

# DER BAUINGENIEUR

12. Jahrgang

12. Juni 1931

Heft 24

## HUNDERT JAHRE TECHNISCHE HOCHSCHULE HANNOVER.

*Von Dipl.-Ing. Fr. Frölich, Berlin.*

Eng mit der Entwicklung der Technik und dem Aufblühen der Ingenieur-Wissenschaften verknüpft ist der Werdegang der Technischen Hochschule Hannover. Der vom Königreich Hannover zur Begründung einer „Höheren Gewerbeschule“ aus Wien berufene erste Direktor Karl Karmarsch lehnte sich an das Wiener Vorbild an. Außer Mathematik, Mechanik, Physik und Chemie wurde Maschinenbau als wichtigste Grundlage für eine spätere gewerbliche Tätigkeit gelehrt, wobei Karmarsch vor allem die mechanische Technologie ausbildete.

Bereits 1845 wurde den Bedürfnissen des Verkehrs durch die Einführung von Vorlesungen über Wasser-, Straßen- und Brückenbau Rechnung getragen, außerdem das Bauwesen einbezogen und mit der Erweiterung der Lehrgebiete der Name 1847 in „Polytechnische Schule“ geändert. Anfang der 70er Jahre begannen mit der Erstarkung der technisch-wissenschaftlichen Forschung die Bestrebungen zur Umwandlung in eine akademische Anstalt, die 1879 durch die Einreihung in die Technischen Hochschulen ihren Abschluß fanden. Dabei wurden eingeführt: das Reifezeugnis einer neunklassigen Höheren Lehranstalt als Vorbildung für die Aufnahme als Studierender; Gliederung des Unterrichts in Fachabteilungen; Erweiterung des Lehrplanes und Vermehrung der Lehrkräfte; erweiterte Beteiligung des Lehrkörpers an der Verwaltung. Am 1. Oktober 1880 wurde die Gleichstellung mit den Universitäten vollzogen durch die Verleihung des Titels „Rektor Magnifizenz“ (mit dreijähriger Amtsdauer an Stelle des bisherigen Direktors) sowie der Amtskette und Berufung des ersten Rektors Launhardt in das Preußische Herrenhaus. Erst nach dem Weltkriege allerdings wurden die Fachabteilungen zu Fakultäten mit einer den Universitäten entsprechenden Organisation zusammengezogen. Für die Bedeutung, welche das Bauingenieurwesen in jener Zeit an der Technischen Hochschule Hannover hatte, ist kennzeichnend, daß während der ersten vier Rektorate, also 12 Jahre lang, W. Launhardt und C. Dolezalek das Rektorat verwaltet haben.

Die drei Fakultäten gliedern sich in Hannover nach den früheren Abteilungen: die Fakultät für allgemeine Wissenschaften in allgemeine Wissenschaften und chemisch-technische Wissenschaften, die Fakultät für Bauwesen in die Abteilungen für Architektur und Bauingenieurwesen und die Fakultät für Maschinenwirtschaft in die Abteilungen für Maschinenbau und Elektrotechnik. Heute werden von rd. 100 Professoren fast 500 Vorlesungen und Übungen abgehalten.

Bereits 1845 wurde die Höhere Gewerbeschule von 300 Schülern besucht, 1875/76 wurde ein Höhepunkt mit 868 Hörern erreicht, dann sank infolge des wirtschaftlichen Tiefstandes die Zahl wieder auf 300 bis 400, stieg vom Anfang der 90er Jahre an stetig und überholte 1904 die Zahl von 1500 Studierenden, sank wiederum auf etwa 1000 und war während des Weltkrieges sehr gering. 1920 wurde eine Höchstziffer von über 3000 erreicht, und seitdem schwankt die Gesamtzahl der Studierenden und Hörer um 2000.

Während der größte Teil der Studierenden aus Preußen, fast die Hälfte davon aus der Provinz Hannover stammt, waren stets Ausländer in großer Zahl in Hannover vertreten, insbesondere Norweger, Schweden, Finnen, Bulgaren und Chinesen.

Entsprechend dem Anwachsen der Hörerzahl wurde für die zunächst in einem Privathause untergebrachte Höhere Gewerbeschule bald nach der Gründung ein eigenes Gebäude errichtet, das mehrfach erweitert werden mußte. Mit der Erhebung zur Technischen Hochschule vollzog sich zugleich der Umzug in das in vier Jahren vollständig umgebaute und für den neuen

Zweck hergerichtete „Welfenschloß“, das ursprünglich als Residenz des Königs von Hannover geplant war. 1911 wurde für die chemischen Institute ein Neubau errichtet, 1914 der Bau eines Werkzeugmaschinenlaboratoriums begonnen, aber erst 1920 fertiggestellt, 1921 wurde ein neues Maschinenbaulaboratorium in Betrieb genommen, und 1927 wurden großzügige Erweiterungsbauten begonnen, von denen zur Zeit der erste Teil mit den Instituten für Flugtechnik und Kraftfahrwesen, dem Bauingenieurlaboratorium und der großen Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau, außerdem eine Erweiterung des chemischen Instituts fertiggestellt ist. Die Institute für Physik und Elektrotechnik, die zur Zeit nur notdürftig, zum Teil in Kellerräumen des Welfenschlosses, ihr Dasein fristen, warten noch auf den zweiten Teil der Erweiterungsbauten, der eigentlich bei der Hundertjahrfeier vollendet sein sollte, aber infolge der Notlage des Preußischen Staates vorläufig zurückgestellt werden mußte.

