedings of the First Russian Hydrological Congress“ held in Leningrad 7—14 May 1924, herausgegeben vom Staatsinstitut f. Hydrologie, Leningrad 1925, S. 286 und folgende.

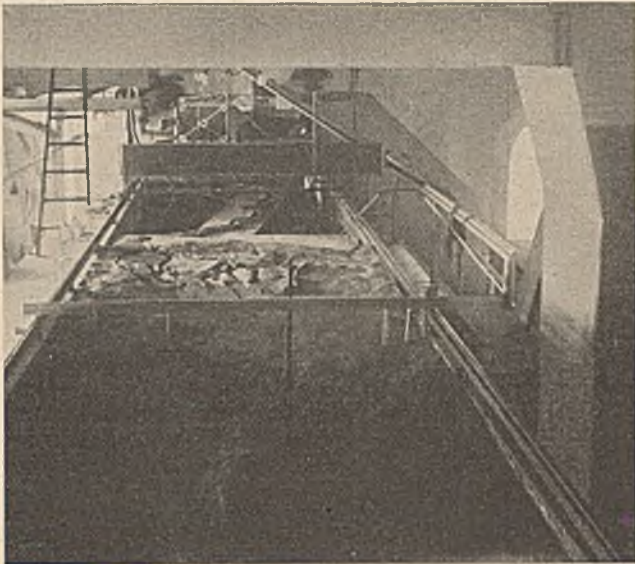


Abb. 2. Modell I ohne Wasser.

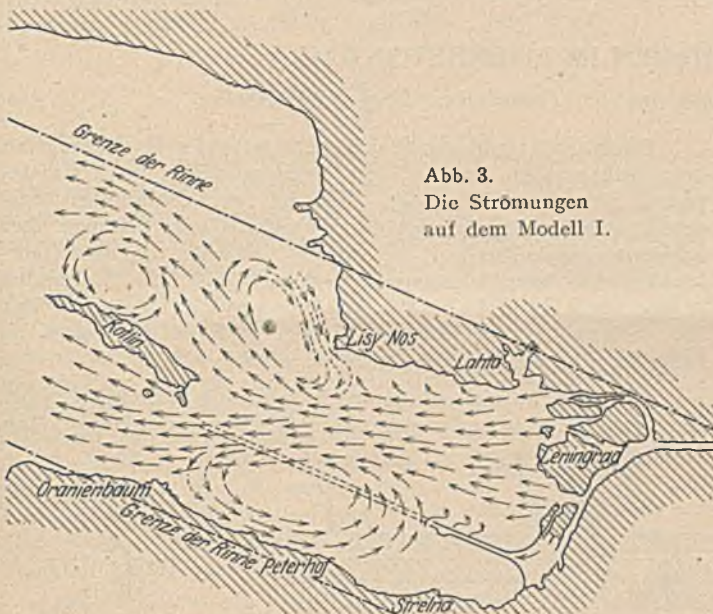


Abb. 3.
Die Strömungen
auf dem Modell I.

grad 1926, zu finden. Hier werden nur die Werte angeführt, welche die Ähnlichkeit zwischen dem Modell und der Natur bestätigen.

1. Die Verteilung der Wassermengen der Newa zwischen den Deltaarmen gab an dem Modell und in der Natur sehr gute Übereinstimmungen. In der Natur verteilen sich die Wassermengen in den drei Armen folgendermaßen: 59 % + 18 % + 23 % = 100 %; entsprechend auf dem Modell: 56,5 % + 17,9 % + 25,6 % = 100 %. Diese Werte sind das Mittel aus einer Reihe von Messungen, in denen einzelne Werte vom Mittel nicht mehr als 10 % abweichen.

2. Die Strömungen in der Newamündung an dem Modell und in der Natur (nach Prof. K. Derjugin)² stimmen fast in allen Teilen überein und geben ein identisches Bild. Die Abbildung 3 zeigt die Strömungen auf dem Modell. Eine merkbare Veränderung der Strömungen sieht man nur im nördlichen Teil des Meer-

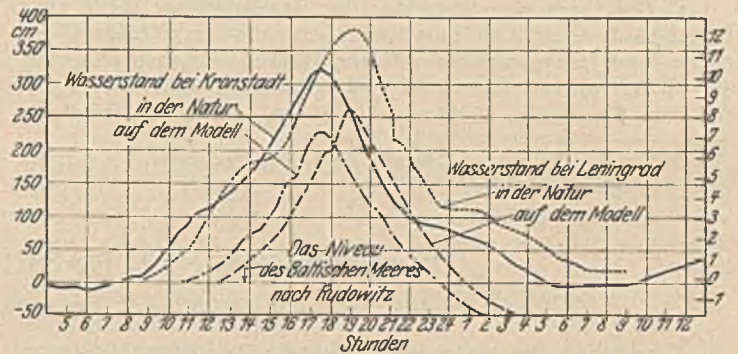


Abb. 4. Wasserstandskurven bei Kronstadt und Leningrad während der Überschwemmung am 23. September 1924.

busens was aber bei dem Modell leicht erklärbar ist durch die Anwesenheit der Rinnengrenze, welche reflektive Strömungen gibt.

3. Die Erscheinung der Überschwemmung in der Newamündung, welche im großen ganzen durch das Heranwölzen einer Welle aus dem Finnischen Meerbusen zu erklären ist, war völlig identisch auf dem Modell und in der Natur. Auf der Abbildung 4 sieht man die Marcographenkurven des Wasserstandes bei der

² Siehe: Institut Hydrologique de Russie. Etudes de la Newa et de son bassin, Fascicule 2, 1925.

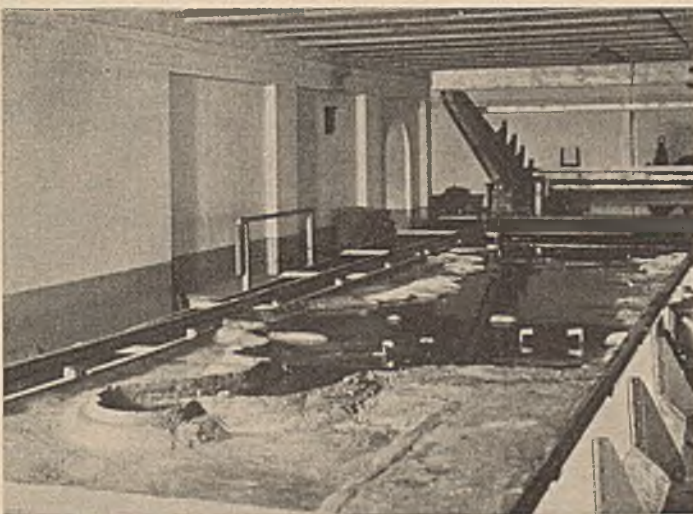


Abb. 5. Mit Wasser.

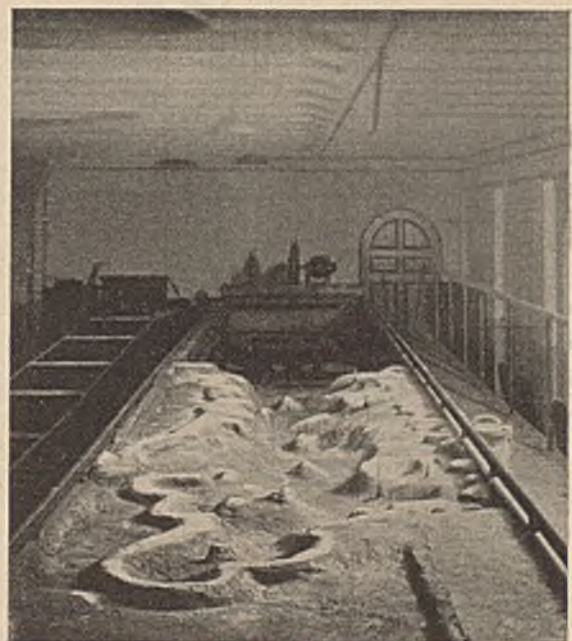


Abb. 6. Ohne Wasser.

Abb. 5 u. 6. Blick auf das Modell II von Leningrad her.

ÜBER DEN MODELLMASSTAB IN DEN WASSERBAULABORATORIEN.

Von Dipl.-Ing. W. Berg, Leningrad.

Im Jahre 1928 reiste ich im Auftrage des Staats-Instituts für Hydrologie in Leningrad nach Deutschland, Österreich und der Tschechoslowakei, wo ich die Wasserbaulaboratorien in Berlin, Dresden, Prag, Wien, München und Karlsruhe besucht habe. Es gelang mir dank der Liebeshwürdigkeit des Personals der Laboratorien, nicht nur die Gebäude und ihre Einrichtungen zu sehen, sondern auch eine Reihe von Versuchen, die zurzeit ausgeführt wurden, mitzumachen.

Bei den Arbeiten in den verschiedenen Laboratorien erregten die Modellversuche großes Interesse. Meines Erachtens sind in dieser Frage die Meinungen der Forscher Zentral-Europas und U. S. S. R. nicht identisch. Wie es scheint, werden jetzt in Zentral-Europa in der Regel alle Objekte ohne Verzerrung des horizontalen und vertikalen Maßstabes modelliert. In allen Laboratorien habe ich nur ein Modell gefunden (in Karlsruhe), welches die Verzerrung des vertikalen Maßstabes gegen den Horizontalmaßstab aufwies. Obgleich theoretische Arbeiten einer Reihe von Forschern (R. Winkel, H. Engels und andere) die Verzerrung des Maßstabes nicht nur zulassen, sondern empfehlen, werden sie sehr selten angewendet.

In Karlsruhe war meine Aufmerksamkeit auf das Modell der Schleusengruppe bei Stelnenhock am Merwedekanal gerichtet. Die Resultate der Arbeiten an diesem Modell gaben eine ziemlich gute Übereinstimmung mit der Natur.

Aus Gesprächen mit den Beamten der verschiedenen Laboratorien habe ich den Eindruck erhalten, daß man in den Laboratorien Zentral-Europas nicht sehr gern zur Maßstabverzerrung greift.

Die Ursache liegt wahrscheinlich einerseits darin, daß im großen ganzen die Versuche der Laboratorien Zentraleuropas angewandten Charakters waren und als Objekte hydrotechnische Bauten dienten, welche, selbstverständlich, nicht verzerrt werden können. Die Gewohnheit, den Maßstab nicht zu verzerren, könnte dazu führen, daß in den Fällen, wo hydrologische Erscheinungen untersucht werden, das Modell dennoch nicht verzerrt wurde.

Die Arbeiten in den Laboratorien U. S. S. R. besaßen bis zur letzten Zeit überwiegend hydrologischen Charakter. Diese Tatsache gab die Möglichkeit, die Maßstäbe freier zu handhaben, was zur Ausarbeitung einiger Richtlinien und empirischen Abhängigkeiten führte, welche in letzter Zeit sich immer mehr verbreiten.

In diesem Aufsatz werden einige zusammenfassende Gedanken niedergelegt und durch Beispiele begründet. In den Arbeiten an solchen Objekten, wie Meeresflut, Auspülung des Meeresstrandes und der Flußufer, Geschiebebewegung, Ausbreitung der Wellen und anderes war es unmöglich, ohne Maßstabverzerrung zu arbeiten. Diese Erscheinungen erregen meistens das Interesse des Forschers, wenn sie im Seichtwasser vor sich gehen, weil man gerade in diesen Fällen die gegenseitige Wirkung des Ufers und des Wassers festzustellen hat. Die Verkleinerung in diesen Fällen des Plans und der Tiefen im gleichen Maßstab gibt zu kleine Tiefen, mit denen man nicht arbeiten kann.

Theoretische Arbeiten einiger der obengenannten Forscher — ungeachtet ihres großen Wertes — geben dennoch keine unbestreitbare und erschöpfende Antwort, welche Methoden in diesen Fällen angewandt werden müßten. Hier kommen zuviel verschiedene Faktoren in Frage, die zu ändern unmöglich ist, z. B. die Veränderung der physikalischen Eigenschaften des Wassers. Schon Reynolds spricht (1883) den Gedanken aus, daß die Verzerrung der Maßstäbe des Plans und der Tiefen angewandt werden könne, was er auch durch eine Reihe interessanter Versuche bestätigte.

Als ein Fortschritt in der Wahl der Modellmaßstäbe müssen die letzten Ergebnisse Prof. V. Gluschkows (Direktor des Staatsinstituts für Hydrologie, Leningrad) gewertet werden. Auf Grund seiner vieljährigen Arbeiten, zwar über andere

Fragen der Flußbettmorphologie, leitete Prof. V. Gluschkow folgende Abhängigkeit ab¹:

$$\frac{\sqrt{B}}{H} = K.$$

Hier sind B die Breite des Flusses, H seine mittlere Tiefe, K ein konstanter Koeffizient, welcher bei sandigem Bett = 2,75 ist, bei felsigem = 1,40, und bei leicht verschwemmbarrem Bett und großen Geschwindigkeiten = 5,50. Das Gesetz von V. Gluschkow ist das Ähnlichkeitsgesetz für die Flußbetten. Die Formel ist auch bei K = 2,50 für die Tiefen des Ozeans gültig. Prof. V. Gluschkow meint, daß die Ursache dafür vielleicht in der immerwährenden Bewegung der Flutwelle liege, was Ozean und Fluß verallgemeinert. Seine Formel hat Prof. V. Gluschkow auf 2000 Flüssen, von den kleinsten bis zu so großen wie Wolga, Nil und Donau geprüft. Augenscheinlich kann man das Gesetz V. Gluschkows auch beim Bau von Modellen anwenden. Wenn nun das Modellbett aus demselben Material wie in der Natur gebildet wird, ist K = const; in andern Fällen müssen entsprechende Koeffizienten eingeführt werden. Wir haben das Gesetz Prof. V. Gluschkows an Modellen im Laboratorium zweimal geprüft. Beide Modelle sind zur Erforschung der Überschwemmungen in Leningrad ausgeführt worden.

Das erste Modell umfaßte den Bereich der Newamündung mit allen ihren Armen und Inseln, auf denen die Stadt Leningrad liegt, und einen Teil der Newa flußaufwärts (ungefähr 45 Kilometer). Ein Teil des Finnischen Meerbusens von 75 Kilometer Länge kam auch auf das Modell. Auf der Abbildung 1 ist der Bereich des Modells mit einer punktierten Linie umgrenzt. Die



Abb. 1. Lageskizze für die beiden Modelle.

Abbildung 2 zeigt das Modell ohne Wasser. Auf dem vorderen Teil sieht man eine von den Schablonen (Profil), mit deren Hilfe der Meeresteil des Modelles aus Sand gebildet wurde. Der Flußteil ist aus Beton und Holz ausgeführt. Die Maßstäbe des Modells waren folgende: für den Plan 1 : 10 000, für die Tiefen 1 : 100, was dem Gesetz V. Gluschkows entspricht:

$$\frac{\sqrt{\frac{B}{10000}}}{\frac{H}{100}} = \frac{1}{100} \frac{\sqrt{B}}{H} = \frac{\sqrt{B}}{H} = \text{const.}$$

Die Resultate der Versuche an diesen Modellen sind in der Arbeit des Verfassers im 3. Hefte der „Etudes de la Newa et de son bassin“, herausgegeben vom Staatsinstitut f. Hydrologie, Leningrad, enthalten.

¹ Siehe „Proceedings of the First Russian Hydrological Congress“ held in Leningrad 7—14 May 1924, herausgegeben vom Staatsinstitut f. Hydrologie, Leningrad 1925, S. 286 und folgende.

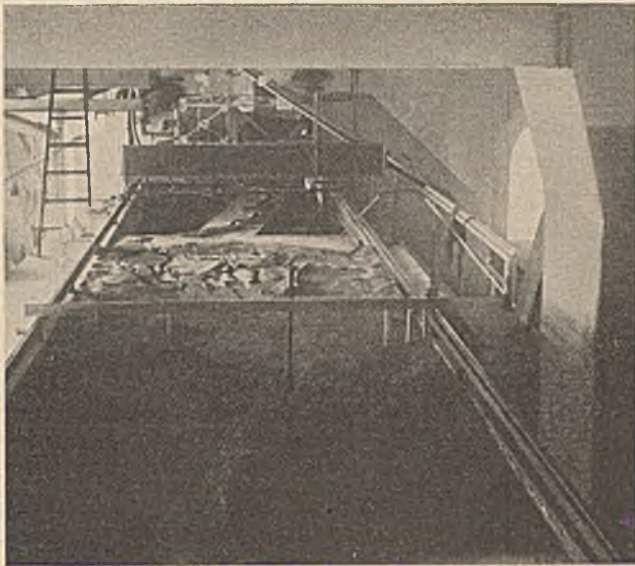


Abb. 2. Modell I ohne Wasser.

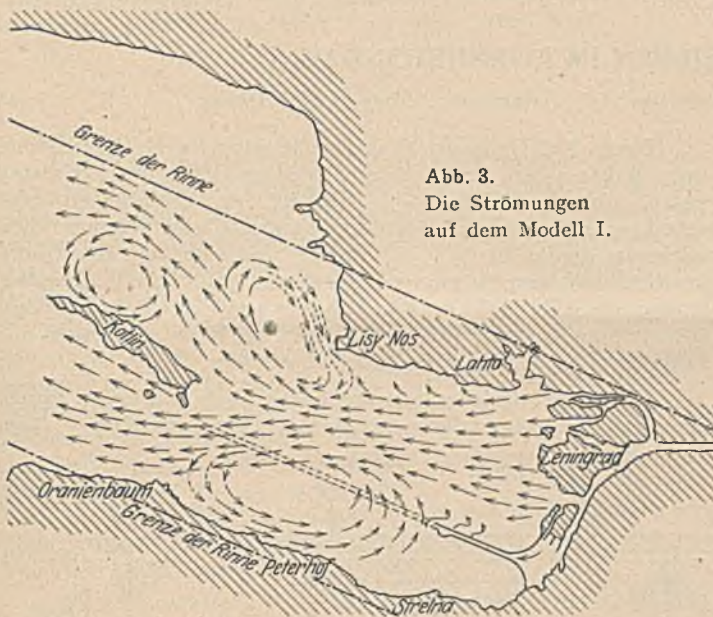


Abb. 3.
Die Strömungen
auf dem Modell I.

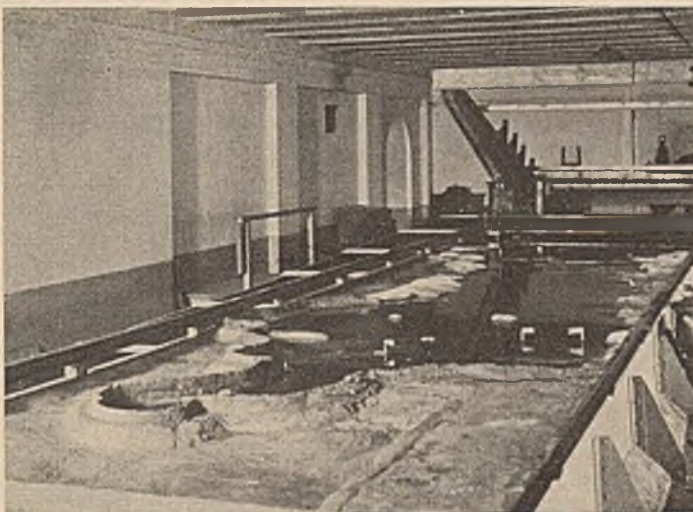


Abb. 5. Mit Wasser.

grad 1926, zu finden. Hier werden nur die Werte angeführt, welche die Ähnlichkeit zwischen dem Modell und der Natur bestätigen.

1. Die Verteilung der Wassermengen der Newa zwischen den Deltaarmen gab an dem Modell und in der Natur sehr gute Übereinstimmungen. In der Natur verteilen sich die Wassermengen in den drei Armen folgendermaßen: 59 % + 18 % + 23 % = 100 %; entsprechend auf dem Modell: 56,5 % + 17,9 % + 25,6 % = 100 %. Diese Werte sind das Mittel aus einer Reihe von Messungen, in denen einzelne Werte vom Mittel nicht mehr als 10 % abweichen.

2. Die Strömungen in der Newamündung an dem Modell und in der Natur (nach Prof. K. Derjugin)² stimmen fast in allen Teilen überein und geben ein identisches Bild. Die Abbildung 3 zeigt die Strömungen auf dem Modell. Eine merkbare Veränderung der Strömungen sieht man nur im nördlichen Teil des Meer-

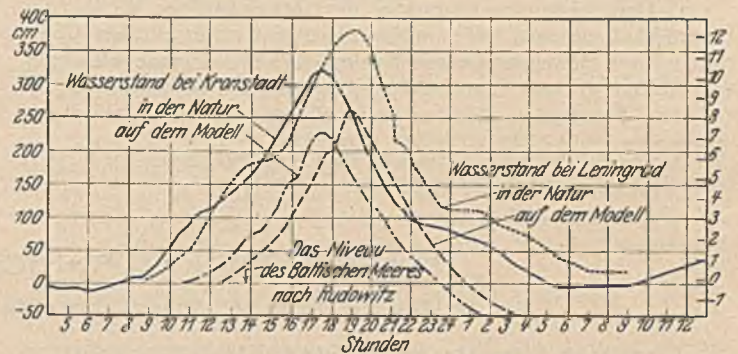


Abb. 4. Wasserstandskurven bei Kronstadt und Leningrad während der Überschwemmung am 23. September 1924.

busens was aber bei dem Modell leicht erklärbar ist durch die Anwesenheit der Rinnengrenze, welche reflektive Strömungen gibt.

3. Die Erscheinung der Überschwemmung in der Newamündung, welche im großen ganzen durch das Heranwölzen einer Welle aus dem Finnischen Meerbusen zu erklären ist, war völlig identisch auf dem Modell und in der Natur. Auf der Abbildung 4 sieht man die Marcographenkurven des Wasserstandes bei der

² Siehe: Institut Hydrologique de Russie. Etudes de la Newa et de son bassin, Fascicule 2, 1925.

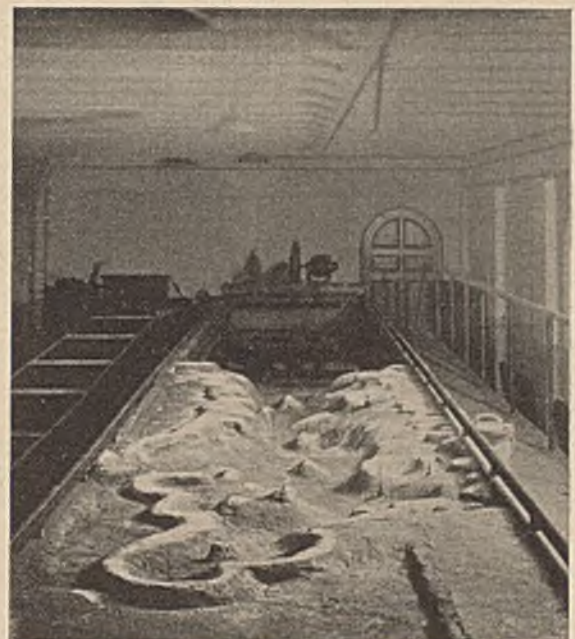


Abb. 6. Ohne Wasser.

Abb. 5 u. 6. Blick auf das Modell II von Leningrad her.

Überschwemmung am 23. September 1924 in der Natur und auf dem Modell bei Kronstadt und Leningrad.

Das zweite Modell, von welchem oben die Rede war, begrenzt den ganzen Finnischen Meerbusen von Leningrad bis zum Alandmeer. Die Maßstäbe des Modells entsprechen dem Gesetze Prof. V. Gluschkow's, der Maßstab des Planes — 1 : 75000, der Tiefenmaßstab — 1 : 275. Auf der Abbildung 1 ist die Grenze des Modells mit einer gestrichelten Linie angegeben. In den Abbildungen 5 und 6 ist ein Blick aufs Modell von Leningrad her mit und ohne Wasser gegeben. Das Modell wurde aus nassem Sand gebildet und die Oberfläche danach mehrere Mal durch ein Sieb mit Zementpulver bestreut, wodurch eine feste Kruste von 2—3 mm Dicke entstand, die während der ganzen Zeit der Versuche (fast 1½ Jahre) gut gehalten hat.³

An diesem Modell kann man auch die Ähnlichkeit mit der Natur durch eine Reihe von Erwägungen bestätigen:

1. Der allgemeine Charakter der Bewegung der Welle von Hangö bis Leningrad auf dem Modell stimmt völlig mit dem Charakter ihrer Bewegung in der Natur überein, was man während der letzten großen Überschwemmung am 23. September 1924 auf dem Finnischen Meerbusen in Hangö, Reval, Helsingfors,

³ Die Ergebnisse der Versuche an diesem Modell werden zurzeit bearbeitet und danach herausgegeben.

Tammio, Sommers, Neues Garkolowo, Kronstadt und Leningrad beobachten konnte.⁴

2. Die Geschwindigkeit der Welle von Hangö bis Leningrad in der Natur und auf dem Modell stimmt mit dem Gesetz Lagranges für die Geschwindigkeit einer einzelnen Welle im Bassin von genügender Tiefe überein.

$$v = \sqrt{gh}$$

3. Das allmähliche Anwachsen der Wellen zwischen den einzelnen Punkten des Finnischen Meerbusens, z. B. Hangö-Sommers, Hangö-Kronstadt usw. stimmt in der Natur (23. September 1924) und auf dem Modell ebenfalls völlig überein.

