

DAMPFTURBINENFUNDAMENTE UND DAMIT ZUSAMMENHÄNGENDE FRAGEN DES EISENBETONBAUES¹.

Von Dipl.-Ing. G. Ehlers.

Als etwa Anfang dieses Jahrhunderts die ersten Eisenbetonfundamente für Dampfturbinen erbaut wurden, entwickelte sich ihre Bauart im wesentlichen aus der einer schwerbelasteten Geschoßdecke: Man stellte die Maschine nicht mehr auf eine einfache Fundamentplatte, die unmittelbar auf dem Baugrund aufruhete, sondern wagte es angesichts der geringen Kräfte, die die Turbine als Maschine mit reiner Drehbewegung nach außen ausübt, sie ein

und damit die größtmögliche Übersichtlichkeit des zu überwachenden Maschinenhausraumes.

Dank diesen entscheidenden Vorzügen konnte sich das Tischfundament in Eisenbeton für alle ortsfesten Anlagen so gut wie ausschließlich durchsetzen, ohne daß an seinem grundsätzlichen Aufbau aus Tischplatte, Stützen und Grundplatte dabei etwas geändert wurde; nur trennt man neuerdings stets die umgebenden Decken, vor allem aber die Gebäudewände, durch Fugen vom Maschinenfundament.

Mit dem Anwachsen der Leistungen der Maschinen und der dadurch bedingten Zunahme ihrer Größen und Gewichte wurden aber andererseits auch die Konstruktionsabmessungen der Tischfundamente immer stärker. Man ist so vielfach zu Abmessungen gekommen, die den zwischen den Maschinenteilen verbleibenden Raum fast restlos in Anspruch nehmen. Damit wird aber die Montage der Maschinenanlage und ihre Zugänglichkeit im Betriebe stark erschwert; es ist z. B. bekannt, daß oft die Kondensatoren vor Fertigstellung der Tischplatte eingebaut werden müssen u. dgl. mehr.

Es ist daher nicht zu verwundern, daß sich neuerdings Bestrebungen bemerkbar machen, durch andere Maschinenkonstruktion und damit auch andere Fundamentbauweise eine bessere Zugänglichkeit der Maschinenanlage zu erreichen. So ist vor allem auf die Ljungströmturbine hinzuweisen, die gemäß Abb. 2 auf ein Tischfundament überhaupt verzichtet und die gesamte Maschinenanlage auf den entsprechend ausgebildeten und verstärkten Kondensator aufgesetzt. Die Fundamentausführung beschränkt sich dann auf eine verhältnismäßig sehr kleine Grundplatte mit vier Sockeln für den Kondensator. Alles übrige gehört zur Maschine bzw. den umgebenden Decken, die wie üblich vom Maschinenfundament getrennt unterstützt werden. Es ist offensichtlich, daß eine solche Anordnung mit ihrer ungehinderten allseitigen Zugänglichkeit dem Maschinenbauer erstrebenswert erscheinen muß. Sie hängt allerdings in gewissem Umfang mit der inneren Einrichtung der Maschine zusammen.

Eine andere neuartige Lösung besteht darin, daß die gesamte Maschinenanlage, statt wie bisher übereinander, nebeneinander gruppiert wird. So zeigt Abb. 3 eine amerikanische 208 000 kw-Turbogeneratoranlage mit drei Wellen: einer mittleren Hochdruck- und zwei seitlichen Niederdruckturbinen. Um jede Niederdruckturbine gruppieren sich dabei vier stehend angeordnete Kondensatoren, in die die Abdampfströme waagrecht hineinführen. Das Fundament einer solchen Anlage kann sich selbstverständlich auf eine einfache Platte beschränken. Die verbesserte Zugänglichkeit der verschiedenen Teile wird aber bei dieser Anordnung erkauft durch eine erhebliche Vermehrung des Platzbedarfes; insbesondere die Breitenabmessung des Maschinenhauses ist ganz erheblich größer als bei der bisherigen Anordnung mit Tischfundament. Auch zeigt die Abbildung ohne weiteres, daß die Übersichtlichkeit des Maschinenhausraumes dabei ganz erheblich geringer geworden ist. Man kann es daher wohl als sicher ansehen, daß der Tischanordnung des Fundamentes seitens des Maschinenbauers und der Betriebsleitung nach wie vor der Vorzug gegeben werden wird, wenn sie nur so durchgebildet werden kann, daß eine ausreichende Zugänglichkeit der Maschinenanlage gewahrt bleibt, also wenn sie mit schwächeren Ab-

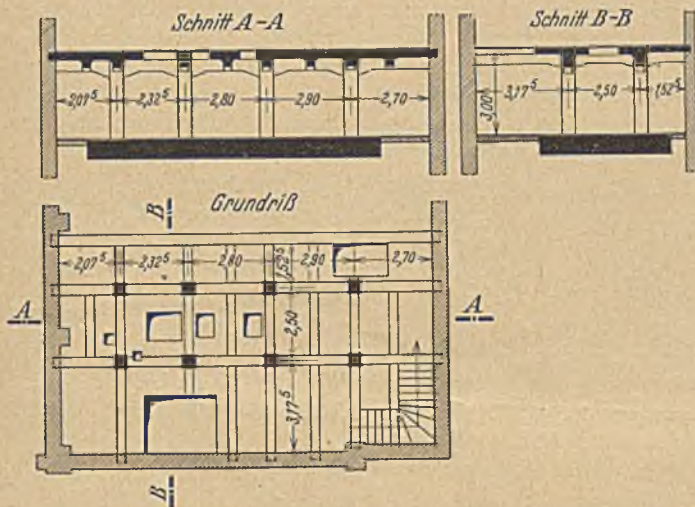
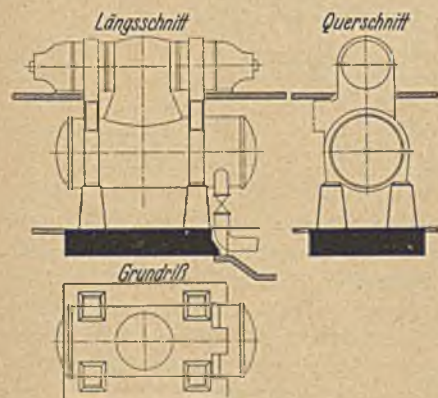


Abb. 1. Turbinenfundament für das Elektrizitätswerk Niederlöbnitz. Ausführung 1910.

Stockwerk höher, auf eine Geschoßdecke zu setzen. Abb. 1 zeigt eines der ältesten, von der W a y s s & F r e y t a g A.-G. ausgeführten Turbinenfundamente, bei dem dieser Sachverhalt noch ganz klar zu erkennen ist, da die die Maschine tragende „Tischplatte“ hier noch auf allen Seiten unmittelbar in die umgebende Decke übergeht.



Für den Maschinenbauer brachte diese sogenannte „Tischform“ des Fundamentes eine große Freiheit in der Ausgestaltung der ganzen Maschinenanlage mit sich. Kondensator, Rohrleitungen, Luftkanäle und elektrische Leitungen konnten jetzt unter der oberen Decke, dem sogenannten „Maschinenhausflur“, im „Keller“

untergebracht werden. Dadurch ergab sich eine erwünschte Trennung zwischen den empfindlichen und im Betrieb zu überwachenden Maschinenteilen: Turbine und Generator einerseits und den oben genannten unempfindlichen Teilen der Anlage

¹ Nach einem Vortrag auf der Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins am 5. April 1934.

messungen als bisher ausgeführt wird. Es erhebt sich somit die Frage, ob dies möglich ist.

Sie läßt sich nach dem heutigen Stande der Technik ohne weiteres bejahen. Denn es ist zunächst festzustellen, daß die gedrunghenen Abmessungen der neueren Tischfundamente zu einem erheblichen Teil nicht auf die Erhöhung der Lasten, sondern auf die großen, seitens der Maschinenfabriken vorgeschriebenen „Erschütterungszuschläge“ zurückzuführen sind. Während man anfangs dynamische Einwirkungen einer Turbine auf das Fun-

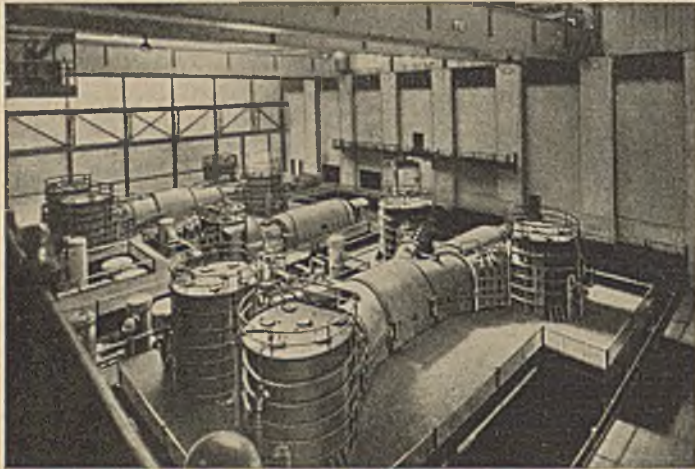


Abb. 3. 208 000 kW-Dreiwellen-Turbogenerator eines amerikanischen Großkraftwerkes.

dament überhaupt nicht befürchtete, erhöhte man, als die ersten Störungen und Schäden an Fundamenten und Maschinen auftraten, aus der Erwägung heraus, daß die auftretenden Kräfte doch größer sein müßten, als man angenommen hatte, diese Zuschläge immer mehr und ging dazu über, statt mit 100% oder 200% mit 300, 500, selbst 800% Zuschlag zum Maschinengewicht zu rechnen. Die Feststellung, daß auch waagerechte Kraftwirkungen auftreten konnten, führte dann notwendig dazu, auch entsprechende waagerechte Kräfte einzuführen, und so ergaben sich verhältnismäßig immer schwerere Abmessungen der Fundamente.

Heute wissen wir, daß die dynamischen Kraftwirkungen der Maschine auf dem Fundament mit Schwingungserscheinungen zusammenhängen und daß sie keineswegs eine für eine bestimmte Maschine ein für allemal feststehende Größe darstellen, wie sie etwa durch einen bestimmten Zuschlag zum Maschinengewicht ausgedrückt werden könnte, sondern, daß sie weitgehend von den Eigenschaften des Fundamentes selbst abhängen. Sie werden groß, wenn die Eigenschwingzahl des Fundamentes mit der Betriebsdrehzahl der Maschine zusammenfällt, also sogenannte Resonanz eintritt, und sie werden sehr klein, wenn zwischen beiden Werten ein großer Unterschied besteht.

Der praktischen Auswirkung dieser theoretischen Erkenntnis standen jedoch immer noch die von den Maschinenfabriken aus Gründen vermeintlicher Sicherheit vorgeschriebenen, oben erwähnten Erschütterungszuschläge entgegen. Der erste Schritt, um von diesen bisherigen Zuschlägen frei zu werden, geschah eigentlich erst in den „Richtlinien für den Bau von Dampfturbinenfundamenten in Eisenbeton“, die Baudirektor A. Schönburg im Jahre 1929 veröffentlichte¹ und die dann von der Deutschen

Gesellschaft für Bauwesen aufgenommen und nach Durchberatung im Unterausschuß für Bodenschwingungen und mit anderen Sachverständigen im Jahre 1933 neu herausgegeben wurden². In diesen Richtlinien wird — in der jetzigen Fassung — folgendes ausgesprochen:

Die dynamische Kraft ist die Wirkung einer Fliehkraft aus unvermeidlichen geringen Exzentrizitäten der rotierenden Teile. Sie ist daher zunächst von deren Gewicht abhängig und soll im allgemeinen mit dem zofachen Werte dieses Gewichtes eingeführt werden; wenn die Eigenschwingzahl des Fundamentes mehr als 30% von der Betriebsdrehzahl abweicht, mit dem 10fachen Werte, und, wenn sie kleiner als die halbe Betriebsdrehzahl ist, nur mit fünffachem Werte.

Damit wird die Möglichkeit gegeben, Fundamentteile, deren Eigenschwingzahlen weit von der Betriebsdrehzahl abweichen, die daher durch den Betrieb auch nur geringe Beanspruchungen erfahren, auch schwächer zu bemessen. Daß sich dadurch erheblich geringere Konstruktionsstärken erreichen lassen, liegt auf der Hand.

Als Beispiel zeigt Abb. 4 ein neueres, aber noch nach dem älteren Berechnungsverfahren ausgeführtes, großes Turbinenfundament; die starken Stabquerschnitte, die sich nach diesem Berechnungsverfahren ergeben, liefern sehr hohe Eigenschwingzahlen, so daß eine Resonanz mit der Maschinendrehzahl in vielen Fällen nur durch eine weitere Erhöhung, also noch stärkerer Ausbildung der Stabquerschnitte vermieden werden kann.

Geht man dagegen bewußt von vornherein von dem Bestreben aus, den erforderlichen Unterschied gegenüber der Maschinendrehzahl durch möglichst niedrige Eigenschwingzahlen, also schwache Querschnitte herzustellen, so erhält man für das Fundament der gleichen Maschine eine Ausbildung, wie sie Abb. 5 wiedergibt, weil bei genügend großer Unterschreitung der Maschinendrehzahl die schwächeren Querschnitte nach den „Richtlinien“ auch nur für erheblich kleinere Kräfte zu berechnen sind. Allerdings darf nicht übersehen werden, daß die kleineren Querschnitte von Abb. 5 teilweise erheblich stärker bewehrt werden müssen, als die stärkeren der Ausführung nach Abb. 4.



Abb. 4. Beispiel eines Turbinenfundamentes mit hochliegenden Eigenschwingzahlen.

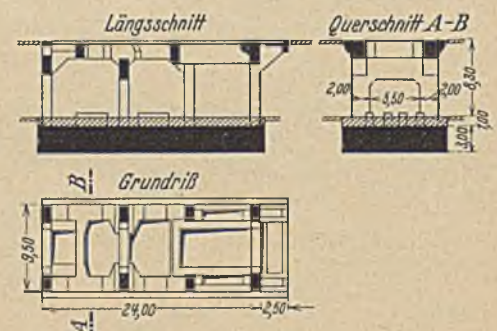


Abb. 5. Beispiel eines Turbinenfundamentes mit tiefliegenden Eigenschwingzahlen.

Die Befürchtung, daß schwächere Querschnitte im Betriebe höher beansprucht würden als stärkere, ist durchaus unbegründet. Wirkt auf ein federndes System, z. B. den Rahmen eines Turbinenfundamentes eine erregende Kraft mit bestimmter Frequenz ein, also hier die Fliehkraft mit der Betriebsdrehzahl, so führt das System erzwungene Schwingungen aus, deren Ausschläge bekanntlich außer von der erregenden Kraft vom Verhältnis der Eigenschwingzahl des Systems zur Betriebsdrehzahl und daneben, namentlich im Resonanzfalle, von der Dämpfung abhängen.

Führt man nun ein solches System mit verschiedenen starken Querschnitten aus — wir wollen der Einfachheit halber annehmen, daß die Querschnittsbreite b gleich bleibt und nur die Querschnittshöhe d sich ändert — ferner, daß die Masse des schwingenden

¹ Siehe Bauing. (1929) Heft 46.

² Siehe Bauing. (1933) Heft 15/16.

Systems selbst klein sei gegenüber der getragenen Maschinenmasse, so ergibt sich für deren Beanspruchung ein Verlauf, wie er in Abb. 6 dargestellt ist.

Bezeichnen wir diejenige Querschnittshöhe, bei der die Eigenschwingzahl mit der Betriebsdrehzahl übereinstimmt, also Resonanz eintritt, mit d_r , so werden in diesem Falle die größten Ausschläge des schwingenden Systems auftreten. Sie würden bei fehlender Dämpfung unendlich groß werden, während sie bei der praktisch stets vorhandenen Dämpfung endliche Werte entsprechend der bekannten Formel $a_{d1} = \frac{a_s}{2D}$ annehmen, worin a_{d1}

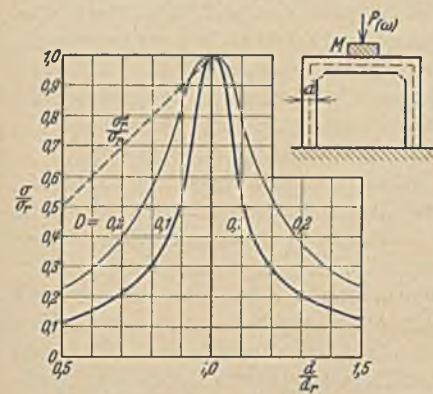


Abb. 6. Beanspruchung bei erzwungenen Schwingungen bestimmter Frequenz in Abhängigkeit von der Querschnittshöhe d.

im gefährlichen Querschnitt — bezeichnen, die bei der Querschnittshöhe d auftritt, σ_r die Spannung an der gleichen Stelle im Resonanzfalle, also bei der Querschnittshöhe d_r .