Hannovers Technische Hochschule hat von jeher das Glück gehabt, erste Fachmänner und tüchtige Pädagogen als Lehrkräfte zu haben, die Lehre und Forschung in glücklicher Weise miteinander zu vereinigen wußten, ohne dabei die Fühlung mit der Praxis zu vernachlässigen, so daß sie jederzeit auch in der Ausbildung des Unterrichtes den Anforderungen ihrer Zeit Rechnung getragen haben. Aus der großen Zahl der Namen seien außer dem Begründer und ersten langjährigen Leiter, Karl Karmarsch, sein Nachfolger auf dem Lehrstuhl der Technologie, H. Fischer, die Maschinenbauer M. Rühlmann und Wilhelm Riehn, die Mathematiker K. Kiepert und C. Runge, die Physiker H. Kayser, Fr. Paschen und L. Prandtl, die Architekten W. Hase, H. Köhler und K. Mohrmann, die Chemiker W. Ost und K. Seubert genannt.

Wie bereits erwähnt, hat das Bauingenieur- und das Verkehrswesen bereits 1845 eine Pflegestätte in Hannover erhalten, als F. Schwarz als Lehrer für Wasser-, Straßen- und Brückenbau berufen wurde. Ihm wurden 1851 der Stadtbaurat F. A. Treuding für den Wasserbau und 1861 A. v. Kaven als Lehrer des Eisenbahnwesens zur Seite gestellt. 1869 wurde dann W. Launhardt berufen, der 49 Jahre lang als Lehrer wirkte und von 1875 bis 1880 als Nachfolger Karmarschs als Direktor und von 1880 bis 1886 als erster Rektor die Anstalt leitete. Zu seiner Entlastung wurden 1878 C. Dolezalek und 1880 G. Barkhausen berufen, von denen der erstere das Eisenbahnwesen, der letztere den Eisen-Hochbau und -Brückenbau übernahm. Neuerdings teilen sich in diese Fachgebiete die drei Professoren O. Blum, R. Otzen und C. Risch.

Der Wasserbau in seiner Gliederung als See- und Hafenbau, Fluß- und Kanalbau, Wasserversorgung und Entwässerung, sowie Wasserkraft-Energieerzeugung wurden bis 1874 von Schwarz und Treuding, dann bis 1885 von H. Garbe betreut. 1887 wurden Arnold und Dankwerts berufen, die fast 20 Jahre dieses Fachgebiet lehrten, beides erfahrene Praktiker. Ihnen folgten im Grundbau und Wasserbau 1918 Franzius, dessen Energie und Zähigkeit der Bau der großen Versuchsanstalt zu danken ist, in der soeben die Arbeiten aufgenommen worden sind, und in der Wasserwirtschaft und im Kulturwasserbau 1921 O. Geißler.

Der konstruktive Ingenieurbau als Holz-, Stein- und Eisenbau wurde durch G. Barkhausen ausgebildet, dem 1889 G. Lang die Baukonstruktionslehre abnahm und mit der Baustofflehre verband. Sein Nachfolger, G. Dolezalek d. J., übernahm außer der Baukonstruktionslehre den Holzbau, während R. Otzen den

Beton- und Eisenbetonbau entwickelte, und neuerdings M. Grüning und H. Kulka Eisenbau und Eisen-Wasserbau lehren.

Die theoretischen Fächer wurden anfänglich mit den anderen Fachgebieten zusammen gelehrt; die Mechanik anfänglich von M. Rühlmann und später von A. Ritter, dessen Nachfolger W. Keck wurde. Erst nach dem Tode von W. Keck wurde eine Mechanik für Bauingenieure abgespalten, die 1904 L. Hotopp übertragen wurde, und die zur Zeit W. Kauffmann lehrt.

Die Geodäsie lag zu Beginn in der Hand von Artillerie-Kapitänen, die in der Landesvermessung tätig gewesen waren, F. Hartmann und später A. Deichmann; ihnen folgte der Bergingenieur G. Chr. K. Hunaeus, der fast 40 Jahre lang lehrte. G. Jordan, der ihm von 1882 bis 1899 folgte, war weniger Lehrer, sondern in der Hauptsache Wissenschaftler; ihm ist die Schaffung einer modernen wissenschaftlichen Vermessungskunde zu danken. Damit legte er den Grund zu einem Studium für Vermessungsingenieure, für das allerdings erst im Jahre 1930 die staatliche Anerkennung durch eine Diplom-Prüfungsordnung gegeben worden ist. Jordans Nachfolger war K. Oertel, nach ihm wurde 1926 P. Gast berufen. Die neuen Institute geben die Möglichkeit wissenschaftlicher Forschungsarbeit auch auf diesem wichtigen Zweige des Bauingenieurwesens.

So geht die Technische Hochschule Hannover, gestützt auf eine stolze Tradition, in ein neues Jahrhundert ihrer Entwicklung. Das Bauingenieurwesen ist wohl gerüstet; auch der Maschinenbau, die Chemie und das Bauwesen besitzen moderne Lehr- und Forschungseinrichtungen. Von jeher ist in Hannover

die Forschung als unerläßliche Ergänzung der Lehre angesehen worden.

Zwecks Erprobung der theoretisch errechneten und gestalteten Lösungen ist die Notwendigkeit gut ausgestatteter Laboratorien stets nachdrücklichst erkannt und gefordert worden, mit dem Erfolge, daß heute Institute zur Verfügung stehen, in denen es dem Leiter möglich ist, nicht nur in großem, der Wirklichkeit nahekommendem Maßstabe Untersuchungen anzustellen, sondern auch die Studierenden sich ihre Erkenntnis erarbeiten zu lassen.