Die theoretische Arbeit von Prof. V. Gluschkow, an unseren Modellen geprüft, liefert ein neues Gesetz für die Wahl der Modellmaßstäbe bei den Arbeiten in Wasserbaulaboratorien. Leider sind die Versuche des Leningrader Laboratoriums nicht ausreichend genug, um dieses Gesetz ohne weiteres zu bestätigen.

⁴ Siehe W. I. Wise, Die Schwankungen des Wasserstandes im Finnischen Meerbusen während der Überschwemmungen in Leningrad am 23. September 1924, Nachr. des Zentralbureaus für Hydrometeorologie des Volkskomm. für Wegekommunikation, Leningrad 1925, Heft IV, S. 97.

BEANSPRUCHUNG AUF ABSCHEREN IM EISENBETONBAU.

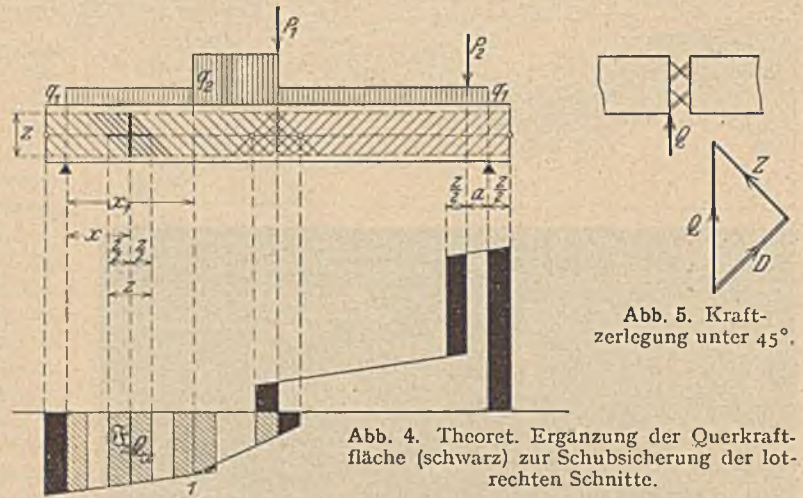
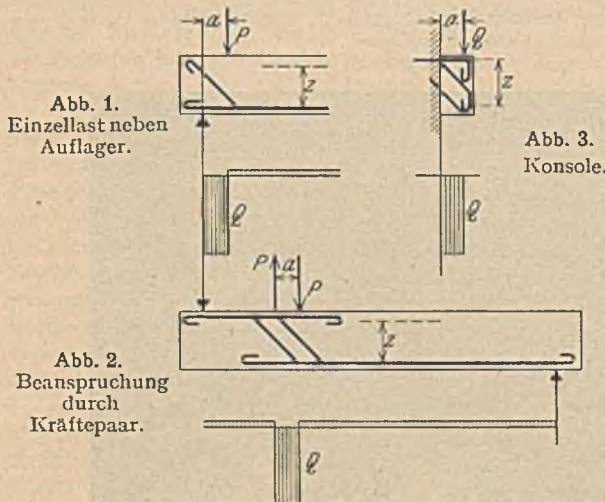
Von Dr.-Ing. Dr. techn. E. Rausch, Privatdozent an der Technischen Hochschule Berlin.

Übersicht. Gegen Abscherung reicht die übliche Schubsicherung nicht aus. Verbreiterung schmaler Querkraft-Flächenstreifen auf die Mindestbreite z (= innerer Hebelarm), einer Schrägzugkraft $Z = \frac{Q}{\sqrt{2}}$ entsprechend. Abbiegungen unter 45° . — Zur Frage der Scherfestigkeit. Meinungsunterschied Mohr — Mörsch. Vorschlag für eine zweckmäßige Versuchsordnung.

Verfasser hat auf diese Beanspruchungsart in früheren Veröffentlichungen bereits hingewiesen¹ und mit „Abscheren“ im weiteren Sinne diejenige Beanspruchungsart eines Eisenbetonstabes bezeichnet, bei der die Länge a der Querkraftfläche kleiner ist, als der innere Hebelarm z des Querschnittes. In solchen

Dieser Fall ist in der Praxis nicht selten; z. B. Einzellasten unmittelbar neben dem Auflager, Beanspruchung durch Kräftepaare, Konsolen (Abb. 1—3). Die in den Abbildungen dargestellten schmalen Streifen der Querkraftfläche kommen aber selten in Reinkultur vor, sie werden vielmehr von den Querkraftlinien anderer Belastungen überlagert (Abb. 4, 6, 7). Hierbei können dann Zweifel über die Anwendungsweise entstehen. Zur Klarstellung des Verfahrens für beliebige Fälle soll daher die Frage in allgemeiner Weise erörtert werden.

Bei der Schubsicherung wird bekanntlich von einem durch die Stabachse gelegten (waagerechten) Schnitt ausgegangen. Man



Fällen genügt die übliche Berechnungsart der Schubsicherung nicht, die Schrägeisen müssen vielmehr für eine (von a unabhängige) Zugkraft

$$(1) \quad z = \frac{Q}{\sqrt{2}}$$

bemessen werden, wobei Q die Querkraft bedeutet.

¹ „Berechnung der Abbiegungen gegen Abscheren“, Bauing. 1922, S. 211, enthalten auch in der Broschüre: „Berechnung des Eisenbetons gegen Verdrehung (Torsion) und Abscheren“ 1929, Verlag Springer, Berlin, und frühere ung. Dissertation.

muß aber im Falle der Abscherung vor allem bei höheren Schubspannungen (die hier vorausgesetzt sein sollen) verlangen, daß auch die (lotrechten) Querschnitte durch Bewehrung gesichert sind². Bei der Schubsicherung nach dem waagerechten Schnitt ist die zweitgenannte Forderung von selbst erfüllt, nur im Falle des Abscherens ist für den lotrechten Schnitt eine besondere Sicherung erforderlich.

Betrachtet man den waagerechten Schnitt des Balkens der

² Vgl. auch Probst: „Ein Beitrag zur Frage der Schubsicherung von Eisenbetonbalken“, Bauing. 1931, S. 212, Punkt 3.

Abb. 4, so ist der auf der Strecke dx an der Stelle x aufzunehmende Schrägzuganteil

$$(2) \quad dZ = \frac{\tau b dx}{\sqrt{2}} = \frac{Q}{bz} \cdot \frac{b dx}{\sqrt{2}} = \frac{Q}{\sqrt{2}} \cdot \frac{dx}{z}$$

Infolge der Zugkrafttrichtung unter 45° wird der lotrechte Schnitt x von sämtlichen Teilkräften dZ getroffen, die sich für eine waagerechte Strecke z (gerechnet von $x - \frac{z}{2}$ bis $x + \frac{z}{2}$, vgl. Abb. 4) ergeben. Aus der Berechnung nach dem waagerechten Schnitt erhält man demnach für den lotrechten Schnitt eine Schrägzugkraft:

$$(3) \quad Z_w = \int_{x-\frac{z}{2}}^{x+\frac{z}{2}} \frac{Q}{\sqrt{2}} \cdot \frac{dx}{z} = \frac{\mathfrak{F}_z}{z\sqrt{2}}$$

worin \mathfrak{F}_z den Flächeninhalt eines Streifens der Querkraftfläche von der Breite z darstellt.

Untersucht man dagegen einen lotrechten Schnitt an der Stelle x , ohne von dem waagerechten Schnitt auszugehen, und setzt zunächst wieder allgemein voraus, daß die Hauptzug- und Druckspannungen unter 45° verlaufen, so erhält man als aufzunehmende schräge Zugkraft nach Abb. 5 den Wert:

$$(4) \quad Z_1 = \frac{Q}{\sqrt{2}}$$

Um zu beurteilen, ob die übliche Berechnungsart nach dem waagerechten Schnitt (Formel 3) auch für den lotrechten Schnitt (Formel 4) genügt, braucht man nur \mathfrak{F}_z und $Q \cdot z$ mit einander zu vergleichen. Letzterer Ausdruck bedeutet einen Rechteckstreifen im Querkraftbild von derselben Breite z und von der Höhe der mittleren Querkraft Q .

Wie man aus Abb. 4 ersieht, stimmen die beiden Flächen genau überein, solange die Querkraftfläche mit einer Geraden begrenzt ist. Hierbei sind also die lotrechten Schnitte durch die gewöhnliche Rechnungsart gegen Schub bereits gesichert. Bei gekrümmten Querkraftlinien trifft dies nicht mehr genau zu, da das Rechteck $Q \cdot z$ größer oder kleiner ist als die Fläche \mathfrak{F}_z . Der Unterschied ist jedoch unbedeutend, auch kommt eine gekrümmte Querkraftfläche seltener vor, so daß man praktisch auf diese Fälle verzichten und sich mit der Untersuchung eines geknickten Linienzuges begnügen kann.

An der Knickstelle 1 der Querkraftfläche Abb. 4 ist der zum waagerechten Schnitt gehörende schraffierte Querkraftstreifen \mathfrak{F}_z kleiner als $Q \cdot z$, die gewöhnliche Schubsicherung reicht daher für den lotrechten Schnitt nicht aus, die Querkraftfläche muß vielmehr durch das schwarz angelegte Dreieck ergänzt werden, Sinngemäß sind auch an den anderen Knickstellen und über den Auflagern Zusatzflächen anzubringen (Abb. 4).

Diese Betrachtungsweise gilt nur für viele dünne Schräg-eisen. Faßt man die Schrägzugkräfte zu größeren Einzelkräften zusammen, wie es durch die Schrägeisen erfolgt, so wird das Bild günstiger; am günstigsten bei Anordnung der Schrägeisen nach dem doppelten Strebensystem gemäß Abb. 6. Diesem Fachwerk-bild entsprechend kann die Querkraftfläche in abgetreppter Form erscheinen, und es ist dann die Schubsicherung mit Ausnahme des rechten Balkenendes an jeder Stelle sowohl im waagerechten wie im lotrechten Schnitt gewährleistet. Man erhält in jedem lotrechten Schnitt (I—I) die erforderliche Bewehrung für die Schrägzugkraft $Z = \frac{Q}{\sqrt{2}}$. In der geometrischen Betrachtungs-

weise ist an jeder Stelle die Querkraftfläche \mathfrak{F}_z von der Breite z ebensogroß wie das Produkt $Q \cdot z$. Nur am rechten Balkenende reicht die aus dem waagerechten Schnitt berechnete Schubsicherung nicht aus, da hier $\mathfrak{F}_z < Q \cdot z$ ist. Hier liegt eben der

Fall des Abscherens vor, die Querkraftfläche muß im schmalen Bereich auf die Breite z ergänzt werden (schwarz angelegtes Rechteck). Dasselbe gilt für das Belastungsbild nach Abb. 7.

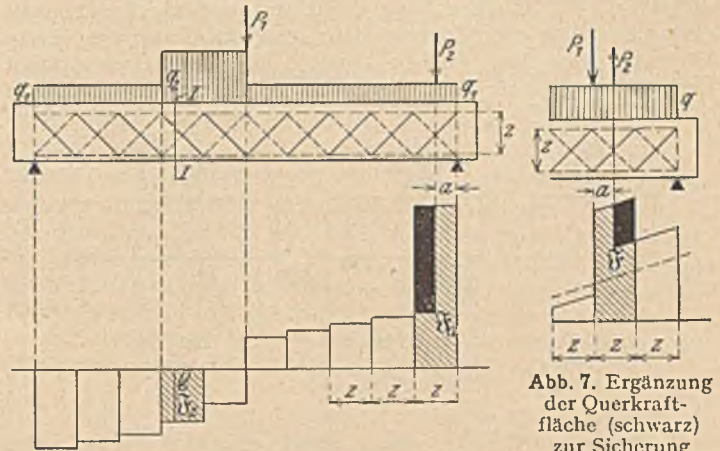


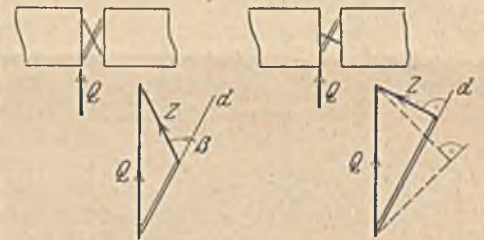
Abb. 6. Ergänzung der Querkraftfläche (schwarz) zur Sicherung gegen Abscheren.

Abb. 7. Ergänzung der Querkraftfläche (schwarz) zur Sicherung gegen Abscheren.

Ermittelt man also die Schubsicherung aus dem (waagerechten) Längsschnitt, dann ist die Querkraftfläche in der Weise zu ergänzen, daß Flächenstreifen von der Breite $a < z$ auf die Breite z gebracht werden. Dies entspricht der einfachen Forderung, daß in jedem

(lotrechten) Querschnitt eine Schrägzugkraft $Z = \frac{Q}{\sqrt{2}}$ aufzunehmen ist.

Es könnte eingewendet werden, daß die Annahme einer Richtung unter 45° für die Zugeisen zu ungünstig ist. Nach Abb. 8 erhält man z. B. bei steilerer Neigung der Zug- und Druckstrebe eine geringere Zugkraft. Nun muß die Kraftzerlegung unter $\beta = 90^\circ$ erfolgen, da sich auch die Spannungstrajektorien unter diesem Winkel schneiden; bei der steileren Annahme der Hauptdruckrichtung d würde sich dann nach Abb. 9 eine noch geringere Zugkraft ergeben. Wie es aus den unter spitzem Winkel. Hauptdruckrichtung.



nachfolgenden Betrachtungen hervorgeht, besteht im Falle der Scherbeanspruchung tatsächlich die Wahrscheinlichkeit, daß die Hauptdruckrichtung eine steilere Lage einnimmt als bei Schub, so daß daraus auf eine flachere Neigung und geringere Größe der Schrägzugkraft geschlossen werden könnte. Da dies jedoch bisher nicht einwandfrei geklärt ist und die Scherbeanspruchung in der Praxis außerdem meistens im Zusammenhang mit Schubspannungen auftritt — wie es die Beispiele zeigen — sollte m. E. die Richtung der Schrägeisen unter 45° auch im Falle des Abscherens beibehalten werden.

In obigem Zusammenhang ist noch folgendes zu sagen:

Mit Abscherung bezeichnet man meistens die Beanspruchung eines einzigen Querschnittes durch entgegengesetzte gerichtete Kräfte (Abb. 10) auf reinen Schub ohne Normalspannungen und folgert daraus, daß bei entsprechender Steigerung der Kräfte bzw. der Schubspannungen bis zur Scherfestigkeit der Bruchriß entlang diesem Querschnitt erfolgt, da dieser Schnitt nur allein beansprucht ist. Obwohl gegen die hieraus folgende Definition der Abscherung, wonach die Scherfestigkeit diejenige größte Schubspannung darstellt, die ohne Normalspannung in einer Bruchfuge auftreten kann, nichts einzuwenden ist, so kann doch die obige Darstellung der Beanspruchungsart nur wenig befriedigen. Es ist nicht denkbar, daß die beiden Querkräfte in einer Ebene wirken (das ist ja Schneiden und nicht Abscheren),

sie müssen vielmehr einen — wenn auch geringen — Abstand voneinander haben (Abb. 11), so daß dann infolge Biegung im abzuschierenden Querschnitt auch (geringe) Normalspannungen auftreten. Die Beschränkung der Beanspruchungen auf einen Querschnitt ist ebenso unmöglich; man kann nur von einem höchstbeanspruchten kleinen Bereich sprechen. Daraus kann auch nicht mehr einwandfrei auf eine Ausbildung der Bruchfuge



Abb. 10. Abscherung (gedacht).

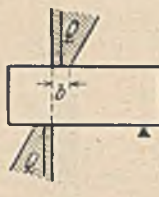


Abb. 11. Abscherung (wirklich).

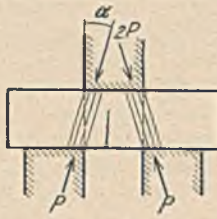


Abb. 12. Abscherversuch.

im abzuschierenden Querschnitt selbst gefolgert werden. Die auf Abb. 11 dargestellte Scherbeanspruchung umfaßt demnach je nach der Breite b der Schneiden verschiedene Spannungszustände und ist zur Beurteilung der oben definierten Scherfestigkeit wenig geeignet, erst recht nicht für spröde Materialien mit geringer Zugfestigkeit (Beton), da sich hier zuerst Biegebrüche einstellen³ und der Körper von da ab nicht mehr auf Abscheren, sondern infolge der durch Gleichgewicht bedingten Neigung der Kräfte auf reinen Druck (Schneidenfestigkeit⁴) beansprucht wird (Abb. 12), wie ich dies früher schon dargelegt habe¹.

Ein klares Bild der Beanspruchung auf Abscheren ermöglicht die geniale Darstellungsweise Mohrs durch Spannungskreise⁵.

Für den Spannungszustand an einem herausgeschnitten gedachten Würfelement (Abb. 13 links) läßt sich der Spannungskreis wie folgt konstruieren: es werden als Abszissen σ_x nach rechts von O (Zug) und σ_y nach links von O (Druck) aufgetragen und als zugehörige Ordinaten τ nach oben und unten (bei σ_x nach oben, da die Schubspannung im Uhrzeigersinne dreht). Die so erhaltenen beiden Punkte P_x und P_y bestimmen als Durchmesserendpunkte den Spannungskreis.

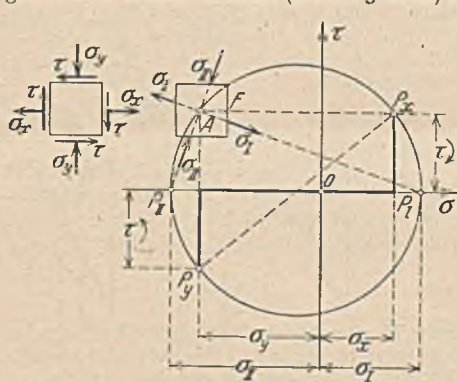


Abb. 13. Darstellung des Spannungszustandes mit Spannungskreis nach Mohr.

Das Körperelement wird am zweckmäßigsten im Punkt A des Kreises angenommen, da es dann ebenso situiert ist wie der daneben gezeichnete Würfel. Der von A zu P_x gezogene zur Fläche F senkrechte Strahl ergibt z. B. im Spannungskreis als Koordinaten die auf die rechte lotrechte Fläche des Würfels wirkenden Spannungen σ_x und τ . Richtung und Größe der Hauptspannungen σ_I und σ_{II} ergeben sich aus den Schnittpunkten P_I und P_{II} des Spannungskreises mit der Abszisse.

In Abb. 14 sind die an der Bruchgrenze liegenden Spannungskreise (Festigkeitskreise) aufgetragen, und zwar zunächst die drei wichtigsten: die Kreise für die Zugfestigkeit (k_1), Druckfestigkeit (k_2) und Schubfestigkeit oder Verdrehungsfestigkeit (k_3). Denkt man sich noch weitere Festigkeitskreise eingetragen, dann erhält man eine Umhüllungslinie mit der Eigenschaft, daß

jeder Spannungszustand, dessen Spannungskreis die Umhüllungslinie berührt, an der Bruchgrenze liegt.

Nach der Bruchhypothese von Mohr bildet sich nun eine Schnittfläche mit den Beanspruchungen σ und τ zur Gleitfläche aus, sobald bei gleichbleibendem σ die Schubspannung τ bis zu ihrem Höchstwert gesteigert wird. In der geometrischen Darstellung ist die Umhüllungslinie der geometrische Ort dieser zugeordneten Spannungspaare, da sie bei gegebenem σ die größte Ordinate τ liefert. Zu jedem solchen Bruchfugen-Spannungspaar σ_B, τ_B gehört ein bestimmter Spannungszustand, gekennzeichnet durch den Spannungskreis (k), der die zweiastige Umhüllungslinie in den Punkten P_{B1} und P_{B2} berührt, da dieser Kreis der einzige ist, der die Punkte P_B enthält. Die Punkte P_B stellen Gleitflächenbeanspruchungen dar, es entstehen daher zwei Gleitflächen (Bruchpyramide!), deren Richtungen mit Hilfe des zugehörigen Spannungskreises nach obiger Beschreibung konstruiert werden können (Abb. 14). Es läßt sich geometrisch leicht übersehen, daß die beiden Gleitflächen denselben Winkel φ einschließen, wie die zu P_B gezogene Tangente der Umhüllungslinie mit der lotrechten τ -Achse.

An Hand dieser Bruchhypothese kann zu den oben genannten

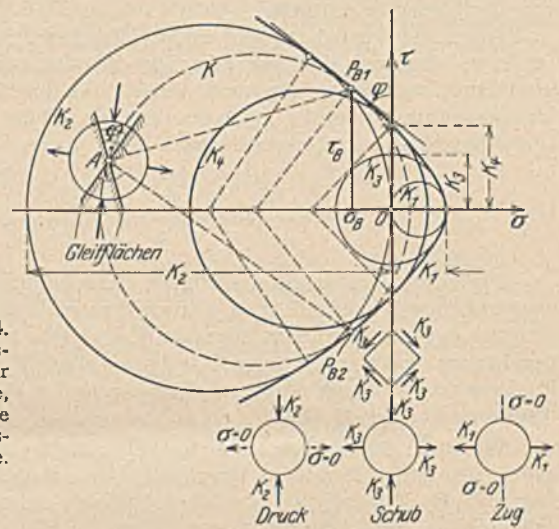


Abb. 14. Spannungszustände an der Bruchgrenze, gekrümmte Umhüllungslinie.

drei ausgezeichneten Festigkeitskreisen ein vierter hinzugereicht werden, der die Umhüllungslinie im Schnittpunkt derselben mit der lotrechten τ -Achse berührt, entsprechend einem Spannungszustand

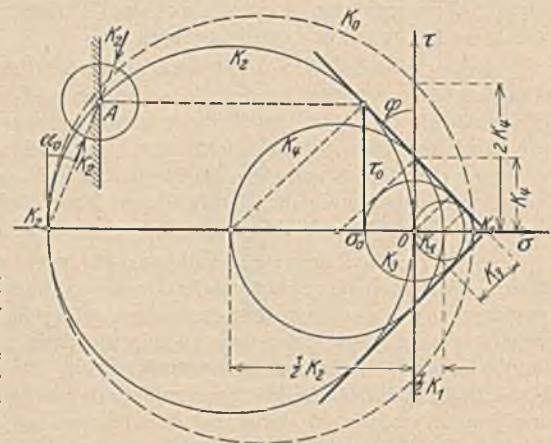


Abb. 15. Spannungszustände an der Bruchgrenze, gerade Umhüllungslinie.

zustand an der Bruchgrenze, bei der in der Bruchfuge keine Normalspannungen, nur Schubspannungen wirken, in Übereinstimmung mit der oben gegebenen Definition der Scherfestigkeit⁶ (Ordinate k_4 auf Abb. 14).

⁶ Mohr drückt sich übrigens vorsichtig aus, indem er den Wert k_4 nicht als Scherfestigkeit, sondern nur als die größte Schubfestigkeit eines Flächenelementes bezeichnet, dessen Normalspannung gleich 0 ist.

³ Vgl. Mörsch, „Der Eisenbetonbau“, V. Auflage, I. Band, 1. Hälfte, Stuttgart, 1920, Verlag Wittwer, S. 82.

⁴ Vgl. Gehler, „Die Würfel- und die Säulenfestigkeit“, Bauing, 1928, S. 21.

⁵ Vgl. Mohr, „Abhandlungen aus dem Gebiete der techn. Mechanik“, Berlin 1914, S. 192.

Dieser Scherfestigkeits-Spannungskreis, der einer Beanspruchungsart etwa nach Abb. 13 entspricht (die τ -Achse ist durch P_x zu denken), zeigt uns nun, daß die Neigung der Hauptdruckspannung σ_{11} steiler ist als bei der Schubbeanspruchung. Aus den oben zu Abb. 8 und 9 angegebenen Gründen ist es jedoch nicht zu empfehlen, bei der Bemessung der Schrägeisen hiervon Gebrauch zu machen. — Es ist ferner zu ersehen, daß die Scherfestigkeit größer ist als die Schubfestigkeit. Von einer Erhöhung der oberen Grenze der Schubspannungen (14 kg/cm^2) im Falle des Abscherens wird man aber im allgemeinen auch keinen Gebrauch machen, da die Scherbeanspruchung von anderen Beanspruchungen überlagert wird. Bei Zugrundelegung der Coulombschen Näherungsannahme, wonach in der Mohrschen Darstellung zwischen Zug- und Druckfestigkeit eine Gerade für die Umhüllungslinie eingeschaltet wird (Abb. 15), lassen sich Schub- und Scherfestigkeit (k_3 und k_4) durch die Zug- und Druckfestigkeiten wie folgt ausdrücken:

$$(5) \quad k_3 = \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2} \text{ (Schubfestigkeit) ,}$$

$$(6) \quad k_4 = \frac{1}{2} \sqrt{k_1 k_2} \text{ (Scherfestigkeit) .}$$

Für $k_1 \approx \frac{k_2}{10}$ (Beton) ergeben sich $k_3 \approx 0,9 k_1$, $k_4 \approx 1,6 k_1 = 0,16 k_2$.