In Abb. 6 sind nun als Abszissen die Werte $\frac{d}{d_r}$ und als Ordinaten die Werte $\frac{\sigma}{\sigma_r}$ für zwei verschiedene Dämpfungen aufgetragen. Bei der Dämpfung $D = 0,1$ sinkt z. B., wenn die Querschnittshöhe auf das 1,5-fache von d_r erhöht wird, die Beanspruchung bei der Betriebsdrehzahl auf 12,4% des Wertes herab, den sie bei der Querschnittshöhe d_r erreichen würde.

Eine ebenso starke Verringerung der Beanspruchungen tritt aber auch ein, wenn d gegenüber d_r nicht vergrößert, sondern verkleinert wird. Denn für $d = 0,5 d_r$, also bei halber Höhe des Querschnitts, ergeben sich bei der Dämpfung $D = 0,1$ nur 11,3% von σ_r als Beanspruchung. Die Beanspruchung durch dynamische Einflüsse nimmt also bei sonst gleichbleibenden Verhältnissen unter allen Umständen ab, wenn man sich von der kritischen Querschnittabmessung, bei der Resonanz eintritt, entfernt, also auch dann, wenn dies durch Schwächung des Querschnittes geschieht. Nur eins ist noch zu beachten: Bei diesem schwächeren Querschnitt muß die tieferliegende Eigenschwingzahl beim Anlaufen der Maschine durchfahren werden und es tritt dann vorübergehend bei dieser Drehzahl Resonanz auf. Die Untersuchung zeigt jedoch, daß auch dann die Beanspruchungen noch kleiner bleiben als die im stärkeren System, und zwar unmittelbar im Verhältnis der Querschnittshöhen, wenn die erregende Kraft P als Zentrifugalkraft mit dem Quadrat der Drehzahl abnimmt. In der Abb. 6 sind diese Beanspruchungen durch die gestrichelte Schräglinie angegeben.

Somit bestehen tatsächlich keine Bedenken, erforderlichenfalls auch Systeme mit besonders niedrig liegender Eigenschwingzahl, also geringen Querschnittabmessungen auszubilden, sofern sie nur sonst den statischen Beanspruchungen aus ruhenden Lasten, Eigengewicht usw. genügen. Abb. 7 zeigt als Beispiel das Fundament für einen Turbokompressor, dessen sämtliche Schwingzahlen, auch die vertikalen, unter der Maschinendrehzahl

liegen, und bei dem daher die von der Maschinenfabrik vorgesehenen Konstruktionsabmessungen nicht unerheblich unterschritten wurden. Für die diesbezüglichen Maßnahmen war der Umstand günstig, daß die Betriebsdrehzahl besonders hoch lag: 5750/min. Die Ausführung hat sich dabei in jeder Weise bewährt, trotzdem hier entgegen der ursprünglichen Annahme die Turbine sogar häufig auch mit niedrigeren Drehzahlen als der angegebenen betrieben wird, wenn die Kompressorleistung nicht voll benötigt wird.

Um nun aber allgemein so vorgehen zu können, muß man die zu erwartenden Schwingungserscheinungen scharf genug erfassen können. Allein wenn auch die theoretische Forschung in den letzten Jahren auf diesem Gebiete beträchtliche Fortschritte gemacht hat, so daß heute wohl die Eigenschwingzahlen und Schwingungsausschläge mit beliebiger Genauigkeit berechnet werden könnten, so sind doch die Grundlagen für diese Rechnung leider nur in grober Annäherung oder gar nicht bekannt und daher die aufgestellten Schwingungsberechnungen nur bedingt richtig.

Wenn eine wirklich scharfe Schwingungsberechnung möglich sein soll, müssen vor allem folgende Fragen geklärt werden:

1. Wie groß ist der Elastizitätsmodul des Betons bei Schwingungsvorgängen anzunehmen?

Im Gegensatz zu statischen Untersuchungen, bei denen es meist nur auf eine Annahme „nach der sicheren Seite“ zu ankommt, wird bei Schwingungsuntersuchungen ein wirklich genauer Wert von E gefordert, weil Ungenauigkeiten sowohl nach oben, wie nach unten hier zu den gleichen Schwierigkeiten führen. Es ist anzunehmen, daß unter dem Einfluß der Wechselbeanspruchung beim Schwingungsvorgang das elastische Verhalten des Eisenbetons vielleicht ein ganz anderes ist, als es aus statischen Versuchen erschlossen werden kann.

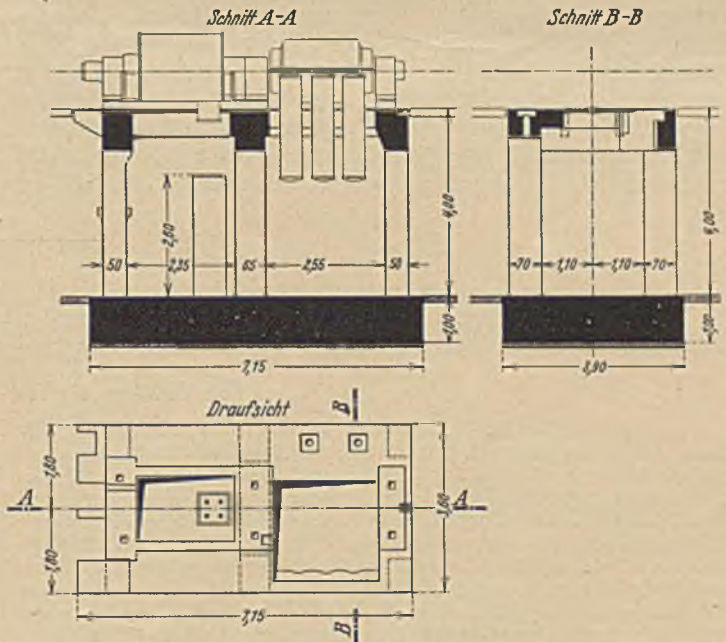


Abb. 7. Turbo-Kompressor-Fundament. Ausgeführt im Jahre 1929 (1340 kW, $n = 5750$).

2. Was ist als wirksame Stablänge der einzelnen Stäbe einzusetzen?

Bei den meist sehr gedrungenen Stabquerschnitten eines Turbinenfundamentes spielt die gegenseitige Verschmelzung der Stäbe an den Ecken sicher eine Rolle. Der wahre Wert muß zwischen der Lichtweite und der Systemlänge von Achse zu Achse liegen. Zwischen beiden Annahmen aber besteht ein Spielraum, der in der Schwingzahl oft 50—100% Unterschied ergibt.

3. Wie wird das Verhalten eines schwingenden Systems durch den Baugrund beeinflusst?

Der Baugrund ist erheblich elastischer als die verschiedenen Federungen im Fundament selbst und müßte, wenn er nur als Feder wirksam wäre, von entscheidender Bedeutung für alle Schwingungseigenschaften des Systems sein. Andererseits besitzt der Baugrund aber auch eine erhebliche Masse, die durch ihr Mitschwingen mit der Grundplatte die Fundamentalschwingzahlen wieder in anderem Sinne beeinflusst.

Eine entscheidende Beantwortung dieser drei Fragen ist nur durch den Versuch möglich. Es liegt zunächst nahe, ihn an ausgeführten Fundamenten vorzunehmen. — Versuche dieser Art sind schon mehrfach veröffentlicht worden; sie sollen hier ergänzt werden durch Versuche, die von der *Neue Baugesellschaft Wayss & Freytag A.-G.* gemeinsam mit den *Elektrowerken A.-G.* an den Fundamenten von drei Turbinen des Großkraftwerkes Zschornowitz vorgenommen wurden.

Für die Messungen ausgewählt wurden die Fundamente der Maschinen 11a, 11b, und 3; die beiden ersteren sind im Jahre 1925, das letztere im Jahre 1916 erbaut worden. Die Fundamente der Maschinen 11a und 11b besitzen eine gemeinsame Grundplatte.

Die Messungen erfolgten in der Weise, daß die betreffende Maschine für die Versuche mit wechselnden Umdrehungszahlen lief, die von 100 zu 100 Umdrehungen abgestuft wurden. Teilweise wurden dabei auch Umdrehungszahlen erreicht, die über die normale Betriebszahl hinausgingen. Die Drehzahl wurde während der Ablesungen an den Instrumenten jedesmal längere Zeit konstant gehalten. An jeder Maschine wurden so mehrfache Versuchsreihen mit wachsenden und abnehmenden Drehzahlen durchgeführt.

Als Meßinstrumente dienten drei Schenksche Vibrometer, die besonders geeicht worden waren. Die Messung selbst bestand in der Bestimmung des Schwingungsausschlages bei verschiedenen Drehzahlen der Maschine. Als erregende Kraft diente nur die durch die unvermeidlichen Zentrierungsfehler der rotierenden Teile hervorgerufene Fliehkraft. Von der Anbringung irgendwelcher künstlicher Exzentrizitäten wurde abgesehen, weil es gleichzeitig Zweck der Versuche sein sollte, die im Betrieb wirklich auftretenden Kräfte festzustellen. Sämtliche Maschinen liefen störungsfrei im normalen Betrieb, sie waren also gut ausgewuchtet, so daß die

ermittelten Kräfte offenbar die untere Grenze dessen darstellen, was im Betrieb einer Turbine erwartet werden kann.

Die Benutzung dreier Instrumente ermöglichte es, stets die Ausschläge dreier Rahmen gleichzeitig festzustellen, so daß also Verschiedenheiten durch zeitlich wechselnde Störungen beim Vergleich ausgeschlossen waren.

Die Beobachtungen auf den Fundamentgrundplatten ergaben durchweg sehr geringe und bezeichnenderweise mit steigender Drehzahl immer abnehmende Schwingungsausschläge. Da sie in fast gleicher Größe auch bei ruhender Maschine auftraten, rühren sie offenbar zum größten Teil von der allgemeinen Bodenunruhe in dem in vollem Betrieb befindlichen Kraftwerk her, wenn auch Zusammenhänge zwischen ihnen und den entsprechenden Ausschlägen der Tischplatte, wie sie theoretisch zu erwarten sind, sich im Verlauf der Kurven zeigen. Gegenüber der fast stets erheblich größeren Ausschläge der Tischplatte kann jedenfalls nach diesen Beobachtungen die Grundplatte mit guter Näherung als ruhend angesehen werden.

Die Auswertung der übrigen Beobachtungen auf der Tischplatte des Fundamentes geschah nun in der Weise, daß unter der Annahme einer ruhenden Grundplatte die theoretische Eigenschwingzahl des Fundamentes in möglichst sorgfältiger Weise ermittelt wurde und die Lage der so erhaltenen Eigenresonanzen mit den beobachteten Schwingungsausschlägen verglichen wurde.

Es zeigte sich zunächst, daß die Vertikal-Eigen-schwingungen der Fundamente so hoch lagen, daß sie praktisch nicht mehr in Betracht kamen. Wenn man für den Elastizitätsmodul des Betons die weiter unten für Horizontal-schwingungen gefundenen Werte einsetzte, so ergaben sich die Vertikalschwingungszahlen durchweg über der Maschinendrehzahl. Übereinstimmend mit dieser Rechnung wurden auch Vertikalresonanzen bei den Beobachtungen nicht festgestellt. Die Kurven der senkrechten Ausschläge zeigen zwar auch gewisse Spitzen, doch erscheint es so gut wie sicher, daß es sich dabei nur um Sekundärercheinungen handelt, um Bewegungen durch die Querschnittsdrehung infolge gleichzeitig auftretender Horizontalschwingungen oder um die Wirkung von Resonanzen der Maschinenwellen. Im ganzen lassen die gesamten Beobachtungen der Vertikalausschläge auf der Tischplatte kaum weitergehende Schlüsse zu.

(Fortsetzung folgt).

ELEMENTARE DRUCKVERTEILUNG UND VERSCHIEBUNGEN IM ELASTISCH-ISOTROPEN VOLLRAUM.

Von Dr.-Ing. O. K. Fröhlich, 's-Gravenhage.

I. Übersicht: Seitdem A. Föppl die Anwendung der *Boussinesq* schen Theorie des elastisch-isotropen Halbraumes auf das elastische Verhalten des „Erdbodens“ durch seine i. J. 1897 in München ausgeführten Versuche in den Bereich der Möglichkeit gezogen hatte, ruhten die Bemühungen der Erd-druckforscher nicht mehr, um diese Ergebnisse der mathematischen Elastizitätstheorie mit dem Verhalten gewachsenen Bodens oder künstlicher Sandschüttungen unter örtlicher Belastung in eine gewisse Beziehung zu bringen. Es war auch in der Tat verlockend, zwischen dem Bilde der Druckverteilung sowie der Verformungen in der Nähe des Angriffspunktes einer lotrechten Einzelast P , die auf die Oberfläche des elastisch-isotropen Halbraumes wirkt und den entsprechenden Erscheinungen bei Belastung des waagerechten, möglichst gleichartigen Erdbodens einen ursächlichen Zusammenhang zu vermuten. *Föppl* selbst hieb den gordischen Knoten dadurch entzwei, daß er die elastischen Senkungen w_1 und w_2 zweier Punkte der Bodenoberfläche in den Abständen x_1 und x_2 von der Last P sehr genau maß und feststellte, daß die erwartete Beziehung:

$$(1) \quad w_1 : w_2 = x_2 : x_1$$

die sich aus der Anwendung der *Boussinesq* schen Formel

$$(2) \quad w = \frac{m^2 - 1}{m^2 E} \frac{P}{\pi x}$$

ergab, nicht erfüllt war. (E und m sind die beiden elastischen Festwerte des Halbraumes.) Zehn Jahre später gab er seiner Meinung

Ausdruck, daß die Ursache des Nichtzutreffens der Gl. (2) für Erdboden auf die fehlende Verhältnismäßigkeit zwischen Spannungen und Formänderungen im Falle des Erdbodens zurückzuführen sei.

Nachdem die Verformungen der Oberfläche des Halbraumes infolge einer lotrechten Einzelast mit den beobachteten Setzungen des „wirklichen“ Bodens nicht übereinstimmten, blieb nur mehr die Hoffnung übrig, daß wenigstens die Druckverteilung im Erdreich mit der des Halbraumes einige Gemeinschaft besitze. Aus diesem Grunde wurden in den letzten fünfundzwanzig Jahren von zahlreichen Forschern Spannungsmessungen in künstlichen Sandschüttungen vorgenommen und mit den Resultaten der Elastizitätslehre verglichen. Das Ergebnis dieser Arbeiten war, daß die Theorie des elastisch-isotropen Halbraumes eine verlässliche Grundlage für die Beurteilung der Kraftausbreitung im gleichartigen Boden darstellt, wenn auch die Spannungsgleichungen gewisser Einschränkungen bzw. Abänderungen bedürfen, bevor sie im Bauwesen Verwendung finden können¹.

¹ Hierüber siehe Verfassers „Druckverteilung im Baugrunde mit besonderer Berücksichtigung der plastischen Erscheinungen“, Verlag Julius Springer, Wien 1934.

Da die im Grundbau auftretenden Lasten im allgemeinen nicht auf die Bodenoberfläche, sondern auf eine in einer gewissen Tiefe liegenden Gründungssohle wirken, liegt die Frage nahe, wie sich eine Einzellast P oder ein Lastelement dP über den Halbraum verteilt, wenn der Angriffspunkt nicht in der Oberfläche, sondern im Innern der Masse liegt.

Das Problem ist in dieser Allgemeinheit bisher noch nicht gelöst worden; ein Sonderfall, nämlich das zweidimensionale Problem der Halbscheibe wurde jedoch vor kurzem von E. Melan eingehend behandelt². Von dem räumlichen Fall ist die Lösung nur für die in großer Tiefe angreifende Einzellast bekannt; sie ist erstmals von William Thomson und Tait gegeben worden, jedoch in einer etwas umständlichen und schwierigen Weise; Boussinesq hat die Aufgabe nochmals aufgenommen und in seinem Sammelwerk: „Application des potentiels...“ in der ihm eigenen eleganten Art gelöst.

Mit den Ergebnissen dieser Untersuchung, nämlich der Druckverteilung und den Verformungen einer im Innern eines allseitig unbegrenzten elastisch-isotropen Körpers (Vollraum) angreifenden Einzellast wollen wir uns hier beschäftigen.

Die betreffenden Gleichungen sind in dem genannten Werke Boussinesqs über mehrere Abschnitte verstreut und wohl zum Teil aus diesem Grunde verhältnismäßig unbekannt geblieben. Sie bilden ein Gegenstück zu den Spannungs- und Verzerrungsgleichungen für den elastisch-isotropen Halbraum und sind daher für den Grundbauingenieur von ebenso großem Interesse wie die mehr bekannten Gleichungen über die elementare Spannungsverteilung des elastisch-isotropen Halbraumes.

II. Spannungsgleichungen des Vollraumes in Zylinderkoordinaten.

Bezeichnungen. Es sei:

- P die in einem Punkte O des Vollraumes angreifende, beispielsweise lotrecht gedachte Einzellast;
- O der Ursprung eines rechtwinkligen Koordinatensystems mit lotrechter nach unten gerichteter Z -Achse;
- x, y, z . . . die Koordinaten eines Punktes des Vollraumes mit dem Fahrstrahl r , in welchem die folgenden Spannungen herrschen;
- σ_z die lotrechte Normalspannung;
- σ_h die waagerechte Normalspannung in radialer Richtung;
- σ_t die waagerechte Normalspannung in tangentialer Richtung;
- τ_z, τ_h, τ_t . . die zu den Normalspannungen zugeordneten Schubspannungen;
- E, m die Elastizitätskonstanten der den Vollraum erfüllenden Masse.