Da der Preußische Staat jetzt und wohl noch auf längere Zeit hinaus nicht die Mittel besitzt, die Forschungen in solcher Weise zu unterstützen, wie dies den Anforderungen der Jetztzeit entsprechen würde, ist die „Hannoversche Hochschulgemeinschaft“ (Vereinigung von Freunden der Technischen Hochschule Hannover E. V.) seit zehn Jahren bemüht, eine enge Verbindung der Praxis mit den Instituten der Hochschule und deren Leitern herzustellen, und hat sowohl für die allgemeine Ausstattung der Laboratorien als auch für bestimmte Forschungsaufgaben ansehnliche Stiftungen der Hochschule zuführen können; auch jetzt ist sie bemüht, trotz der wirtschaftlichen Not durch einen den Zeitverhältnissen angepaßten Grundstock zu einer „Jahrhundert-Stiftung“ die Unterstützung der Forschung an der Technischen Hochschule Hannover auch in künftigen Zeiten sicherzustellen. Es wird wirtschaftlich günstigeren Zeiten überlassen bleiben müssen, diesen Grundstock in späteren Jahren so aufzufüllen, daß er den Anforderungen der Zukunft jederzeit gerecht werden kann.

## BESONDERE BAUAUFGABEN BEIM BAU DES SCHLUCHSEE-SCHWARZA-STOLLENS.

Von Dipl.-Ing. Alfred Wessely, Vorstandsmitglied der Dyckerhoff & Widmann A. G.

(Fortsetzung von Seite 407.)

Gehören die bisher geschilderten Bauaufgaben deshalb zu den „besonderen“, weil sie sich durch ihre Größe und die Kürze der Zeit auszeichnen, innerhalb der sie bewältigt worden sind, so waren Stollenbeginn und Stollenende noch durch ganz spezielle Probleme ausgezeichnet.

Der Stollen beginnt, wie einleitend bemerkt worden ist, 13 m unter dem Schluchseespiegel. Die Absenkung des Schluchsees mußte durch den Stollen selbst erfolgen, wobei mit Rücksicht auf die Unterlieger verlangt war, daß nicht mehr als 6 m<sup>3</sup> je Sekunde zur Ableitung gelangen durften. Um den Seedurchschlag durchzuführen, wurde seeseitig zunächst mit Greiferarbeit das überlagernde Material abgehoben. Gewitzigt durch frühere, anderweitig gemachte Erfahrungen wurde dieses Material (das, wie meistens bei Seeufern, zu Rutschungen neigte, wenn durch die Wasserabsenkung der Gleichgewichtszustand geändert wird) in großem Umfange und auf eine weite Fläche herausgegriffen. Dies hatte den Erfolg, daß bis auf eine Menge von rd. 1500 m<sup>3</sup>, die in die später zu beschreibende Baugrube und zum kleineren Teil auch in den Seestollen rutschten, die Böschungen wenigstens in der Umgebung der stets besonders gefährdeten Einbruchsstelle in Ruhe geblieben sind.

Sobald der Fels freigelegt war, wurde eine Taucherglocke von 11 m<sup>2</sup> Querschnitt aufgesetzt (s. Abb. 11 u. 12) und unter Wasser eine Art Schacht abgeteuft. Hierbei waren Sprengungen unter Wasser von der Taucherglocke aus nötig, und zwar wurden zu diesem Zwecke Serien bis zu 36 Schüssen mit Sprengladungen bis zu 7 kg Ammongelatine mittels elektrischer Zeitzündung abgetan, wobei es für die Schonung des Gerätes genügte, die unbesetzte Taucherglocke ½—1 m von der Sprengstelle abzuheben.

Ehe man einen Fels fand, dessen Beschaffenheit an sich und durch Vergleiche mit dem Fels, der in dem mittlerweile vom Land aus nach dem See vorgetriebenen Stollen aufgeschlossen war, dem Wagnis des Durchschlags Erfolg verhieß, mußte die Glocke

aber nochmals um 6 m uferwärts angesetzt, mithin gegen die ursprünglich geplante Lage um 16 m versetzt werden.

Es wurde nun mit der größten Vorsicht der landseitige Stollen weiter vorgetrieben, bis ein Felspfropfen von ungefähr 3 m Dicke noch anstand. Leider war der Fels hier sehr stark zer-



Abb. 11.

klüftet, wodurch ein außerordentlicher Wasserandrang sich einstellte, den zwei elektrisch betriebene Pumpen von 200 mm Ø, die beim Naßschacht eingebaut waren, zu bewältigen hatten.

Rechnungsmäßig ergab sich, daß voraussichtlich beim Durchschießen dieses Pfropfens eine Menge von 60 m<sup>3</sup> Haufwerk anfallen würde. Es wurde, um Verstopfungen des Stollens zu

vermeiden, deshalb eine Auffanggrube (in der Abb. 12 mit A bezeichnet) im Stollen ausgeweitet.

Die Forderung, daß nur 6 m<sup>3</sup>/sec. max. zum Abfluß gelangen durften, bedingte, daß der Stollen durch eine Reguliervorrichtung verschlossen wurde. Der endgültige Absperrschieber war hierfür leider nicht geeignet, obwohl eine solche endgültige Vorrichtung entschieden vorzuziehen gewesen wäre. So wurde denn aus starken Hölzern und I-Trägern (Abb. 13) ein Stollenabschluß gezimmert und in diesen drei Flachschieber, die durch Schraubenflaschenzüge zu betätigen waren, eingebaut. Die Flachschieber waren so bemessen, daß einer allein 8 1/2 m<sup>3</sup> abführen konnte, und ihre Vielzahl war darin begründet, daß größte Sicherheit vorhanden sein mußte und man bei später gefallenem Seespiegel eine größere Abflußöffnung frei haben wollte, um möglichst bis zum Schluß immer 6 m<sup>3</sup>/sec. Abfluß zu haben. Zum Schutz dieser Schieber gegen Sprengschäden beim Seedurchschlag wurde eine doppelte Reihe von Eisenschienen aufgestellt.