Diese Werte werden nicht genau zutreffen, da eine gewölbte Form der Umhüllungslinie⁷ etwa nach Abb. 14 zu erwarten ist. Sie geben aber immerhin brauchbare Anhaltspunkte. Daß der von Mohr ermittelte Wert der Scherfestigkeit nach Formel (6) durch die Abscherversuche von Mörsch³ nicht bestätigt wird, hat andere Gründe. Nach diesen Versuchen ergibt sich die Scherfestigkeit etwa zweimal so groß, und dieser Wert $\sqrt{k_1 k_2}$ wird von Mörsch auch theoretisch abgeleitet. Er stellt sich den Widerstand gegen Abscheren durch eine Verzahnung vor (Abb. 16); $a \sigma_d$ und $b \sigma_z$ ergeben als Resultierende die lotrechte Kraft $c t$. Daraus folgt $t = \sqrt{\sigma_d \sigma_z}$. Ein Bruch der Verzahnung tritt nach Mörsch ein, wenn σ_d und σ_z gleichzeitig die Grenzwerte (Zug- und Druckfestigkeit, k_1 und k_2) erreichen, demnach würde sich die Scher-

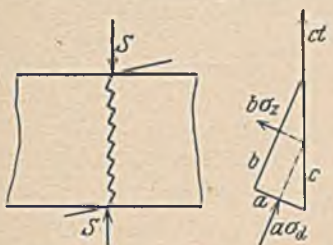


Abb. 16. Querschnittswiderstand durch Verzahnung.

festigkeit zu $k_4 = \sqrt{k_1 k_2}$ ergeben (in Übereinstimmung mit dem Versuch). Gegen diese Ableitung muß eingewendet werden, daß es unzulässig ist, nach der einen Hauptrichtung die volle Druckfestigkeit (k_2) und gleichzeitig nach der anderen die volle Zugfestigkeit (k_1) wirken zu lassen. Ein solcher Spannungskreis liegt außerhalb der den Festigkeitsbereich begrenzenden Umhüllungslinie (k_0 Abb. 15). Wie aus Abb. 15 ersichtlich, darf an der Bruchgrenze nur $\sigma_d = \frac{k_2}{2}$ und $\sigma_z = \frac{k_1}{2}$ in die Formel für t gesetzt werden, und man kommt dann auf den Mohrschen Ausdruck (Formel 6).

⁷ Vgl. den in Fußnote 4 genannten Aufsatz von Gehler.

Daß sich das Versuchsergebnis mit der Mohrschen Formel nicht deckt, vielmehr die von Mörsch zu bestätigen scheint, liegt daran, daß hier infolge Biegerisses und Schrägstellung der Scherkräfte aus der Scherbeanspruchung ein Druckversuch wurde, für den näherungsweise der Druckfestigkeitskreis (k_2) maßgebend ist¹. Je nachdem, wie die Richtung der Schrägkraft (Winkel α in Abb. 12) angenommen wird, erhält man für die abzuscherende Fläche verschiedene Werte τ , die wesentlich größer sein können als k_4 . Stimmt dieser Winkel zufällig mit dem zur Ordinate τ_0 des Berührungspunktes gehörigen Neigungswinkel α_0 der Hauptdruckspannung überein (Abb. 15), dann liegt nach der Bruchhypothese von Mohr die eine Gleitfläche in der abzuscherenden Fläche selbst (die andere bildet sich nicht aus, da sich die partiellen Gleitflächen nicht summieren können), wie es beim Versuch annähernd der Fall war. Nach der Abb. 15 ist

$$\tau_0 = \frac{k_2}{k_1 + k_2} \sqrt{k_1 k_2} ,$$

also bei Beton

$$\left(\frac{k_2}{k_1 + k_2} \approx 1 \right)$$

— in Übereinstimmung mit dem Versuch — nahezu die doppelte Scherfestigkeit: $\sqrt{k_1 k_2}$. Diese Schubspannung bedeutet aber nicht die Scherfestigkeit, sie tritt vielmehr bei jedem Druckversuch in einem Schrägschnitt auf; außer der Schubspannung τ_0 wirken im Schnitt auch Druckspannungen σ_0 ⁸. — In der neuen Auflage seines Buches³ untersucht auch Mörsch den Einfluß einer geneigten Scherkraft, setzt aber wieder gleichzeitig die beiden Grenzwerte k_1 und k_2 ein, was nicht zulässig ist; außerdem erscheint die Annahme der Schneidbreiten (b in Abb. 11) willkürlich.

Zum Schluß soll hier noch aus einer früheren Dissertation des Verfassers¹ die Anregung zu einer Versuchsordnung nach Abb. 17 wiedergegeben werden, wobei ein Hohlzylinder gleichzeitig auf Verdrehung und Axialdruck beansprucht wird. Durch einen solchen Versuch kann die sogenannte Scherfestigkeit einwandfrei ermittelt werden, wenn das Drehmoment in einem konstanten, nur vom Material abhängigen Verhältnis zur Axialkraft steht. Das Spannungsbild und die nach der Mohrschen Auffassung zu erwartenden Gleitflächen sind auf Abb. 17 angedeutet. — Es können auf diesem Wege nicht nur die Scherfestigkeit, sondern durch Änderung der Verhältniszahl auch eine Reihe anderer Spannungszustände ermittelt werden. Hierdurch könnte der Verlauf der Umhüllungslinie, die die Anstrengungsmöglichkeiten des Materials kennzeichnet, genauer ermittelt werden. — Der Rißverlauf an solchen Versuchskörpern würde außerdem Aufschluß geben über die Brauchbarkeit der Mohrschen Bruchhypothese.

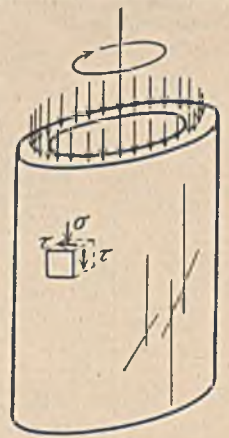


Abb. 17. Versuchsvorschlag für Scherfestigkeit und für andere Spannungszustände.

⁸ Ähnliche Irrtümer liegen auch im Aufsatz von Gehler (vgl. Fußnote 4) vor. Beim Talsperrenbeispiel wirken auf die lotrechten Flächen des Körperelements außer Schub- auch Druckspannungen. Bei der Säulenfestigkeit erscheint mit das Vorhandensein quergerichteter Zugspannungen unwahrscheinlich.

EINFACHE BETRACHTUNGEN ÜBER DIE STÄRKE DES ERDDRUCKS AUF STÜTZMAUERN.

Von Regierungs- und Baurat Czygan in Hannover.

Übersicht: Berechnung des Erddruckes nur allein auf Grund der Naturgesetze — Schwerkraft und Parallelogramme der Kräfte — und Vergleich der Ergebnisse mit denen älterer Formeln.

Der eine Stützmauer entwerfende Ingenieur hat das Bedürfnis, für die Stärke des Erddrucks mühelos feste Werte zur Hand zu haben, die nur aus zweifelsfreien Annahmen hervorgehen und die er seinem Entwurf unbedenklich zugrunde legen kann. Die nachstehenden Entwicklungen werden sich daher nur auf die unwandelbaren Naturgesetze — Schwerkraft und Parallelogramm der Kräfte — stützen und diejenigen inneren Kräfte unberücksichtigt lassen, die noch nicht genügend erforscht sind und daher nur in willkürlich angenommenen Größen verwendet werden können, wie die Elastizitätsfestwerte der Schüttungsmassen, oder solche, die der freien Wahl einen großen Spielraum lassen, wie die Anhaftung (Kohäsion) und auch der den neueren Berechnungen zugrunde liegende Wandreibungswinkel¹. Die genannten inneren Kräfte, vor allem die Anhaftung, wirken zweifellos vermindernd auf die Stärke des Erddrucks, wie wir es z. B. in Sandgruben deutlich wahrnehmen können, wo unser gewöhnlicher Mauersand sehr oft in senkrechten Wänden ansteht, also gar keinen Seitendruck ausübt. Wenn wir daher bei unseren Entwicklungen die genannten Kräfte vernachlässigen, haben wir die Gewißheit, daß wir auf der sicheren Seite bleiben.

I. Erddruck auf eine senkrechte Wand bei waagerechter Erdoberfläche.

Auf die schräge Fläche ac eines aus fest gedachtem Stoff bestehenden Körpers dac von der Tiefe $\delta = 1$ m legen wir einen ebensolchen Keil abc (s. Abb. 1). Ersetzen wir das auf die Fläche ac drückende Gewicht G des Keiles durch die beiden Seitenkräfte N und S, so scheidet G aus der Betrachtung aus, und es bildet sich um den Punkt x ein Kräfteplan aus den 4 Kräften N, S, N₁ und R (s. Abb. 1 a), indem der Kraft N der Widerstand N₁ des Körpers dac und der Kraft S die durch N auf ac erzeugte Reibung R entgegenwirkt. N und S sind tätige (aktive), N₁ und R dagegen untätige (passive) Kräfte, die von ihrer Stärke nur soviel hergeben, als die Gegenkräfte es verlangen, und es muß um den Punkt x volles Gleichgewicht herrschen, solange N₁ \geq N und R \geq S ist. Wird R < S, so gehen diese beiden Kräfte in eine neue Kraft V über (s. Abb. 1 b). Hier ist das Gleichgewicht gestört, kann aber dadurch wieder hergestellt werden, daß man an der untersten Spitze a des Keiles in der Richtung von ac eine Gegenkraft V₁ = V anbringt. Größer als V darf V₁ nicht sein, weil sich sonst der Keil nach oben schieben würde. Dasselbe Gleichgewicht läßt sich auch erhalten, wenn man die Kraft V₁ an irgendeinem anderen Punkt von ab, z. B. in y anbringt. Alsdann entsteht mit Bezug auf den Punkt a als

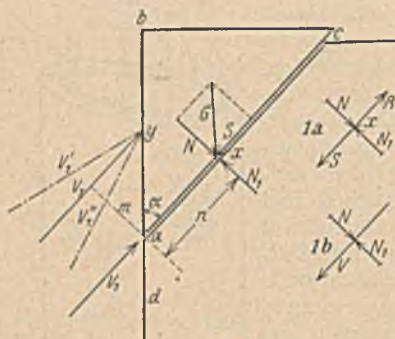


Abb. 1.

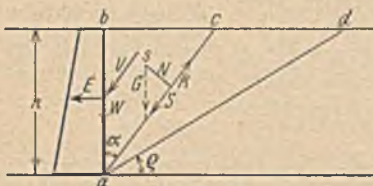


Abb. 2.

werden, daß man an der untersten Spitze a des Keiles in der Richtung von ac eine Gegenkraft V₁ = V anbringt. Größer als V darf V₁ nicht sein, weil sich sonst der Keil nach oben schieben würde. Dasselbe Gleichgewicht läßt sich auch erhalten, wenn man die Kraft V₁ an irgendeinem anderen Punkt von ab, z. B. in y anbringt. Alsdann entsteht mit Bezug auf den Punkt a als

¹ Siehe dazu auch die Abhandlung von Dr.-Ing. Freund in der Zeitschrift für Bauwesen, 1921, S. 64 links unten und rechts dritter Absatz.

Drehpunkt ein Moment $M = V_1 m$, das seinen Ausgleich in einem entgegengesetzten untätigen Moment $M_1 = (N_1 - N) n$ findet.

Auf Abb. 2 ist ac die Gleitfläche, die mit der Wand den als veränderlich zu denkenden Winkel α bildet. Die Kraft V wirkt in der Richtung von ac an einem zunächst beliebigen Punkt; ihr entgegen wirkt die vorhin behandelte Kraft V₁ als Widerstand der Mauer. Es sei die an sich willkürliche Annahme gemacht, daß V stets parallel zur Gleitfläche wirkt; hierbei ist natürlich vorausgesetzt, daß die Reibung zwischen Erdkörper und Wand eine solche Annahme möglich macht. Es ist, wie bekannt, $G = \frac{h^2 \gamma}{2} \gamma$, ferner $N = G \sin \alpha$; $S = G \cos \alpha$ und

$R = \mu N = \mu G \sin \alpha$, worin γ das Einheitsgewicht der Schüttung und μ die durch Versuche festgestellte Reibungsziffer derselben bezeichnen. Die Kraft V zerlegt sich an der Mauer in die senkrechte Kraft $W = V \cos \alpha$ und den eigentlichen Erddruck $E = V \sin \alpha$. Für die unter dem natürlichen Böschungswinkel ϱ geneigte Ebene ad wird $S = R$ und $\text{tg } \varrho = \mu$. Hiermit wird

$$(1) \quad V = \frac{h^2 \gamma}{2} \text{tg } \alpha (\cos \alpha - \mu \sin \alpha) = \frac{h^2 \gamma}{2} \sin \alpha (1 - \mu \text{tg } \alpha)$$

und

$$(2) \quad E = \frac{h^2 \gamma}{2} \sin^2 \alpha (1 - \mu \text{tg } \alpha).$$

Wenn der Winkel α von Null ab allmählich zunimmt, wächst das Gewicht G und mit ihm der Druck E auf die Mauer. Gleichzeitig nimmt aber auch die den Druck E vermindere Reibung R zu, da aber R bedeutend schneller wächst als G — was sich durch ein einfaches Beispiel leicht beweisen läßt —, wird der Zuwachs, den E mit zunehmendem α erfährt, immer geringer und hört bei einer bestimmten Größe von α ganz auf. Von da ab sinkt der Druck E wieder und wird zu Null, wenn $\alpha = 90^\circ - \varrho$ geworden ist. Die Funktion (E, α) hat also ein Maximum, zu dessen Erkennung $\frac{\partial E}{\partial \alpha} = 0$ zu setzen ist.

$$\frac{\partial E}{\partial \alpha} = (1 - \mu \text{tg } \alpha) 2 \sin \alpha \cos \alpha + \sin^2 \alpha \left(-\frac{\mu}{\cos^2 \alpha} \right) = 0.$$

$$2 \sin \alpha \cos \alpha - 2 \mu \sin^2 \alpha - \frac{\mu \sin^2 \alpha}{\cos^2 \alpha} = \frac{\cos \alpha}{\sin \alpha} - \mu - \frac{\mu}{2 \cos^2 \alpha} = 0.$$

Setze zur Vereinfachung $\cos^2 \alpha = x$, so ist

$$\frac{\sqrt{x}}{\sqrt{1-x}} = \mu + \frac{\mu}{2x} \quad \text{oder} \quad \frac{x}{1-x} = \mu^2 + \frac{\mu^2}{x} + \frac{\mu^2}{4x^2}.$$

Hieraus

$$x^3 = 3 \left(\frac{\mu^2}{4 + 4\mu^2} \right) x + \left(\frac{\mu^2}{4 + 4\mu^2} \right) = 3nx + n,$$

wenn die Klammergröße = n gesetzt wird. Nach der Cardanischen Formel:

$$x^3 = 3px + 2q$$

wird

$$x = \sqrt[3]{q + \sqrt{q^2 - p^3}} + \sqrt[3]{q - \sqrt{q^2 - p^3}}.$$

worin hier $p = n$ und $q = \frac{n}{2}$ zu setzen ist.

Beispiele: Für trockenen Sand ist $\mu = 0,754$. Hiermit $p = n = 0,0906$ und $q = 0,0453$; daraus $x = \cos^2 \alpha = 0,64$; $\cos \alpha = 0,8$ und $\alpha_{\text{max}} = 36^\circ 52' = \text{rd. } 37^\circ$.

Für nassen Lehm ist $\mu = 0,667$ und damit wie vorhin $\alpha_{\text{max}} = 40^\circ$. Für ganz nassen Sand ist $\mu = 0,890$ und $\alpha_{\text{max}} = 33^\circ$.

Die vorstehende Berechnung ist hier nur der wissenschaftlichen Begründung wegen gegeben. Da der Wert a_{max} von der Mauerhöhe h und dem Einheitsgewicht γ unabhängig ist, kommen wir mit geringer Mühe zum Ziel, wenn wir für einige in Frage kommende Winkel a den Erddruck aus Gleichung (2) berechnen, indem wir für h und γ beliebige, aber gleichbleibende Werte einsetzen. Hiernach sind mit den Werten $h = 1$ m und $\gamma = 1000$ kg für einige Werte von μ die nachstehenden Tafeln I—III aufgestellt, welche die Richtigkeit der vorstehenden Berechnung durchaus bestätigen.

Tafel I für $\mu = 0,667$.		Tafel II für $\mu = 0,754$.		Tafel III für $\mu = 0,890$.	
$\alpha = ^\circ$	E = kg	$\alpha = ^\circ$	E = kg	$\alpha = ^\circ$	E = kg
30	76	30	71	15	26
35	87	35	77	20	30
40	90	37	78	25	52
45	83	40	76	33	62
50	60	45	61	40	52
53	36			45	27
56° 20'	0				

In derselben Weise kann man für alle beim Bau vorkommenden Schüttungsarten den Winkel a , für den E seinen Höchstwert erreicht, ein für allemal bestimmen. Nachdem nun die zur Hinterfüllung zu verwendende Erdart und damit der Wert μ bestimmt ist, wird der Ansatz:

$\frac{\gamma}{2} \sin^2 a (1 - \mu \operatorname{tg} a)$ eine feste Größe C, und der Wert E folgt der Gleichung: $E = h^2 C$ oder $y = x^2 C$, die eine parabolische Linie darstellt. Auf Abb. 3 ist diese Linie für eine 1 bis 7 m hohe Stützmauer dargestellt, und zwar ab für trockenen Sand mit $\mu = 0,754$; $\gamma = 1700$ kg; $a_{max} = 37^\circ$ und ac für nassen Lehm mit $\mu = 0,667$; $\gamma = 2000$ kg und $a_{max} = 40^\circ$.

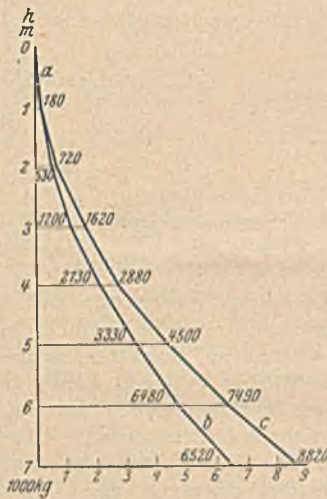


Abb. 3.

Es sollen nun die hier gefundenen Gleichungen mit einigen aus älteren Entwicklungen hervorgegangenen verglichen werden. Am gebräuchlichsten ist heute noch die von Winkler schon im Jahre 1880 gegebene:

$$(3) \quad E = \frac{h^2}{2} \gamma \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\rho}{2} \right)$$

Haeseler gibt für senkrechte Wand und waagerechte Geländefläche die

$$(4) \quad E = \frac{\gamma h^2}{2} \frac{\cos \rho}{(1 + \sqrt{2} \sin \rho)^2}$$

Aus den neueren Forschungen folgen wir der zu Anfang bereits erwähnten, von Dr.-Ing. Freund in der Zeitschrift für Bauwesen 1921 gegebenen Entwicklung, die wir hier als bekannt voraussetzen müssen. Dr. Freund berechnet für verschiedene Wandreibungswinkel ϵ Flächendrücke e für 1 m² nach der Formel: $E = \gamma h J k_{min}$, die nur am Fuße von h auftreten und nach oben hin gleichmäßig bis auf Null abnehmen. Um einen Vergleich mit den Gleichungen (3), (4) und (2) zu ermöglichen, müssen wir diesen Flächendruck e auf Quadratmeter umrechnen und in eine Einzellast $E = \frac{e}{2} h$ verwandeln. Hiernach ist die Tafel IV

für ganz nassen Lehm entworfen, für den $\mu = 0,667$; $\gamma = 2000$ kg; $\rho = 33^\circ 40'$ und nach unserer Tafel I $a = 40^\circ$ zu setzen ist.

Tafel IV.

Mauerhöhe h m	Erddruck E in kg nach den Gleichungen			Erddruck nach Freund für den Winkel $\epsilon =$		
	(3)	(4)	(2)	0°	-15°	-20°
2	1 148	788	728	1 146	822	662
3	2 583	1 773	1 638	2 581	1 754	1 371
4	4 592	3 152	2 912	5 588	2 994	2 258
5	7 175	4 925	4 550	7 165	4 535	3 360
6	10 332	7 092	6 552	10 320	6 321	4 596
1	2	3	4	5	6	7

Nach der vorstehenden Tafel sind die aus unserer Gleichung (2) hervorgegangenen Werte wesentlich niedriger als die nach Gleichung (3) berechneten; die nach Haeseler ermittelten Drücke liegen erheblich näher den unsrigen als den Winklerschen. Von den nach Freund ermittelten Werten stimmen die für $\epsilon = -15^\circ$ berechneten (Spalte 6) mit den unsrigen nahezu überein. Es sei bemerkt, daß unsere Annahme über die Richtung von V im Grunde genommen eine spezielle Verfügung über den Wandreibungswinkel ϵ darstellt. Da derselbe gemäß Abb. 2 den sehr hohen Wert $(90^\circ - a)$ besitzt, zeigt der Vergleich mit der Freundschen Tabelle, zu wie verschiedenen Resultaten man je nach der Art der Voraussetzung gelangen kann.

II. Erddruck bei ansteigender Erdoberfläche.

a) Böschungsneigung 1 : 1,5.

Dieser Fall soll ebenso behandelt werden wie der vorstehende Fall I, da sich durch die Auflast des gleichmäßig ansteigenden Dammes an den einfachen Grundgesetzen, von denen wir allein ausgingen, nichts ändern kann. Eine Dammschüttung wird nur in der natürlichen oder einer nach flacheren Böschung ausgeführt, da man anderen Falles die Böschung besonders befestigen müßte und statt dessen zweckmäßiger die Mauer, die ja oben nur ganz schwach zu sein braucht, um ein kurzes Stück erhöhen wird. Nach Abb. 4 wird für eine Böschung von 1 : 1,5 der Winkel $\beta = 33^\circ 41'$; ferner

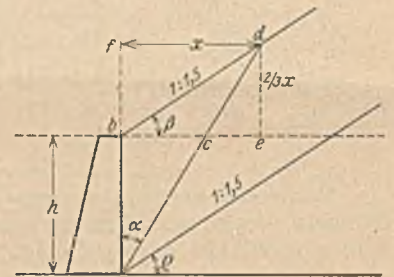


Abb. 4.

$$x = h \operatorname{tg} a + \frac{2x}{3} \operatorname{tg} a = \frac{h \operatorname{tg} a}{1 - \frac{2}{3} \operatorname{tg} a}$$

und der Inhalt des Dreiecks

$$abd = \frac{h^2 \operatorname{tg} a}{2 \left(1 - \frac{2}{3} \operatorname{tg} a \right)}$$

mit der Tiefe $\delta = 1$ m ist dann

$$G = \frac{3 h^2 \gamma \operatorname{tg} a}{6 - 4 \operatorname{tg} a}$$

Berechnet man hiermit N, S und V, so erhält man die Gleichung:

$$(5) \quad E = 3 h^2 \gamma \sin^2 a \frac{1 - \mu \operatorname{tg} a}{6 - 4 \operatorname{tg} a}$$

Ist nun $\mu = 0,667$, also $\rho = \beta = 33^\circ 41'$, so wächst in Gleichung (5) der Wert E ständig und erreicht seinen Höchstwert, wenn $a = 90^\circ - \rho$ wird, d. h. wenn die Gleitfläche mit der natürlichen

Böschung zusammenfällt. Da G hier schneller wächst als im Fall I, ist die Reibung nicht mehr imstande, den bei zunehmendem a verbleibenden Überschuß aufzuzehren. Für den genannten Höchstwert von E ist $\operatorname{tg} \alpha = 1,5$; der Bruch in Gleichung (5)

erscheint dann in der unbestimmten Form $\frac{0}{0}$ und man erkennt seinen wahren Wert aus:

$$\frac{\partial (1 - \mu \operatorname{tg} \alpha)}{\partial (6 - 4 \operatorname{tg} \alpha)} = \frac{-\frac{\mu}{\cos^2 \alpha}}{-\frac{4}{\cos^2 \alpha}} = \frac{\mu}{4}$$

Die Gleichung (5) geht dann über in $E = \frac{3}{4} \mu h^2 \gamma \sin^2 \alpha$, und da $\mu = 0,667$ ist, in

$$(5a) \quad E = \frac{h^2 \gamma}{2} \sin^2 \alpha,$$

die aber nur für den Endwert gilt.

Ist bei gleichbleibender Böschungsneigung $\mu > 0,667$, so wird die Reibung stärker; sie kann nun wieder den erwähnten Überschuß überwinden, und der Wert E geht, ebenso wie im Fall I, von Null über einen Höchstwert zu Null. Der geschilderte Hergang ist durch die nachstehenden, für $h = 1$ m und $\gamma = 1000$ kg berechneten Tafeln V, VI und VII veranschaulicht.