Mit diesen Bezeichnungen lauten die Spannungsgleichungen wie folgt:

$$(3) \left\{ \begin{aligned} \sigma_z &= + \frac{5m-4}{m-1} \cdot \frac{P}{8\pi r^2} \left\{ \frac{z^2}{r^2} - \frac{m-2}{5m-4} \right\} \frac{z}{r} \\ \sigma_h &= - \frac{5m-4}{m-1} \cdot \frac{P}{8\pi r^2} \left\{ \frac{z^2}{r^2} - \frac{2(2m-1)}{5m-4} \right\} \frac{z}{r} \\ \sigma_t &= - \frac{m-2}{m-1} \cdot \frac{P}{8\pi r^2} \frac{z}{r} \\ \tau_z = \tau_h &= \frac{m}{m-1} \cdot \frac{P}{8\pi r^2} \left\{ 3 \frac{z^2}{r^2} + \frac{m-2}{m} \right\} \frac{\sqrt{x^2+y^2}}{r} \\ \tau_t &= 0 \end{aligned} \right.$$

Das Vorzeichen + bedeutet bei Normalspannungen Druck, daher ist das Minuszeichen für eine der Spannungen σ das Kennzeichen dafür, daß eine Zugspannung vorliegt.

Die Richtungen der Spannungen $\sigma_z, \sigma_h, \sigma_t$ stehen mit dem

² „Der Spannungszustand der durch eine Einzelkraft im Innern beanspruchten Halbscheibe“, Z. f. angew. Math. u. Mech., Bd. 12 (1932), H. 6.

geraden Zylinder $x^2+y^2 = \text{konst.}$ in einfachen Beziehungen: σ_z liegt in der Erzeugenden, σ_h in der Flächennormalen, σ_t in der Tangente der Leitlinie (Kreis).

Führt man die Neigung θ des Fahrstrahles r gegen die Z -Achse ein, dann vereinfachen sich die Gl. (3) etwas in ihrer Form; zugleich wird ihre Diskussion bedeutend erleichtert.

Mit $\frac{z}{r} = \cos \theta$ und $\frac{\sqrt{x^2+y^2}}{r} = \sin \theta$ erhalten wir:

$$(3a) \left\{ \begin{aligned} \sigma_z &= + \frac{5m-4}{m-1} \cdot \frac{P}{8\pi r^2} \left\{ \cos^2 \theta - \frac{m-2}{5m-4} \right\} \cos \theta \\ \sigma_h &= - \frac{5m-4}{m-1} \cdot \frac{P}{8\pi r^2} \left\{ \cos^2 \theta - \frac{2(m-1)}{5m-4} \right\} \cos \theta \\ \sigma_t &= - \frac{m-2}{m-1} \cdot \frac{P}{8\pi r^2} \cos \theta \\ \tau_z = \tau_h &= \frac{m}{m-1} \cdot \frac{P}{8\pi r^2} \left\{ 3 \cos^2 \theta + \frac{m-2}{m} \right\} \sin \theta \\ \tau_t &= 0. \end{aligned} \right.$$

Da das Bild der durch P hervorgerufenen Spannungen naturgemäß rotationssymmetrisch sein muß, enthalten die Gl. (3a) nur zwei Veränderliche r und θ , die als Polarkoordinaten in jeder beliebigen Meridianebene mit O als Ursprung und $+Z$ als Polarachse aufgefaßt werden können.

III. Spannungsgleichungen des Vollraumes in Polarkoordinaten.

Mit Hilfe einer einfachen Transformation der Spannungskomponenten (3a) lassen sich die Gleichungen jener Spannungen herleiten, die mit der Kugeloberfläche $r = \text{konst.}$ in einer nahen Beziehung stehen und die für die Beurteilung des Einflusses der Poisson-Ziffer m von besonderem Werte sind.

Es sei:

- σ_r die im Fahrstrahl gelegene Normalspannung des Punktes r, θ ;
- σ_s die im Meridian wirkende Normalspannung;
- σ_t die senkrecht zum Meridian wirkende Normalspannung;
- τ_r, τ_s, τ_t . . die zu vorstehenden Normalspannungen zugeordneten Schubspannungen.

Die Spannungen σ_s und σ_t liegen in der Tangentialebene der Kugel $r = \text{konst.}$

Diese Gleichungen lauten:

$$(4) \left\{ \begin{aligned} \sigma_r &= + \frac{2m-1}{m-1} \frac{P}{4\pi r^2} \cos \theta \\ \sigma_s &= \left\{ \begin{aligned} & - \frac{m-2}{m-1} \frac{P}{8\pi r^2} \cos \theta \\ \sigma_t &= \end{aligned} \right. \\ \tau_r &= \left\{ \begin{aligned} & - \frac{m-2}{m-1} \frac{P}{8\pi r^2} \sin \theta \\ \tau_s &= \end{aligned} \right. \\ \tau_t &= 0. \end{aligned} \right.$$

Auch hier gilt das positive Vorzeichen bei Normalspannungen für Druck, das negative daher für Zug.

IV. Diskussion der Spannungsgleichungen.

Genau so wie im Falle des elastisch-isotropen Halbraumes sind sämtliche Spannungen von dem Elastizitätsmaß E unabhängig; während jedoch die in horizontalen Ebenen des Halbraumes wirkenden Spannungen σ_z und τ_z auch von der Poisson-Ziffer unabhängig waren, ist dies hier für den Vollraum nicht mehr so. Daraus folgt die wichtige Feststellung:

Die Druckverteilung im Vollraum ist nicht für alle isotropen Stoffe dieselbe.

Aus der ersten der Gl. (3a) geht hervor, daß die lotrechte Normalspannung σ_z Druck ist innerhalb eines geraden Kreiskegels, dessen Spitze mit O und dessen Achse mit der Polarachse zusammenfällt, und welcher einen halben Öffnungswinkel θ_1

gemäß der Gl.

$$(5) \quad \vartheta_1 = \arccos \sqrt{\frac{m-2}{5m-4}}$$

besitzt.

Nennen wir die Ebene $\vartheta = \pi/2$ den Horizont, dann können wir sagen, daß die Meridianspannung σ_1 (Hauptspannung) unterhalb des Horizontes Zug, darüber hingegen Druck ist.

Die Spannung σ_n in der Zylindernormalen ist Zug innerhalb eines geraden Kreiskegels mit dem halben Öffnungswinkels ϑ_2 nach der Gl.

$$(6) \quad \vartheta_2 = \arccos \sqrt{\frac{2(m-1)}{5m-4}}$$

Außerhalb desselben ist sie überall Druck.

Im Horizont selbst verschwinden alle Normalspannungen; es herrschen hier nur Schubspannungen von der Größe

$$(7) \quad \tau_{z=0} = \frac{m-2}{m-1} \frac{P}{8\pi r^2}$$

die in der Draufsicht (also auf die untere Hälfte des Vollraumes wirkend) nach außen gerichtet sind.

Aus (4) ersieht man, daß die polar gerichtete Spannung σ_r unter dem Horizont Druck, über demselben Zug ist, während die Vorzeichen der tangential an die Kugel $r = \text{konst.}$ gerichteten Spannungen gerade umgekehrt sind, also unter dem Horizont Zug, darüber hingegen Druck ergeben.

Nun möge der wichtige Fall eines raumbeständigen Stoffes betrachtet werden. Wir haben dafür die Poisson-Ziffer $m = 2$ zu setzen und erhalten aus (3a):

$$(8) \quad \left\{ \begin{aligned} \sigma_z &= \frac{3P}{4\pi r^2} \cos^3 \vartheta \\ \sigma_h &= \frac{3P}{4\pi r^2} \sin^2 \vartheta \cos \vartheta \\ \sigma_1 &= 0 \\ \tau_r &= \tau_h = \frac{3P}{4\pi r^2} \cos^2 \vartheta \sin \vartheta \\ \tau_1 &= 0 \end{aligned} \right.$$

und aus (4):

$$(9) \quad \left\{ \begin{aligned} \sigma_r &= \frac{3P}{4\pi r^2} \cos \vartheta \\ \sigma_s &= 0 \\ \sigma_1 &= 0 \\ \tau_r &= 0, \quad \tau_s = 0, \quad \tau_1 = 0. \end{aligned} \right.$$

Die Gleichungsgruppen (8) und (9) gehören genau so zusammen, wie (3), (3a) und (4). Sie beschreiben den Spannungszustand im raumbeständigen Vollraum. Ein einfacheres Ergebnis als (9) kann man sich schwer vorstellen: zwei von den drei Hauptspannungen sind Null, die dritte σ_r geht stets durch den Angriffspunkt der Einzellast P. Es liegt also ein linearer Spannungszustand vor, genau so wie im Falle des raumbeständigen elastisch-isotropen Halbraumes; nur sind dort alle Spannungen doppelt so groß. Die Verteilung der lotrechten Normalspannungen im Vollraum ist genau dieselbe, wie im isotropen Halbraum, auf welcher unsere Setzungsrechnungen im Grundbau beruhen, falls in der Nähe der Gründungssohle kein seitliches Ausweichen des Bodens stattfindet.

V. Die Gleichungen der elastischen Verschiebungen im Vollraum.

Es sei:

+ u die waagerechte nach außen gerichtete elastische Verschiebung eines Punktes r, ϑ des Vollraumes;

± v die senkrecht zur Meridianfläche gerichtete, und

+ w die elastische Senkung,

dann lauten deren Gleichungen nach der Elastizitätslehre:

$$(10) \quad \left\{ \begin{aligned} u &= \frac{m+1}{m-1} \frac{1}{E} \frac{P}{8\pi r} \sin \vartheta \cos \vartheta \\ v &= 0 \\ w &= \frac{m+1}{m-1} \frac{1}{E} \frac{P}{8\pi r} \left\{ \cos^2 \vartheta + \frac{3m-4}{m} \right\} \end{aligned} \right.$$

Mit einem Blick ersieht man daraus, daß konzentrische Kreise, die man sich im Horizont vor der Belastung gezeichnet denkt, ihre Durchmesser nicht verändern, welches auch der Wert der Poisson-Zahl m sein möge, denn für $\vartheta = \pi/2$ ergibt sich $u = 0$. Hierin besteht wieder ein grundsätzlicher Unterschied gegenüber dem Halbraum; für diesen verschwinden bekanntlich die waagerechten Verschiebungen eines Oberflächenpunktes n u r, wenn der isotrope Stoff raumbeständig ist.

Die Verformung der Umgebung des Vollraumpunktes O zeigt eine Eigentümlichkeit, die man am schnellsten dadurch erkennt, daß man die Verschiebungen der Punkte einer Kugeloberfläche $r = \text{konst.}$ mit dem Angriffspunkt O von P als Mittelpunkt untersucht.

Der Horizontrand ($\vartheta = \pi/2$) sinkt nach der dritten Gl. (10) um:

$$(11) \quad w_R = \frac{m+1}{m-1} \cdot \frac{3m-4}{m} \frac{1}{E} \frac{P}{8\pi r}$$

Der Zenith ($\vartheta = \pi$) und der Nadir ($\vartheta = 0$) sinken beide um dasselbe Stück, nämlich um:

$$(12) \quad w_Z = w_N = \frac{m+1}{m} \frac{1}{E} \frac{P}{2\pi r}$$

Gl. (12) läßt die Vermutung aufkommen, daß die Punkte der Kugeloberfläche $r = \text{konst.}$ auch nach der Belastung wieder eine Kugel erfüllen, deren Mittelpunkt um:

$$(13) \quad \Delta = \frac{m+1}{m} \frac{1}{E} \frac{P}{2\pi r}$$

unter O liegt.

Daß die radiale Verschiebung eines Horizontalrandpunktes Null und w_R nicht gleich w_Z ist, spricht keineswegs gegen diese Möglichkeit, da die Erhaltung der Kugelform auch mit Verzerrungen in der Oberfläche selbst verbunden sein kann.

Nennen wir ϱ den Abstand zwischen den verschobenen Punkt r, ϑ und dem vermutlichen Mittelpunkt, dann bliebe die Kugelform erhalten, wenn:

$$(14) \quad \varrho^2 = (r \sin \vartheta + u)^2 + (r \cos \vartheta + w - \Delta)^2$$

wäre. Da es sich um sehr kleine Verzerrungen handelt, kann man die Glieder u^2 und $(w-\Delta)^2$ vernachlässigen; dies berücksichtigend erhalten wir

$$(14a) \quad \varrho^2 = r^2 + 2r \{ u \sin \vartheta + (w - \Delta) \cos \vartheta \}$$

Die Bedingung für die Erhaltung der Kugelform $\varrho = r$ ergibt:

$$(15) \quad u \sin \vartheta + (w - \Delta) \cos \vartheta = 0$$

Führt man die Werte u und w aus (10) und Δ aus (13) in (15) ein, so sieht man, daß diese Bedingung identisch erfüllt ist. Damit gelangen wir zu dem Satz:

Die elastische Verformung der Umgebung des Angriffspunktes einer Einzellast P im Vollraum erfolgt so, daß Punkte, die vor der Belastung auf einer Kugeloberfläche mit O als Mittelpunkt lagen, auch nach sattgefunder Formänderung eine Kugeloberfläche mit demselben Durchmesser erfüllen, deren Mittelpunktum das Stück Δ nach (13) vom ursprünglichen Kraftangriffspunkt O in der Richtung der Kraft P entfernt liegt.

Daß die ursprüngliche Kugeloberfläche jedoch nicht durch eine einfache Parallelverschiebung aller ihrer Punkte in die neue Lage gekommen ist, geht daraus hervor, daß $w_R < w_Z$ ist.

Für $m = 2$ wird nämlich:

$$(16a) \quad w_R = \frac{1}{2} w_Z;$$

für $m = \infty$ erhält man aus (11) und (12):

$$(16b) \quad w_R = \frac{3}{4} w_Z.$$

Die untere Hälfte der Kugeloberfläche wird daher gedehnt, während die obere Hälfte zusammengedrückt wird.

VI. Plastische Erscheinungen in der Nähe des Angriffspunktes der Einzellast.

Sämtliche Gleichungen verlieren für $r=0$ ihre Gültigkeit. Um den Spannungszustand in unmittelbarer Nähe der Last zu untersuchen, hätte man die Lastfläche, die nicht Null sein kann einzuführen und entweder die Verteilung der Spannungen über diese Fläche, oder die Verschiebung aller ihrer Punkte festzusetzen. Wir wollen hier unser Augenmerk auf eine andere wichtige Erscheinung richten. Wir betrachten die Masse als raumbeständig und schreiben ihr eine gewisse Kohäsion p_k und eine gewisse innere Reibung $k = \sin \varphi$ zu. Der Spannungszustand irgend eines Punktes r, θ des Vollraumes infolge einer in O wirkenden Einzellast P ist dann nach (9) gegeben durch:

$$(17) \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_r = \frac{3P}{4\pi r^2} \cos \theta + p_k \\ \sigma_\theta = \sigma_\varphi = p_k \\ \tau_r = \tau_\theta = \tau_\varphi = 0 \end{array} \right.$$

Das Verhältnis der Hauptspannungen ändert sich mit der Entfernung r des Punktes von der Last. Der Eintritt des plastischen Zustandes ist durch die sogenannte Fließ-

bedingung gegeben. Sicht man von dem Einflusse der mittleren Hauptspannung σ_2 ab, dann läßt sich die Fließbedingung nach Mohr wie folgt formulieren:

$$(18) \quad \sigma_1 - \sigma_3 = 2k \left\{ p_k + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \right\}.$$

Führt man $\sigma_1 = \sigma_r$ und $\sigma_3 = \sigma_\theta$ aus (17) hier ein, so ergibt sich mit

$$\cos \theta = \frac{z}{\sqrt{x^2 + y^2 + z^2}};$$

$$(19a) \quad (x^2 + y^2 + z^2)^{3/2} = \frac{3P}{16\pi} \cdot \frac{1-k}{k p_k} z.$$

Dies ist die Gleichung einer Umdrehungsfläche, deren Achse mit der Wirkungslinie von P zusammenfällt und die das plastische Gebiet von dem elastisch gebliebenen trennt. Sie gilt für $z \geq 0$. Ganz analog erhält man für $z \leq 0$:

$$(19b) \quad (x^2 + y^2 + z^2)^{3/2} = \frac{3P}{16\pi} \cdot \frac{1+k}{k p_k} z.$$

Der höchste Punkt der Trennungsfläche liegt demnach

$$\frac{1}{4} \sqrt{\frac{3P}{\pi} \cdot \frac{1+k}{k p_k}}$$

über dem Horizont; der tiefste Punkt $\frac{1}{4} \sqrt{\frac{3P}{\pi} \cdot \frac{1-k}{k p_k}}$ unter demselben.