Da ferner das durch den Schieber stürzende Wasser die Geschwindigkeit von rechnermäßig etwa 17 m entwickeln mußte, war Gefahr vorhanden, daß es auch hinter den Schiebern und hinter der Stollenpanzerung in den ersten Metern noch den Beton angreifen würde. Deshalb wurden dort in den Beton 7 Eisenbahnschienen in 2 Lagen übereinander fest einbetoniert, welche den Wasserstrahl brechen sollten (Abb. 13 u. 14). Schließlich wurde der Stollen in seinem obersten Teile vollständig von Gleis und Leitungen befreit, um eine Verkläungsgefahr zu vermeiden. Eine große Frage war, ob man die geschilderten Schieber beim Sprengen offen oder geschlossen halten sollte. Obwohl eine sehr starke Meinung für das Offenhalten vorhanden war, wurden die Schieber doch vollständig geschlossen, eine Maßnahme, die sich als allein richtig erwiesen hat.

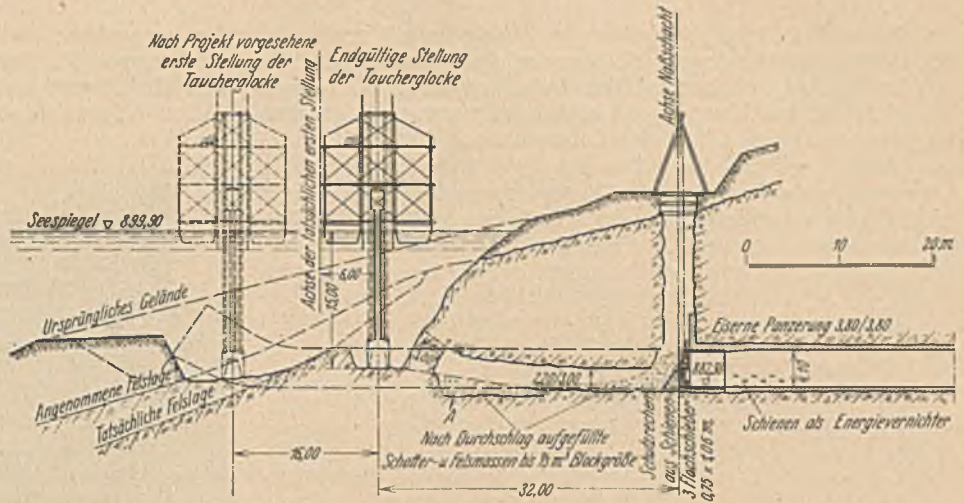


Abb. 12. Darstellung der Seeabsenkung. Längsschnitt.

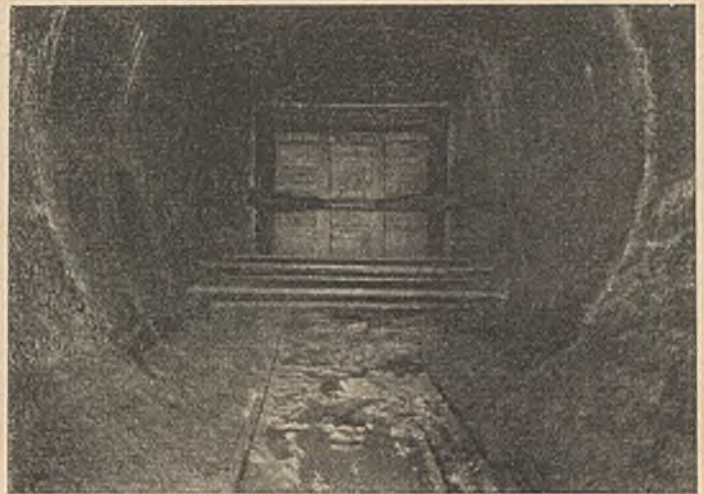
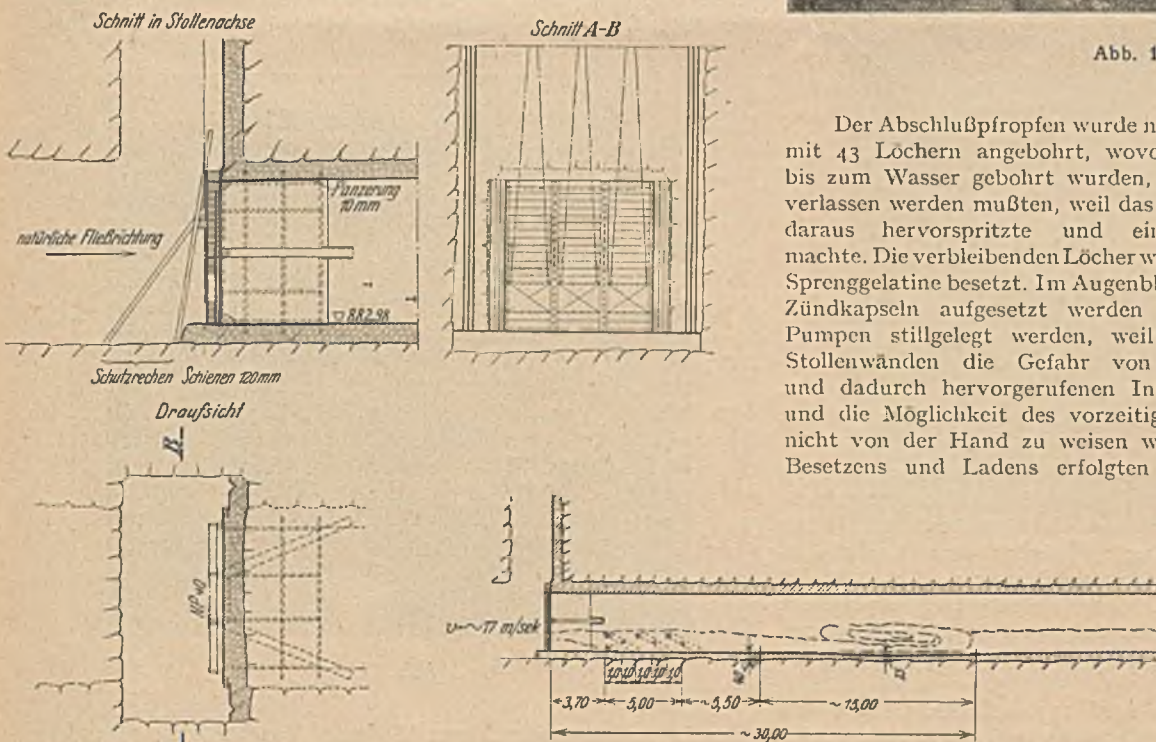