Tafel V. $\mu = 0,667$; $\beta = \varrho = 33^\circ 41'$.		Tafel VI. $\mu = 0,754$; $\beta = 33^\circ 41'$; $\varrho = 37^\circ$.		Tafel VII. $\mu = 0,89$; $\beta = 33^\circ 41'$; $\varrho = 41^\circ 51'$.	
$\alpha = 0$	E = kg	$\alpha = 0$	E = kg	$\alpha = 0$	E = kg
40	206	30	115	30	99
45	249	34	139	35	117
48	275	40	169	38	120
50	292	45	183	40	118
52	309	47	179	45	82
54	324	50	144	48° 9'	0
56° 19'	346	52	72		
		53	0		

Wir wollen nun wieder unsere Ergebnisse mit denen älterer Formeln vergleichen. Für den der Tafel V zugrundeliegenden Fall gibt Winkler die Gleichung:

$$E = \frac{\gamma h^2}{2} \cos \varrho.$$

Nehmen wir $\gamma = 2000$ kg und $h = 4$ m an, so wird mit $\varrho = 33^\circ 41'$ der Druck $E = 13\,314$ kg; nach unserer Gleichung (5a) wird mit denselben Annahmen für $\alpha = 90^\circ - \varrho$ der Endwert $E = 11\,078$ kg. In den durch Tafel VI und VII veranschaulichten Fällen, worin $\varrho > \beta$ ist, führen die älteren Forschungen beide Winkel in die Rechnung ein und kommen damit zu langen, verwickelten

Formeln. Zu einem Vergleich eignet sich am besten die verhältnismäßig noch einfache Formel von Haesler:

$$E = \frac{\gamma h^2}{2} \cdot \frac{\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \varrho}}{[\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \varrho} + \sqrt{2 \operatorname{tg} \varrho (\operatorname{tg} \varrho - \operatorname{tg} \beta)}]^2}$$

Hieraus ergibt sich mit $\varrho = 37^\circ$ und $\beta = 33^\circ 41'$ für unser Beispiel der Wert $E = 7696$. Nimmt man gemäß Tafel VI den Winkel $\alpha_{\max} = 45^\circ$ und $\mu = 0,754$, so ergibt unsere Gleichung (5) den Höchstwert $E = 5920$.

b) Böschungsneigung $\gamma : 1$.

Gemäß der sinngemäß zu ändernden Abb. 4 wird hier $x = \frac{h \operatorname{tg} \alpha}{1 - \operatorname{tg} \alpha}$ und $G = \frac{\gamma h^2 \operatorname{tg} \alpha}{2(1 - \operatorname{tg} \alpha)}$. Berechnet man hiermit N , S , R und V , so lautet die Gleichung für E :

$$(6) \quad E = \frac{\gamma h^2}{2} \sin^2 \alpha \frac{1 - \mu \operatorname{tg} \alpha}{1 - \operatorname{tg} \alpha}.$$

Hier ist (für Tafel V) $\varrho = 45^\circ$ und $\operatorname{tg} \varrho = \mu = 1 = \operatorname{tg} \alpha$. Für den Höchstwert von E wird, ebenso wie im Fall IIa),

$$\frac{\partial (1 - \mu \operatorname{tg} \alpha)}{\partial (1 - \operatorname{tg} \alpha)} = \frac{-\frac{\mu}{\cos^2 \alpha}}{-\frac{1}{\cos^2 \alpha}} = \mu.$$

Da hier $\mu = 1$ ist, erhalten wir für den Höchstwert von E dieselbe Gleichung wie vorhin:

$$(6a) \quad E = \frac{\gamma h^2}{2} \sin^2 \alpha,$$

worin $\alpha = \varrho = 45^\circ$ zu setzen ist.

Wenn bei gleichbleibender Böschungsneigung $\varrho > 45^\circ$, also $\mu > 1$ ist, — was beim Bau nur selten vorkommen wird, — so ist, wie in Tafel VI und VII, der Winkel α_{\max} zu suchen und in die Gl. (6) einzusetzen.

Durch die vorstehenden Erörterungen möchte ich zeigen, daß man für die Stärke des Erddrucks durch reine Betrachtung des Gleichgewichts parallel zur Gleitebene zu festen, keiner willkürlichen Wahl unterworfenen Werten gelangen kann, die sich den aus älteren Entwicklungen hervorgehenden durchaus gut einfügen und für die Berechnung von Stützmauern unbedenklich benutzt werden können. Die sich dabei ergebenden Unterschiede werden bei Erddruckberechnungen nicht überraschen, wenn man bedenkt, daß auch die Ergebnisse der älteren Berechnungen von einander zum Teil sehr erheblich abweichen. Ferner möchte ich der Meinung Ausdruck geben, daß wir — besonders mit Rücksicht auf die bei allen Erdmassen vorhandene Kohäsion — die Stärke des Erddrucks im allgemeinen zu hoch bewerten und daher beim Bau unserer Stützmauern — vor allem aber bei dem der Futtermauern — wesentliche Ersparnisse machen könnten.

EIN BEITRAG ZUR PRAKTISCHEN BAUGRUNDFORSCHUNG BEZÜGLICH DER TRAGFÄHIGKEIT GEBOHRTER PFÄHLE.

Von Dr.-Ing. Hans Kuball, Hamburg.

Wegen der hohen Kosten bietet sich nur selten Gelegenheit, die Tragfähigkeit von Ramm- und Bohrpfählen durch Probelastungen festzustellen oder nachzuprüfen, noch seltener aber die Möglichkeit des Vergleichs zwischen Bohrpfählen verschiedener Ausführungsart bei gleichen Bodenverhältnissen. Die nachfolgende Darstellung soll deshalb die interessanten Ergebnisse schildern, die durch den Unterzeichneten als Berater des Bauherrn an einer im Hamburger Alstergebiet belegenen Baustelle diesbezüglich festgestellt werden konnten.

Es handelte sich um die möglichst wirtschaftliche Durchführung der Gründung eines Hochbaues, deren ausführungsfähiger Entwurf mit allen zugehörigen statischen Ermittlungen und Details dem Büro des Verfassers, der Fa. Dr.-Ing. Kuball & Kölling, beratende Ingenieure zu Hamburg, übertragen war.

Der Baugrund ist durch das Bohrloch Abb. 1 gekennzeichnet. Unterkante Fundament des zu errichtenden Gebäudes war auf etwa — 2,10 m geplant. In Anbetracht der ungewöhnlich weichen Mergelschicht und anderer örtlicher Erwägungen kam

eine Flachgründung, selbst auf durchgehender Platte, nicht in Frage.

Für die Durchführung der somit erforderlichen Tiefgründung mittels Pfählen, schied die Rammung mit Rücksicht auf bestehende, offenbar unzulänglich gegründete, ältere Nachbargebäude aus, sodaß eine Bohrpfahlgründung ins Auge gefaßt werden mußte. Trotz weitgehender Erfahrungen auf dem Ge-

Teil dieser Einsenkung muß einer elastischen Zusammendrückung des Bodens zukommen, während der geringere Teil in der Pfahlelastizität begründet liegt.

Bautechnisch wurde das Ergebnis dieser Probelastung

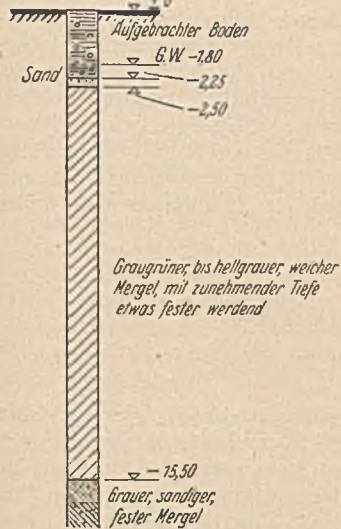


Abb. 1. Bohrergebnis.

bierte der Pfahlgründungen erschien bei den erbohrten, außerordentlichen Bodenverhältnissen eine Entscheidung bezüglich der wirtschaftlichsten Pfahllänge und der zulässigen Pfahllast sehr unsicher. Eine Bohrung der Pfähle bis in den festen Mergel mußte wegen der großen Pfahllängen von etwa 15 m und der damit verbundenen außerordentlich hohen Kosten nach Möglichkeit vermieden werden. Andererseits war bei kürzerer Pfahllänge die Tragfähigkeitsermittlung nur durch Belastung von Probepfählen feststellbar. Da ein Erfolg mit verhältnismäßig geringer Gründungstiefe nur bei Verwendung besonders hochwertiger Bohrpfähle, die vor allem eine große Mantelreibung verbürgen, erwartet werden konnte, wurden trotz des verhältnismäßig hohen Einheitspreises dieser Pfähle je lfd. m bewehrte Preßbetonpfähle von 35 cm Dmr. der Fa. August Wolfsholz, Preßzementbau A. G., Berlin, in erster Linie in Erwägung gezogen und so auch für die Probelastung vorgesehen. Die Ausführungslängen der Probepfähle betrugen 9, 12 und 15 m, sodaß etwa 7, 10 und 13 m der Pfähle im weichen Mergel standen und den Baulängen nach ausgeschachteter Baugrube entsprachen. Die Versuchsanordnung der Probelastung, vorgeschlagen von der Fa. Wayß & Freytag A. G., der auch die Ausführung der Gründung später übertragen wurde, konnte unter Ausnutzung der Gegenlast einer vorhandenen hohen Giebelmauer verhältnismäßig einfach nach Abb. 2 getroffen werden.

Die bis zu 60 bzw. 70 t gesteigerte Pfahllast ergab die Eindringungstiefen der Abb. 3 bei Be- und Entlastung, die mittels Nivellierinstrument in ganzen Millimetern abgelesen wurden. Die Aufbringung der Belastung geschah im Laufe von etwa fünf Stunden derart, daß zunächst in verhältnismäßig kurzer Zeit die Laststufe 30 t, dann in etwa stündlichen Intervallen eine Lasterhöhung um je 10 t hergestellt wurde. Unter der Höchstlast blieben die Pfähle etwa 18 Stunden stehen, um dann in einem Zeitraum von 1 bis 2 Stunden völlig entlastet zu werden. Das Ergebnis zeigt, daß mit allen drei Pfählen nahezu gleiche Ergebnisse erzielt wurden, nämlich eine elastische Einsenkung von 4 mm, die bei der Entlastung völlig zurückging. Der größte

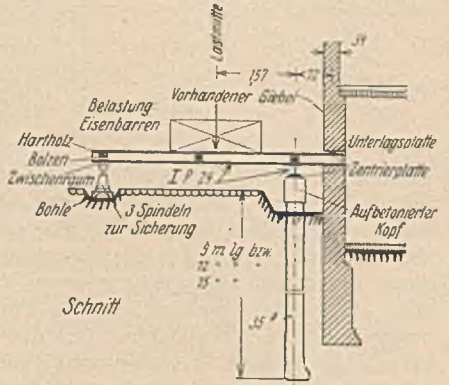
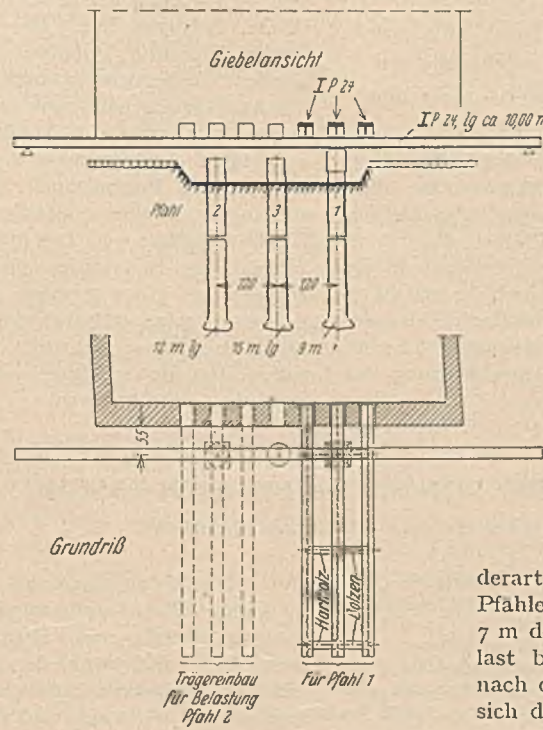


Abb. 2. Anordnung der Probelastung.

derart ausgewertet, daß die Ausführungslänge der Pfähle so begrenzt werden konnte, daß mindestens 7 m derselben im Mergel stehen, wobei eine Höchstlast bis zu 46 t zulässig erschien. Die inzwischen nach diesen Grundsätzen ausgeführte Gründung hat sich durchaus bewährt.

Da eine andere ausführende Spezialfirma glaubte, mit einem gestampften, bewehrten Bohrpfahl eine gleich sichere Gründung wirtschaftlicher erreichen zu können, so führte diese auf eigene Rechnung eine Probelastung ihrer

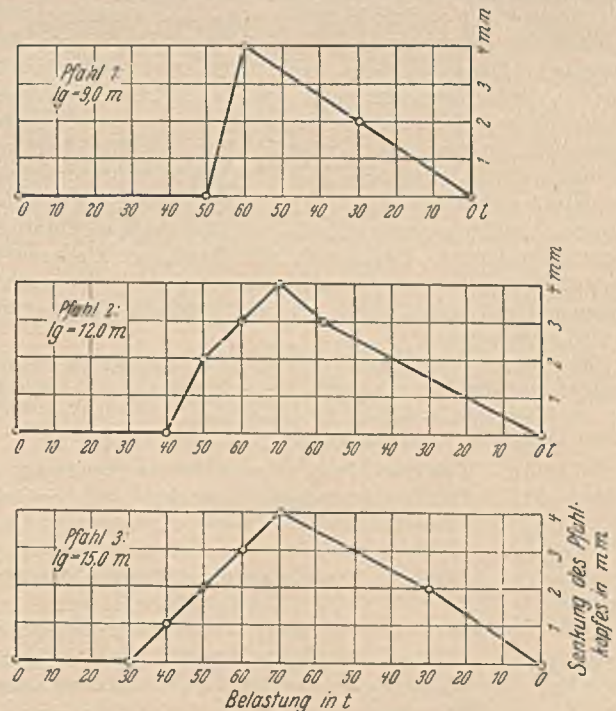


Abb. 3. Belastungsergebnis der drei Preßbetonpfähle.

Pfähle mit einer Versuchsanordnung durch, die in bezug auf Pfahldurchmesser und Pfahllängen dem Versuch mit Preßbetonpfählen entsprach.

Das Ergebnis ist in nachstehender Tabelle zusammengestellt.

Pfahllänge	Belastung	Maximale Eindringung	Bleibende Eindringung
9 m	70 t	24,5 mm	18,5 mm
12 m	70 t	11,5 mm	8,3 mm
15 m	36 t	45,0 mm	42,5 mm

Worauf das nicht festgestellte, ganz besonders ungünstige Verhalten des 15 m-Pfahles zurückzuführen ist, etwa auf eine allerdings unwahrscheinliche, örtlich sehr schlechte Bodenbeschaffenheit oder auf einen Ausführungsfehler des Pfahles (Nesterbildung), kann hier außer acht gelassen werden. Jedenfalls ist die ganz erhebliche Überlegenheit des Preßbetonpfahles sowohl in bezug auf hohe Tragfähigkeit bei den geschilderten Bodenverhältnissen als auch auf gleichmäßige Herstellungsgüte klar erwiesen, wie dies vom Verfasser schon vor Durchführung der Versuche vermutet wurde.

Bei dem weichen Mergelboden mußte es nämlich darauf ankommen, einen von Zufälligkeiten bei der Herstellung möglichst unabhängigen Pfahl mit großer Mantelreibung zu erhalten. Bei dem Preßbetonpfahl wird diese Bedingung durch die hohe Luftdruckpressung des eingebrachten Betons erfüllt, die in diesem Fall 6 bis 4 at, d. h. 5800 bis 3800 kg auf die Pfahlgrundfläche, betragen hat. Bei dem gestampften Pfahl kann eine solche Pressung selbstverständlich nicht annähernd erreicht werden. Außerdem ist man bei diesem immer auf die Sorgfalt der Ausführung jedes einzelnen Pfahles namentlich bezüglich der aufgewendeten, durch das Eisengerippe behinderten, von Hand ausgeführten Stampfarbeit angewiesen, was bei einem unkontrollierbaren Bauteil leicht zu Mängeln führen kann. Die Herstellung des Preßbetonpfahles bietet demgegenüber weitgehendste Unabhängigkeit von Zufälligkeiten, weil die hohe Pressung zum Ziehen des Bohrrohres ohnehin erforderlich ist und mittels Manometers einer genauen Kontrolle unterzogen wird. Dieser Arbeitsvorgang verbürgt gleichzeitig ein von Grundwasser völlig freies, trockenes Bohrrohr, wodurch ein Entmischen des eingebrachten Betons unmöglich und ein Pfahlbeton von hoher Festigkeit erhalten wird.

STÄRKEBESTIMMUNG VON MECHANISCHEN ERSCHÜTTERUNGEN.

Von Dr.-Ing. W. Zeller, Hannover¹.

Übersicht: Die in der Literatur bekannt gewordenen Vorschläge zur Aufstellung einer Stärkeskala für mechanische Erschütterungen werden besprochen. Als bestes Maß für die Stärkebestimmung wird die Leistung pro Masseneinheit bezeichnet. Mit diesem Begriff läßt sich eine Skala entwickeln, die entsprechend der Erdbebenskala von Mercalli-Cancani ebenfalls in zwölf Grade eingeteilt ist. Beispiele aus den verschiedensten Gebieten sollen die Brauchbarkeit zeigen.

I. Allgemeine Bedeutung und Literatur.

Trotz der noch immer steigenden Wichtigkeit der Schwingungsvorgänge in Maschinen- und Bautechnik ist es bis heute noch nicht so weit gekommen, einen einheitlichen Stärkemaßstab für mechanische Erschütterungen beliebiger Art anzuwenden. Diese Tatsache liegt nicht etwa darin begründet, daß das Bedürfnis nach einer solchen Stärkeskala nicht vorhanden wäre. Das Fehlen empfindet man im Gegenteil in letzter Zeit immer mehr, so vor allem im Hinblick auf die Beurteilung von Verkehrs- und Maschinenerschütterungen und die damit zusammenhängende Rechtsprechung. Allerdings ist mit der Schaffung einer einheitlichen Skala erst eine notwendige Vorarbeit geleistet. Bestimmte höchstzulässige Grenzwerte für die einzelnen Gebiete lassen sich erst auf Grund von praktischen Messungen und Erfahrungen, die an Hand der Skala verglichen werden, festlegen.

Vereinzelt finden sich in der Literatur schon mehr oder weniger weitgehende Ansätze, eine Stärkeskala aufzustellen. Die in Frage kommenden Arbeiten sind:

Sieberg, Erdbebenkunde. 1923.

Wittig, Zentralblatt der Bauverwaltung 1926, S. 262—265. Seismometrische Messung der Verkehrserschütterungen von Gebäuden.

Menges, Zeitschrift für technische Physik 1928, S. 311—315. Schädliche Erschütterungswirkungen des Straßenverkehrs.

Thein, Verkehrstechnik. Straßenbaubeilage 1930, S. 93—98 und S. 104—108. Vorschlag für die Schaffung einheitlicher Grundlagen zur Beurteilung der Auswirkung von Verkehrserschütterungen.

Piette, Recherches et Inventions 1930, p. 43—53. Le Séismogomètre. Nouvel appareil et nouveaux procédés pour l'étude des vibrations ou trépidations.

Zeller, Zeitschrift für Bauwesen 1930, Heft 7: Praktische und theoretische Untersuchung von Schwingungsmessern zur Aufnahme und Beurteilung von Verkehrserschütterungen.

Die von den einzelnen Autoren vertretenen Ansichten sind in keiner Weise einheitlich. Im folgenden soll der Versuch gemacht werden, die Ergebnisse dieser Arbeiten kritisch zu betrachten und dann die Möglichkeit einer einheitlichen Erschütterungsbeurteilung aufzuzeigen. Von Bedeutung wird dies sein einmal technisch und dann auch physiologisch. Technisch handelt es sich vor allem um die dynamische Materialprüfung und damit zusammenhängend um die Verkehrs- und Maschinenerschütterungen. Physiologisch kann man auf diese Weise vielleicht der Belästigung durch Erschütterungen und besonders auch durch die Seekrankheit bei Schiffs- und Flugzeugschwingungen zu Leibe rücken.

II. Besprechung der vorliegenden Vorschläge für eine Beurteilung der Erschütterungsstärke.

1. Sieberg. Seit längerer Zeit ist in der Erdbebenforschung die Skala von Mercalli-Cancani bekannt (Sieberg S. 102). Diese Skala ist auf den maximalen Beschleunigungsbeträgen, die in einem Schwingungsvorgang auftreten, aufgebaut. Die ganze Zahlenreihe wird nach einem logarithmischen Gesetze in zwölf Stärkegrade geteilt, von denen jeder noch durch besondere Kennzeichen erläutert wird. Bei den niederen Graden dienen dazu physiologische Angaben über die subjektive Spürbarkeit, bei stärkeren Graden Angaben über die Bewegungen von Gegenständen und bei den stärksten werden Veränderungen von mehr oder weniger einschneidender Art an den Bauwerken angegeben.

Zur Änderung dieser Skala lag in der Seismometrie kein Anlaß vor. Man war sich stets bewußt, daß die Angabe eines bestimmten Stärkegrades nur eine grobe Annäherung darstellte. Stärkebestimmungen wurden fast ausschließlich nur in der Bebenherdnähe vorgenommen, und zwar so, daß man die größten Ausschläge, die ein Seismometer anzeigte, bei den Oberflächenwellen als Teil einer sin-Schwingung auffaßte, Amplitude und Halbperiode $T/2$ bestimmte und gemäß $b_{\max} = \frac{4\pi^2 A}{T^2}$ auf maximale Beschleunigung umrechnete. — Im übrigen hat man in der Erdbebenkunde nur selten auf eine Stärkegradbestimmung entscheidenden Wert gelegt.

2. Wittig hat a. a. O. zum erstenmal über die Messung von Verkehrserschütterungen berichtet. Zur Stärkebestimmung benutzte er ebenfalls die Mercalli-Cancani-Skala. Später wurden

¹ Aus dem Forschungs-Institut von Prof. Dr.-Ing. Risch an der Technischen Hochschule, Hannover.

auch von anderen seismographische Erschütterungsmessungen angestellt, wobei sich immer mehr herausstellte, daß die Anwendung der Erdbenskala zu erheblichen Unzuträglichkeiten führte. Sicherlich waren die unter der Annahme einer reinen sin-Schwingung berechneten Beschleunigungswerte zum Teil mit ganz erheblichen Fehlern behaftet, trotzdem hatte sich aber bei einer Erschütterung, die eben subjektiv bemerkbar war, nicht ein Stärkegrad ergeben dürfen, bei dem „Bilder von den Wänden fallen“ oder gar „größere Kirchenglocken anschlagen“ sollen. Stärkere Erschütterungen hätten „vernichtend“ oder „katastrophal“ sein müssen.

Hiermit war der Anstoß zur Verbesserung der Erdbeben-skala gegeben.

3. Mit einem Änderungsvorschlag trat als erster Menges hervor. Er stellte der nach Wittig durch $S \sim A n^2$ definierten relativen Schädlichkeit den Ausdruck $S \sim A^2 n$ ($A =$ Amplitude; $n =$ Frequenz) gegenüber mit der Begründung, daß dieser Ausdruck der pro Schwingung umgesetzten Dämpfungsarbeit proportional sei. Diese Größe erscheine in Anlehnung an die dynamischen Werkstoffprüfungen im Maschinenbau besser gerechtfertigt als die einfache Maximalbeschleunigung. Dem ist durchaus zuzustimmen. Jedoch ist Menges ein Irrtum in der Berechnung unterlaufen; die pro Schwingung umgesetzte Energie oder kurz die Dämpfungsleistung ist nicht der Größe $A^2 n$, sondern der Größe $A^2 n^3$ proportional.

4. Ein anderer Vorschlag ist der von Thein, der die Energie einer Schwingung zur Grundlage einer Stärkeberechnung machen will. Ein Maß für den größten Energieinhalt eines schwingenden Teilchens gibt der Ausdruck $A^2 n^2$. Der Anwendung dieser Größe steht, wie Menges schon ausgeführt hat, entgegen, daß noch kaum Untersuchungen vorliegen über die Gefahrgrenze von Erschütterungen, so daß wir also noch nichts darüber aussagen können, wie lang eine bestimmte Energie einwirken muß, um einen Schaden zu bringen. Erschwerend kommt hinzu, daß diese Verhältnisse für jedes Material im Maschinenbau wie in der Baupraxis wieder anders liegen. Wir werden deshalb zweckmäßig die Zeit, über die eine Energie wirkt, nicht in Betracht ziehen, sondern die Energie pro Zeiteinheit zugrunde legen.

So gehen denn auch die neuesten Vorschläge zur Stärkebestimmung einer Erschütterung dahin, die Größe $S \sim A^2 n^3$ zum Ausgangspunkt zu nehmen. Die Erschütterung S läßt sich damit als Leistung pro Masseneinheit definieren: $S \sim A^2 n^3$ oder $S \sim b_{\max}^2/n$ ($b_{\max} =$ Maximalbeschleunigung) mit der Dimension cm^2/sec^3 .