Falls die innere Reibung gering ist, wie bei Metallen, dann kann k gegenüber der Einheit vernachlässigt werden und das plastische Gebiet erstreckt sich ebensoviel über als unter den

Horizont, nämlich $\frac{1}{4} \sqrt{\frac{3P}{\pi k p_k}}$; letzterer bildet in diesem Sonderfalle eine Symmetrieebene des Fließgebietes.

ZUR BESTIMMUNG DER MAXIMALEN FLÄCHENPOROSITÄT DES BETONS.

Von Prof. Dr. P. Fillunger in Wien.

Übersicht: Zur Berechnung des Auftriebes in Gußbeton-Staumauern ist die Kenntnis der maximalen Flächenporosität des Betons erforderlich. Es werden die experimentellen Methoden, die zur Bestimmung dieser Zahl vorgeschlagen worden sind, besprochen und einer Kritik unterzogen.

Es kann als eine unbestrittene Tatsache angesehen werden, daß die Berechnung des Auftriebes in einer vom Wasser durchströmten Gußbeton-Staumauer die Kenntnis der maximalen Flächenporosität des Betons erfordert. Daß diese Flächenporosität der Raumporosität des Bindemittels gleichgesetzt werden darf, fand ebenfalls bis vor kurzem keinen Widerspruch bei den Autoren, die sich mit dem Auftrieb in Talsperren befaßt haben¹. Man ist zu dieser Gleichsetzung gezwungen, weil es keinen anderen Weg zur Bestimmung der maximalen Flächenporosität zu geben scheint, und man rechtfertigt sie mit dem Hinweis auf das Delessesche Gesetz², wonach bei einem gleichmäßig porösen Körper für genügend große, sonst aber beliebige geschlossene Flächen, die ganz im Bindemittelraum verlaufen, also Sand und Schotter nirgends schneiden, der Porenschnittanteil immer derselbe und gleich dem Raumanteil an Poren sein muß. Gerade diese Behauptung bildet aber, wie eine neuestens heraufbeschworene Polemik zeigte³, den Stein des Anstoßes.

¹ Kammüller: Die Theorie der Gewichtsstaumauern. Julius Springer, Berlin 1929.

Tölke: Der Einfluß der Durchströmung von Betonmauern auf die Stabilität. Ingenieur-Archiv Bd. II.

² Delesse: Procédé mécanique pour déterminer la composition des roches, Annales des mines, 4. Serie, Tome XIII, 1848.

Fillunger: Der Auftrieb in Talsperren. Österr. Wochenschrift für den öffentl. Baudienst (1913), Heft 31-34.

³ v. Terzaghi: Die wirksame Flächenporosität des Betons. Zeitschr. des Österr. Ing.- u. Arch.-Vereins (1934), Heft 1/2.

Fillunger u. v. Terzaghi: Polemik dazu, Heft 5/6 und 7/8.

Die Rolle, die das Delessesche Gesetz bei dieser Auseinandersetzung spielt, wurde zwar schon eingehend beleuchtet, es scheint aber, daß eine zusammenfassende, gesonderte Darlegung immer noch wünschenswert wäre. Dabei handelt es sich letzten Endes um eine Frage der Geometrie des Diskontinuums, also nicht mehr um ein technisches Problem. Sie soll daher a. a. O. ihre Behandlung finden. Hier soll lediglich die den Bauingenieur zunächst angehende Aufgabe, die maximale Flächenporosität eines Betons zu bestimmen, an Hand der bisher hierfür vorgeschlagenen Methoden erörtert werden. Es sind deren drei.

1. Wie oben erwähnt, kann man von der Raumporosität des Bindemittels allein auf die maximale Flächenporosität des Betons zurückschließen.

2. Vergleich der Zugfestigkeit des Betons mit der Zugfestigkeit des reinen Bindemittels. Diese Methode liefert allerdings zunächst nur einen oberen Grenzwert, die gesuchte Flächenporosität selbst nur dann, wenn man die Kerbwirkungen, innere wie äußere, irgendwie einschätzt.

3. Vergleichende Druckversuche mit wasserdicht umhüllten und nicht umhüllten Betonkörpern unter allseitigem Druck (v. Terzaghi).

1. Bestimmung aus der Raumporosität des Bindemittels.

Eine möglichst genaue Bestimmung nach dieser Methode macht eine genaue Kenntnis der Raumgewichte notwendig. Fußt die Volumberechnung eines Quaders auf der Messung der mittleren Kantenlänge mittels Schublehre, so erhält man das Volumen immer zu groß, das Raumgewicht daher zu klein. Andererseits liefert das Paraffin-Umhüllungsverfahren nach v. Tetmayer das Raumgewicht sicher zu groß. Aus

mindestens zwei Parallelepipeden verschiedener Gestalt kann man aber ein wesentlich genaueres Raumgewicht finden⁴. Aus dem Raumgewicht des trockenen und des wassergesättigten Betons findet man seine Gesamtporosität μ . Um die Raumporosität des Bindemittelraumes, d. h. jenes vielfach zusammenhängenden Raumteiles, der weder Sand noch Schotter enthält, zu berechnen, benötigt man auch noch die Porosität, also die Wasseraufnahme der gesamten Zuschlagstoffe für sich. Wird hierbei ein Schluß von Gewichtsanteilen auf Raumanteile lose geschütteter Massen gezogen, so ist zu beachten, daß ihre Lagerung in Gefäßen bekannten Inhaltes an den Wänden, am Boden und an der oberen „Abstreichfläche“ nicht gleich ist der Lagerung im Inneren. Daher findet man ihr Raumgewicht aus der Abwägung eines einzigen mit loser Masse gefüllten Gefäßes, wenn es nicht sehr groß ist, ziemlich ungenau. Man kann die Genauigkeit wieder verbessern, indem man mindestens drei Gefäße verschiedener Gestalt verwendet⁵. Da man das Raumgewicht eines Stahlkugelhaufens aus der Pyramidalzahl

$$N = \frac{1}{6} n(n+1)(n+2)$$

genau berechnen kann, war es möglich zu zeigen, daß der Fehler gegenüber dem genauen Wert bei Verwendung der drei Gefäße nur +2,26 bzw. -8,00% betrug, während er rund -18% war, wenn nur ein Gefäß verwendet wurde.

Ist μ der Porenraum in der Raumeinheit Beton, V' ihr Gehalt an Zuschlagstoffen (Sand, Schotter, Steinlagen), V_n ihr Gehalt an einem der Zuschlagstoffe, z. B. Sand, mit dem auf die Raumeinheit Sand ohne Zwischenräume bezogenen Porenraumanteil μ_n , so ist der gesuchte Porenraum der Raumeinheit des Bindemittelraumes

$$\mu' = \frac{\mu - \sum_n V_n \mu_n}{V'}$$

und diese dimensionslose Zahl gibt zugleich die maximale Flächenporosität des Betons an, die für die Berechnung des Auftriebes benötigt wird⁶.

v. Terzaghi erhielt für einen dem Gußbeton nahekommenden Beton⁷, allerdings nicht nach dem geschilderten Verfahren $\mu' = 0,619$.

2. Bestimmung aus der Betonzugfestigkeit.

Die Zugfestigkeit des Betons beruht ausschließlich auf der Zugfestigkeit des Bindemittels, das als Kitt zwischen die in der Regel viel zugfesteren Zuschlagstoffe tritt. Die Bruchfläche des Zugversuches wird bei störungsfreiem Verlaufe eine rauhe Fläche sein, die sich von einer ebenen Querschnittsfläche nirgends weit entfernt. Sie wird ferner einer Minimalfläche des Kittquerschnittes sehr nahe liegen und kann daher als eine Fläche maximaler Flächenporosität angesehen werden. Nimmt man überdies an, daß die Bruchflächen im Kitt nur eine gleichmäßig verteilte Zugspannung erhalten, so müßte, wenn σ_z die Zugfestigkeit des Kittes (Zementes), σ_B die des Betons ist,

$$(1 - \mu') \sigma_z = \sigma_B, \quad \text{also} \quad \mu' = 1 - \frac{\sigma_B}{\sigma_z}$$

sein.

Die Zementzugfestigkeit könnte man an den üblichen Achterformen auf der Michaelis-Waage bestimmen. Bekanntlich erhält man die höchsten Werte nicht mit reinem Zement, sondern mit geringem Sandzusatz, was auf Nebenumstände zurückgeführt

⁴ Fillunger: Theorie der Raumgewichtsbestimmung. Mitt. des Techn. Versuchsamtes, Wien 1921, Heft 1/2.

⁵ Romanowicz: Raumgewichtsbestimmung lose geschütteter Körper. Mitt. d. Techn. Versuchsamtes, Wien 1921, Heft 3/4.

⁶ Fillunger: Auftrieb und Unterdruck in Talsperren. Die Wasserwirtschaft, Wien 1929, Heft 18, 20, 21. Abschnitt IV: „Fortsetzung der Untersuchung des Auftriebes“.

⁷ v. Terzaghi: loc. cit.

werden muß. Man wird daher diese höchsten Werte zu verwenden haben und natürlich für gleiches Alter nach gleicher Lagerung im nahezu trockenen Zustande des Zement- und Betonprobekörpers. Zusammengehörige Werte stehen mir nicht zur Verfügung. Ist schätzungsweise $\sigma_B = 10$, $\sigma_z = 100 \text{ kg/cm}^2$, so ergibt sich $\mu' = 0,9$.

Dies ist jedoch nur eine obere Grenze. In Wirklichkeit ist sowohl beim Zementachter als auch in der Minimalfläche des Kittquerschnittes, und hier besonders, eine erhebliche Ungleichmäßigkeit der Zugspannung, eine Kerbwirkung anzunehmen. Schätzt man weiter die innere Kerbwirkung im Beton dreimal so hoch ein, wie die äußere im Bruchquerschnitt der Zementachter, so wäre $\mu' = 0,7$.

v. Terzaghi, nach dessen Versuchsauswertung (dritte Methode) $\mu' = 1$ sein müßte, wendet ein⁸, daß für sehr kleine Kittquerschnitte σ_z ein Vielfaches von 5000 kg/cm^2 werden könne, daß also hier die molekulare Festigkeit in ihre Rechte trete. Die hohe molekulare Festigkeit tritt, soweit sie bei Versuchen verwirklicht werden konnte, in zwei Formen auf: eine zeitlich rasch abklingende und eine dauernde. Letztere, die allein in Frage kommt, findet man in bei hoher Temperatur ausgezogenen Glasfäden und bei Stäbchen aus reinstem Quarzglas. Da im Beton solche „reinsten“ Stoffe nicht enthalten sein können, scheidet dieser Fall aus. Die hohe Festigkeit sehr dünner Glasfäden kann man ebenso erklären, wie die feineren Drähte, indem man annimmt, daß die Smekalschen Lockerstellen der Kristallite durch den Ziehvorgang parallel zur Zugrichtung angeordnet werden⁹. Bei der Herstellung des Betons fehlt jeder ähnliche Vorgang.

3. Bestimmung aus der Druckfestigkeit wasserdicht umhüllter und nicht umhüllter Betonkörper unter allseitigem Druck.

v. Terzaghi hat versucht, eine dritte Methode zur Ermittlung der maximalen Flächenporosität aufzufinden¹⁰. Sie beruht auf folgender Überlegung: Wird ein Betonzyylinder auf Druck in der Achsenrichtung bis zum Bruch beansprucht, während gleichzeitig ein allseitiger Druck auf ihn einwirkt, z. B. indem man sich den Versuch in der Meerestiefe ausgeführt denkt, so wird er sich verschieden verhalten, je nachdem der Wasserdruck bis in seine Poren dringen kann oder durch eine dünne Haut von den Poren ferngehalten wird. Wäre der Beton unporös, so könnte die dünne Haut keinen Einfluß auf die Druckfestigkeit üben, wie groß auch der überlagerte allseitige Druck sein mag. Hieraus sei zu schließen, daß der erwähnte Unterschied beim porösen Körper nur von der porösen Beschaffenheit jener Flächen abhängt, die beim Druckversuch Bruchflächen werden, und da der Bruch jedenfalls in den Minimalflächen der Kittquerschnitte erfolgt, habe man die Möglichkeit ihr Komplement, die Flächen maximaler Porosität zu bestimmen.

Der Irrtum dieser Schlußweise liegt in dem oben fettgedruckten „nur“. Der Unterschied rührt nämlich auch von der vollständigen Veränderung des Spannungszustandes bei Entfernung der wasserdichten dünnen Haut her. Aus dem unterschiedlichen Verhalten des umhüllten und nicht umhüllten porösen Körpers können gewiß Schlüsse auf seine innere Struktur gezogen werden, nur sind es nicht diese, und vor allem sind sie nicht

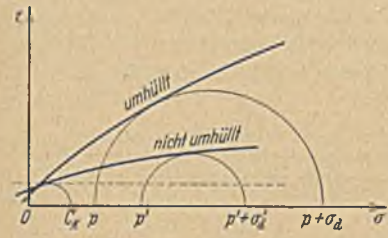
⁸ loc. cit.

⁹ Geiger u. Scheel: Handb. d. Physik, Bd. VI. (1928); Auerbach u. Hort: Handbuch d. phys. u. techn. Mechanik Bd. IV, 2. Hälfte, 1931.

¹⁰ loc. cit.

so einfach, wie v. Terzaghi glaubte, sondern wahrscheinlich recht schwierige.

Die Sache verhält sich nämlich wie folgt: Man kann den umhüllten und nicht umhüllten porösen Körper zunächst als zwei ganz verschiedene Körper ansehen. Denn man könnte offenbar beim umhüllten die Hülle weglassen, wenn dafür in die Poren viele Schotten aus dünnen, wasserdichten, schlaff hängenden Häutchen eingebaut würden. Ein solcher Körper wäre dann ein anderer poröser Körper, obwohl seine Poren abgesehen von den Schotten jenen des nicht umhüllten Körpers völlig gleichen würden. Beide Körper hätten, wenn nur die Häutchen genügend dünn sind, gleiches μ' und gleiche Druckfestigkeit bei fehlendem, allseitigem Überlagerungsdruck, da die schlaffen Häutchen sie nicht verändern können. Der einzige Unterschied bestünde in der Abhaltung des



Wasserdruckes von den Poren durch die der äußeren Oberfläche zunächst liegenden Schotten, genau wie beim umhüllten Körper. Als zwei verschiedene Körper werden sie auch zwei verschiedene Mohrsche Hüllkurven aufweisen, etwa die in der

Abbildung gezeichneten. Auf dieser Verschiedenheit soll ja die ganze Methode beruhen. Der Kreis OC_K stellt die gewöhnliche Druckfestigkeit vor. Sowohl die Hüllkurve des umhüllten Körpers wie die des nicht umhüllten müssen ihn berühren. Denn, wenn kein überlagerter Wasserdruck besteht, haben die Schotten keinen Einfluß.

Wir versuchen jetzt aus dem Unterschiede der beiden Hüllkurven auf die maximale Flächenporosität zu schließen.

In der Abbildung sind alle Spannungen so eingetragen, wie man sie unmittelbar aus dem Versuche erhält. p ist also der am Manometer abgelesene Wasserdruck, bei dem der umhüllte Körper bricht, wenn gleichzeitig eine einachsige Druckspannung σ_d überlagert wird. Daher sind p und $p + \sigma_d$ die kleinste und größte Hauptnormalspannung, u. zw. bezogen auf die Gesamt-, Brutto- oder scheinbaren Hauptnormalspannungsflächen. In den Minimalflächen der Kittquerschnitte (Nettofläche) herrschen dann andere Spannungen, u. zw. in den zur einachsigen Druckrichtung parallelen eine mittlere Druckspannung $\frac{p}{1-\mu'}$, in den zu ihr senkrechten $\frac{p + \sigma_d}{1-\mu'}$. Da jene Minimalflächenschar nach allen Richtungen gleichmäßig verteilt den porösen Körper durchziehen, kann man sagen, daß die genannten Werte zusammengenommen auch die Spannung in der Bruchfläche bestimmen, wie immer sie liegen mag.

Beim nicht umhüllten Körper bedeutet p' wieder den am Manometer im Augenblick des Bruches abgelesenen Druck, σ'_d die überlagerte einachsige Druckspannung. Man kann p' und $p' + \sigma'_d$ als die kleinste und größte Hauptspannung auffassen und zwar auf die Bruttoflächen bezogen, sie in die Abbildung

eintragen und den Mohrschen Kreis zeichnen. Er muß die Hüllkurve berühren. σ'_d hat dieselbe Bedeutung wie oben σ_d , freilich aber p' eine etwas andere als p . Der auf die offenen Poren wirkende Druck p' belastet den festen Stoff nicht unmittelbar sondern höchstens mittelbar. Trotzdem dürfen wir p' als eine Brutto-spannung bezeichnen, weil wir noch gar nicht zu wissen brauchen, ob der Körper Poren überhaupt besitzt. Wir wollen sie doch erst feststellen. Auch ziehen wir aus dieser Brutto-spannung noch keine Schlüsse.