Abb. 14.



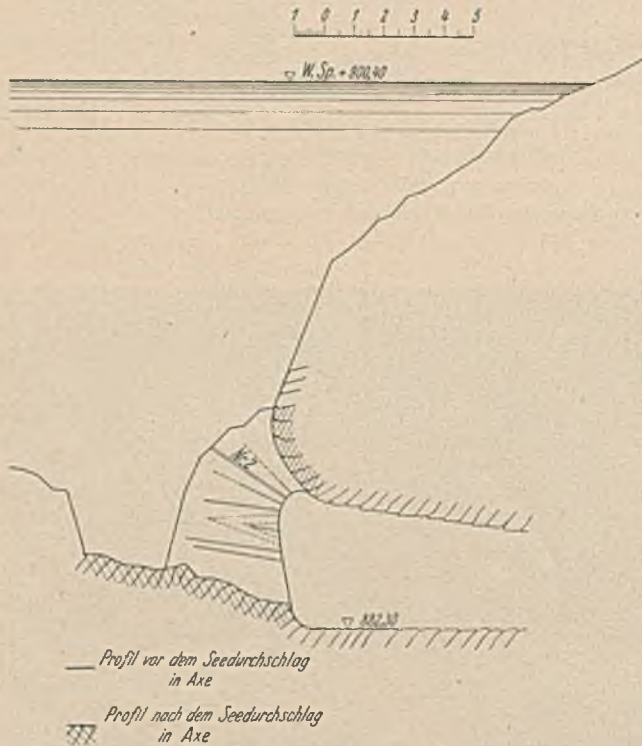
Anordnung der Energievernichter. Ausspülen der Sohle und Ausfräsen der Energievernichter.

Abb. 13. Seeabsenkung.

Der Abschlußpfropfen wurde nun nach diesen Vorbereitungen mit 43 Löchern angebohrt, wovon 9 Stück als Sondierlöcher bis zum Wasser gebohrt wurden, während zwei Löcher wieder verlassen werden mußten, weil das Seewasser mit größter Gewalt daraus hervorspritzte und einen Sprengbesatz unmöglich machte. Die verbleibenden Löcher wurden nun mit insgesamt 105 kg Sprenggelatine besetzt. Im Augenblick jedoch, wo die elektrischen Zündkapseln aufgesetzt werden sollten, mußten die beiden Pumpen stillgelegt werden, weil bei den vollständig nassen Stollenwänden die Gefahr von vagabundierenden Strömen und dadurch hervorgerufenen Induktionswirkungen sehr groß und die Möglichkeit des vorzeitigen Losgehens eines Schusses nicht von der Hand zu weisen war. Die letzten Arbeiten des Besetzens und Ladens erfolgten nun bereits im Wasser in aufopferungsvoller Arbeit durch die bis zu den Hüften im Wasser stehenden bauleitenden Ingenieure, die durch einen Spezial-Ingenieur der Sprengmittelfirma wirksam unterstützt wurden. Die Anordnung der Schüsse und die Lage der Durchbruchsstelle ist in Abb. 15 in allen Einzelheiten dargestellt.

Es muß noch hervorgehoben werden, daß alle Einzelheiten und Vorsichtsmaßnahmen, die vor der Sprengung beobachtet werden mußten, genau schriftlich festgelegt waren. Unbedingt zuverlässigem Aufsichtspersonal wurden ganz bestimmte Arbeiten zugewiesen: Der eine hatte als Letzter den Stollen zu begehen, um sich zu vergewissern, daß sich kein Mensch mehr darin befindet, ein Zweiter hatte die Wachen auszustellen, ein Dritter die Schieber zu schließen und sich von diesem Zustand persönlich zu überzeugen usw. Alle diese Personen hatten nach dem Naßschacht entsprechende Meldungen zu geben und diese Mel-

die vorgesehene Auffanggrube für das Material nicht genügte und wegen des kurzen Abstandes zwischen Seedurchschlag und Naßschacht (mindestens eine Entfernung gleich der dreifachen Wassertiefe sollte bei ähnlichen Verhältnissen in Zukunft



Die  $\times$  eingezeichneten Bohrlöcher konnten wegen zu starken Wasserandrangs nicht geladen werden.

— — — Sprung im Felsen, der sich von 1 mm auf 10 mm binnen 17 h öffnete.

o, I, II, III, IV, Zeiten für die Zündung.