III. Die absolute Stärkeskala.

Bei der Annahme der Dämpfungsleistung pro Masseneinheit als richtiges Maß für die Stärkebestimmung von Erschütterungen sind grundsätzlich die beiden Größen $A^2 n^3$ und b_{\max}^2/n gleichberechtigt. Aus der Aufzeichnung eines Seismographen können die Werte A und n , aus der eines Beschleunigungsmessers die Werte b_{\max} und n entnommen werden. Es könnte nun zweckmäßiger erscheinen, einer Stärkeskala die Beschleunigungsmessung zugrunde zu legen, weil dabei etwaige Ablesefehler in der Frequenz nur linear eingehen. Für seismographische Aufnahmen ist die Skala dabei auch verwendbar, wenn wir voraussetzen, daß die ausgemessene Halbschwingung eine reine ungedämpfte sin-Schwingung ist. Für diesen Fall ist:

$$b_{\max} = 4\pi^2 A n^2 \text{ und } \frac{b_{\max}^2}{n} = \frac{16\pi^4 n^4 A^2}{n} = 16\pi^4 A^2 n^3 = \kappa$$

(Erschütterungszahl)

Damit ergeben sich die beistehenden Tafeln 1 und 2. Die Einteilung in verschiedene Stärkegrade kann in einer der Mercalli-Cancani-Skala ähnlichen Weise vorgenommen werden. Beachten wir, daß in dem Periodenbereich der Erdbeben (im

Mittel $T = 10$ bis 20 sec) diese Skala gute Dienste geleistet hat, so werden wir bestrebt sein, die neuen Stärkegrade so abzugrenzen, daß sie im Erdbebenbereich mit der alten Skala ungefähr übereinstimmen. Unter diesem Gesichtspunkt ergibt sich folgende Einteilung:

- I. Grad: $\kappa < 2$
- II. Grad: κ von 2 bis 10
- III. Grad: κ von 10 bis 50
- IV. Grad: κ von 50 bis 250
- V. Grad: κ von 250 bis 1000
- VI. Grad: κ von 1000 bis 5000
- VII. Grad: κ von 5000 bis 20 000
- VIII. Grad: κ von 20 000 bis 100 000
- IX. Grad: κ von 100 000 bis 500 000
- X. Grad: κ von 500 000 bis 2,5 Millionen
- XI. Grad: κ von 2,5 Millionen bis 10 Millionen
- XII. Grad: κ von 10 Millionen an aufwärts.

In Tafel 1 sind die einzelnen Grade durch Striche abgegrenzt; in Tafel 2 liegt oberhalb des oberen Striches der I. und unterhalb des unteren der XII. Stärkegrad.

Auf diese Skala dürfen nun allerdings nicht ohne weiteres die Erläuterungen der M.-C.-Skala angewandt werden, weil diese stillschweigend Perioden von einer Größe, wie sie bei Erdbeben auftreten, voraussetzen.

Legt man der Stärkebestimmung von mechanischen Erschütterungen nun nicht die einzelnen Zahlenwerte κ zugrunde, sondern begnügt sich mit der Feststellung des Stärkegrades, so dürfte die Annahme einer reinen ungedämpften sin-Schwingung für die Ausmessung irgend eines aufgezeichneten Schwingungsausschlages durchaus zulässig sein. Ebenso ist es unter diesem Gesichtspunkt einerlei, ob Amplituden- oder Beschleunigungsmessungen für die Stärkebestimmung verwendet werden. Sollen jedoch verschiedenartige Erschütterungen, die dazu noch mit verschiedenen Instrumenten aufgenommen sein können, zahlenmäßig verglichen werden an Hand der Berechnung der Erschütterungszahlen κ , so ist die absolute Richtigezeichnung der Meßinstrumente von ausschlaggebender Bedeutung. Zu einer richtigen Stärkebestimmung ist es in erster Linie wichtig, die Apparatkonstanten so zu wählen, daß in dem betreffenden Meßbereich einwandfreie Aufzeichnungen möglich sind. Ferner ist zu beachten, daß in vielen Fällen der größte Ausschlag, der einer Stärkebestimmung meistens zugrunde zu legen sein wird, unmittelbar nach dem Einsatz erfolgt. Ein solcher Ausschlag kann bei seismographischer Messung unter Umständen erheblich gefälscht sein. Nach Meißer² kann diese Einsatzamplitude, wenn sie mit dem 10fachen Betrag der Eigenfrequenz auftritt, je nach der Dämpfung des Instrumentes um den 4- bis 6fachen Betrag zu groß aufgezeichnet werden.

Es käme zur Stärkebestimmung einer Schwingungserscheinung darauf an, die Leistung pro Masseneinheit zu messen. Auf direktem Wege ist dies bis heute noch nicht möglich; mittelbar gelangt man durch Beschleunigungsmesser, die eine Beschleunigung-Zeit-Linie (b, n) aufzeichnen, und Seismographen, die eine Weg-Zeit-Linie (A, n) aufzeichnen, zum gleichen Ziel. Im Einzelfall wird man sich je nach den zu verfolgenden Zwecken für eines der Instrumente zu entscheiden haben, z. B. kann man auf gute registrierende Instrumente nicht verzichten, wenn man Aussagen über den Wellenmechanismus im Erdboden wie in der Erdbebenforschung und in der Geophysik gewinnen will. Stoßvorgänge werden in der Nähe zweckmäßig mit Beschleunigungsmessern aufgenommen, z. B. bei der Messung von Verkehrserschütterungen auf der Straße. In diesen Fällen weichen die Aufzeichnungen der Seismographen teilweise er-

² Meißer, Beiträge zu einer experimentellen Seismik. 1929. Veröffentlichungen d. Reichsanstalt f. Erdbebenforschung in Jena, Heft 9.

Tafel I.
Erschütterungszahlen bei bekannten Maximalbeschleunigungen und Frequenzen.

Beschl. in cm/sec².

Perioden	Frequenzen (Hertz)	0,25	0,5	1	2,5	5	10	20	40	60	80	100	200	300	400	500	1000
100	0,01	6,2	25	100	625	2500	10 000	40 000	160 000	360 000	640 000	1 M.	4 M.	9 M.	16 M.	25 M.	100 M.
50	0,02	3,1	12,5	50	312	1250	5000	20 000	80 000	180 000	320 000	500 000	2 M.	4,5 M.	8 M.	12,5 M.	50 M.
20	0,05	1,2	5	20	125	500	2000	8000	32 000	72 000	128 000	200 000	800 000	1,8 M.	3,2 M.	5 M.	20 M.
10	0,1	0,6	2,5	10	62,5	250	1000	4000	16 000	36 000	64 000	100 000	400 000	900 000	1,6 M.	2,5 M.	10 M.
5	0,2	0,3	1,2	5	31	125	500	2000	8000	18 000	32 000	50 000	200 000	450 000	800 000	1,25 M.	5 M.
2	0,5	0,1	0,5	2	12,5	50	200	800	3200	7200	12 800	20 000	80 000	180 000	320 000	500 000	2 M.
1	1	0,1	0,2	1	6,2	25	100	400	1600	3600	6400	10 000	40 000	90 000	160 000	250 000	1 M.
0,2	5		0,1	0,2	1,2	5	20	80	320	720	1280	2000	8000	18 000	32 000	50 000	200 000
0,1	10			0,1	0,6	2,5	10	40	160	360	640	1000	4000	9000	16 000	25 000	100 000
	15			0,1	0,4	1,6	6,6	26,6	106,6	240	426	660	2660	6000	10 660	16 660	66 700
0,05	20			0,1	0,3	1,2	5	20	80	180	320	500	2000	4500	8000	12 500	50 000
	25				0,2	1	4	16	64	144	256	400	1600	3600	6400	10 000	40 000
	30				0,2	0,8	3,3	13,3	53,3	120	213	330	1330	3000	5330	8330	33 300
	35				0,2	0,7	2,9	11,5	45,7	103	183	290	1150	2570	4570	7150	29 000
0,025	40				0,2	0,6	2,5	10	40	90	160	250	1000	2250	4000	6250	25 000
	45				0,1	0,5	2,2	8,9	35,5	80	142	220	890	2000	3550	5550	23 220
0,02	50				0,1	0,5	2	8	32	72	128	200	800	1800	3200	5000	20 000
	60				0,1	0,4	1,6	6,6	27	60	106,5	165	665	1500	2665	4165	16 650
	70				0,1	0,4	1,4	5,7	23	51,5	91	145	575	1285	2300	3600	14 500
	80				0,1	0,3	1,2	5	20	45	80	125	500	1125	2000	3125	12 500
	90				0,1	0,3	1,1	4,5	18	40	71	110	445	1000	1775	2600	10 600
0,01	100				0,1	0,3	1	4	16	36	64	100	400	900	1600	2500	10 000
	150					0,2	0,7	2,7	10,7	24	42,6	66	266	600	1066	1666	6670
0,005	200					0,1	0,5	2	8	18	32	50	200	450	800	1250	5000
	250					0,1	0,4	1,6	6,4	14,4	25,6	40	160	360	640	1000	4000

heblich von denen der Beschleunigungsmesser ab. Untersuchungen, die eine Aufklärung darüber bringen sollen, sind zur Zeit noch im Gang.

IV. Anwendungsbeispiele.

Da über die Schädlichkeitsgrenzen von Erschütterungen noch nicht genügend Material gesammelt ist, können hier nur einige Messungen mitgeteilt und über die etwaige Schädlichkeit Vermutungen ausgesprochen werden.

1. Messung von Verkehrserschütterungen in Vechelde in Braunschweig.

Die Durchgangsstraße Berlin—Hildesheim, die durch den Ort führt, ist viel von schweren Lastkraftwagen befahren. Die Straße liegt auf moorigem Untergrund mit einer Packlage und ist mit einer Dammann-Decke versehen. Das Meßinstrument war ein Piezoquarz-Beschleunigungsmesser. Die Messung auf dem Bürgersteig ergab eine Frequenz von etwa 18 Hertz und eine Beschleunigung im Mittel von 75 cm/sec² und im Maximum von 160 cm/sec². Im Mittel entspricht das dem Stärkegrad IV und im Maximum dem Stärkegrad VI. Zur Kennzeichnung der Erschütterungen sei gesagt, daß in der neben der Meßstelle liegenden Apotheke Flaschen und Gläser so tanzten, daß nach einigen Stunden erhebliche Unordnung eingetreten war. Die physiologisch wahrgenommenen Erschütterungen waren sehr stark, teilweise vergleichbar mit Schwingungen,

denen man in Fahrzeugen ausgesetzt ist. Darüber, daß der Stärkegrad VI unzulässig ist, kann wohl kein Zweifel herrschen; aber auch der Stärkegrad IV ist schon so groß, daß an eine Abstellung der Erschütterungen gedacht werden muß.

2. Erschütterungsmessungen in Aachen.

Gemessen wurde auf verschiedenen Hauptverkehrsstraßen mit dem Piezoquarz-Beschleunigungsmesser und gleichzeitig mit dem Beschleunigungsmesser von Langer-Thomé. Die gemessenen Frequenzen betragen etwa 20 bis 30 Hertz und die mittleren Maximalbeschleunigungen etwa 60 cm/sec². Die Schwankungen um diesen Mittelwert waren nicht erheblich. Als Stärkegrad ergibt sich damit IV. Da diese Messungen nur dem Zweck des Vergleichs der beiden Instrumente dienen sollten, wurde auf der Straße selbst in unmittelbarer Nähe der Fahrzeuge gemessen, weshalb hier der Schluß, daß die Erschütterungen zu groß seien, entsprechend den Messungen in Vechelde, nicht ohne weiteres gerechtfertigt erscheint.

Schwingungsmessungen auf einem Automobilprüfstand ergaben den Stärkegrad IV bis V.

3. Messungen von Fahrzeugschwingungen von Piette.

Piette benutzt ein von ihm gebautes Seismergometer, das auf dem Venturieffekt beruht. Seine Ergebnisse sind auf der Plattform eines Autobusses auf schlechtem Pflaster: Frequenz 14 bis 16 Hertz und eine Amplitude von 0,112 cm. Das würde

Tafel II.
Erschütterungszahlen bei bekannten Amplituden und Frequenzen. ($16\pi'$ ist dabei als 1600 angenommen.)

Hertz	Amplituden in cm.																							
	0,001	0,002	0,004	0,006	0,008	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,1	0,5	1	5	10	50	100	500	1000	
0,02																								
0,1																								
0,2																								
0,5																								
1																								
5																								
10																								
15																								
20																								
25																								
30																								
40																								
50																								
60																								
70																								
80																								
90																								
100																								
150																								
200																								
250																								

dem VIII. Stärkegrad entsprechen. Bei der Messung in einem Wagen 1. Klasse eines Schnellzuges ergibt sich mit 7,3 Hertz und 0,01 cm Ausschlag der V. Stärkegrad. Demnach müßte dieser Grad für Fahrzeugschwingungen schon als günstig bezeichnet werden.

4. Schiffsschwingungen.

Ein Schiff im Seegang möge mit einer Amplitude von 2 bis 5 m und einer Periode von 10 sec schwingen. In dieser Schwingung würde eine Beschleunigung von 0,8 bzw. 2 m/sec² stecken. Die zugehörigen Stärkegrade wären VIII und IX. Bei dieser Stärke ist auf jeden Fall die Möglichkeit der Seekrankheit gegeben. Daß bei einer Autobuserschütterung vom VIII. Grad keine Seekrankheit auftritt, mag physiologisch und psychologisch begründet sein und auch in äußeren Umständen liegen. Sicherlich ist die Dauer der Einwirkung sehr wesentlich; auf einem Schiff befindet man sich mehrere Stunden oder Tage, auf einem Autobus, der den VIII. Grad vermittelt, höchstens einige Minuten. Immerhin sei daran erinnert, daß empfindliche Menschen auch schon bei schwächeren Graden in Straßen- oder Schienenfahrzeugen seekrankheitsähnliche Empfindungen haben.

5. Dynamische Materialuntersuchung.

Eine gute Bestätigung dafür, daß die Leistung pro Masseneinheit ein Maß für die Stärke einer Schwingung liefert, haben wir bei der dynamischen Materialuntersuchung. Nach den neuesten Forschungen zeigt sich, daß ein Material, das unterhalb einer bestimmten Grenze, wir können sagen einem bestimmten Stärkegrad, dynamisch beansprucht wird, in der Lage ist, jede Energiemenge aufzunehmen, ohne sich dabei irgendwie zu verändern. Umgekehrt läßt sich sagen, wenn ein Material einen Stärkegrad eine bestimmte Zeit lang ausgeschaltet, also eine bestimmte Energiemenge aufgenommen hat, dann wird es bei dieser Beanspruchung auch beliebig lange halten, wenn nicht Veränderungen anderer Art (z. B. Rost) auftreten. Leider beschränken sich solche Untersuchungen bis jetzt noch fast ausschließlich auf Werkstoffe des Maschinen- und Eisenbaues. In derselben Weise wären auch die Baustoffe und Verbände im Hochbau und Straßenbau zu untersuchen. Erst wenn hier praktische Ergebnisse vorliegen, läßt sich genaueres über die Beanspruchung der Bauwerke aussagen; erst dann lassen sich die wirklich schädlichen Spannungen ermitteln.

6. Wittig.

Für die Beurteilung von Erdbeben lassen sich die Erläuterungen zur M.-C.-Skala von Sieberg auch auf die neue Skala übertragen. Wenn man jedoch

bedenkt, daß die alte Skala nur auf Beschleunigungen abgestellt ist und infolgedessen nur für einen bestimmten Periodenbereich gültig sein kann, so erhellt die Unmöglichkeit, die Erläuterungen auch für höherfrequente Schwingungen in der Technik anzuwenden. Wittig hat das bei seinen Messungen in Magdeburg seinerzeit getan. Zum Vergleich sei eines seiner Ergebnisse auch nach der neuen Skala beurteilt.

Für einen Lastkraftwagen mit Elastikbereifung wurde gemessen eine Amplitude von 0,002 cm bei einer Frequenz von 25 Hertz. Daraus berechnet Wittig die Maximalbeschleunigung zu 48 mm/sec² und reiht dementsprechend in den V. Grad der

M.-C.-Skala ein. Berücksichtigt man, daß dabei ein Dimensionsfehler unterlaufen ist — es muß nämlich heißen 48 cm/sec² (bei den hier abgerundet angenommenen Meßergebnissen 50 cm/sec²) —, so ergibt sich der VIII. Grad der Erdbebenskala, der mit „zerstörend“ gekennzeichnet ist. Reichen wir dieselben Meßergebnisse in die neue Skala ein, so ergibt sich der Stärkegrad IV. Dasselbe gilt für eine Messung bei Vollgummibereifung, der nach der M.-C.-Skala der IX. oder X., nach der neuen Skala jedoch nur der V. Grad zuzuordnen wäre, was mit den oben angeführten Beispielen von verschiedenen Beobachtern in gutem Einklang steht.

AMERIKANISCHE DRUCKVERSUCHE AN STÜTZENFÜSSEN FÜR UNTERGRUNDBAHNEN.

Von Dipl.-Ing. A. Schultz, Breslau.

Das „Bureau of Standards“ berichtet in einem Heft vom September 1930¹ über Belastungsversuche an geschweißten und genieteten Stützenfüßen für Untergrundbahnen, welche den

Die zunächst gewählte Versuchsanordnung geht aus Abb. 2 hervor. Oben wurde die Last durch eine in einer Kugelschale gelagerte Druckplatte D und eine Stahlplatte C eingeleitet. Der Fuß ruhte auf zwei Stahlkörpern A mit ebener Ober- und zylindrischer Unterfläche, deren lichter Abstand gleich der Höhe des H-Querschnitts der Stütze (rd. 150 mm) war. Diese Stahlkörper waren auf einer ebenen gehärteten Stahlplatte B gelagert; der Abstand der Berührungslinien betrug rd. 300 mm.

Bei der Durchführung der Versuche stellte sich heraus, daß die für die beschriebene Anordnung benutzte 270 t-Maschine nur für die Versuchskörper der Gruppe 2 (genietet ohne Fußplatte) ausreichte. Die Versuche wurden deshalb mit einer hydraulischen 4500 t-Maschine fortgesetzt. Da die untere Druckplatte der Maschine schon kugelförmig gelagert war, wurde auf die obere Kugelschale verzichtet, während im übrigen die Anordnung die gleiche blieb.

Während der Durchführung der Versuche wurden an den in Abbildung 1 bezeichneten Stellen Spannungsmessungen mit Whittemoreschen Spannungsmessern von rd. 50 mm Meßlänge vorgenommen.

Die Versuchsergebnisse. Die kleinste Tragfähig-

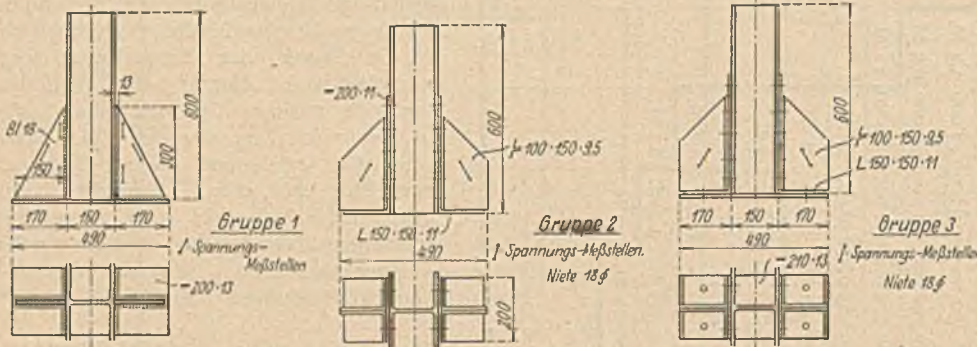


Abb. 1. Die Versuchskörper.

Zweck hatten, festzustellen, ob die geschweißte Ausführung der genieteten gleichwertig ist.

Untersucht wurden drei Ausführungsformen (s. Abb. 1), eine geschweißte und zwei genietete, von diesen eine mit und eine ohne Fußplatte. Mit jeder Ausführungsform wurden drei Parallelversuche gemacht, und zwar bis zur Zerstörung.

¹ „Compressive Tests of Bases for Subway Columns“ by James H. Edwards, H. L. Whittemore, A. H. Stang.

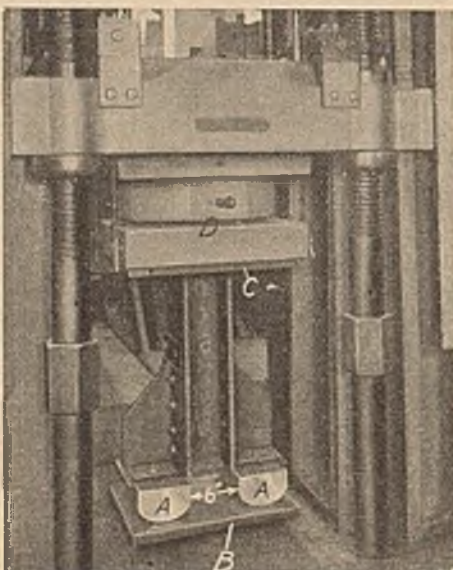


Abb. 2. Versuchskörper der Gruppe 3 in der 270t-Maschine.



Abb. 3. Versuchskörper der Gruppe 1 nach dem Versuch.

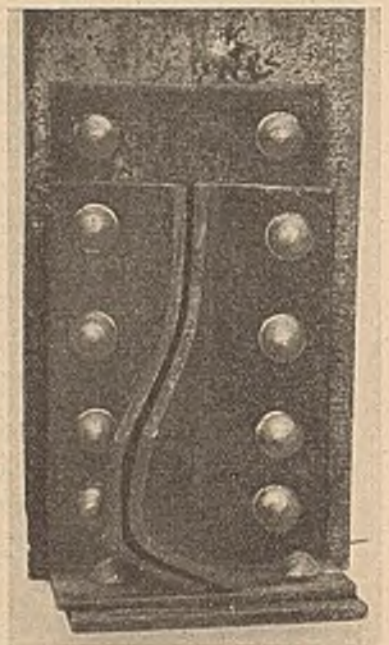


Abb. 4. Versuchskörper der Gruppe 3 nach dem Versuch.

keit ergaben — wie zu erwarten war — die Versuchskörper der Gruppe 2. Der Bruch erfolgte ausnahmslos dadurch, daß auf einer Seite die 8 Niete, welche die Fußkonstruktion mit dem Flansch des H-Querschnitts verbanden, abgesichert wurden. Die durchschnittliche Beanspruchung dieser Niete beim Bruch betrug 4170 kg/cm^2 , die des Stützenquerschnitts rd. 2000 kg/cm^2 . Von den übrigen Versuchskörpern zeigten die genieteten (Gruppe 3) eine etwas größere Tragfähigkeit als die geschweißten (Gruppe 1), jedoch beträgt der Unterschied durchschnittlich nur 5%. Die Zerstörung erfolgte bei beiden Gruppen ganz gleichartig durch Ausbeulen der abstehenden lotrechten Teile des Fußes und Ausknicken der Flansche des Stützenquerschnittes, woraus zu schließen ist, daß der H-Querschnitt mindestens bis zur Streckgrenze beansprucht war. Die durchschnittlichen Höchstbeanspruchungen der Stütze sind 3110 kg/cm^2 bei Gruppe 1 und 3280 kg/cm^2 bei Gruppe 3. Typische Bilder der zerstörten Stützenfüße zeigen die Abb. 3 (aus Gruppe 1) bzw. Abb. 4 (aus

Gruppe 3). Außer der Höchstlast wurde stets noch die Last bestimmt, bei der zuerst ein erhebliches Nachgeben des Versuchstückes bemerkt wurde. Diese Last betrug durchschnittlich: bei Gruppe 1: 67%, bei Gruppe 2: 87% und bei Gruppe 3: 63% der Höchstlast.

Aus den Versuchen werden folgende Schlüsse gezogen:

1. Geschweißte Stützenfüße mit Fußplatten haben praktisch die gleiche Tragfähigkeit wie die genieteten mit Fußplatten.
2. Die Tragfähigkeit der genieteten Füße ohne Fußplatte ist rd. 60% derjenigen mit Fußplatte, jedoch ist die Steifigkeit bis zum Erreichen der Streckgrenze bei beiden Ausführungen ungefähr dieselbe.
3. Die Tragfähigkeit der Stützenfüße mit Fußplatte war ebenso groß wie die des Stützenquerschnitts.
4. Die Spannungsmessungen ergaben, daß eine Verstärkung der senkrechten Aussteifungsbleche bei den geschweißten Probekörpern die Tragfähigkeit erhöhen würde.

VERSUCHE MIT EISENBETONSÄULEN.

Von Dipl.-Ing. Treiber, Karlsruhe.

Übersicht. An Hand amerikanischer Versuche aus neuester Zeit wird gezeigt, wie das Verhalten und die Tragfähigkeit von Eisenbetonsäulen durch ihre 3 Elemente (Beton, Längs- und Querbewehrung) und durch die Art und Dauer der Lasteinwirkung beeinflusst wird. Die beiden Eigenschaften des Betons, zu schwinden und unter dauernder Lasteinwirkung „nachzufließen“, rufen im Laufe der Zeit eine Umlagerung der Spannungsverteilung (Entlastung des Betons sogar über Null hinaus bis zur Beanspruchung auf Zug, und Belastung der Längseisen bis zum 3-fachen Betrag ihrer Anfangsspannung) hervor.

Das Verhältnis $n = \frac{E_s}{E_{bd}}$ kann unter diesen Umständen nicht die Grundlage für den Entwurf von Säulen bilden, vielmehr geht die Tendenz dahin, Säulenentwurfsformeln in Beziehung zu der Höhe der Betondruckfestigkeit und der Streckgrenze der verwendeten Eisen zu bringen. Ob es zweckmäßig ist, die Größe der Querbewehrung von der Größe der Längsbewehrung abhängig zu machen, oder ob die Querbewehrung wie bisher als selbständiger Säulenbestandteil einzuführen ist, ist noch nicht entschieden, wird aber nach Abschluß der amerikanischen Versuche wohl beantwortet werden können.