Wenn aber der Körper möglicherweise doch Poren besitzt, was wir vermuten, weil seine Hüllkurve anders ausfällt als die des umhüllten, so ist die vom einachsigen Druck allein herrührende

Teilspannung auf den dazu senkrechten Nettoflächen $\frac{\sigma'_d}{1-\mu'}$. Auf den anders geneigten Nettoflächen treten schiefe Spannungen auf, die kleiner sind, auf den zur Druckrichtung parallelen Flächen aber gar keine. Die von p' herrührende Teilspannung der Nettoflächen ist p' für jede Richtung. Somit bestimmen p' und $p' + \frac{\sigma'_d}{1-\mu'}$ als kleinster und größter Wert der Nettospannungen alle vorkommenden in diesem Falle.

Im allgemeinen ist $\frac{p}{1-\mu'}$ verschieden von p' und $\frac{p + \sigma_d}{1-\mu'}$ verschieden von $p' + \frac{\sigma'_d}{1-\mu'}$, denn sie entsprechen zwei einfach unendlichen Mannigfaltigkeiten (zwei Hüllkurven). Werden sie jedoch einander paarweise gleich, so entspringt daraus eine Möglichkeit μ' zu berechnen. Die Bedingung ist also

$$\frac{p}{1-\mu'} = p' \quad \text{und} \quad \frac{p + \sigma_d}{1-\mu'} = p' + \frac{\sigma'_d}{1-\mu'}$$

Zieht man die erste Gleichung von der zweiten ab, so folgt $\sigma_d = \sigma'_d$. Die größten und kleinsten Nettospannungen werden also nur dann einander gleich, wenn auch die Brutto-teilspannungen σ_d und σ'_d gleich sind. Dies trifft nach der Abbildung nur für den Kreis OC_K zu, für den $p = p' = 0$ ist. Dann ist aber die erste der obigen Gleichungen für jeden Wert μ' erfüllt. Also kann μ' daraus nicht bestimmt werden.

Ein eigenartiger Grenzfall tritt ein, wenn die Hüllkurve des nicht umhüllten Körpers eine Parallele zur σ -Achse wird, wie es wirklich zu sein scheint (strichlierte Gerade). Das haben nämlich die Versuche v. Terzaghis gezeigt¹¹. Dann kann p' beliebig sein, während $p = 0$ sein muß. Wir müssen also auf der linken Seite der obigen ersten Gleichung den unbestimmten Wert $\frac{0}{1-\mu'}$ herstellen, was nur gelingt, wenn $\mu' = 1$ gesetzt wird, und das ist eben die Behauptung Terzaghis.

μ' ist jedoch genau gleich eins, um kein Jota kleiner; der poröse Körper müßte also von selbst zerfallen in feinen Sand und Staub. Man erkennt so denartigen Scherz, der ganz jenem berühmten Beweise gleicht, daß $5 = 6$ ist.

¹¹ loc. cit.

DER SPANNUNGSZUSTAND IM PORENWASSER TROCKNENDER BETONKÖRPER.

Von Dr.-Ing. K. von Terzaghi, o. ö. Professor an der Technischen Hochschule, Wien.

Übersicht: In der Abhandlung (1) hat der Verfasser gezeigt, daß die an der Luftseite einer Stauwand an trocknen Tagen vor sich gehende Verdunstung des Sickerwassers bedeutende Zusatzspannungen im Mauerwerk erzeugt. Nachfolgender Artikel behandelt den Spannungszustand im Porenwasser austrocknender Betonkörper sowie ein Versuchsverfahren für die Bestimmung des Größtwertes, den die Zugspannung im Porenwasser solcher Körper annehmen kann.

Die Zugspannung im Porenwasser.

Nach den Lehren der physikalischen Chemie (2) ziehen sich die zu beiden Seiten einer Schnittfläche durch eine Wassermasse

gelegenen Moleküle mit einer Kraft von etwa 10 000 kg/cm² (molekularer Binnendruck) an. Diese Kraft gibt auch den Größtwert der Zugspannung an, die im ruhenden Wasser bei allseitig gleicher Zugbeanspruchung theoretisch eben noch möglich ist. In der Natur treten hohe Zugbeanspruchungen im Wasser bloß in Kapillaren mit submikroskopischer Querschnittsgröße auf. Trotzdem ist es bereits gelungen auch im Wasserinhalt weiter Gefäße Zugspannungen bis zu 34 Atmosphären zu erzeugen und zu messen (3). Bezeichnen

H_1 die kapillare Steighöhe des Wassers in einem porösen Körper und
 γ das spezifische Gewicht des Wassers,

so gibt das Produkt $H_1 \gamma$ den Größtwert der Zugspannung an, welche beim Austrocknen des Körpers im Wasserinhalt der Poren auftreten kann. Der Wert $H_1 \gamma$ hängt ab vom mittleren Porendurchmesser des porösen Körpers, vom Porenvolumen desselben und von den Einzelheiten der Struktur. Bei feinporigen Körpern (z. B. fetten Tonen) kann er Werte von der Größenordnung hundert Atmosphären annehmen (4).

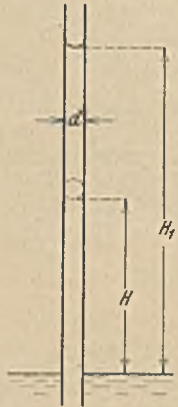


Abb. 1.

Manchen Ingenieuren fällt es schwer einzusehen, wieso die Zugspannung im Wasser (negativer hydrostatischer Druck) größer werden kann als eine Atmosphäre, weil sie wissen, daß man das Wasser mit einer Saugpumpe höchstens zehn Meter über einen freien Wasserspiegel zu heben imstande ist. Um den Unterschied zwischen dem Inhalt eines Saugrohres und dem Porenwasser eines feinporigen Körpers zu erfassen, betrachten wir ein Kapillarrohr (Abb. 1) mit dem Durchmesser d . Das Gewicht des Wasserinhaltes beträgt

$$H_1 \gamma \frac{d^2 \pi}{4}$$

im Rohr emporzieht, ist $d \pi T$, worin T (0,0755 g g/cm bei 10° C) die Oberflächenspannung des Wassers bedeutet. Aus der Bedingung

$$H_1 \gamma \frac{d^2 \pi}{4} = d \pi T$$

ergibt sich

$$(1) \quad H_1 \gamma = \frac{4T}{d}$$

Der Wert $H_1 \gamma$ gibt die Größe der Zugspannung an, welche in der Nachbarschaft des oberen Endes der Wassersäule im Wasser herrscht. Für $d = 3 \cdot 10^{-5}$ cm liefert Gl. (1) den Wert $H_1 \gamma = 10$ kg/cm². Um zu erkennen, daß die Wassersäule trotz dieser großen Zugspannung unmöglich abreißen kann, nehmen wir an, es sei uns auf irgendeinem Weg gelungen, in der Wassersäule einen Riß in der Höhe H über dem freien Wasserspiegel zu erzeugen. In diesem Augenblick tritt an der Rißstelle die Oberflächenspannung $d \pi T$ in Wirkung. Da das Gewicht der unterhalb der Rißstelle befindlichen Wassersäule kleiner ist als die durch die Oberflächenspannung erzeugte Zugkraft, zieht die letztere das Wasser empor und der Riß schließt sich wieder. Im Saugrohr einer Pumpe könnte das Wasser infolge des großen Rohrdurchmessers überhaupt nicht emporsteigen, sofern man nicht oberhalb des Rohrspiegels ein Vakuum erzeugt. Wenn man aber das Hochsteigen durch ein Vakuum bewirkt, so bleibt der gesamte Wasserinhalt des Saugrohres unter dem Eigengewichtsdruck und das Gleichgewicht wird durch den Unterschied im Luftdruck hergestellt, der einerseits auf die freie Wasseroberfläche und andererseits auf den Rohrspiegel wirkt. Infolgedessen gestatten die Ergebnisse der Beobachtungen an einem Steigrohr keinen Rückschluß auf die möglichen Spannungszustände im Wasserinhalt eines kleinporigen Körpers.

Am sinnfälligsten geht die lückenlose Kontinuität des hochgespannten Porenwassers aus dem Umstand hervor, daß schrumpfende, durchsichtige Gele bis zur Erreichung der Schrumpfgrenze, d. h. bis zu dem Augenblick durchsichtig (optisch isotrop) bleiben, in dem die Zugspannung des Wassers ungefähr den Wert $H_1 \gamma$ erreicht. Bei weiterem Fortschreiten der Austrocknung zerreißt jedoch das Wasser in der Nachbarschaft der Außenfläche. Es löst sich in diesem Bereich in Wasserfäden auf, der Körper wird plötzlich undurchsichtig (Umschlagpunkt) und die Verdunstungsgeschwindigkeit nimmt sehr rasch ab. Diese Abnahme kommt folgendermaßen zustande: Die relative Feuchtigkeit der Luft, die sich in den Poren zwischen der Außenfläche des Körpers und der Außen-

fläche des geschlossenen Porenwassers befindet, nimmt mit zunehmender Dicke der lufthaltigen Schichte zu. Da nun die Verdunstungsgeschwindigkeit bei gegebener Temperatur mit zunehmender Luftfeuchtigkeit abnimmt, vermindert sich auch die Verdunstungsgeschwindigkeit mit der Dicke der lufthaltigen Schichte. Man kann sich von dieser Tatsache durch folgenden einfachen Versuch überzeugen: Füllt man ein enges Reagenzglas bis zum oberen Rand mit Wasser und läßt dann das Wasser bei ungeändertem Zustand der Außen-Atmosphäre verdunsten, so nimmt die Verdunstungsgeschwindigkeit mit zunehmender Absenkung des Wasserspiegels sehr rasch ab.

Ein anderer Einwand, der zuweilen gegen die Möglichkeit des Auftretens hoher Zugspannungen im Porenwasser erhoben wird, besteht in der Behauptung, daß sich die in den Poren des Körpers enthaltenen Luftblasen beim Auftreten einer Zugspannung im Wasser gewaltig ausdehnen und das Wasser aus den Poren verdrängen. Um zu zeigen, daß auch dieser Einwand auf einem Trugschluß beruht, betrachten wir das waagrechte Kapillarrohr (Abb. 2), das vollständig mit Wasser gefüllt ist und bei „L“ eine Luftblase enthält. Wenn das Wasser an den Enden des Kapillarrohres verdunstet, so tritt im Wasser eine Zugspannung auf. Die im Wasser enthaltene Blase dehnt sich aus, bis ihre Begrenzung allseitig die Rohrwandung berührt. In diesem Augenblick kommt die Ausdehnung notgedrungen zum Stillstand, denn die beiden rechts und links von der Blase befindlichen Flüssigkeitskörper sind nunmehr vollständig getrennt. Führen wir durch die Blase einen Schnitt I—I, so erfordert das Gleichgewicht der links (oder rechts) vom Schnitt befindlichen Flüssigkeitsmenge, daß der Luftdruck in der Blase gleich ist dem äußeren Luftdruck. Falls der erstere etwas kleiner sein sollte als der letztere, so wird das Gleichgewicht durch eine leichte Streckung des inneren Meniskus hergestellt. Infolge des geschilderten Umstandes steht auch der Inhalt von Luftblasen im Inneren eines austrocknenden Betonkörpers mit hochgespanntem Porenwasser angenähert unter atmosphärischem Druck. Andererseits hat bereits Merkle gezeigt, daß die Beanspruchung eines Betonkörpers durch äußeren Flüssigkeitsdruck eine Zusammenpressung der Luftblasen und mit ihr eine Vergrößerung des Wasseraufnahmevermögens des Betons bewirkt.

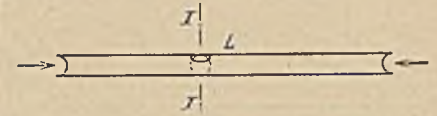


Abb. 2.

Versuchsverfahren zur Bestimmung der kapillaren Steighöhe des Betons.

Die einzigen Versuche betreffend die kapillare Steighöhe im Beton, die zur Kenntnis des Verfassers gekommen sind, stammen von O. Graf (5). Die Probekörper bestanden aus quadratischen luftgetrockneten Platten von 20 x 20 x 4 cm, welche in einem allseitig geschlossenen Zinkblechkasten hochkantig auf einen Lattenrost gestellt wurden und 1 cm in Wasser tauchten (Abb. 3). Der Beton erfuhr eine an der Außenfläche der Platten sichtbare Durchfeuchtung, wobei die Höhendifferenz zwischen dem freien Wasserspiegel und der Durchfeuchtungsgrenze im Laufe der Wochen einem oberen Grenzwert h (Abb. 3) zustrebte. Dieser Grenzwert gibt die Breite des Gebietes an, innerhalb dessen die Verdunstungsgeschwindigkeit kleiner ist als die Wassermenge q , welche unter dem Einfluß der kapillaren Saugwirkung aus dem Einzugsgebiet nach der Verdunstungsstelle strömt¹. Bezeichnen

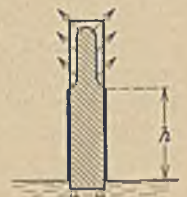


Abb. 3.

¹ Wer jemals versucht hat, einen Feuchtraum zu improvisieren, weiß aus Erfahrung, daß es beinahe unmöglich ist, die Verdunstung auszuschalten. In einem Feuchtraum, in dem wir Tag und Nacht das Wasser durch Erhitzen zum Verdampfen brachten und dessen Wände von Feuchtigkeit triefen, betrug die Verdunstungsgeschwindigkeit 9 cm pro Jahr. In allseitig geschlossenen Blechkästen ohne künstliche Dampfquelle dürfte sie noch höher sein

- k die Durchlässigkeitsziffer des Betons,
- q die Wassermenge, welche pro Zeiteinheit und Flächeneinheit des durchströmten Querschnittes vom Einzugsgebiet durch den Beton nach der oberen Grenze der durchfeuchteten Zone strömt,
- q₁ die Verdunstungsgeschwindigkeit im Bereich des feuchten Streifens (verdunstende Wassermenge pro Zeit- und Flächeneinheit), und
- C eine empirische Konstante,

so besteht zwischen H₁ und k die bekannte angenäherte Beziehung

$$(2) \quad H_1 = \frac{C}{\sqrt{k}} \quad \text{oder} \quad k = \frac{C^2}{H_1^2}$$

Die Sickermenge q ermittelt man auf Grund folgender Überlegung: Die obere Grenze der Durchfeuchtung bezeichnet den Ort, an dem die Zugspannung im Wasser den oberen Grenzwert H₁ γ erreicht. Infolgedessen ist das mittlere hydraulische Gefälle i, mit dem das Wasser nach diesem Ort strömt, angenähert

$$i = \frac{H_1 - h}{h} = \frac{H_1}{h} \quad \text{und} \quad q = i k \gamma = \frac{H_1}{h} k \gamma = \frac{C^2}{h H_1} \gamma$$

Außerdem ist die obere Grenze des durchfeuchteten Streifens dadurch gekennzeichnet, daß dort die Verdunstung eben noch durch die Zuströmung gedeckt wird. Daher gilt die Beziehung

$$q_1 = q = \frac{C^2}{h H_1} \gamma,$$

woraus

$$h = \frac{C^2}{q_1 H_1} \gamma.$$

Die Formel zeigt, daß die Breite h des durchfeuchteten Streifens in umgekehrtem Verhältnis zur kapillaren Steighöhe H₁ steht. In der Tat ergaben sich bei den Grafschen Versuchen für die dichtesten Probekörper, bei denen man die größten Werte für die kapillare Steighöhe zu erwarten hat, die niedrigsten Werte für die Breite h des durchfeuchteten Streifens. Da der Wert der empirischen Ziffer C in hohem Maß von der unbekanntem Feinstruktur des porösen Körpers abhängt, ist ein Rückschluß von h auf H₁ derzeit noch nicht möglich.

Um den Wert H₁ direkt zu bestimmen, müßte man den Probekörper mit einem durchsichtigen Mantel (z. B. einem Glasrohr) umgeben, der die Oberflächenverdunstung an den Seitenflächen vollkommen ausschaltet, ohne die Beobachtung der Feuchtigkeitsgrenze zu verhindern. Da jedoch die Steighöhe H₁ bei besseren Betonsorten den Betrag von zehn Metern weit übersteigt, wäre das angedeutete Verfahren mit großen technischen Schwierigkeiten verbunden und außerdem, infolge der geringen Durchlässigkeit des Betons, sehr langwierig.

Eine zweite theoretische Möglichkeit besteht in der Bestimmung des Wertes H₁ γ aus der Größe der Zusammendrückung, die der Beton beim Austrocknen unter dem Einfluß des Kapillardruckes erfährt. Die einschlägigen Versuche ergaben kein befriedigendes Resultat, da die Formänderungen infolge der geringfügigen Beanspruchung des Materials durch den Kapillardruck von derselben Größenordnung sind, wie die Wirkungen der unvermeidlichen Temperaturschwankungen. Infolgedessen waren wir genötigt, ein indirektes Verfahren zu benutzen.

Der Grundgedanke des Verfahrens wird durch Abb. 4 erläutert. Wir setzen auf den grobkapillaren, wenig zusammendrückbaren, dem Beton entsprechenden Körper A, dessen Hohlräume vollkommen mit Wasser gefüllt sind, einen zweiten, feinkapillaren, ebenfalls mit Wasser gesättigten Körper B, der bereits unter dem Einfluß einer bescheidenen Belastung eine ausgiebige Zusammendrückung erfährt. Die Außenflächen des Körpers B sind luft- und wasserdicht abgedeckt, so daß der Wasserinhalt des Körpers B bloß auf dem Weg durch die Poren des Körpers A entweichen kann.