● Sondierloch.

43 Bohrlöcher. Munitionsverbrauch: 105 kg Sprengelatine.

Abb. 15.

Oben: Längenprofil des Seedurchschlages. Unten: Ansicht der Brust.

dungen wurden von einem Bauführer in eine vorbereitete Aufstellung eingetragen. Auf diese Weise wurde zwangsläufig erreicht, daß nichts vergessen werden konnte und daß, unabhängig von bei solchen Gelegenheiten sich leicht einstellenden Aufregungen, größte Zuverlässigkeit gegeben war. Der mit den Abschußarbeiten betraute Bauleiter konnte sich nun durch einen Blick davon überzeugen, daß wirklich alles programmgemäß erledigt worden war und gab erst dann das Signal zur elektrischen Zündung.

Der Abschluß, der am 1. April 1930 erfolgte, glückte vollständig. Es wurde ein Loch von etwa 4 auf 4 m herausgerissen. Die Wirkung des Schusses ging vollständig nach innen. Auf der Seeoberfläche war nur ein leichtes Kräuseln zu bemerken (Abb. 16). Das Wasser stürzte aber mit solcher Macht in den Stollen, daß

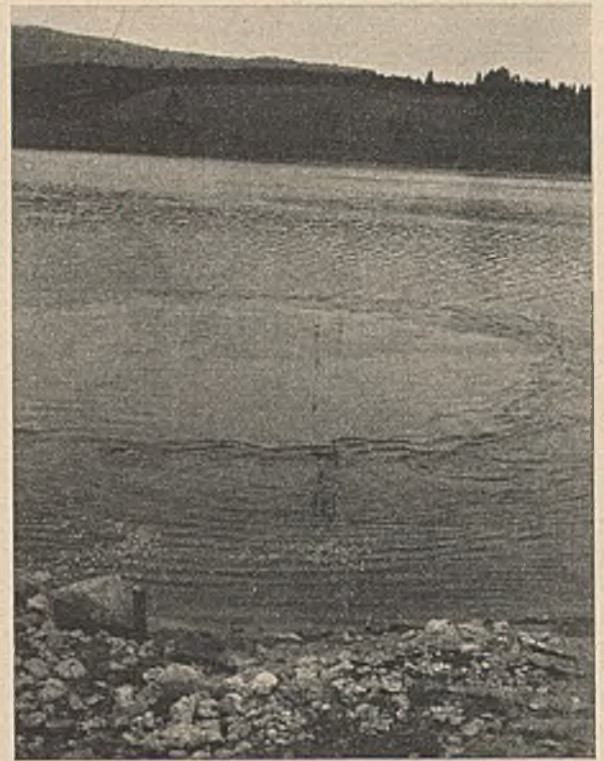


Abb. 16.

nach Möglichkeit gewählt werden) das Material auch den Naßschacht zum großen Teil ausfüllte, wie auf Abb. 12 angedeutet. Gerade wegen dieser Möglichkeit war aber darauf bestanden worden, daß die Schieber geschlossen gehalten wurden, so daß



Abb. 17.

nun in vollkommen ruhigem Wasser 2 Taucher ohne allzuviel Beschwerde durch die durcheinander geworfenen Schienen des doppelten Rechens das Material herausschaffen konnten. Es war dies allerdings mit einem bedauerlichen Zeitverlust ver-

bunden, hatte aber keinerlei Auswirkungen für das Gelingen des Unternehmens. Wären die Schieber offen gewesen, so hätte das Haufwerk, das Steine bis zu  $\frac{1}{3}$  m<sup>3</sup> enthielt, bestimmt die Schieber z. T. verstopft und auch ein Weiterziehen der Schieber, die im Anfang etwa nur 15 cm geöffnet werden durften, entsprechend den zulässigen 6 m<sup>3</sup>/sec. Abfluß, wäre unmöglich gewesen. Aber auch ein Wegräumen der Hindernisse durch Taucher hätte sich absolut verboten, weil die ungeheuere Geschwindigkeit des Wassers die Leute in Lebensgefahr gebracht und die Felsblöcke überdies so fest eingeklemmt hätte, daß sie



Abb. 18.

erwähnt, schon Rücksicht genommen. Es sei jedoch der ausdrückliche Hinweis gestattet, daß unter Umständen auch dem Einlaufbauwerk vom gegenüberliegenden Ufer Gefahr drohen kann, indem besonders bei engen Seestellen eine Rutschung des gegenüberliegenden Ufers den Seeboden so weit ausfüllen kann, daß die Einlaufschwelle statt erwartungsgemäß mehrere Meter über Seeboden nur noch knapp oberhalb desselben zu liegen kommt. Es empfiehlt sich daher, bei ähnlichen Arbeiten und bei engen Seestellen sorgfältige Peilungen und Sondierungen quer durch den See beiderseits des Einlaufbauwerkes vorzunehmen.

Eine ganz eigenartige Erscheinung trat hinter den Schiebern auf: Der Wasserstrahl hatte eine solch ungeheure Gewalt, daß er die im Stollen zur Energievernichtung fest eingebauten Hindernisschienen in derartige Schwingungen versetzte, daß diese wie eine Säge sich in den Beton einfräßen (Abb. 18). Die Schienen wurden, als der Stollen wiederum begangen werden konnte, in ihren selbsterzeugten Schlitzen, welche nahezu die theoretisch notwendige parabolische Form bis zu einer Länge von 100 cm aufwies, vorgefunden. Auf die Länge dieser eingebauten Schienen war der Sohlenbeton durch die Wirkung des Wassers nicht angegriffen, wohl jedoch auf die anschließende Strecke bis zu 20 m Länge, wo die Sohle Erosionen bis zu 15 cm Tiefe aufwies. Es hätte daher die gewählte Form der Energievernichtung zweckmäßig mindestens auf die doppelte Länge angewendet werden sollen (s. auch Abb. 13).