I. Zweck und Umfang der Versuche.

Die Tragfähigkeit von Eisenbetonsäulen ist abhängig von der Güte des Betons, von der Größe und Güte der Längs- und Querbewehrung, von der Art und Weise des Lastaufbringens und der Lastübertragung, von der Dauer der Lasteinwirkung und von den Säulenabmessungen. Bei umschnürten Eisenbetonsäulen treten weit unterhalb der eigentlichen Bruchlast Risse in der äußeren Betonumhüllung (Schalenrisse) auf. Amerikanische Forscher haben diesem Belastungsstadium wegen der Ähnlichkeit mit den Erscheinungen bei Druckversuchen mit homogenem Material den Namen „Fließ- oder Quetschgrenze“ gegeben¹. Schon vor zwei Jahrzehnten wurde aus Versuchen gefolgert, daß die Art und Stärke der Umschnürung die „Quetschgrenze“ von Eisenbetonsäulen zwar nicht zu verändern vermag, daß aber der Einfluß einer Umschnürung auf die Tragfähigkeit einer Säule mindestens zwei bis dreimal größer ist, als der Einfluß eines gleichen Volumens Längsbewehrung². Festgestellt wurde, daß die Umschnürung den Widerstand des Betonkerns über seine eigentliche Druckfestigkeit hinaus erhöht. Die Umschnürung bringt demnach Zähigkeit in die Konstruktion und erhöht den Sicherheitsgrad. Inwieweit ihre Wirkung bei Entwurf und Berechnung von Eisenbetonkonstruktionen in Rechnung gesetzt werden darf, darüber gehen die Ansichten noch auseinander. Diese Frage — die Lastverteilung auf Beton, auf Längs- und Querbewehrung — und die Frage nach dem Verhalten von Eisenbetonsäulen unter dauernd wirkender Belastung auf lange Zeit haben hauptsächlich den Anlaß zu den folgenden Untersuchungen gegeben. Im Programm ist die Prüfung von 573 Säulen zur Bewältigung der vorstehenden Aufgabe vorgesehen. Als erste Bedingung ist hierbei innerhalb der einzelnen Versuchsreihen auf möglichst gleichartige Beschaffenheit der verwendeten Baustoffe geachtet worden. Umfangreiche Vor- und Nebenarbeiten waren notwendig und wurden durchgeführt zur Bestimmung geeigneter Kornzusammensetzungen, der Zement- und Wassermengen zur Erzielung bestimmter Verarbeitungsgrade und Festigkeiten, zur Prüfung der verwendeten Stahlsorten für Längs- und Querbewehrung.

¹ Vgl. Probst, „Vorlesungen über Eisenbeton“, 2. Aufl., I. Bd., S. 298.

² Vgl. neuerdings auch Saliger, „Beton und Eisen“, Jahrgang 1930, Heft 1.

Die Untersuchungen werden zum größten Teil an dem „Fritz-Engineering-Laboratory, Lehigh University“ unter Leitung von W. A. Slater und I. Lyse und an dem „Materials Testing Laboratory, University of Illinois“ unter Leitung von F. E. Richart und G. C. Stachle parallel geführt³. Das Programm enthält acht Säulenreihen und ist in Zusammenstellung 1 (S. 592) wiedergegeben. Die zylindrischen Säulen der Reihen I bis IV und VII haben einen Außendurchmesser von 21 cm und eine Länge von 1,52 m. Reihe V und VI haben verschiedenen große Durchmesser (20,3; 30,5; 50,8; 70,2 cm), ihre Länge ist jeweils 7,5 mal so groß wie ihr Durchmesser. Die Abmessungen der Reihe VIII sind noch nicht veröffentlicht.

II. Die versuchstechnische Ausbildung der Säulen.

Säulenreihe I hatte lediglich versuchstechnischen Charakter: Die Ausbildung der Säulenköpfe für eine einwandfreie Lastübertragung war festzulegen. Das Prüfalter der Säulen war 28 Tage, die Längsbewehrung betrug rund 4% und bestand aus acht 12,7 mm starken Vierkanteseisen. (Säulenquerschnitt d in Abb. 1.) Die Umschnürung bestand aus 4,8 mm starkem Draht bei einer Ganghöhe von rd. 3,4 cm und betrug rd. 1,2% von F_b . Vier Arten von Säulenkopfausbildung wurden untersucht:

Gruppe a: Die Längseisen endigten bündig mit den beiden Druckflächen, die Länge war gleich der Säulenlänge 152 cm.

Gruppe b: Die Säulen hatten verbreiterte Köpfe auf eine Länge von 45,7 cm, bei einem Durchmesser von 35,6 cm. Die Längseisen endigten etwa 7,6 cm von den Druckflächen entfernt. Die eigentliche Schaftlänge war wie bei den übrigen Gruppen 152 cm.

Gruppe c: Die Längseisen endigten etwa 7,6 cm von den Druckflächen entfernt, in die nicht verbreiterten Säulenköpfe wurden 33 cm bzw. 50,8 cm lange Eisen von derselben Anzahl und demselben Querschnitt wie die Längseisen bündig mit den Druckflächen einbetoniert, so daß diese Zulageisen die Längseisen etwa um das 20- bzw. 30 fache ihrer Stärke übergriffen.

In Abständen von rd. 25 cm über die Säulenlänge weg, also an fünf Meßstellen in verschiedener Säulenhöhe, wurden sowohl die Längenänderungen des Betons als auch die der Längseisen gemessen.

Es zeigte sich bei Gruppe a, daß bis zu einer Druckspannung $\frac{P}{F_k}$ von rd. 160 kg/cm^2 (bezogen auf den Kernquerschnitt), die Längenänderungen in den verschiedenen Meßhöhen praktisch gleich groß waren, daß mit steigender Last aber die Längenänderungen der Längseisen sich immer mehr von denen des Betons unterschieden, daß in halber Säulenhöhe die Längenänderungen bedeutend größer wurden als an den Säulenenden. Bei einer Spannung $\frac{P}{F_k} > 300 \text{ kg/cm}^2$ tritt Ungleichförmigkeit im elastischen Verhalten des Betons ein. Bei den übrigen Gruppen ist aber eine Ungleichförmigkeit des elastischen Verhaltens in verschiedenen Säulenhöhen schon viel früher sowohl im Eisen als auch im Beton zu beobachten. Die Säulen der Gruppe a hatten durchschnittlich höhere Festigkeiten als die Säulen der übrigen Gruppen. Auch trat der Bruch bei Gruppe a in halber Säulenlänge ein im Gegensatz zu Gruppe b und c, die in Nähe der Säulenenden versagten. Die drei Elemente — Beton, Längs- und Querbewehrung — scheinen bei Gruppe a mit ihrem vollen Leistungsvermögen herangezogen zu werden. Man entschloß sich daher, auch mit Rücksicht

³ Nach dem Bericht aus „Journal of the American Concrete Institute“, April 1930, Februar und März 1931.

Zusammenstellung 1 — Programm zu den Säulenversuchen.

Säulenreihe	Durchmesser cm	Druckfestigkeit der Zylinder d = 15,2 cm h = 30,5 cm			Längsbewehrung				Querbewehrung			Lagerungsart	Belastungsweise		
					Sorte	Prozente			Sorte	Prozente					
I	20,3			245	1 *			4			1,2	feucht	ununterbrochen bis zum Bruch	—	—
II	20,3	140	245	350	1	0		4	handelsübliche Qualität	0	1,2	feucht	ununterbrochen bis zum Bruch	mit 4stünd. Ruhepausen auf einzelnen Laststufen	
		140	245	350	2 *			4							
		140	245	530	3 *			4							
			245		1	0	1,5				6				
			500		1	0	1,5				6				
III	20,3	140	245	350	1			4	handelsübliche Qualität	0	1,2	feucht	trock	ohne Belastung Beobachtung über 1 Jahr	unter Gebrauchslast über 1 Jahr
		140	245	350	1		1,5	6							
			245		1		1,5	6							
			245		1		1,5	6							
IV	20,3	140	245	350	1			4	handelsübliche Qualität	0	1,2	feucht	ununterbrochen bis zum Bruch	Auf verschiedenen hohen Laststufen über lange Zeit	
		140	245	350	1			4							
		140	245	350	1		1,5	6							
		140	245	350	1		1,5	6							
V	30,5 50,8 71,2	140	245		1		1,5	4	handelsübliche Qualität		1,2	feucht	ununterbrochen bis zum Bruch		
		140	245		1		1,5	4							
		140	245		1		1,5	4							
VI	20,3 30,5 50,8 71,2	140	245		1			4	handelsübliche Qualität		1,2	feucht	ununterbrochen bis zum Bruch		
		140	245		1			4							
		140	245		1			4							
		140	245		1			4							
VII	20,3	245			1	0	1,5	4	mit hoher Streckgrenze handelsübliche Qualität		1,2	feucht		mit 4 stündigen Ruhepausen auf einzelnen Laststufen	
		245			1	0	1,5	4							
		245			1	0	1,5	4							
VIII	Versuche unter Dauerlast mit Eisenbetonsäulen, deren Längseisen nicht bündig mit den Druckflächen liegen. Näheres noch nicht veröffentlicht.														

* Stahlorte 1 hatte eine mittlere, Stahlorte 2 eine niedere, Stahlorte 3 eine ausgesprochen hohe Streckgrenze bzw. Bruchfestigkeit.
** begrenzt durch den äußeren Umfang der Querbewehrung.

auf die Einfachheit der Herstellung, für alle folgenden Reihen für eine Säulenkopfausbildung wie bei Reihe I Gruppe a: Die Säulen sind reine Zylinder (ohne verbreiterten Kopf), die Längseisen endigen jeweils bündig mit den Druckflächen.

III. Einflüsse auf die Tragfähigkeit von bewehrten Säulen.

Säulenreihe II soll zeigen, wie die elastischen Eigenschaften und die Höchstlast von bewehrten und unbewehrten Betonsäulen durch die Betondruckfestigkeit, die Streckgrenze der Längseisen und durch die Belastungsweise beeinflusst werden. Zwei Belastungsweisen wurden angewendet. Stufenweise Belastung mit Unterbrechungen lediglich zum Ablesen der Meßinstrumente (~ 8 Minuten Pause zwischen den Laststufen) und stufenweise Belastung wie vor bis etwa 60% der Höchstlast, dann zwischen den folgenden Stufen Pausen von etwa 4 Stunden. Während der Pausen wurde der Soll-druck dauernd nachgestellt. Die Säulen hatten einen Außendurchmesser von 21 cm, eine Gesamtlänge von 152 cm. Der Kerndurchmesser, durch die Mitte der Querbewehrungseisen begrenzt, beträgt 19,8 cm, die Kernfläche ohne Abzug der Längseisen ist 308 cm². Die Längsbewehrung betrug 0; 1,6; 4,2 oder 6,3% (bezogen auf den Kernquerschnitt 308 cm²; die Amerikaner beziehen ihre Angaben 1,5; 4; 6% auf einen Kerndurchmesser = dem äußeren Durchmesser der Umschnürung). Bei den 4,2% Längsbewehrung kamen drei Stahlsorten mit niedriger, mittlerer und ausgesprochen hoher Streckgrenze (bzw.

Bruchfestigkeit) zur Verwendung. Vier Rundeseisen \varnothing 12,7 mm entsprechen 1,6%, acht Vierkanteseisen 12,7 mm stark entsprechen 4,2%, und vier Rundeseisen \varnothing 15,9 mm und vier Rundeseisen \varnothing 19 mm entsprechen 6,3% Längsbewehrung. (Siehe Abb. 1 und Zusammen-

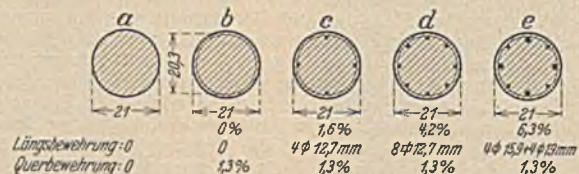


Abb. 1. Säulenreihe II (Länge 152 cm).

stellung 2.) Die Querbewehrung war bei allen Säulen gleich, betrug 1,3% und bestand aus 5,3 mm starkem Draht bei einer Ganghöhe von 34 mm. Diese Reihe sollte außerdem den Einfluß verschieden großer Betonfestigkeit klären, die Festigkeit der Kontrollzylinder (d = 15,2 cm, h = 30,5 cm) bewegte sich auf den Stufen 140, 245, 350 und 500 kg/cm². Die Prüfung der Säulen in dem oben angegebenen Sinn wurde im Alter von 56 Tagen vorgenommen. Die Körper lagerten bis zu diesem Zeitpunkt in einem Feuchtraum.

Zusammenstellung 2.
Ergebnis der Stahlprüfung für Säulenreihe II.

Stahlsorte	Art und Stärke	Streckgrenze		Bruchfestigkeit		Kennzeichen
		kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	
Längsbewehrung						
		Lehigh-University	University of Illinois	Lehigh-University	University of Illinois	
1	12,7 mm Vierkant-eisen	3050	3740	4680	5820	Stahlsorte 1 mittlere Streckgrenze bzw. Bruch- festigkeit
	12,7 mm Rund-eisen	3620	3190	5360	5130	
	15,9 mm Rund-eisen	3190	2750	5160	4330	
	19,0 mm Rund-eisen	3180	3580	4850	5920	
2	12,7 mm Vierkant-eisen	2860	2830	4510	4150	Stahlsorte 2 niedere Streckgrenze
3	12,7 mm Vierkant-eisen	4570	4780	7190	7640	Stahlsorte 3 hohe Streck- grenze
Querbewehrung						
	5,3 mm Rund-eisen	nicht ermittelt	5800	5570	handelsübliche Ware	

Kurz zusammengefaßt sind die Ergebnisse der Prüfung der Säulenreihe II:

- Die an den Längseisen gemessenen Längenänderungen stimmen sehr gut mit den gemessenen Längenänderungen des Betons für alle Säulenarten überein (bei der getroffenen Art der Lastübertragung). Auch herrscht gute Übereinstimmung in den Längenänderungen von Säulen derselben Art.
- Die Festigkeit der unbewehrten Säulen war im Mittel 85% der Zylinderdruckfestigkeit bei großer Gleichförmigkeit der Einzelergebnisse.
- Die Spannungs-Längenänderungskurve für unbewehrte Säulen fällt praktisch mit der für die Zylinder bis zur Hälfte der Bruchlast zusammen. Für höhere Lasten werden die Längenänderungen der Säulen größer als die der Zylinder.
- Für gleichbewehrte Säulen mit verschieden hoher Betonfestigkeit war der Unterschied in der Bruchlast ungefähr gleich dem Unterschied in der Tragfähigkeit des Betonkerns. Die Tragfähigkeit des Kerns wurde jeweils an unbewehrten Säulen derselben Länge und desselben Querschnitts ermittelt.
- Die Zunahme der Tragfähigkeit durch Verwendung von Längseisen war ungefähr gleich dem Wert $F_e \cdot \sigma_s = \text{Längseisenquerschnitt mal ihrer Streckgrenze}$, ganz gleichgültig welcher Bewehrungsprozentsatz oder welche Stahlsorte verwendet wurde.
- Ein ausgesprochener Unterschied in der Bruchlast durch die Anwendung verschiedener Belastungsweisen — stufenweise Belastung bis zum Bruch mit kurzen Unterbrechungen zum Ablesen der Instrumente oder stufenweise Belastung bis zum Bruch mit vierstündigen Ruhepausen zwischen den einzelnen Stufen — konnte nicht festgestellt werden. Die unbewehrten Säulen versagten im allgemeinen bei der Belastung mit Ruhepausen etwas früher als die mit ununterbrochener Belastung. Bei den Eisenbetonsäulen war es

gerade umgekehrt. Das Konstanthalten einer bestimmten Last auf die Dauer von 4 Stunden brachte in den Eisen sowohl als auch im Beton eine Vergrößerung der Formänderungen mit sich, jedoch war die Formänderungszunahme bei Laststeigerung wieder um so viel geringer, so daß sich die Spannungs-Längenänderungskurven für beide Belastungsweisen wieder berührten. Diese Übereinstimmung in den Formänderungen auf den einzelnen Stufen kurz nach dem Aufbringen der Last war nicht so gut ausgeprägt bei Verwendung von Stahl mit hoher Streckgrenze.

- Aus der Säulengruppe mit 4,2% Längsbewehrung mit drei verschiedenen hohen Streckgrenzen, einer gleichbleibenden Querbewehrung 1,3% und mit drei verschiedenen hohen Zylinderfestigkeiten (im Mittel 140, 245 und 350 kg/cm²) läßt sich schließen, daß die Querbewehrung unbeeinflusst von der Höhe der Streckgrenze der Längseisen und unabhängig von der Höhe der Betonfestigkeit zur Bruchlast immer einen konstanten Betrag beigesteuert hat.

Bei der Ermittlung dieses Betrages ging man von folgenden Annahmen (deren Berechtigung durch Versuche nachgewiesen ist) aus: Der auf den Beton entfallende Teil der Bruchlast ist gleich der Druckfestigkeit der unbewehrten Säule mal der reinen Kernfläche der bewehrten Säule. Zu diesem Betonanteil wird die Kraft, die erforderlich ist, um die Längseisen bis zur Quetschgrenze zu bringen, ($= F_e \cdot \sigma_s$) addiert. Was dann von der Bruchlast noch übrig bleibt, ist der Wirkung der Umschnürung zuzuschreiben.

In den angeführten Punkten 1 bis 7 widersprechen sich die Ergebnisse der beiden Versuchsanstalten nicht. Ein Unterschied besteht lediglich in der Höhe des konstanten Betrags, den die Querbewehrung zur Bruchlast liefert.

Die Ergebnisse beider Institute, soweit sie sich auf die „ununterbrochene“ Belastungsweise beziehen, sind in Zusammenstellung 3, teilweise auch in Abb. 2 und 3 wiedergegeben, und zwar sind die amerikanischen Angaben so umgerechnet, daß die Versuche in der in Deutschland üblichen Weise beurteilt werden können. D. h. als Kernfläche ist der durch die Mitte der Querbewehrungseisen begrenzte Säulenquerschnitt eingeführt, die Prozente Längs- und Querbewehrung werden auf eben diese Kernfläche bezogen. Unter reiner Kernfläche ist die Differenz zwischen Kernfläche und jeweiligem Längseisenquerschnitt zu verstehen. Der Anteil der Umschnürung an der Höchstlast ist als Differenz aus $P_{max} - (F_k k_b + F_e \sigma_s)$ errechnet (Anteil des Betons = $F_k \cdot k_b$; Anteil der Längseisen = $F_e \cdot \sigma_s$). Die Unterschiede in den Anteilen der Umschnürung sind trotz weitgehender Änderung der Betondruckfestigkeit und der Streckgrenze der verwendeten Längseisen nicht sehr groß, wenn man die Versuche beider Institute getrennt betrachtet. Es darf hier nicht vergessen werden, daß sich bei der angegebenen Art der Lastaufteilung alle Unregelmäßigkeiten in dem errechneten Anteil der Umschnürung auswirken, während sie in Wirklichkeit wohl eher (entsprechend der prozentualen

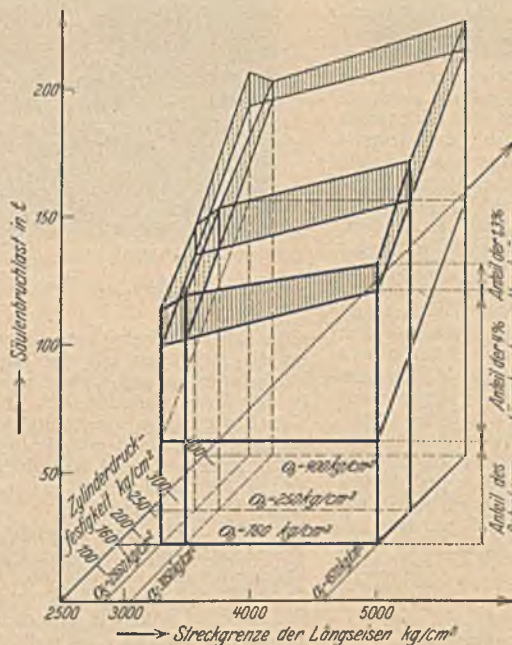


Abb. 2 Säulenversuche Lehigh-University. Ergebnisse aus Reihe II. Säulen mit 4,2% Längsbewehrung verschieden hoher Streckgrenze und mit 1,3% Querbewehrung. (Die schraffierten Flächen geben jeweils den Anteil der 1,3% Querbewehrung an der Säulenbruchlast an)

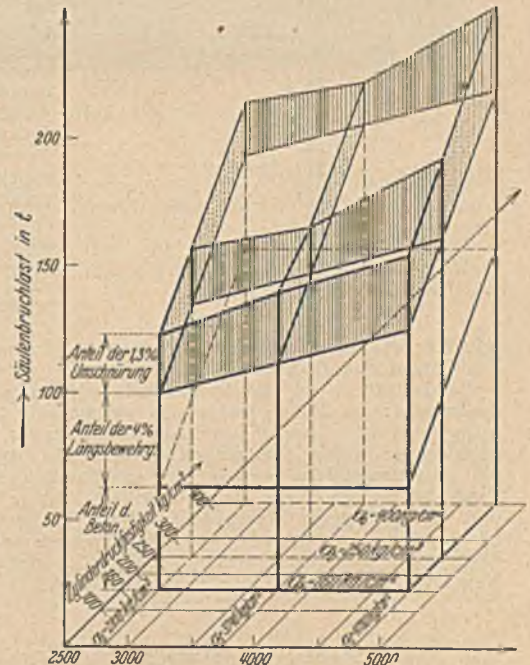


Abb. 3 Säulenversuche University of Illinois. Ergebnisse aus Reihe II. Säulen mit 4,2% Längsbewehrung verschieden hoher Streckgrenze und mit 1,3% Querbewehrung. (Die schraffierten Flächen geben jeweils den Anteil der 1,3% Querbewehrung an der Säulenbruchlast an)

Beteiligung an der Bruchlast) im Beton- und Längseisenanteil zu suchen sind.

Unter den vorstehenden Voraussetzungen ergibt sich der Anteil der Umschnürung bei den Versuchen der Lehigh-University im Mittel zu etwa 13 100 kg, bei den Versuchen der University of Illinois im Mittel zu rd. 25 700 kg, also nahezu doppelt so groß. Der Unterschied ist so groß, daß man ihn durch verschieden hohe Streckgrenze der verwendeten Umschnürung allein nicht erklären kann. Die Streckgrenzen sind nicht einwandfrei ermittelt worden, die Zugfestigkeit betrug beim ersten Falle 5800 kg/cm² (Mittel aus 65 Proben), im zweiten Falle 5570 kg/cm² (Mittel aus 19 Proben).

Bei der Mittelbildung sind die Werte für die Säulen mit einer Zylinderfestigkeit von rd. 500 kg/cm² weggelassen. Der Beton wurde

in diese Säulen maschinell eingerüttelt und weist deswegen andere Eigenschaften auf.

Auf der Suche nach einer Erklärung für den Unterschied der Beiträge der Umschnürung fällt auf, daß gerade für die Säulen mit maschinell eingerütteltem Beton der Beitrag der Querbewehrung bei der Lehigh University im Mittel so groß ist wie bei der University of Illinois. Diese Säulen sind mehr oder weniger unabhängig von der individuellen Handarbeit hergestellt worden und weisen wohl dadurch eine größere Gleichförmigkeit und einen höheren Verdichtungsgrad auf. Es liegt nahe, den Unterschied in den Ergebnissen der beiden Institute bei den Säulen, deren Beton nicht maschinell eingerüttelt wurde, durch Unterschiede in der Herstellung und Verarbeitung zu erklären. (Fortsetzung folgt.)

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Messung der Tragfähigkeit tiefegelegener Gründungssohlen.

Über der viergleisigen New Yorker Untergrundbahn waren 8—15stöckige Hochhäuser zu errichten; die Konstruktion der U-Bahn war ausreichend fest, es fragte sich nur, ob der darunter liegende teils sehr feine, teils sehr grobe Sand die übertragenen Lasten ohne Zuhilfenahme von Pfählen würde tragen können, wozu folgendes von dem Prof. Terzaghi und Gilboy angegebene Verfahren durchgeführt wurde, welches von dem Gedanken ausgeht: das Setzen des Bodens unter Last ist eine Funktion seiner Dichte und erfolgt plötzlich; also wird die Dichte durch Messen des Eindringungswiderstandes gegen einen tief hinabgetriebenen Stempel festgestellt, und das Setzen des Bodens an einer plötzlich belasteten Fußplatte von einheitlicher Grundfläche in Schürftgruben an den Orten festgestellter „kritischer“ Dichte gemessen. Die Untersuchungen setzen sich also aus zwei Vorgängen zusammen, von denen der zweite die Größenordnung für den ersten zu liefern hatte.