Sobald die Verdunstung am unteren Ende des Körpers A beginnt, so tritt im Porenwasser des wenig zusammendrückbaren Körpers A eine Zugspannung von der Größe p pro Flächeneinheit auf und bewirkt eine Strömung des Porenwassers des zusammendrückbaren Körpers B nach der Verdunstungsfläche des Körpers A. Der Gleichgewichtszustand tritt erst dann ein, wenn die Zugspannung im Porenwasser beider Körper den gleichen Wert angenommen hat. Der Größtwert p_{max} der Zugspannung im Wasserinhalt des Körpers A ist durch den Wert des Produktes H₁ γ gegeben. Daher

$$H_1 = \frac{p_{\max}}{\gamma}$$

Falls die Festigkeitseigenschaften des Systems B bekannt sind, kann man den Wert p_{max} aus der Zusammendrückung Δ h₁ berechnen, welche dieses System unter dem Einfluß des Druckes p_{max} erfährt.

Versuchsergebnisse.

Bei der praktischen Durchführung des Versuches wurde das System A durch einen zehn Jahre alten Betonwürfel (Zementgehalt 300 kg/m³) mit einer Seitenlänge von 15 cm und das System B durch eine weichplastische, 1,5 cm dicke Tonschicht (Badener Tegel) gebildet, deren Umfangsfläche durch die Innenseite eines Metallzylinders Z (Abb. 5) gebildet wurde. Die Oberseite der Tonschicht war durch die Bodenfläche eines in den Zylinder eingeschlifften Kolbens K abgedeckt. Durch diese Versuchsanordnung war die Verdunstung an den freien Außenflächen der Tonschicht vollkommen ausgeschaltet und das Porenwasser des Tones konnte bloß durch die Poren des Betons nach den Verdunstungsgebieten gelangen.

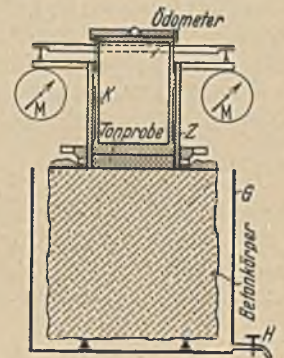


Abb. 5.

Vor dem Beginn des Versuches wurde der Betonwürfel mehrere Wochen lang eingewässert und dann in das z.T. mit Wasser gefüllte Blechgefäß G (Abb. 5) gestellt, das mit einem Auslaßhahn H versehen war. Die Kontaktfläche zwischen dem unteren Rand des Metallzylinders Z und dem Betonwürfel war durch einen Gummiring abgedichtet. (Die Spannvorrichtung zum Anpressen des Zylinders auf den Gummiring wurde in die Abbildung nicht eingetragen.) Der den Zylinder umgebende Teil der Oberfläche des Betonwürfels war mit feuchtem Werg abgedeckt, das auch während des Versuches in nassem Zustand erhalten wurde. Zur Messung der Zusammendrückung der Tonschicht dienten die Meßuhren M.

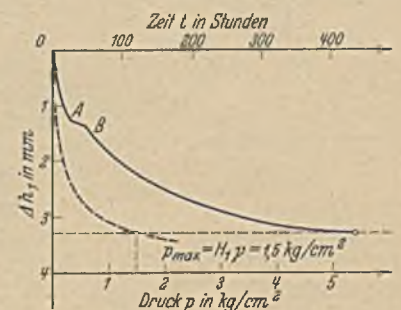


Abb. 6.

Der Versuch wurde durch die Entleerung des Blechgefäßes G eingeleitet, worauf die Verdunstung des Wassers an den Seiten sowie an der Unterfläche des Betonwürfels einsetzte. Etwa eine Stunde später zeigten die Meßuhren die beginnende Zusammendrückung der Tonschicht an. Abb. 6 ist eine graphische Darstellung des Versuchsergebnisses. Die voll ausgezogene Kurve gibt die Beziehung zwischen der Zeit (obere, waagrechte Achse) und der zugehörigen Zusammendrückung Δ h₁ der Tonschicht an. Die strichlierte Kurve ist das Ergebnis eines Parallelversuches, der zur Bestimmung der Beziehung zwischen der Zusammendrückung Δ h₁ und der Auflast p in kg/cm² (untere waagrechte Achse) bei vollkommen ausgeschalteten Kapillarkräften diente. Aus dem Schaubild ergibt sich für p_{max} = H₁ γ ein Wert von 1,5 kg/cm², entsprechend einer kapillaren Steighöhe von H₁ = 15 m.

Um während des Versuches zu prüfen, ob die Zusammen- drückung der Tonschichte wirklich, im Sinne der Theorie des Ver- suches, bloß durch den Verdunstungsvorgang an den freien Außen- flächen des Betonwürfels hervorgerufen wird, verzögerten wir, 22 Stunden nach Versuchsbeginn, diesen Vorgang durch Anfüllen des Blechgefäßes mit Wasser bis zur halben Höhe des Probekörpers. Das Ergebnis bestand in sofortigem Abfall der Zusammen- drückungsgeschwindigkeit der Tonschichte auf einen Bruchteil des vorherigen Wertes. 24 Stunden später wurde das Gefäß G wieder vollkommen entleert, worauf sich neuerdings die normale Zu- sammendrückungsgeschwindigkeit einstellte (Strecke A - B, Abb. 6).

Um das Versuchsergebnis zu überprüfen, machten wir einen zweiten Versuch unter Verwendung einer anderen Tonsorte, wobei wir die Tonschichte auf die Oberseite des vorher vollständig aus- getrockneten Probekörpers aufsetzten. Es ist dies die Versuchs- anordnung, welche der Verfasser in (6) beschrieben und durch die dortige Abb. 4 c erläutert hat. Da die Poren des Betons mit Luft gefüllt waren, wirkten sie wie Haarröhrchen und saugten das Wasser aus dem Ton heraus. Der Gleichgewichtszustand tritt ein, sobald sich der Wassergehalt des Tones der vom Beton ausgeübten Saugkraft $H_1 \gamma$ angeglichen hat. Dieser Versuch lieferte ebenfalls $H_1 \gamma = 1,5 \text{ kg/cm}^2$ bzw. $H_1 = 15 \text{ m}$.

Die einschlägigen Versuche wurden von Herrn Ing. K. Kienzl im Laboratorium des Verfassers durchgeführt. Von ihm stammen auch die Einzelheiten der Versuchsanordnung.

Kapillare Steighöhe und k-Wert.

Da der Verfasser lediglich die Absicht hatte, ein Verfahren zur Bestimmung des Wertes H_1 ausfindig zu machen, hält er seine Aufgabe für gelöst. Für die Zwecke der Praxis wird es jedoch notwendig sein, eine Vorstellung von den Grenzen zu bekommen, zwischen denen die Werte H_1 für den Gußbeton liegen können. In- folgedessen fügt der Verfasser einige Bemerkungen für jene Leser hinzu, denen die Aufgabe bevor- steht, die fehlenden Daten zu be- schaffen. Bei modernen Talsperren- bauten wird zumeist die Durch- lässigkeitsziffer k des verwendeten Betons bestimmt. Nun besteht zwischen k und H_1 die angenäherte Beziehung Gl. (2). Infolgedessen dürften etliche fünfzig mit ver- schiedenen Betonsorten durchge- führte Bestimmungen der Werte H_1 und k genügen, um zu erkennen,

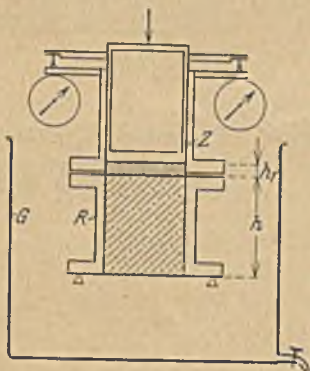


Abb. 7.

ob der empirische Beiwert C für den Beton einigermaßen konstant ist oder nicht. In letzterem Falle könnte man sich nach erfolgter Bestimmung des Mittelwertes von C weitere versuchsmäßige Bestimmungen von H_1 ersparen.

Als Versuchsverfahren für Serienversuche wird vorgeschlagen, ein kurzes Flanschenrohr R (Abb. 7) mit Beton zu füllen. Nach erfolgter Erhärtung des Betons unter Wasser setzt man den mit einer Tonschicht beschickten Zylinder Z auf die Oberseite der Probe und entleert das Gefäß G, worauf die Verdunstung an der Unterseite der Probe und mit ihr die Zusammendrückung der Tonschichte anfängt. Sobald die Unterseite die charakteristische hellgraue Farbe des trockenen Betons angenommen hat, wissen wir, daß in ihrer Nachbarschaft im Porenwasser der Größtwert $H_1 \gamma$ der Zugspannung herrscht.

Die eben vorgeschlagene Versuchsanordnung hat u. a. den Vorteil, daß es wahrscheinlich gelingen dürfte, aus dem zeitlichen Verlauf der Zusammendrückungen der Tonschichte den Wert k der Durchlässigkeitsziffer des Betons zu ermitteln. Die Grundlagen

für die einschlägigen Berechnungen sind aus Abb. 8 zu entnehmen. In diesem Schaubild geben die Abszissen der Kurve a c₁ f die Zug- spannungen p an, welche im Porenwasser, in verschiedenem Ab- stand von der Verdunstungsfläche e f herrschen. Die Porenwasser- Zugspannung ist für einen feinporigen, unbelasteten, austrocknen- den Körper mit einer wirksamen Flächenporosität $n_w = 1$ be- kanntlich gleich dem Kapillardruck, durch den die Festschubstanz an der gleichen Stelle beansprucht wird². Bedeuten

- a die Verdichtungsziffer des Tones für den in Betracht kommen- den Druckbereich,
- k₁ die zugehörige Durchlässigkeitsziffer, und
- $c = \frac{k_1}{a}$ den Ausgleichsfaktor (Verfestigungsziffer),

so ist der Verlauf des Kurvenabschnittes a c₁ (Abb. 8) nach (4) durch die Differentialgleichung

$$c \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} = \frac{\partial p}{\partial t}$$

bestimmt. Die Werte a und k₁ ermittelt man in der bekannten Weise aus den Ergebnissen von Zeitbeobachtungen bei dem schon erwähnten Parallelversuch (einfacher Kompressionsversuch).

Die Wassermenge q, die pro Zeit- einheit aus dem Ton in den Beton ein- tritt, beträgt

$$q = a \int_0^{h_1} \frac{\partial p}{\partial t} dt.$$

Nun muß aber diese Wassermenge durch den Beton nach der Verdunstungs- oberfläche an der Unterseite des Beton- körpers strömen. Infolgedessen gilt, nach dem Gesetz von Darcy

$$q = a \int_0^{h_1} \frac{\partial p}{\partial t} dt = \frac{H_1 \gamma - p_l}{h \gamma} k.$$

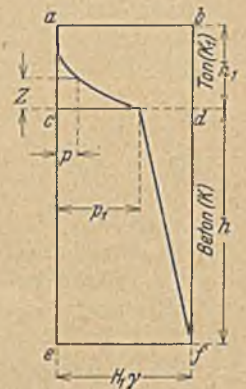


Abb. 8.

Diese Bedingung tritt zu den üblichen Randbedingungen für die Berechnung des zeitlichen Verlaufes der Konsolidation der Ton- schichte hinzu. Falls sich die Lösung der Differentialgleichungen zu umständlich gestalten sollte, kann man eines von den Nähe- rungsverfahren benutzen, die vom Verfasser in (4) für solche Zwecke angegeben wurden.

- (1) Terzaghi: Beanspruchung von Gewichtsstaumauern durch das strömende Sickerwasser.
- (2) Freundlich: Kapillarchemie, I, 2. Auflage, Leipzig 1930.
- (3) Meyer, J.: Zur Kenntnis des negativen Druckes in Flüssigkeiten. Halle a. d. S. 1911.
- (4) Terzaghi: Erdbaumechanik, Wien 1925.
- (5) Graf, O.: Versuche über die Wasserdurchlässigkeit von Zement- mörtern und Beton. Deutscher Ausschuß für Eisenbeton. Heft 65, W. Ernst, Berlin 1931.
- (6) Terzaghi: Auftrieb und Kapillardruck an betonierten Talsperren. „Die Wasserwirtschaft“, Jg. 1933, Heft 31.
- (7) Terzaghi: Festigkeitseigenschaften der Schüttungen, Sedimente und Gele. Handbuch der physikal. u. techn. Mechanik, IV. Bd., 2. Hälfte, Leipzig 1931.
- (8) Merkle, G.: Wasserdurchlässigkeit von Beton. Berlin, 1934.
- (9) Terzaghi: Die wirksame Flächenporosität des Betons. Ztschr. öst. Ing. u. Arch. Ver., Heft 1/2, (1934). Auseinandersetzung mit P. Fillunger in Heft 5/6 und 7/8, (1934) der gleichen Zeitschrift.

² Während der Drucklegung erschien ein Aufsatz von P. Fillunger, Der Kapillardruck in Talsperren. Die Wasserwirtschaft, 27. Jahrg., Nr. 13-14 (1934), in dem die Richtigkeit dieser Fest- stellung bestritten wird. Da die Einwendungen auf den gleichen, vom Verfasser in (9) erörterten und abgelehnten Gedankengängen fußen, auf denen die Fillungersche Auftriebsformel beruht, liegt keine Veranlassung zu einer Änderung des hier vertretenen Stand- punktes vor.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Die neue Hängebrücke über die Rhône bei Serrières.

In Frankreich sind Hängebrücken in größerer Zahl seit hundert und mehr Jahren in Betrieb, einige weitere wurden erst in den letzten Jahren durch neue von größerer Breite und Tragfähigkeit ersetzt¹. Die alte, 1826/29 von Séguin erbaute Hängebrücke bei Serrières hatte zwei Öffnungen von je 90 m Stützweite und eine 4 m breite Holzfahr-

Chrom-Kupferstahl ähnlicher Zusammensetzung verwendet, der jedoch weicher ist.

Die Hängebrückenbauweisen mit Paralleldraht- bzw. Drahtseilkabeln haben jede ihre besonderen Vor- und Nachteile. Ihre Anwendung in den verschiedenen Ländern hängt, mehr als von allen anderen Rücksichten, von der Tradition des Landes sowie den für die Bauausführung in Betracht kommenden Baufirmen ab. In Frankreich werden heute nur noch Drahtseilkabel gebraucht, deren Dicke in erster Linie durch die Transportbedingungen begrenzt ist. Bei der neuen Rhônebrücke bei Serrières sind die acht Seile jeder Tragwand in einem Oval angeordnet, so daß sie sich gegenseitig nicht berühren und deshalb einzeln überwacht und gestrichen, falls nötig auch ausgewechselt werden können. Die Kabelschellen zur Aufhängung des Versteifungsträgers sind mit

großem Druck gegen das Seilbündel gepreßt. Ein entsprechend geformter Stahlkern sichert an den Schellen die gegenseitige Lage der acht Seile. Ein lichter Abstand der Seile von 18 mm wurde als ausreichend erachtet. Die Drahtseile haben je 40,1 cm² Drahtquerschnitt. Die Zerreißeigenschaft der Einzeldrähte ist 12—13 t/cm², als zulässige Spannung wurde für die Kabel 3,52 t/cm² angenommen.

Die acht Seile jeder Tragwand laufen über die Pylone bis an die Verankerungen durch. In den Rückhaltöffnungen kommen gemäß der größeren Kabelkraft noch zwei Seile mit je 24,5 cm² Fläche hinzu, die mit den anderen durch ähnliche Schellen zu einem Bündel — mit Hohlräumen — zusammengefaßt werden. Die Seilenden liegen nicht sichtbar unter der Fahrbahnhöhe, wo sie von einer Schelle gleicher Bauweise ab gestreut werden. Sie sind an den Seilköpfen einzeln verankert.

Der Versteifungsträger ist mit Doppelseilen von 6,43 cm² Fläche an den erwähnten Schellen aufgehängt. Die zulässige Spannung dieser Seile ist besonders niedrig, nämlich zu 2,26 t/cm², festgesetzt. Der Abstand der Aufhängungen, zugleich die Feldweite des Versteifungsträgers, ist 6 m.

Die Aufstellung der neuen Hängebrücke wurde ohne Störung des Verkehrs auf der alten Brücke durchgeführt. Die alte Holzfahrbahn wurde dafür bis zu 2 m angehoben, so daß die neue Fahrbahnkonstruktion unter ihr zusammengebaut werden konnte. Da sich das alte Tragwerk nicht für die Hebung eignete, war es notwendig, ein besonderes Hilfsgerüst aufzustellen, dessen System etwa dem der alten Brücke entsprach. Sodann konnten die neuen Pylonen, Kabel, Versteifungsträger und die Quer- und Längsträger der Fahrbahn eingebaut werden. Anschließend wurde die Höhenlage der Fahrbahn mit den in den Aufhängungen eingebauten Hubschrauben genau geregelt. Die Eisenbetonfahrbahnplatte wurde erst nach Beendigung dieser Regelungsarbeiten aufgebracht.