Dabei wies der Beton eine ausgezeichnete Beschaffenheit auf, die auch durch Versuche nachgewiesen wurde. Zwischen den Schlitzen wurde nämlich ein Betonstück ausgetrennt und aus diesem in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Darmstadt ein 20 cm großer Würfel ausgeschnitten, der eine Druckfestigkeit von 246 kg/cm<sup>2</sup> ergab, ein Ergebnis, das für die Güte des Betons spricht.

Das Ablassen des Sees dauerte länger als dafür vorgesehen war, einmal infolge der außerordentlich großen Niederschläge gerade während der Absenkerzeit und dann deshalb, weil man bei der Berechnung der ablaufenden Wassermenge an die

nicht wegzubringen gewesen wären. Es ist dies ein Hinweis, der im Hinblick auf künftige Fälle unbedingt größte Beachtung verdient.

Es wurden nun, nachdem der Schutt weggeräumt worden war, die Schieber gezogen und das Wasser durchfloß den oberen vorher fast vollständig fertig betonierten Stollenteil bis zum Lochbachfenster (Stollen km 2.538), wo der Hauptstollen durch eine provisorische Betonmauer abgeriegelt war, und gelangte durch das Fenster in das erweiterte Gerinne des Lochbaches und schließlich in seinen natürlichen Abfluß, die Schwarza.

Die bei solchen Seeabsenkungen stets zu erwartenden Rutschungen der Ufer und Uferbrüche traten auch hier ein. Sie sind auf verschiedene Ursachen zurückzuführen. Einmal verliert die Uferstrecke den Gegendruck des Wassers und damit ihr Gleichgewicht; es können wasserhaltende Gleitschichten, insbesondere solche moorigen Art, vorhanden sein, die bei vollständiger Seeabsenkung auch ihr Wasser verlieren und damit Rutschungen einleiten, und schließlich erhalten die in den See einmündenden Bäche plötzlich ein bedeutend größeres Gefälle, sie stürzen sozusagen mit einer plötzlichen Gefälländerung in den abgesenkten See und fressen dabei ganz außerordentlich die Ufer an. Alle diese Erscheinungen waren auch bei der Schluchsee-Absenkung zu bemerken. Es war ein vom geologischen Standpunkt außerordentlich interessanter Anblick, den die verschiedenen Rutschungen und Einfressungen boten. Da unglücklicherweise während der Seeabsenkung noch sehr starke Niederschläge eintraten, vermehrten sich die Zuflüsse sehr stark. Beispielsweise hatte sich der kleine, gänzlich unbedeutende, vom Dorf Schluchsee kommende Fischbach in einer einzigen Nacht ein Bett von ungefähr 3000 m<sup>3</sup> ausgefressen (Abb. 17). Auch die kleinsten Rinnsale zerstörten die Ufer, und es mußte, um größeres Unheil zu verhüten, sozusagen jeder Wasserfaden in Holzgerinne gefaßt und dem See zugeleitet werden. Man konnte dort in Stunden Cañonbildungen entstehen sehen, wie sie, allerdings in größtem Maße, beispielsweise in dem bekannten Bergsturzgebiet von Flims (Graubünden) zu sehen sind. Auf diese Rutschungen, Einfressungen und Abspülungen hatte man, wie bei der Beschreibung der umfangreichen Greiferarbeit



Abb. 19.

Rückhaltfähigkeit des großen Grundwasserbeckens nicht genügend gedacht hatte. So unangenehm dies für den Baufortschritt war, um so angenehmer kann es später für den Betrieb werden, weil das Staubecken des Schluchsees eben tatsächlich mehr Wasser enthält als durch Ermittlung der Schichtenlinien sich rechnerisch ergibt. Auch dieser Umstand ist für die Zukunft beachtenswert.