Die Druckeinrichtung bestand aus einem konischen Stahlfuß, 1 m lang, 7 cm Dmr. an einem doppelten Rohr 3,8 cm Dmr., das von einer kleinen hydraulischen Presse mit meßbarem Wasserdruck hinabgetrieben wurde; zum Schutz gegen Störungen war der Stahlfuß von einem Rohr, 9 cm Dmr., umgeben, das mit Wasser tiefer gespült wurde. Gemessen wurde etwa alle 5 cm; da jedoch nach jedem 30 cm weit reichenden Pressenhub nachgespült wurde, waren jeweils die ersten Messungen eines neuen Hubes nicht als ganz richtig anzusehen. Hinabgetrieben wurde bis rd. 20 m Tiefe, gemessen wurde von 20 bis 160 kg/cm² Widerstand

mit Höchst- und Niederstwerten in wechselnden Schichten. — Um das Setzen des Bodens zu messen, wurden achteckige Platten von 1 Quadratfuß = 929 cm² hydraulisch belastet und deren Eindringen beobachtet: der Boden setzte sich gleichmäßig bis rd. 5 kg/cm² auf 25 mm; bis rd. 10 kg/cm² Druck auf 115 mm tiefer. Gleiche Belastungen nach dem teilweisen oder ganzen Verfüllen des Probebrunnens rings um die Belastungsfläche ergaben nur ein Eindringen von entsprechend 2 mm bis 25 mm Tiefe. Da dem Projekt zufolge Überlast bis oben an und also geringeres Setzen und höherer Bodenwiderstand sowie als höchste Belastung nur rd. 3 kg/cm² vorzusehen war, wurde auf Anwendung von Pfählen verzichtet. (Tabellen der Messungen siehe in Eng. News-Rec. vom 2. 4. 31, Seite 570, G. Paaswell.) E.T.Z.

Messungen, Belastungs- und Sprengversuche an einer Eisenbetonbrücke.

(Nach „Proceedings of the American Society of Civil Engineers“ vom März 1929 und „Civil Engineering“ vom Juni 1931).

Eine Eisenbeton-Straßenbrücke mit drei Hauptbögen über den Yaddin River (U. S. A.), die infolge weiterer Ausdehnung der Wasserkraftnutzung des Flusses der Überflutung zum Opfer fiel, bot eine ein-

zigartige Gelegenheit, Belastungsversuche und Messungen, ja sogar Sprengversuche großen Stils an einem bestehenden Bauwerk vorzunehmen. Die Brücke (Abb. 1) war erst etwa fünf Jahre alt; die drei Hauptbögen hatten Spannweiten von je 48,2 m.

Der Zweck der Versuche war:

1. Die gemessenen Formänderungen an einer Eisenbeton-Bogenrippe von natürlicher Größe mit den auf Grund der Elastizitätstheorie ermittelten Werten zu vergleichen, unter der Voraussetzung, daß die Rippe möglichst frei von den behindernden Einflüssen der Überbauten und so belastet sei, daß Beanspruchungen mittlerer Größe erzeugt werden.
2. Dieselben Vergleichswerte zu bestimmen bei einer Belastung der Brücke, die hohe Beanspruchungen hervorruft.
3. Die Ermittlung des Einflusses der Überbauten auf die Formänderungen der Rippe durch Vergleich der gemessenen Werte bei Mitwirkung der Überbauten mit den gemessenen Formänderungen der Rippe ohne die Mitwirkung der Überbauten.
4. Die gemessenen Formänderungen der Rippe mit und ohne Mitwirkung der Überbauten zu vergleichen mit den an einem elastischen Modell ermittelten Werten.

Der große Wert solcher Untersuchungen an einem Bauwerk in natürlicher Größe beruht in der Feststellung der Abweichungen von den idealen Bedingungen, die den meisten Laboratoriumsuntersuchungen zugrunde liegen.

Für die Versuche wurde der mittlere der drei Bögen gewählt. Er bestand aus zwei Rippen mit einem Achsabstand von 3,35 m und

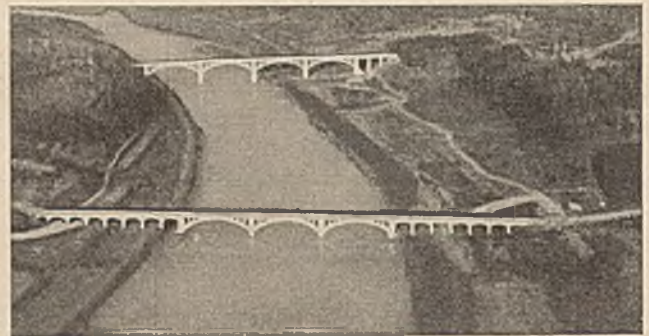


Abb. 1. Die Brücke vor dem Luftangriff.

einer lichten Öffnung von 44,6 m bei 8,6 m Pfeilhöhe. Über dem Scheitel ist die Fahrbahn mit der Rippe verbunden, während sie gegen die Widerlager zu auf Säulen ruht. An den Enden, Viertelpunkten und in der Mitte befinden sich Dehnungsfugen. Die Beobachtung dieser Gleitfugen in den Viertelpunkten und in der Mitte vor Beginn und auch im Laufe der Versuche bei unversehrter Fahrbahn ließ keine Anzeichen dafür erkennen, daß irgendwelche Bewegungen stattgefunden hätten. Dünne Mörtelpflaster über den Kanten einer Reihe von Platten hatten keine Risse bekommen.

Zur Belastung wurden zwei Wasserbehälter benutzt, die auf Walzen gelagert, in die gewünschte Stellung gebracht werden konnten. Die Last wurde mit Winden auf die geeigneten Punkte übertragen und dann Wasser in die Behälter gepumpt. Beobachtet wurde bei leerem Behälter 21,3 t, dann mit zunehmender Belastung von 41,3, 82,7 und 124 t. Die kleinste Last entsprach der Wirkung von vier 14 t — Lastwagen die sich in zwei Reihen über die Brücke bewegen. Es wurden drei Versuchsreihen durchgeführt:

Reihe 1: Brücke im ursprünglichen Zustand. Belastung mit nur einem Wasserbehälter, der feldweise vom Ende bis zur Mitte des Bogens fortbewegt wurde.

Vor Beginn der Reihen 2 und 3 wurde der Zusammenhang der Rippe mit den Überbauten durch einen Schnitt durch die Fahrbahn-

platte, Querträger und Geländer gelöst. Dann wurden an jedem Trägerauflager Platten mit sorgfältig gehobelter und geschmierter Oberfläche eingesetzt, sodaß nach Möglichkeit der behindernde Einfluß der Überbauten ausgeschaltet wurde.

Reihe 2: Belastung dieselbe wie bei Reihe 1.

Reihe 3: Belastung durch zwei Wasserbehälter in ungünstigster Stellung, die womöglich den Bruch herbeiführen sollte.

Den theoretischen Vergleichsrechnungen wurden die tatsächlichen Maßaufnahmen des Bauwerkes zugrundegelegt, und für jeden Schnitt, wo Telemeter angebracht waren, die theoretischen Normalspannungen, Scherkräfte und Momente unter der Annahme berechnet, daß die Enden eingespannt seien und daß keine behindernde Wirkung der Überbauten vorhanden sei.

Mit Hilfe elektrischer Telemeter wurde an neun Schnitten das Verhalten der inneren und äußeren Leibung des Betons und der Bewehrungsseile im Kämpfer und Scheitel beobachtet. Unter der Wasserlast stieg die gemessene Druckspannung auf 112 kg/cm^2 , zu der noch die Spannung aus Eigengewicht einschließlich Behälter zu addieren ist, sodaß die wirkliche Spannung wahrscheinlich etwa 210 kg/cm^2 betrug. Sogar für diese hohen Spannungen ergab sich eine gute Übereinstimmung zwischen Rechnung und Messung. Die Pfeiler wurden sechs Monate lang beobachtet. Es ließ sich aber keine meßbare Bewegung derselben feststellen.

Interessante Ergebnisse boten die Vergleichswerte der Eisen- und Betonspannungen. Die Annahme, daß der Beton keine Zugkräfte aufnimmt, ergab Spannungen, die im allgemeinen größer waren als die beobachteten, und das gilt besonders von den gemessenen hohen Zugspannungen. Andererseits waren die wirklichen Spannungen nur wenig größer als die unter der Annahme errechneten, daß der Beton den verhältnismäßigen Anteil der Zugspannung aufnehme.

Bemerkenswert war, daß die maximale Last im Scheitel der anschließenden Öffnung nur verschwindend geringe Formänderungen erzeugte. Betonzylinder, die nach Beendigung der Versuche aus der Bogenrippe herausgestemmt wurden, ergaben eine mittlere Bruchfestigkeit von rund 300 kg/cm^2 und für den Elastizitätsmodul Werte von $315\,000$ bzw. $275\,000 \text{ kg/cm}^2$.

Die Schlußfolgerungen aus den Versuchen lassen sich folgendermaßen zusammenfassen:

1. Das Verhalten einer Eisenbetonbogenrippe, die frei von den versteifenden Einflüssen der Überbauten ist und auf praktisch unbeweglichen Widerlagern aufruht, stimmt sehr gut mit den Berechnungen nach der Elastizitätstheorie überein, selbst bei hohen Beanspruchungen über kurze Rippenlängen.

2. Die berechnete Druckspannung in irgend einem Schnitt der Rippe stimmt besser mit der beobachteten überein, wenn angenommen wird, daß der Beton Zugspannungen aufnimmt, als wenn angenommen wird, daß er es nicht tut, selbst wenn hohe Zugspannungen Risse im Beton verursacht haben.

3. Die beobachtete Zugspannung im Eisen war im allgemeinen kleiner als die mit Hilfe der gebräuchlichen Formeln berechnete, wobei angenommen wird, daß der Beton keine Zugspannung aufnimmt.

4. Die Überbauten eines offenen Rippenbogens verringern in starkem Maße die Formänderungen der Rippe, deren Größe von der Steifigkeit des Deckensystems abhängt, ferner von der Art des Zusammenhangs mit den Stirnsäulen und von der Steifigkeit der Säulen.

5. Unter Benutzung der Beggs'schen Formänderungsmesser kann man an einem elastischen Modell die Wirkung der Überbauten auf die Spannungen in der Rippe zahlenmäßig feststellen, wenn alle Bauglieder fest miteinander verbunden sind.

6. Temperatur-Formänderungen scheinen von den Überbauten dieses speziellen Bogens unabhängig zu sein.

7. Dehnungsfugen mit Reibungslagern im Fahrbahnsystem dieser Brücke waren nicht imstande, den Einfluß der Überbauten auf die Spannungen in der Bogenrippe zu verhindern.

Nach Beendigung der ingenieurwissenschaftlichen Versuche wurde das Bauwerk dem Kriegsministerium übergeben. Dieses bestimmte ein Drittel der Brücke als Ziel für Flugzeug-Bombenangriffe und der Rest sollte durch Artilleriefeuer und Sprengung zerstört werden. Abb. 2 zeigt den Volltreffer einer Flugzeugbombe und Abb. 3 das Endergebnis der Luftbeschießung. Man erkennt die verheerende



Abb. 2. Volltreffer einer 500 kg-Flugzeugbombe.

Wirkung, die durch drei 500 kg-Bomben erzielt wurde. Vier Bögen der Zufahrtsrampe wurden vernichtet und ein Flußpfeiler so stark verschoben, daß die Fahrbahndecke losriß. Der Rest der Brücke



Abb. 3. Ergebnis der Luftbeschießung.

wurde unter Artilleriefeuer genommen und endlich durch an der Brücke selbst angebrachte Sprengladungen von hoher Brisanz vollends niedergelegt.

Es ist bemerkenswert, daß die Brücke allen extremen physikalischen Versuchen bis auf ihre kriegsmäßige Vernichtung einwandfrei standgehalten hat.
Dipl.-Ing. E. Ringwald.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Zur Wirtschaftslage. Wir haben bereits in unserem letzten Bericht der Befürchtung Ausdruck gegeben, daß sich die Verschärfung der gegenwärtigen Lage ganz besonders nachteilig für die Bauwirtschaft auswirken wird. Aus verschiedenen Teilen des Reichs liegen nun bereits Meldungen vor, daß unter dem Druck der gegenwärtigen Kredit- und Zahlungsmittelkrise die Bauauftraggeberschaft zu einem immer größer werdenden Teil zu einer erneuten wesentlichen Beschränkung der bisher schon stark zusammengeschrumpften Bautätigkeit übergeht. Das gilt insbesondere auch von den Bauauftraggebern der öffentlichen Hand. Der Reichsfinanzminister hat einen Rund-erlaß herausgegeben, wonach alle bisherigen Voranschläge für Sachausgaben den Ressorts zurückzugeben seien mit der Auflage, neue Voranschläge aufzustellen, die nach dem Gebot der alleräußersten nur irgendwie noch vertretbaren Sparsamkeit aufzustellen seien.

Der preußische Finanzminister hat in einer Verordnung „über den Geldbedarf“ vom 20. Juli d. Js. insbesondere für die im Haushalt vorgesehenen Bauten erklärt, Mittel nur dann bereitstellen zu können, wenn diese in vollem Gange sind oder wenn sie vertragsmäßig vergeben

sind und die Aufschiebung des Baubeginns nach den Vertragsbedingungen nicht zulässig ist oder unverhältnismäßig hohe Kosten zur Folge haben würde. Ähnliche Anordnungen sind auch bei anderen Ländern und öffentlichen Körperschaften, insbesondere von Seiten verschiedener Stadtverwaltungen ergangen. Dies bedeutet, daß nicht nur alle geplanten Bauvorhaben ausnahmslos zurückgestellt werden und keine neuen Ausschreibungen stattfinden, sondern daß selbst bereits erteilte Bauaufträge zurückgezogen und laufende Bauten unterbrochen werden.

Es ist allerdings zu hoffen, daß diese Maßnahmen lediglich vorübergehender kurzfristiger Art zur Überwindung der Geldknappheit dieser Tage sein werden. Auch die überall eingetretene Ablehnung früher fest zugesagter Hypotheken durch die Hypothekenbanken, Sparkassen usw. wird nur als eine vorübergehende Maßnahme für die nächsten 3—4 Wochen zu betrachten sein. Die Spitzenverbände der Bauwirtschaft haben die zuständigen Stellen auf die bedrohlichen Folgen einer Einstellung auch der letzten Bautätigkeit eindringlich hingewiesen.

Keine Stockung der Anweisungen für Notstandsarbeiten. Die Deutsche Gesellschaft für öffentliche Arbeiten A. G. teilt mit, daß die Zahlungen der Gesellschaft, soweit sie im Überweisungswege erfolgen, zu den Zahlungen gehören, die nach § 1 Abs. 3 Ziffer c der Verordnung über die Wiederaufnahme des Zahlungsverkehrs nach den Bankfeiertagen vom 15. Juli 1931 (Reichsgesetzbl. I S 365) zulässig sind, da diese Zahlungen zur Durchführung des § 139 des Gesetzes über Arbeitsvermittlung und Arbeitslosenversicherung bewirkt werden. Demgemäß werden von der Gesellschaft Zahlungen, die von den Trägern der Notstandsarbeiten auf dem vorgeschriebenen Wege bei ihr angefordert werden, auch weiterhin angewiesen.

Diskonterhöhung und Hypothekenmarkt. Im Preußischen Landtag hat der Abg. Howe (Dnat.) folgende Kleine Anfrage eingebracht:

Die Erhöhung des Reichsbankdiskonts auf 10% (inzwischen 15%) hat zur Folge, daß für Darlehen, Sicherungshypotheken usw., für welche ein Zinssatz von zwei Prozent über dem jeweiligen Reichsbankdiskont vereinbart worden ist, als der Diskont fünf Prozent betrug, nunmehr plötzlich 12% (jetzt 17%) Zinsen zu zahlen sind. Da beim Abschluß des Vertrages mit einer derartigen unnatürlichen Erhöhung des Diskonts keineswegs gerechnet werden konnte und die Diskonterhöhung lediglich auf technische Ursachen der Reichsbank zurückzuführen ist, frage ich: Ist das Staatsministerium bereit, auf die Reichsregierung einzuwirken, unverzügliche Bestimmungen zu treffen, daß für Darlehen, Sicherungshypotheken usw., für die ein Zinssatz von zwei Prozent über dem Reichsbankdiskont vereinbart worden ist, als Zinssatz der Satz von zwei Prozent über dem Diskontsatz gilt, der vor der Erhöhung des Diskonts auf zehn Prozent notiert wurde.

Architekten und Ingenieure als Wirtschaftsprüfer. Die im Deutschen Verband Technisch-Wissenschaftlicher Vereine zusammengeschlossenen maßgebenden technischen Verbände des Deutschen Reiches haben am 15. Juli zur Frage der Wirtschaftsprüfung Stellung genommen. Die Versammlung hat eine Entschliebung gefaßt, in der u. a. ausgeführt wird, daß die Vertreter von 40 technischen Vereinen die Mitwirkung und den Eintritt technisch vorgebildeter und wissenschaftlich erfahrener Fachleute in den neugeschaffenen amtlichen Berufsstand der Wirtschaftsprüfer begrüßen. Die Tätigkeit von amtlich zugelassenen Wirtschaftsprüfern, die als Ingenieure, Architekten, Chemiker usw. ihre Ausbildung erfahren haben, und die über Kenntnisse in der Buch- und Bilanzprüfung verfügen, wird bei den Bilanzprüfungen der Begutachtung des wirtschaftlichen Wertes der Unternehmungen mit als eines jener unerläßlichen Erfordernisse betrachtet, die zu einer zuverlässigen Beurteilung des inneren Wertes und der Ertragsmöglichkeiten von Betrieben gehören. Die bis heute in der Regel angewendeten Verfahren der Buchrevision werden nicht als ausreichend angesehen, um die Wirtschaftsprüfung eines Unternehmens von Grund auf übersehen zu können und um unliebsame Überraschungen auszuschließen.

Die Schwierigkeiten bei Wohnungsbaugesellschaften. Im preußischen Landtag sind seitens der Deutschnationalen Volkspartei folgende Anfragen eingebracht worden:

I. Der „gemeinnützige“ Siegburger Beamten-Wohnungsverein befindet sich in Schwierigkeiten. Nach langen Sanierungsverhandlungen mit Staat, Regierung, Kreis und Stadt ist der Hauptversammlung ein Sanierungsvorschlag gemacht worden, durch den u. a. gefordert wird:

1. Einziehung rückständiger Mitgliederanteile (teilweise zehn Jahre zurückliegend); 2. Abschreibung der Mitgliederanteile (je 300 RM) um 200 RM; 3. Verzicht der Gläubiger auf 30% ihrer Forderungen und 4. Gewährung eines Staatsdarlehens von 45 000 RM.

Der Sanierungsvorschlag wurde abgelehnt, 1. weil er nur durchführbar ist, wenn sämtliche leerstehenden Wohnungen vermietet werden, was bei der Lage auf dem Wohnungsmarkt in Siegburg aussichtslos ist, und 2. weil die Mitglieder unter den heutigen Verhältnissen nicht in der Lage sind, die rückständigen Mitgliederanteile zu bezahlen, für die sie außerdem noch mit 300 RM haften.

Die Schwierigkeiten des „gemeinnützigen“ Beamten-Wohnungsvereins, die in gleicher Weise auch bei anderen „Gemeinnützigen“ auftreten, veranlassen mich, zu fragen: Ist das Staatsministerium bereit, 1. endlich die „Züchtung“ sogen. „gemeinnütziger“ Gesellschaften aufzugeben, die sich letzten Endes auch für die einzelnen Mitglieder der „Gemeinnützigen“ als ein Danaergeschenk erweisen und 2. den Wohnungsbau wieder, wie vor dem Kriege, dem „privaten“ Baugewerbe zu überlassen?

II. Die „gemeinnützige“ Kreissiedlungsgesellschaft Ruppín ist, wie gemeldet wird, in Schwierigkeiten geraten. Es heißt, es sei ein Defizit von mehreren hunderttausend Mark vorhanden. — Die Schwierigkeiten werden darauf zurückgeführt, daß der ehemalige Bezirksfeldwebel Stiegemann, der vom Bauen keine Ahnung hatte, zum Kreissiedlungsdirektor bestellt wurde und flott darauflos wirtschaftete. U. a. soll er für sich selbst den Bau einer Villa in Angriff genommen haben, die 65 000 RM kosten sollte, nunmehr aber bereits seit längerer Zeit still liegt.

Besonderes Befremden erregt, daß Stiegemann, der als „Angestellter“ einer „gemeinnützigen“ Gesellschaft seine Unfähigkeit bewiesen

hat und seit Mai 1929 wegen Erkrankung nur selten seinen Dienst verrichtete, inzwischen „Beamter“ geworden ist und zum 1. Oktober d. Js. die für ihn „neu geschaffene Stelle“ eines Inspektors des Kreiskrankenhauses erhalten soll. — Diese befremdliche, aber in der heutigen Zeit durchaus glaubwürdige Meldung veranlaßt mich, das Staatsministerium zu fragen: 1. Ist es richtig, daß die „gemeinnützige“ Kreissiedlungsgesellschaft Ruppín sich in Schwierigkeiten befindet und der kostspielige Bau der Villa des Kreissiedlungsleiters bereits seit längerer Zeit still liegt? 2. Wie hoch ist das Defizit und wie hoch sind die noch ausstehenden Forderungen der Handwerker und Lieferanten? 3. Ist es richtig, a) daß der bisherige „Angestellte“ Stiegemann auf Grund seiner bisherigen Leistungen zum „Beamten“ bestellt worden ist und b) daß die Stelle eines Krankenhausinspektors „neu“ geschaffen ist und zum 1. Oktober dem bisherigen Kreissiedlungsleiter Stiegemann übertragen werden soll? 4. Was gedenkt das Staatsministerium zu tun, a) die „Neuschaffung“ der offenbar für Stiegemann geschaffenen Stelle zu verhindern und b) die Besetzung der „neuen“ Stelle mit Stiegemann zu unterbinden, der — abgesehen davon, daß er wegen Erkrankung seit 2 Jahren nur selten seinen Dienst hat wahrnehmen können — durch seine bisherige Tätigkeit nicht den Nachweis der Eignung und Befähigung für die „neue“ Dienststelle erbracht hat?

Keine neuen Aufgaben für die Wohnungsfürsorgegesellschaften. Auf die kleine Anfrage der Abgeordneten des preußischen Landtags Howe, Conradt und Ziemann (DNVP), die sich auf einen Aufsatz im „Magazin der Wirtschaft“ über die Zukunft der Wohnungsfürsorgegesellschaften bezog, ist jetzt von preuß. Volkswohlfahrtsminister geantwortet worden.

In dem Aufsatz war verlangt worden, die Wohnungsfürsorgegesellschaften in einer „Holdinggesellschaft“ zusammenzufassen und in diese Gesellschaft sämtliche bisher ausgegebenen Hauszinssteuerhypotheken einzubringen.

Es war gefragt worden: 1. ist es richtig, daß ein diesbezüglicher Referentenentwurf ausgearbeitet worden ist, obwohl doch kein Zweifel darüber besteht, daß weite Kreise die bisherige Tätigkeit der Wohnungsfürsorgegesellschaften zum mindesten nicht günstig beurteilen und ihren Abbau fordern? Wenn ja, 2. ist das Staatsministerium bereit, die Entscheidung darüber, ob die Wohnungsfürsorgegesellschaften abzubauen oder durch neue Aufgaben gesetzlich zu verankern sind, vorläufig auszusetzen, weil a) es dem allgemeinen parlamentarischen Brauch entspricht, daß das scheidende Parlament in Fragen von weittragender finanzieller Bedeutung dem kommenden Parlament nicht vorgreift, und b) der vom Landtag eingesetzte Untersuchungsausschuß, der sich mit den Wohnungsfürsorgegesellschaften stark zu beschäftigen haben wird, Gelegenheit gehabt hat, die Frage zu prüfen, ob die bisherige Betätigung der Wohnungsfürsorgegesellschaften berechtigt, ihnen neue Aufgaben zu übertragen und ihnen 3 bis 4 Milliarden RM Hauszinssteuerhypotheken anzuvertrauen?

Auf diese Anfrage ist folgende Antwort eingegangen: „Sowohl die beteiligten Ministerien als auch die preußischen Wohnungsfürsorgegesellschaften stehen dem in der Kleinen Anfrage erwähnten Artikel des „Magazin der Wirtschaft“ völlig fern und lehnen seinen Inhalt ab. Es besteht auch kein Referentenentwurf, der bezweckte, den Wohnungsfürsorgegesellschaften die in dem Artikel erwähnten Aufgaben zu geben.“

1,5 Mill. RM für den Bau und die Erhaltung von Kleinbahnen. Das Preußische Staatsministerium hat dem Preußischen Staatsrat den Entwurf eines Gesetzes über die Bereitstellung von Mitteln zur weiteren Förderung des Baues und zur Erhaltung von Kleinbahnen zur gutachtlichen Äußerung zugeleitet. Durch das Gesetz wird das Staatsministerium ermächtigt, zur weiteren Förderung des Baues und zur Erhaltung von Kleinbahnen 1,5 Millionen RM zu verwenden. Aus diesem Fonds sollen vorzugsweise notleidende Kleinbahnen, bei denen der Preußische Staat bereits als Geldgeber oder Gesellschafter beteiligt ist, zur Durchführung der zur Erhaltung der Betriebsfähigkeit erforderlichen Maßnahmen, insbesondere zur Instandsetzung des Bahnkörpers oder zur Beschaffung von Betriebsmaterial (Lokomotiven, Wagen) Beihilfen unter der Voraussetzung gewährt werden, daß die übrigen Geldgeber oder Gesellschafter mindestens gleich hohe Beträge zusichern. Über die Verwendung dieses Fonds soll dem Landtag Rechenschaft abgelegt werden. Das Gesetz sieht eine Ermächtigung für den Finanzminister vor, die bewilligten Mittel im Wege des Kredits zu beschaffen. — In der Begründung zu diesem Gesetzentwurf wird ausgeführt, daß die durch Gesetz vom 17. Juli 1930 zur weiteren Förderung des Baues und zur Erhaltung von Kleinbahnen bereitgestellten Mittel von 1,5 Millionen RM nahezu aufgebraucht sind; über einen kleinen Rest ist bereits verfügt worden. Der Bedarf für die weiterhin angemeldeten Anträge beziffert sich auf über 16 Millionen RM. Bei der gespannten Finanzlage des Preußischen Staates ist es nur möglich, zur Wiederauffüllung des Fonds einen kleineren Betrag, und zwar ebenfalls wieder 1,5 Millionen RM, zur Verfügung zu stellen. Für die Verwendung dieser Mittel wird nach Lage der Sache im wesentlichen nur eine Erneuerung von Kleinbahnstrecken in Frage kommen, wobei in erster Linie auf den Osten und auf die Verhütung von Stillelegungen unbedingt verkehrsnöthiger Kleinbahnen Bedacht zu nehmen sein wird. — Der preuß. Staatsrat hat dem Gesetz zugestimmt.