Die Brücke biegt sich unter der rechnermäßigen Höchstlast um 0,42 m, d. i. $\frac{1}{440}$ der Stützweite durch. (Nach Génie Civil, Bd. 103 [1933], Heft 25.)
Ferd. Schleich er.

Brücke bei Lanaye über den Albert-Kanal (Belgien).

In Verbindung mit der Herstellung eines neuen Wasserweges von Lüttich nach Antwerpen wurde der Spiegel des vorhandenen Maaskanals von Lüttich nach Maastricht um 2,65—9,75 m gehoben. Die vorhandenen Drehbrücken wurden deshalb durch neue feste Brücken ersetzt, die 6,50 m Durchfahrthöhe für die Schifffahrt freiließen.

Im Mai 1933 wurde eine Straßenbrücke über den Kanal vollendet, die als geschweißte Vierendelträgerkonstruktion große Beachtung verdient. Es wurde zunächst ein Entwurf in genieteter Konstruktion von Prof. V i e r e n d e l ausgearbeitet. Die Firma d'Enghien St. Eloi, die mit seiner Ausführung beauftragt war, stellte jedoch unter Mitwirkung der „Soudure électrique autogène“, früher Arcos, die auch die Elektroden lieferte, einen sehr vorteilhaften Gegenentwurf in geschweißter Konstruktion auf, für den sich die Verwaltung nach Ausführung von Vorversuchen entschied.

Die Brücke überführt einen Fahrweg von 6 m und beiderseitige Fußwege von 1,5 m Breite, die nebst den Geländern zwischen den Hauptträgern liegen. Die Fahrbahn- und Fußwegdecke besteht aus 4 cm starken Asphaltplatten. Sie liegen in einer 1,5 cm starken Schicht aus Zementmörtel, welche die 5 mm starke Isolierschicht aus Asphaltfilz schützt. Die 19 cm starke doppelt armierte Eisenbetonplatte ruht mittels kräftiger Vouten auf den 2,833 m voneinander entfernten Querträgern. Längsträger fehlen bis auf die Rand-Eisen, welche die Fußwegplatte aus Eisenbeton und das Geländer tragen.

Abb. 1 zeigt die recht gefällig wirkende Ansicht der Brücke. Die vollwandigen Teile A kragen frei in die Seitenöffnungen vor. Ein oberer Windverband fehlt. Die in der Abb. angegebenen Baustellenstöße wurden so verteilt, daß möglichst große Teile bis zu 17 m Länge in der Werkstatt fertig geschweißt werden konnten. Alle Verbindungen auf der Baustelle wurden jedoch genietet, um unzuverlässige und vor allen Dingen Kopfschweißungen zu vermeiden.

Für Querträger, Untergurte und Pfosten sind parallelflanschige Greyträger gewählt. Die Konstruktion ist dadurch bedeutend vereinfacht gegenüber den aus Stehblechen, Winkeln und Lamellen bestehen-



Abb. 1. System der neuen Brücke.

bahn mit einer Ausweichstelle über dem Mittelpfeiler, wie auf Abb. 2 zu erkennen ist. Der Umbau dieser Brücke wird nachstehend kurz beschrieben.

Die neue Hängebrücke überspannt die Rhône ungefähr 50 km unterhalb Lyon ohne Stropfweiler mit einer Öffnung von 185 m Stützweite. Sie besitzt eine 6 m breite Fahrbahn und zwei je 0,75 m breite Fußwege.

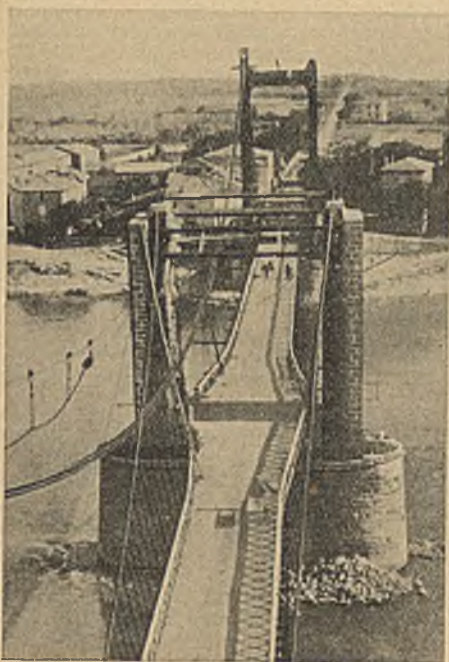


Abb. 2. Draufsicht auf die Fahrbahn der alten Brücke während des Umbaus. Am teilweise abgebrochenen Mittelpfeiler die Ausweichstelle, im Hintergrunde die neue Stahlpylone.

Das System des Hauptträgers ist in Abb. 1 dargestellt. Der Versteifungsträger ist ein Parallelfachwerk von 3,1 m Gesamthöhe, d. h. etwa $\frac{1}{60}$ der Stützweite.

Die Stahlpylone, die einen größten Druck von 1280 t je Auflagerpunkt übertragen, sind gelenkig gelagert. Sie haben einen Kastenquerschnitt von 1,2 x 1,5 m Scitenlänge und mit 16 mm dicken Blechwänden. Ihr Umriß ist jenem der Pylonen der Rheinbrücke in Köln-Mülheim ähnlich (vgl. Abb. 2). Der obere Riegel ist 2,0 m hoch. Die Pylonen haben jedoch auch noch einen zweiten unteren Riegel von 1,0 m Höhe, der zugleich als Querträger dient. Baustoff der Überbauten der Brücke ist ein Chrom-Kupferstahl, dessen Eigenschaften etwa denen des deutschen Stahls St 52 entsprechen. Auch für die Niete wurde ein

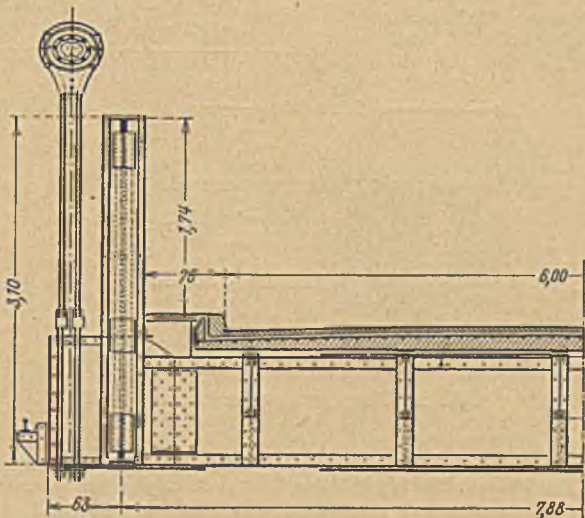


Abb. 3. Brückenquerschnitt.

¹ Man vgl. die Berichte in „Der Bauingenieur“ Bd. 13 (1932), S. 415, Bd. 14 (1933), S. 430, Bd. 15 (1934), S. 18.

den Querschnitten des Entwurfs in genieteter Konstruktion. Besonders einfach ist die geschweißte Rahmenecke ausgeführt (Abb. 2).

Um der Verwahrung die Zuverlässigkeit des Entwurfs zu beweisen, wurden vor Auftragserteilung mit einem im Verhältnis 1 : 4,25 verkleinerten Modell eines Knotens an der Universität Lüttich Belastungs- und Schlagversuche und Spannungsmessungen angestellt. Die gemessenen Spannungen blieben überall unter den nach den Formeln von R e s a l und V i e r e n d e e l in den Krümmungen berechneten. Die Versuchs-

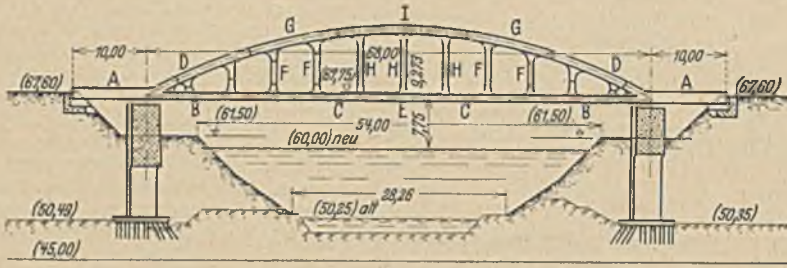


Abb. 1. Schematischer Längsschnitt und Baustellenstöße. Die Buchstaben geben die Reihenfolge der Teile bei der Aufstellung an.

stücke brachen in dem durch die Stoßniete geschwächten Pfostenquerschnitt. Es ergab sich ein statischer Sicherheitsgrad von 6,5. Für die geschweißte Knotenpunktausbildung wurde eine recht günstige Spannungsverteilung nachgewiesen.

Die Schweißungen in der Werkstatt werden nur mit umhüllten Elektroden Arcos-Stabilend ausgeführt, die bei der Abnahme rund 47,3 kg/mm²

Die Probelastung wurde mit zwei Lastzügen aus je einer 18-t-Walze und einem 12-t-Wagen ausgeführt. Die größte gemessene Durchbiegung betrug 8 mm, also etwas mehr als $\frac{1}{9000}$ der Stützweite. Während der Belastung wurden die Spannungen am oberen und unteren Knotenpunkt 4 gemessen. Das Ergebnis ist in Abb. 2 eingetragen. Es stimmte mit den Vorversuchen am Modell überein.

Wegen der durch die günstigen Messungsergebnisse erwiesenen Zuverlässigkeit des geschweißten Vierendeelträgers dürfte derselbe häufiger als bisher angewendet werden. (Nach „Annales des Travaux Publics de Belgique“, Dezember 1933.)
Dr. phil. I h l e n b u r g.

Eisenbeton-Straßenbrücke in Kansas.

In Marysville (Kansas, U.S.A.) wurde 1933 eine rd. 137 m lange Straßenbrücke hergestellt, welche als durchlaufendes, insgesamt 8,42 m breites Plattenbalkentragwerk von fünf Öffnungen zu 21,34 — 30,48 m — 33,53 m — 30,48 m — 21,34 m Stützweite ausgebildet ist (Abb. 1). Die vier Hauptträger haben in der Mitte der 30,48 m großen Öffnung eine Bauhöhe von 1,13 m, über den Auflagern eine solche von 2,65 m. Die verhältnismäßig geringen Abmessungen konnten nur durch eine Druckbewehrung in Verbindung mit einer im Bereiche der negativen Stützmomente unterseitig angeordneten Druckplatte erreicht werden (Abb. 2). Als Lager sind bewegliche Stahlrollen bzw. Stahlplatten vorgesehen, welche sich nur unter den beiden Randträgern befinden. Durch Querträger werden die Auflagerkräfte der inneren Hauptträger nach den äußeren Stützpunkten übergeleitet. Die Pfeiler und Widerlager sind auf festen Fels gegründet, der etwa 7,0 m unter zukünftiger Flußsohle angetroffen wurde.

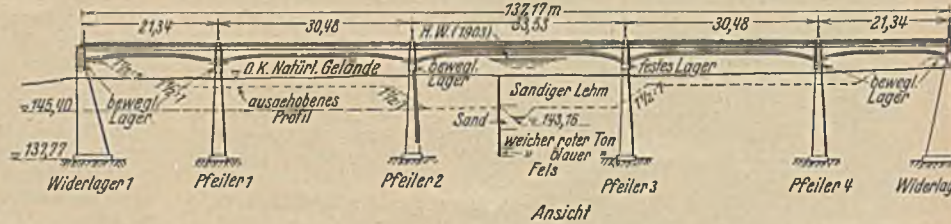


Abb. 1.

Die zulässigen Beanspruchungen für Beton und Eisen betragen rd. 60 bzw. 1250 kg/cm². Bei einer Zunahme der jetzigen Verkehrslast um 100% sind die entsprechenden Grenzwerte mit 85 bzw. 1700 kg/cm² errechnet worden.

Bemerkenswert ist ferner die Ausbildung von Baufugen. Diese sind einmal in zahnartiger Form zwischen unterer Druckplatte und aufgehen-

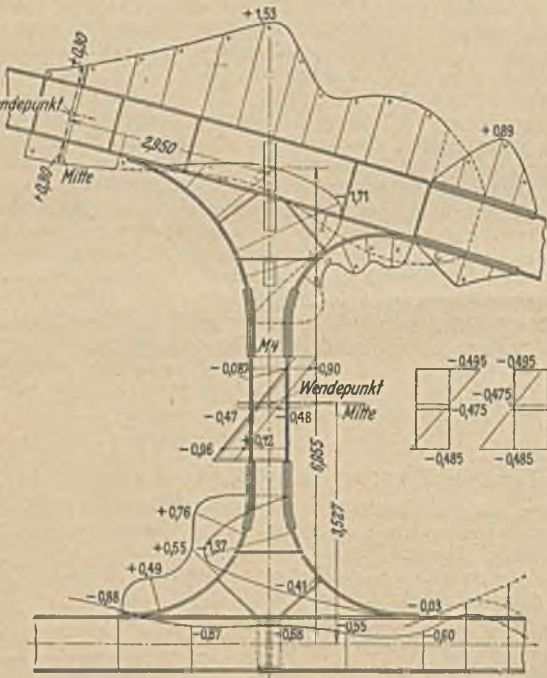
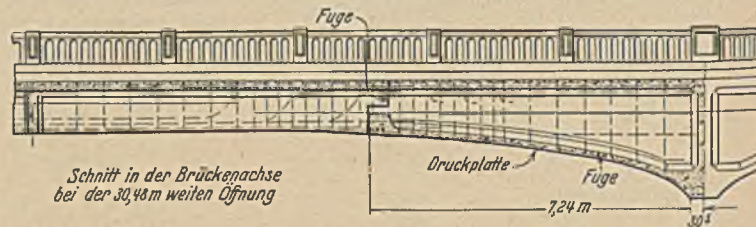


Abb. 2. Geschweißte Rahmenecke mit Darstellung der bei der Probelastung gemessenen Spannungen.

Bruchfestigkeit und ca. 25% Dehnung aufwiesen. Das Konstruktionsmaterial zeigte 42 kg/mm² Bruchfestigkeit bei 18% Dehnung. Für das gesamte Eisengewicht der Brücke von 306 t waren 50 000 Elektroden notwendig.

Die Schweißer hatten vor Arbeitsbeginn drei Biegeproben zu schweißen, die auch während der Arbeit wiederholt werden konnten. Für jeden Schweißer wurde ein Tagebuch geführt und die Leute dadurch zu besonderer Sorgfalt angespornt.

Die Wärmespannungen wurden durch die vom Konstrukteur angegebene Reihenfolge der Schweißungen auf ein sehr geringes Maß zurückgeführt.

Bei der Montage mußte eine Durchfahrt für den sehr regen Schiffsverkehr freigehalten werden. Eine Rüstung kam wegen der großen Höhe von 17 m über dem vorhandenen Wasserspiegel nicht in Frage, auch eine Längsverschiebung konnte nicht ausgeführt werden, da die Rampen noch nicht aufgefüllt waren. Deshalb wurden auf mit Betonkappen versehenen Pfahlfundamenten eiserne 31 m voneinander entfernte Pfosten errichtet, über die hinweg der biegungssteife Untergurt, ausgehend von den beiderseitigen Seitenöffnungen, frei vorgestreckt wurde. Auf ihm wurden die Pfosten und der Obergurt aufgerichtet. Die Reihenfolge der Einzelteile bei der Montage ist in Abb. 1 angegeben.

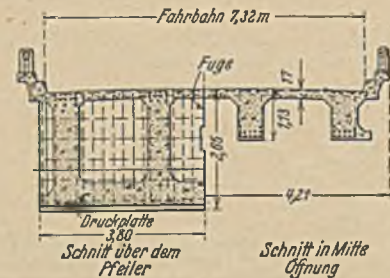


Abb. 2. Längs- und Querschnitte.

dem Balkenquerschnitt vorhanden und dann noch etwa in den Viertelpunkten der Stützweite im gesamten Tragwerk angeordnet. Zusätzliche Schrägbewehrung sorgt für einwandfreie Verbindung der einzelnen Teile. Schließlich sei noch darauf hingewiesen, daß ein Mittelpfeiler der Brücke hohl ausgebildet ist, um Wasserstandsmessungen vornehmen zu können. (Nach Engineering News-Record [1934], Vol. 112, Nr. 4.)

Dr.-Ing. I ' A l l e m a n d.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Die 72. Hauptversammlung des Vereins deutscher Ingenieure vom 8. bis 11. Juni 1934 in Trier.

Die diesjährige Hauptversammlung des VDI hatte sich eine doppelte Aufgabe gestellt, einmal, die wichtigen Aufgaben und Probleme der neuzeitlichen Technik und Erzeugung einer kritischen Beleuchtung zu unterziehen, und zum andern, in Verbindung mit einer Kundgebung der Treue, die Verbundenheit der deutschen Ingenieure mit dem vom deutschen Reiche abgetrennten Saargebiet im besonderen und mit dem politischen und sozialen Leben seines Volkes im allgemeinen herauszustellen.

Unter diesen Gesichtspunkten gliederte sich die Tagung in einen fachlichen Teil am 8. und 9. Juni und in eine Kundgebung, die auf den Grundton der aktuellen politischen Fragen, insbesondere auf den Kampf um die Wiedervereinigung des Saargebietes mit dem Mutterlande, abgestimmt war.

Der fachliche Teil der Tagung am 8. und 9. Juni war den staats- und wirtschaftspolitischen Aufgaben der deutschen Technik gewidmet. Die Fachsitzung „Betriebstechnik“ beleuchtete die sozialpolitisch und betriebswirtschaftlich bedeutsame Frage des richtigen Einsatzes und der gerechten Entlohnung der Arbeitnehmer. Die Fachsitzung „Feuerungstechnik“ behandelte das Problem der Verwendung des Brennstoffes Kohle, dessen einheimische Gewinnung und Verwertung von einschneidender volkswirtschaftlicher Bedeutung ist. Eine dritte Fachsitzung befaßte sich mit den Fertigungsmethoden der Schweißtechnik, die in den letzten Jahren eine stetig wachsende Bedeutung auf allen Gebieten der Technik erlangt hat. — Eine besondere Vortragsreihe war den Fragen der „Technik im Weinbau“ gewidmet, in der zum Ausdruck kam, wie der Ingenieur bemüht ist, dazu beizutragen, dem notleidenden Winzer seine schwere Arbeit zu erleichtern und seine Reben vor Schädlingen zu bewahren.

Der Pflege der Technikgeschichte, die sich der VDI von jeher hat angelegen sein lassen, galten die Besichtigungen der reichen baukünstlerischen Baudenkmäler des Altertums. — Es sei noch darauf hingewiesen, daß die Zeitschrift des VDI anlässlich der Tagung eine Sondernummer herausgegeben hat, in der ein Aufsatz „Vom römischen Ingenieurbau in Trier“ veröffentlicht ist, der einen anschaulichen Einblick in die städtebauliche Gestaltung Triers zur Römerzeit gewährt.

Straßen- und Eisenbahnbauten in Persien.

Die Länge der im Jahre 1932 in Persien vorhandenen Straßen betrug 16 740 km. Seit diesem Jahre wurden in den verschiedensten Gegenden des Landes große Straßenbauten und neue Brücken fertig-

gestellt. — Die Bauten der Nordbahnen sind fertiggestellt und die Bahn ist seit dem Jahre 1932 mit einer Länge von 131 km in Betrieb. — Die Südbahnen sind von der Hafenstadt Schapur bis zum Ort Salihabad in einer Länge von 250 km bereits in Betrieb gegeben. Die Erdarbeiten von Salihabad in Richtung nach Teheran sind auf weitere 50 km fertiggestellt. — Zur Fertigstellung der Eisenbahnstrecke, die das Kaspische Meer mit dem Persischen Golf verbinden soll, hat die Regierung mit der schwedisch-dänischen Baugruppe einen Vertrag abgeschlossen. — Nach dem Vertrag wird der nördliche Teil in vier und der südliche Teil in sechs Jahren mit der Hauptstadt Teheran verbunden. — Die meisten bei der Nord- und Südbahn eröffneten Ausschreibungen wurden an italienische Unternehmer vergeben. Andere Abschnitte werden an Inländer vergeben. — Die Strecke Täbris-Dschulfa beträgt 145 km und die Strecke Sofian-Scherefhane 53 km. — Um die hohen Ausgaben für die Eisenbahnbauten auszugleichen, sind die Steuern auf Zucker und Tee erhöht worden.

Die Türkei vergrößert ihr Eisenbahnnetz.

Die Türkei hat sich im Hinblick auf die wirtschaftlichen Vorteile der beiden Eisenbahnlinien nach dem Irak und Persien entschlossen, diese Bahnbauten in kürzester Zeit zu beginnen. Dadurch wird die Türkei als Durchgangsland nach Europa bedeutend gewinnen.

Berichtigung.

Der in Heft 21/22 veröffentlichte Aufsatz „Die längste elektrisch geschweißte Brücke der Welt“ von Herrn René Leonhardt stellt einen Auszug aus dem Aufsatz über „Die Schlachthofbrücke Dresden“ dar, den Herr Amtsbaurat Dr.-Ing. F. Reinhold, Dresden, in der Zeitschrift „Die Bautechnik“ (1933) Heft 13 gebracht hat. Die im „Bauingenieur“ fehlende Quellenangabe, für die Herr René Leonhardt verantwortlich ist, wird hiermit nachgeholt.

Gleichzeitig wird die folgende fehlerhafte Angabe des Herrn Leonhardt berichtigt:

Er sagt unten in der ersten Spalte seines Aufsatzes: „Zur Übertragung der Windkräfte von den Hauptträgern auf die Fahrbahnplatte dienen starke Winkelstücke, die auf den Obergurten der Querträger aufgeschweißt und von der Betonmasse der Fahrbahnplatte fest umgeben sind.“ Der letzte Teil des Satzes ist falsch. Die erwähnten Winkelstücke dienen lediglich dazu, den auf die Eisenkonstruktion wirkenden Winddruck auf die Eisenbetonbalken überzuleiten. Die Eisenbetonbalken selbst sind zwischen diesen Winkelstücken durchaus beweglich. Eine feste Verbindung besteht nicht.

PATENTBERICHT.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 25 vom 21. Juni 1934 und vom gleichen Tage im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 5 b, Gr. 41/20. A 71 228. A. T. G. Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig. Tagebauanlage zum Gewinnen und Fördern von Abraum und Kohle. 26. VIII. 33.
- Kl. 5 b, Gr. 41/20. M 101 904. Mitteldeutsche Stahlwerke Akt.-Ges., Riesa. Freitragende Abraumförderbrücke. 28. X. 32.
- Kl. 5 c, Gr. 9/10. St 49 283. Stephan, Frölich & Klüpfel, Beuthen in O.-S. Strecken- und Schachtausbau in Stahl und Eisen. 4. V. 32.
- Kl. 19 d, Gr. 3. E 45 221. Dr.-Ing. O. Eiselin, Danzig-Langfuhr; Vertr.: Dipl.-Ing. K. Ranfft, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Übersteigungsbrückenbauwerk. 31. I. 34.
- Kl. 20 i, Gr. 33. T 43 214. Alexander Teichelmann, Berlin. Mechanische Zugbeeinflussungseinrichtung; Zus. z. Anm. T 40 595. 2. XI. 33.
- Kl. 20 i, Gr. 35/or. F 72 040. Favag Fabrique d'appareils électriques S.A., Neuchâtel, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. K. Ranfft, Pat.-Anw., Berlin. Zugsicherungseinrichtung. 19. X. 31. Schweiz 29. IX. 31.
- Kl. 20 i, Gr. 35/02. F 76 773. Fiat Societa Anonima, Turin, Italien; Vertr.: Dipl.-Ing. A. Bohr u. Dr. H. Fincke, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Signalsystem, das selbsttätig und kontinuierlich die Lage von Zügen auf der Strecke, insbesondere den Abstand zweier Züge anzeigt. 18. XII. 32. Italien 30. XI. 33.
- Kl. 81 e, Gr. 105. P 67 414. Carl Bender, Köln-Lindenthal. Längs der Kaikante verfahrbare, die Eisenbahngleise überbrückende Bekohlungsanlage für Schiffe. 20. IV. 33.
- Kl. 81 e, Gr. 126. K 129 676. Fried. Krupp Akt.-Ges. Gußstahlfabrik, Essen. Fördergerät, dessen Obergestell durch Änderung des Abstands von seinen Fährgestellen der Höhe nach eingestellt werden kann. 31. III. 33.

- Kl. 81 e, Gr. 126. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Absetzgerät mit schwenkbarem Oberbau. 2. VII. 30.
- Kl. 84 c, Gr. 2. I 47 685. Ilse der Hütte, Peine. Spundbohle I-förmigen Querschnitts. 31. VII. 33.
- Kl. 84 c, Gr. 2. M 117 418. Hans Meiners, Essen-Bredeneu. Eiserne Spundwand. 29. X. 31.
- Kl. 85 e, Gr. 9/05. L 73 723. Wilhelm Linnmann jun., Essen-Altenessen. Leichtflüssigkeitsabscheider mit Durchflußperre. 15. XII. 28.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 26 vom 28. Juni 1934 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 4 c, Gr. 35. B 160 253. Bamag-Mequin Akt.-Ges., Berlin. Dichtungselement für Scheibengasbehälter. 25. III. 33.
- Kl. 5 c, Gr. 8. W 88 620. Westrheinische Tiefbohr- und Schachtbau-Ges. m. b. H., Düsseldorf. Schmiedeeiserne Schachtauskleidung aus Profileisenringen. 30. III. 33.
- Kl. 5 c, Gr. 9/01. H 133 397. Hugo Herzbruch, Essen-Bredeneu. Quetscheinlagen für den Grubenausbau. 24. IX. 32.
- Kl. 5 c, Gr. 9/10. H 133 923. Vereinigte Stahlwerke Akt.-Ges., Düsseldorf. Eiserner Grubenausbau in Polygonanordnung; Zus. z. Pat. 576 499. 7. XI. 32.
- Kl. 5 c, Gr. 9/10. H 136 649. Vereinigte Stahlwerke Akt.-Ges., Düsseldorf. Eiserner Grubenausbau; Zus. z. Pat. 576 499. 26. VI. 33.
- Kl. 8 d, Gr. 1. L 84 572. Heinrich van Lipzig, Kevelaer i. Rhld. Kesselofen aus Beton mit Eiseneinlagen; Zus. z. Pat. 481 073. 4. X. 33.
- Kl. 19 a, Gr. 10. M 124 687. Ernst Müller, Berlin-Wilmersdorf. Schienenbefestigungsvorrichtung mit zwischen Schienenfuß und Schwelle angeordneter Unterlegplatte. 10. VIII. 33.
- Kl. 20 h, Gr. 10. Sch 100 937. Oskar Schörling, Hannover. Gleiskurvenschmiervorrichtung. 2. I. 33.

- Kl. 20 i, Gr. 35/01. F 75 453. Favag Fabrique d'appareils électriques, Neuchatel, Schweiz; Vertr.: Dr.-Ing. G. Breitung, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Elektrische Zugsicherungseinrichtung. 20. IV. 33. Schweiz 3. V. 32.
- Kl. 20 i, Gr. 38. V 28 587. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Streckenblockschaltung für selbsttätig gesteuerte Signale. 29. VIII. 32.
- Kl. 20 i, Gr. 39. N 35 133. Naamlooze Vennootschap Machinerieën en Apparaten-Fabrieken, Utrecht; Vertr.: Dr. G. Weißenberger, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Anordnung zur Sicherung von Bahnübergängen. 13. IV. 33.
- Kl. 37 f, Gr. 7/05. W 172.30. Günther Wettich, Leipzig. Stahlskelettbau aus Rahmen. 3. XI. 30.
- Kl. 38 i, Gr. 4. J 41 128. Bohumil Jirotko, Berlin. Verfahren und Vorrichtung zum Herstellen von profilierten Holzbalken unter Verarbeiten des abfallenden Materials zu langfaserigem Holzstoff. 1. IV. 31.
- Kl. 80 b, Gr. 1/03. I 45 779. I. G. Farbenindustrie Akt.-Ges., Frankfurt a. M., Verfahren zur Herstellung von kautschukhaltigen Mörtelmassen. 17. XI. 32.
- Kl. 84 c, Gr. 2. V 29 004. Vereinigte Stahlwerke Akt.-Ges., Düsseldorf. Eiserner Rampaufbau von I-förmigem Querschnitt. 30. XII. 32.
- Kl. 85 d, Gr. 1. R 46.30. August Rudolph, Berlin-Reinickendorf-Ost. Brunnenfilter. 20. X. 30.

PERSONALNACHRICHTEN

PROFESSOR DR.-ING. E. H. JOSEPH BRIX ZUR VOLLENDUNG DES 75. LEBENSJAHRES.

Es sind gerade 30 Jahre her, daß auf den lange verwaist gewesenen Lehrstuhl für städtischen Tiefbau an der Technischen Hochschule zu Berlin, der zudem nur von einem außerordentlichen Professor versehen worden war, Joseph B r i x berufen worden ist. Heute an seinem 75. Geburtstage ist es eine Ehrenpflicht für uns, die wir als erste von ihm in die Gebiete des städtischen Tiefbaues eingeführt worden sind, seiner zu gedenken und die Verdienste, die er sich als Ingenieur und akademischer Lehrer für unser Fach erworben hat, in das rechte Licht zu setzen. In erster Linie hat es B r i x verstanden, dem Gebiete des städtischen Tiefbaues und Städtebaues unter den technischen Wissenschaften zum Wohle der Allgemeinheit den Platz zu verschaffen, der ihm gebührt. Sein technisches Können, seine schöpferische Kraft und seine sympathischen menschlichen Eigenschaften haben das bewirkt.

Geboren in Rosenheim (Oberbayern) hat B r i x an der Technischen Hochschule zu München seine wissenschaftliche und fachliche Ausbildung genossen. Auf Grund seiner Tätigkeit bei städtischen Tiefbauten in München, Mainz und Wiesbaden erhielt er im Jahre 1904 den Ruf an die Technische Hochschule zu Berlin. Hier hat er mehrfach die Würde und die Bürde eines Rektors getragen. Er wurde zum Geheimen Regierungsrat ernannt und erhielt von der Technischen Hochschule zu München den Ehrendoktor.

Die bald nach 1900 einsetzende Krisis im Städtebau veranlaßte Professor B r i x zusammen mit Professor G e n z m e r ein Seminar für Städtebau an der Technischen Hochschule einzurichten, durch das viele Fachgenossen, vor allem auch schon im Leben stehende gegangen sind. Alte und junge Architekten und Ingenieure haben viel für ihre Aufgaben aus diesen Veranstaltungen mitgenommen. Manche der gedruckten Vorträge sind heute noch von Bedeutung für unser Fach. Die Erfolge, die B r i x als bald



bei städtebaulichen Wettbewerben davon getragen hat, haben seinen Namen in weiten Kreisen bekannt gemacht. Der von ihm gemeinsam mit G e n z m e r und der Hochbahngesellschaft bearbeitete Plan für Groß-Berlin erhielt einen ersten Preis. Auch bei vielen Wettbewerben im Auslande ging B r i x mit seinen Mitarbeitern als Sieger hervor. Das Ausland hat alsdann auch vielfach seinen Rat eingeholt. In den internationalen Verbänden hat B r i x die deutsche Technik zu Ansehen verholfen. Er gehört dem internationalen Kongreß für Wohnungswesen und Städtebau in London und dem ständigen Verband der internationalen Straßenkongresse in Paris als ständiges Mitglied an. Für den Weltingenieurkongreß in Tokio 1929 hat er den deutschen Bericht über die Fortschritte auf dem Gebiete des Bauingenieurwesens in Deutschland geliefert. Erfolgreiche Tätigkeit hat B r i x in dem letzten Jahrzehnt als Vorsitzender der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau entfaltet. Hier ist es ihm gelungen, weit über die beteiligten Fachkreise hinaus Verständnis für die besonderen, großen Aufgaben des Automobilstraßenbaues zu erwecken und den Aufschwung, den der Straßenbau im dritten Reich genommen hat, mit vorzubereiten. Von seinen vielseitigen Veröffentlichungen soll hier nur das erst vor kurzem erschienene, großangelegte Werk „Die Stadtentwässerung in Deutschland“ erwähnt werden, für das sich ihm die besten Kräfte zur Verfügung gestellt haben.

Es soll an dieser Stelle nicht vergessen werden, daß J. B r i x auch für die öffentlichen Belange seine Kraft und Erfahrung uneigennützig und opferwillig eingesetzt hat. Er war seit 1916 Stadtverordneter, später sogar Stadtverordnetenvorsteher in Charlottenburg. Wir wünschen unserem 75jährigen J. B r i x, der sich einen Ehrenplatz unter den Altmeistern des deutschen Städtebaues geschaffen hat, daß seine ungebrochene Lebenskraft ihm noch recht lange erhalten bleiben möge. E. N e u m a n n.

Zur 150. Wiederkehr des Geburtstages des Gründers der Firma B. G. Teubner.

Am 16. Juni feierte die Firma B. G. Teubner, Leipzig und Berlin, die 150. Wiederkehr des Geburtstages ihres Gründers, Benediktus Gotthelf Teubner.

Die Firma, 1811 gegründet, entwickelte sich sehr rasch und gehörte bereits 1816 zu den größten Leipziger Druckereien. Besonders pflegte sie den wissenschaftlichen, zunächst philologischen, dann auch mathematischen Satz. 1823 wurde ein eigener Verlag ins Leben gerufen.

Frühzeitig trat neben den philologischen der mathematisch-naturwissenschaftliche Verlag. Mit der zunehmenden Bedeutung des Bildungs-, Unterrichts- und Erziehungswesens wandte sich der Verlag auch diesem Gebiete zu und pflegte insbesondere die Literatur für die Technischen Hochschulen und Höheren Technischen Lehranstalten.