Rechtsprechung.

Strafbarkeit des Geschäftsführers einer G. m. b. H., welcher es unterläßt, trotz Überschuldung der G. m. b. H. die Konkurseröffnung zu beantragen. (Urteil des Reichsgerichts, I. Strafsenat, vom 14. Januar 1930. 1038/29.)

Die Geschäftsführer, wie auch die Liquidatoren, einer Gesellschaft mit beschränkter Haftung haben die Eröffnung des Konkursverfahrens zu beantragen, wenn sich aus der Jahresbilanz oder aus einer im Laufe des Geschäftsjahres aufgestellten Bilanz Überschuldung der Gesellschaft ergibt. Sie sind der Gesellschaft zum Ersatz aller nach diesem Zeitpunkt geleisteten Zahlungen verpflichtet. (§§ 64, 71 Reichsges. über die Ges. m. b. H.)

Geschäftsführer oder Liquidatoren werden mit Gefängnis bis zu drei Monaten, und zugleich mit Geldstrafe bis 1000 RM, bei mildernden Umständen nur mit Geldstrafe, bestraft, wenn der Antrag auf Konkurseröffnung entgegen den oben wiedergegebenen Vorschriften unterlassen ist. Strafflos bleibt derjenige, bezüglich dessen festgestellt wird, daß der Antrag auf Eröffnung des Konkursverfahrens ohne sein Verschulden unterblieben ist. (§ 84 Reichsges. über die Ges. m. b. H.)

Die Verpflichtung zur Beantragung der Konkurseröffnung besteht nur, wenn sich die Überschuldung aus der Jahresbilanz oder aus einer im Lauf des Geschäftsjahres aufgestellten Bilanz ergibt. Fehlt es an dieser Voraussetzung, weil eine Bilanzziehung unterlassen worden ist, so ist eine Bestrafung aus § 84 Reichsges. über die Ges. m. b. H. ausgeschlossen, auch wenn der Geschäftsführer oder Liquidator die Überschuldung erkannt hat.

Die Angestellten-Versicherungspflicht bei Rückgang der Bautätigkeit. Der Angestellten-Versicherung unterliegen, wie wiederholt in diesem Fachblatte ausgeführt worden ist, Betriebsbeamte, Werkmeister und andere Angestellte in einer ähnlich gehobenen oder höheren Stellung, so z. B. auch leitende Baupolier. Fraglich kann es sein, wie es während der sogenannten stillen Zeit, während der die körperliche Arbeitsleistung überwiegt oder ausschließlich ausgeübt wird, gehalten werden soll. Zu dieser Frage liegt eine wichtige Entscheidung des Reichsversicherungsamtes vom 11. März 1931, III AV. 56/30 B, vor, die hier wiedergegeben sei. Es hat grundlegende Feststellungen getroffen.

Bei dem Baumeister M. ist der Polier S. tätig, und zwar ist er während der Bausaison ständig mit der Leitung und Beaufsichtigung der Baustelle und der ihm unterstellten Arbeiter, bis zu 30 Mann, beschäftigt und legt nur gelegentlich selbst mit Hand an; dagegen nimmt während der sogenannten stillen Zeit, in der je nach den Witterungsverhältnissen, etwa vom November bis Februar, die Bautätigkeit zurückgeht oder ganz eingestellt wird, mit der Zahl der dem Polier unterstellten Arbeiter auch dessen beaufsichtigende und leitende Tätigkeit ab und die körperliche Mitarbeit zu, zeitweise bis zu einem Grade, daß die körperliche Tätigkeit überwiegt oder überhaupt nur noch sie ausgeübt wird. Die Entlohnung erfolgt ohne Rücksicht auf die Art der Beschäftigung durchweg nach dem Poliertarif. Die Landesversicherungsanstalt, die die Angestellten-Versicherungspflicht während der Bausaison anerkennt, beanspruchte nun während der stillen Zeit die Beitragsentrichtung zur Invaliden-Versicherung und stellte, da die Reichsversicherung für Angestellte die Angestellten-Versicherungspflicht für die ganze Dauer des Beschäftigungsverhältnisses in Anspruch nahm, Antrag auf Entscheidung im Streitverfahren.

Die Abgabe an das Reichsversicherungsamt war zulässig, sachlich ist die Beschwerde nicht begründet. Von allen Beteiligten anerkannt und nach den Ermittlungen und dem Ergebnis der Beweisaufnahme zweifelsfrei ist, daß S. während der sogenannten Bausaison, d. h. etwa von März bis Oktober, als angestelltenversicherungspflichtiger Polier beschäftigt wird. Streitig ist nur, ob S. auch während der sogenannten stillen Zeit, in der die betriebsleitende Tätigkeit zurücktritt und die körperliche Tätigkeit überwiegt, der Angestelltenversicherung unterstellt bleibt. Entscheidend hierfür ist, ob bei Ablauf der eigentlichen Bauzeit das Dienstverhältnis als Polier gelöst worden und ein neues Vertragsverhältnis für die sogenannte stille Zeit eingegangen ist. Die Versicherungspflicht eines Arbeitnehmers richtet sich, wie die Landes-Versicherungsanstalt zutreffend ausführt, nach der Art der Tätigkeit, und es ist durchaus möglich, daß ein Angestellter, der zeitweise eine überwiegend oder ausschließlich körperliche Tätigkeit ausübt, auch seine Versicherungszugehörigkeit wechselt. Es kommt hierbei aber auch darauf an, ob das bisherige Angestelltenverhältnis tatsächlich aufgegeben worden ist oder ob es sich bei der Aufrechterhaltung desselben um eine Zwischenbeschäftigung handelt, die jederzeit wieder aufgegeben würde, um die Angestelltentätigkeit wieder aufzunehmen. Im vorliegenden Falle ist nach dem übereinstimmenden Willen der Vertragsteile S. als Polier eingestellt, bei dem in der Bauzeit die Leitungs- und Aufsichtsbefugnisse, die seiner Stellung das Gepräge geben, gegenüber der körperlichen Mitarbeit überwiegen. In diesem Vertragsverhältnis ist auch mit Eintritt der sogenannten stillen Zeit an sich keine Änderung eingetreten. Insbesondere soll die Stellung als Polier auch während der Zeiten beibehalten werden, in denen es an Gelegenheit für eine Ange-

stellentätigkeit fehlt, denn es besteht stets die Absicht, dem Polier Arbeit gehobener Art, sobald sie sich bietet, wieder zuzuweisen. Dementsprechend wird auch das Entgelt nach dem Poliertarif ohne Unterbrechung weiter gewährt, S. wird auch in allen übrigen Beziehungen als Polier behandelt. Die stille Zeit bringt also keine Änderung der Arbeitsbedingungen; lediglich rein tatsächlich werden von S., den wirtschaftlichen Notwendigkeiten Rechnung tragend, neben der von den Parteien gewollten ständigen Dienstbereitschaft als Angestellter auch körperliche Arbeiten geleistet. Die zeitweise Verrichtung solcher Arbeiten kann aber bei Fortbestehen des Vertragsverhältnisses als Polier nicht zu einer anderen versicherungsrechtlichen Beurteilung führen. Denn es handelt sich um eine Bereitschaft zu einer angestelltenversicherungspflichtigen Tätigkeit im Rahmen eines einheitlichen Dienstvertrages, die nach der Rechtsprechung des Reichsversicherungsamtes auch weiterhin Angestelltenversicherungs-Pflicht begründet.

Eine andere versicherungsrechtliche Beurteilung der Tätigkeit während der stillen Zeit ist nur möglich, wenn Arbeitgeber und Arbeitnehmer sich dahin einigen, das die Angestelltenversicherungspflicht begründende Beschäftigungsverhältnis als Polier bei Ablauf der Bauzeit zu beenden und für die stille Bauzeit ein neues Vertragsverhältnis einzugehen, das die körperliche Arbeit zum Gegenstand hat, und damit die Versicherungspflicht nach dem Vierten Buche der Reichsversicherungs-Ordnung bedingt. Ein solcher Fall liegt hier aber nicht vor. Hiernach unterliegt S. während seines Beschäftigungsverhältnisses bei dem Baumeister M. auch während der sogenannten stillen Zeit der Versicherungspflicht nach der AVG. Die Beschwerde der Landes-Versicherungsanstalt war deshalb zurückzuweisen. M—k.

Die Baupolizei kann vom Grundstückseigentümer die Sicherung der Wasserversorgung fordern, wenn diese dadurch gefährdet ist, daß das Wasserwerk die Einstellung der Wasserlieferung angedroht hat, und der Grundstückseigentümer nichts zur Sicherung der Wasserlieferung unternimmt. (Urteil des Preussischen Obergerichtes vom 27. November 1930 — IV A 123/29.)

Der Hausbesitzer L. erhielt von der städtischen Baupolizei in B. am 27. April 1929 nachstehende Verfügung: „Die Stadt. Wasserwerke haben mitgeteilt, daß sie den Wasseranschluß Ihres Grundstücks am 1. Juni 1929 sperren würden, falls Sie nicht Ihre Wasserlieferungsbedingungen vorbehaltlos anerkennen. Aus gesundheitspolizeilichen Gründen fordere ich Sie auf, den Wasseranschluß sicherzustellen, und mir binnen vierzehn Tagen den Nachweis zu erbringen, daß dies geschehen ist.“ L. hat diese Verfügung im Verwaltungsstreitverfahren angefochten.

Das Preussische Obergericht stellt zunächst die Unzulässigkeit eines Anschlußzwanges fest. Die Städtischen Wasserwerke in B. sind ein Privatunternehmen. Das Entgelt für ihre Benutzung ist nicht als öffentlich-rechtliche Gebühr gemäß den Vorschriften des Kommunalabgabengesetzes mit Kontrolle durch das Verwaltungsstreitverfahren gestaltet. Vielmehr sind die ordentlichen Gerichte für Streitigkeiten wegen Zahlung des Wassergeldes zuständig. Ein Anschlußzwang sollte auch nach Erklärung der Baupolizei nicht ausgeübt werden, konnte auch gar nicht in Frage kommen, weil das Grundstück schon an die allgemeine Wasserleitung angeschlossen war.

Die angefochtene Verfügung konnte sich nur auf § 10 II 17 Preuß. ALR stützen. Sie war daher nur zulässig, wenn in der drohenden Sperrung des Wasseranschlusses eine bevorstehende Gefahr, für die Bewohner des Grundstücks zu erblicken war. Eine solche Gefahr war jedoch zur Zeit der Verfügung vom 27. April 1929 noch nicht gegeben. Denn die Wasserwerke haben die gegenüber der Polizei angekündigte Sperre damals dem L. noch nicht angedroht. Dies geschah vielmehr erst einige Zeit nach Erlass der Verfügung vom 27. April 1929. Diese war also zur Zeit ihres Erlasses unzulässig und daher aufzuheben.

Grundsätzlich tritt die sich aus der Absperrung des Wassers ergebende Gefahr erst mit der tatsächlichen Ausübung der Sperre ein. Die Polizei kann den Wasserwerken die sofortige Wiederaufhebung der Sperre aufgeben, sie kann auch den Eigentümer zur rechtzeitigen Beseitigung einer „bevorstehenden“ Gefahr schon vorher anhalten. Andererseits dürfen auch die Wasserwerke ihre Monopolstellung nicht überspannen. Auf keinen Fall ist es Aufgabe der Polizei, einen Hauseigentümer durch polizeilichen Druck zur Annahme einseitig von einer Privatgesellschaft, wie den Städtischen Wasserwerken, aufgestellten Bedingungen zu nötigen, was die Wasserwerke offenbar zu erreichen versucht hatten. Sie mußten vielmehr, bevor sie an die Polizei herantraten, den L. selbst auf die als Folge der Weigerung, die neuen Lieferungsbedingungen anzuerkennen, eintretende Sperre hinweisen. Erst bei Untätigkeit des L. konnte die Polizei ihn dazu anhalten, die bevorstehende Gefahr des Wassermangels von seinem Grundstück abzuwehren. Diese Abwehr brauchte durchaus nicht in der Unterwerfung unter die Forderungen der Wasserwerke zu bestehen. Es blieb vielmehr den Wasserabnehmern, die sich berechtigt glaubten, eine Änderung der Lieferungsbedingungen abzulehnen, unbenommen, den Streit im Zivilprozeßweg auszutragen und die Maßregel der Wassersperre durch Antrag auf Erlass einer einstweiligen Verfügung abzuwenden.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft I vom 6. Januar 1928, S. 18.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 26 vom 2. Juli 1931.

- Kl. 4 c, Gr. 33. H 124 195. Dipl.-Ing. Franz Herzberg, Leisnig, Lindenplatz 8. Glocke oder Scheibe für nasse oder wasserlose Gasbehälter. 15. XI. 29.
- Kl. 5 b, Gr. 14. B 177 30. Gebr. Böhler & Co. Akt.-Ges., Berlin NW 21, Quitzowstr. 24—26. Gesteinsbohrhammer mit Umsatzgesperre hinter dem Hubzylinder. 8. XII. 30.
- Kl. 5 b, Gr. 14. F 14 30. Fa. Awans-François Société Anonyme, Bressoux b. Lüttich, Belgien; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Klemmgesperre für die Umsetzdrallmutter von Preßluftbohrmaschinen. 17. II. 30.
- Kl. 5 b, Gr. 39. L 73 505. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck, Karlstr. 62. Fahrgestell für Arbeitsgeräte für Erdarbeiten. 16. XI. 28.
- Kl. 5 b, Gr. 41. B 147 947. Adolf Bleichert & Co. A.-G., Leipzig N 22, Kaiser-Friedrich-Str. 34. Verfahren zum Umlagern des Deckgebirges im Tagebau. 23. I. 31.
- Kl. 19 a, Gr. 24. B 31 30. Moritz Brenner. Berlin-Wilmersdorf, Nikolsburger Platz 6/7. Gleis, insbes. für Neben- und Feldbahnen. 31. I. 30.
- Kl. 19 c, Gr. 6. R 80 237. Reimann-Bauasphalt G. m. b. H., Berlin-Lichtenberg, Siegfriedstr. 54/60. Quaderförmige Pflastereinlage aus einem Metallgerüst mit mineralischer Füllmasse. 30. XII. 29.
- Kl. 19 f, Gr. 2. N 29 316. Bauschäfer Akt.-Ges. für bergmännischen Untergrundbahn- und Tunnelbau, Berlin, Augsburger Str. 61. Brustschild beim Tunnel- oder Stollenvortrieb. 17. IX. 28.
- Kl. 20 h, Gr. 4. G 75 240. General Railway Signal Company, Rochester, New York, V. St. A.; Vertr.: H. Hillecke, Pat.-Anw., Berlin SW 48. Eisenbahnwagengleisbremse. 2. I. 29. V. St. Amerika 3. I. 28.
- Kl. 20 h, Gr. 10. K 116 748. Carl Kollwitz, Berlin-Wilmersdorf, Wilhelmsau 30. Vorrichtung zum Schmieren der Spurräder von Schienenfahrzeugen. 25. IX. 29.
- Kl. 20 i, Gr. 1. V 148 30. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Verschlussregister für Stellwerke. 27. III. 30.
- Kl. 20 i, Gr. 5. V 297 30. Vereinigte Stahlwerke Akt.-Ges., Düsseldorf, Breite Str. 9, und Justus Kerz, Duisburg, Cäcilienstraße 24. Drehbarer Zungenantrieb. 19. VIII. 30.
- Kl. 20 i, Gr. 11. T 37 326. Telefonaktiebolaget L. M. Ericsson, Stockholm, Schweden; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. J. Oppenheimer, Pat.-Anw., Berlin W 15. Aufschneider elektrischer Weichenantrieb. 27. VII. 29. Schweden 4. VIII. 28.
- Kl. 35 b, Gr. 3. A 50 532. Ardetlwerke G. m. b. H., Eberswalde i. d. Mark. Wippkran für waagerechten Last- und Auslegerstutzenweg. 4. IV. 27.
- Kl. 37 a, Gr. 6. B 260 30. Fa. Carl Brandt, Berlin W 9, Schellingstraße 7. Von einem Balkenrost getragene Dachkonstruktion; Zus. z. Pat. 514 610. 22. XI. 30.
- Kl. 37 b, Gr. 2. J 39 896. Dr.-Ing. e. h. Hugo Junkers, Dessau i. Anh., Kaiserplatz 21. Hohler wandbildender Bauteil aus Metall; Zus. z. Anm. J 39 895. 23. XI. 29.
- Kl. 37 e, Gr. 2. U 15 30. Jean Charles Ürlacher, Paris; Vertr.: W. J. E. Koch u. Dipl.-Ing. F. W. Clodius, Pat.-Anwalte, Hamburg 1. Plattformgerüst. 3. II. 30. Frankreich 27. VI. 29.
- Kl. 37 e, Gr. 8. M 110 817. George William Murphy, Wangaratta, Victoria, Australien; Vertr.: Dipl.-Ing. H. Hillecke, Pat.-Anw., Berlin SW 48. Auskragender Gerüsthalter. 28. VI. 29.
- Kl. 37 e, Gr. 8. Sch 89 299. Conrad Schlingloff, Hanau a. M., Französische Allee 4. Baugerüsthalter. 9. II. 29.
- Kl. 37 e, Gr. 9. G 26 30. Grün & Bilfinger A.-G., Mannheim, Akademiestr. 6—8. Schalungsklettergerüst. 21. II. 30.
- Kl. 37 e, Gr. 9. S 142 30. Siemens-Bauunion G. m. b. H., Komm.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Gleitschalung; Zus. z. Anm. S 95 733. 23. XII. 30.
- Kl. 37 e, Gr. 11. L 49 30. Siegfried Levin, Düsseldorf, Simrockstraße 16. Verschlussstück für eine Schalungsklemme. 3. IV. 30.
- Kl. 37 e, Gr. 11. R 79 058. Henry W. Roos, Cincinnati, Ohio, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. A. Kuhn, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Doppellasche für Schalungszwingen. 29. VIII. 29.
- Kl. 37 f, Gr. 2. L 74 710. Wilhelm Langenau, Kassel, Kohlenstraße 35. Grünfuttersilo aus Stahlblech. 3. IV. 29.
- Kl. 38 h, Gr. 2. M 57 30. Dr. Dr.-Ing. Friedrich Moll, Berlin-Südende, Brandenburgische Str. 21. Verfahren zur Holzkonserverung. 28. X. 30.
- Kl. 42 c, Gr. 9. P 61 878. Photogrammetrie G. m. b. H., München, Föhlinger Allee 1. Ausmeßgerät für räumlich wirkende Meßbildpaare. 12. XII. 29.
- Kl. 42 c, Gr. 11. H 114 183. Konrad Hereth, Kulmbach, Reichelstraße 1. Feldmeßgerät. 6. XII. 27.
- Kl. 42 f, Gr. 11. Sch 89 914. Carl Schenck, Eisengießerei und Maschinenfabrik Darmstadt, G. m. b. H. und Ernst Wöbke, Darmstadt. Zuteilvorrichtung für Gleiswagen. 11. IV. 29.
- Kl. 80 b, Gr. 3. B 217 30. Dr. Bruno Brunn, Berlin W 8, Sigismundstraße 8. Verfahren zur Herstellung von kalkreichen, portlandzementähnlichen Bindemitteln. 11. VI. 30. V. St. Amerika 21. VI. 29 für Ansprüche 1, 2, 6 u. 7, 4. X. 29 für Ansprüche 4 u. 8, 21. VI. 29 u. 4. X. 29 für Anspruch 5. Gr. 3. B 358 30. Buderus'sche Eisenwerke u. Waldemar Paulsen, Dalbergstr. 9, Wetzlar. Verfahren zur Herstellung von Zement. 17. IX. 30.
- Kl. 84 c, Gr. 2. B 16 30. Dr.-Ing. e. h. Karl Bernhard, Berlin NW, Flotowstr. 12. Verfahren zum Entfernen einer in der Längsrichtung mehrteiligen konischen Rammjungfer aus dem Vortreibrohr. 10. III. 30.
- Kl. 84 b, Gr. 2. St 9 30. Ottokar Stern, Wien; Vertr.: W. Zimmermann, Dipl.-Ing. E. Jourdan u. Dipl.-Ing. W. Paap, Pat.-Anwalte, Berlin SW 11. Vorrichtung zum Einleiten der Ausziehbewegung von Pfahlkernen für Senkrohre; Zus. z. Pat. 504 479. 10. II. 30.
- Kl. 85 b, Gr. 1. C 43 609. Chemische Fabrik Curtius Akt.-Ges., Duisburg. Verfahren zur Reinigung von Rohrleitungen. 26. VIII. 29.
- Kl. 85 c, Gr. 1. B 4 30. Paul Behrendt, Berlin-Neukölln, Zietenstraße 10. Verfahren zur Ausscheidung der Phenole aus Wassern von Gasanstalten und Kokereien. 20. XI. 28.
- Kl. 85 c, Gr. 6. D 22 30. Franz Dohns, Chemnitz, Gerhart-Hauptmann-Platz 3. Vorrichtung zum Trennen der Feststoffe von der Flüssigkeit am Zulauf von Abwasserkläranlagen. 2. IV. 30.
- Kl. 85 c, Gr. 6. P 60 629. Dr.-Ing. Max Prüß, Essen a. d. Ruhr, Moltkestr. 30. Vorrichtung zum Abschöpfen von Schwimmstoffen aus Klärbecken. 25. VI. 29.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Abwasser-Hauskläranlagen, Handbuch zum Studium und Leitfaden für den Entwurf nebst amtlichen Richtlinien der Länder Preußen, Bayern, Sachsen und Baden über Hauskläranlagen. Von Dr.-Ing. Wilhelm Teschner, Regierungsbaurat. 2. Auflage, Verlag Wilhelm Ernst u. Sohn. Berlin 1931. Preis geheftet RM. 6,50; gebd. RM. 7,40.

Das kleine mit klaren Zeichnungen gut ausgestattete Werk gibt im ersten Teil eine gemeinverständliche Darstellung über die für die Abwasserklärung und Reinigung angewandten Verfahren im allgemeinen.

Im 2. Teil folgen die amtlichen Bestimmungen verschiedener Länder in chronologischer Reihenfolge. Diese Zusammenstellung ist sehr interessant, zeigt sie doch den Wandel der Auffassung über Hauskläranlagen von der ersten Nachkriegszeit bis heute.

Der wichtigste Abschnitt ist der Dritte. Er bringt die zurzeit im Gebrauch befindlichen Systeme für Abwasser-Hauskläranlagen wohl geordnet, sodaß sie sich den ausführlichen preußischen Richtlinien vom 21. Dezember 1929 leicht eingliedern. Die Darstellung der einzelnen Systeme wird so zu einer Illustration für diese Richtlinien ebenso

wie für die ergänzenden Richtlinien der Landesanstalt für Wasser-, Boden- und Lufthygiene in Berlin-Dahlem.

Andererseits gibt die systematische Einordnung der einzelnen Systeme in diese Richtlinien einheitliche Beurteilungsgrundlagen und zweckmäßige Vergleichsmöglichkeiten der Erzeugnisse der einzelnen Firmen. Die Beurteilung der einzelnen Apparate ist objektiv, knapp, auf das wesentliche gerichtet und scheut sich nicht, offenbare Fehlerkonstruktionen als solche zu bezeichnen.

Das Werk wendet sich an diejenigen Fachleute, welche Nichtspezialisten auf dem Sondergebiete der Klärtechnik sind und will ihnen einen Anhaltspunkt für die Aufstellung von Entwürfen für Hauskläranlagen geben. Zweifellos ist diese Aufgabe, welche sich die Schrift gestellt hat, gut erfüllt worden. Der Natur der Sache nach wird sie in den meisten Fällen den Erbauern einzelstehender größerer oder kleinerer Hochbauten, also Architekten und Hochbauunternehmern, als Hilfsmittel dienen müssen. Es wäre deshalb noch ein Hinweis am Platze gewesen, daß in schwierigen Fällen Spezialisten auf dem Gebiete der Klärtechnik zugezogen werden sollen. Heiligenthal.