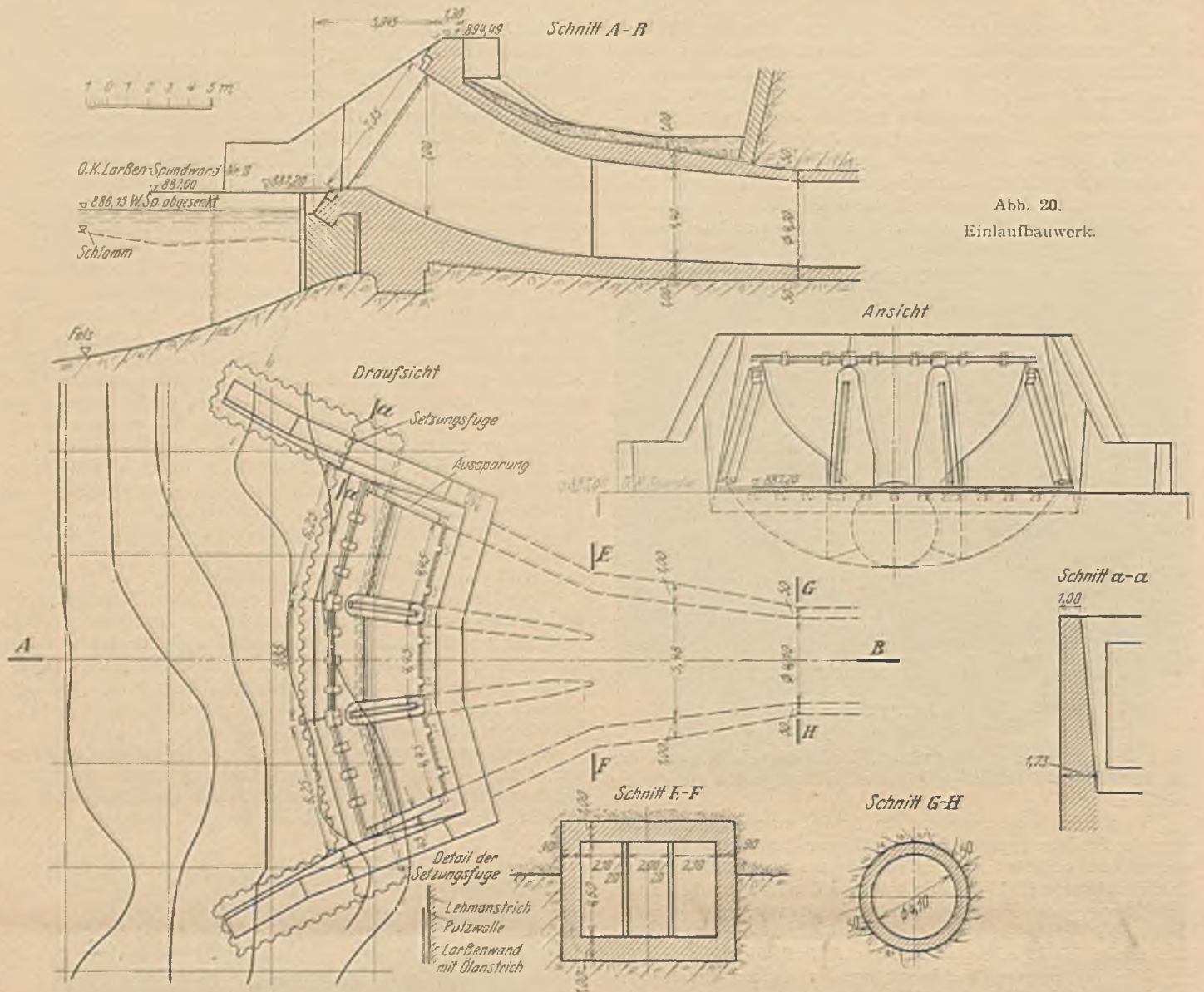


Abb. 20.  
Einlaufbauwerk.

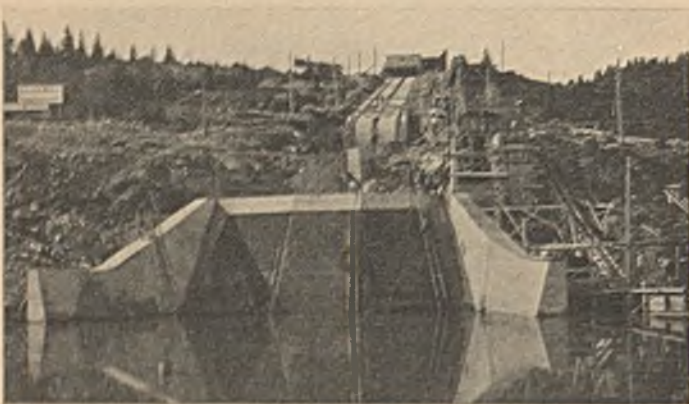


Abb. 21.

Nach erfolgtem Ablassen des Sees zeigte sich die Einbruchstelle gemäß Abb. 19 und nun konnte das Einlaufbauwerk in verhältnismäßig einfachem Arbeitsvorgang erstellt werden (Abb. 20 und 21). Gleichzeitig wurde der endgültige Absperrschieber (Naßschieber) eingebaut, und im Schutze dieses Abschlusses konnte man am 24. IX. 1930 den See wiederum ansteigen lassen und die noch rückständigen Arbeiten im oberen Teil des Stollens zu Ende führen.

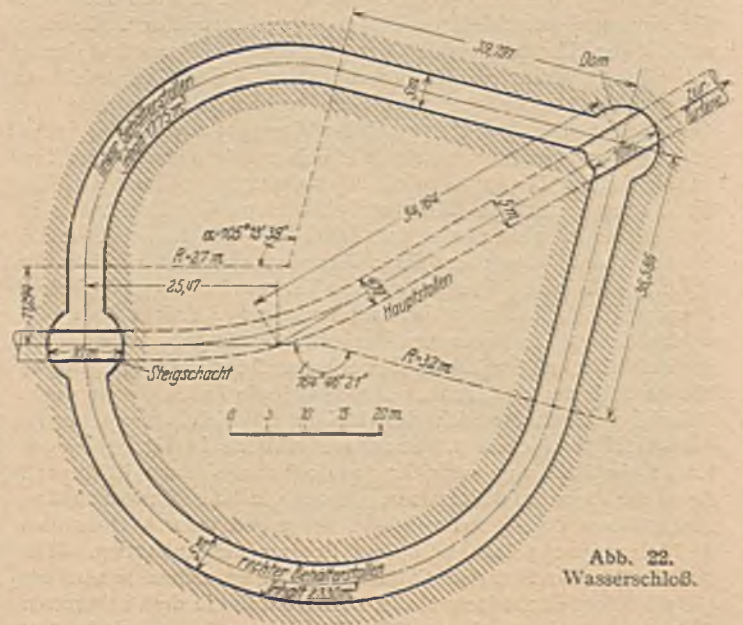


Abb. 22.  
Wasserschloß.

Größeres Interesse verdient noch die Ausbildung des Wasserschlosses. Die Turbinenbauer verlangten dort mit Rücksicht

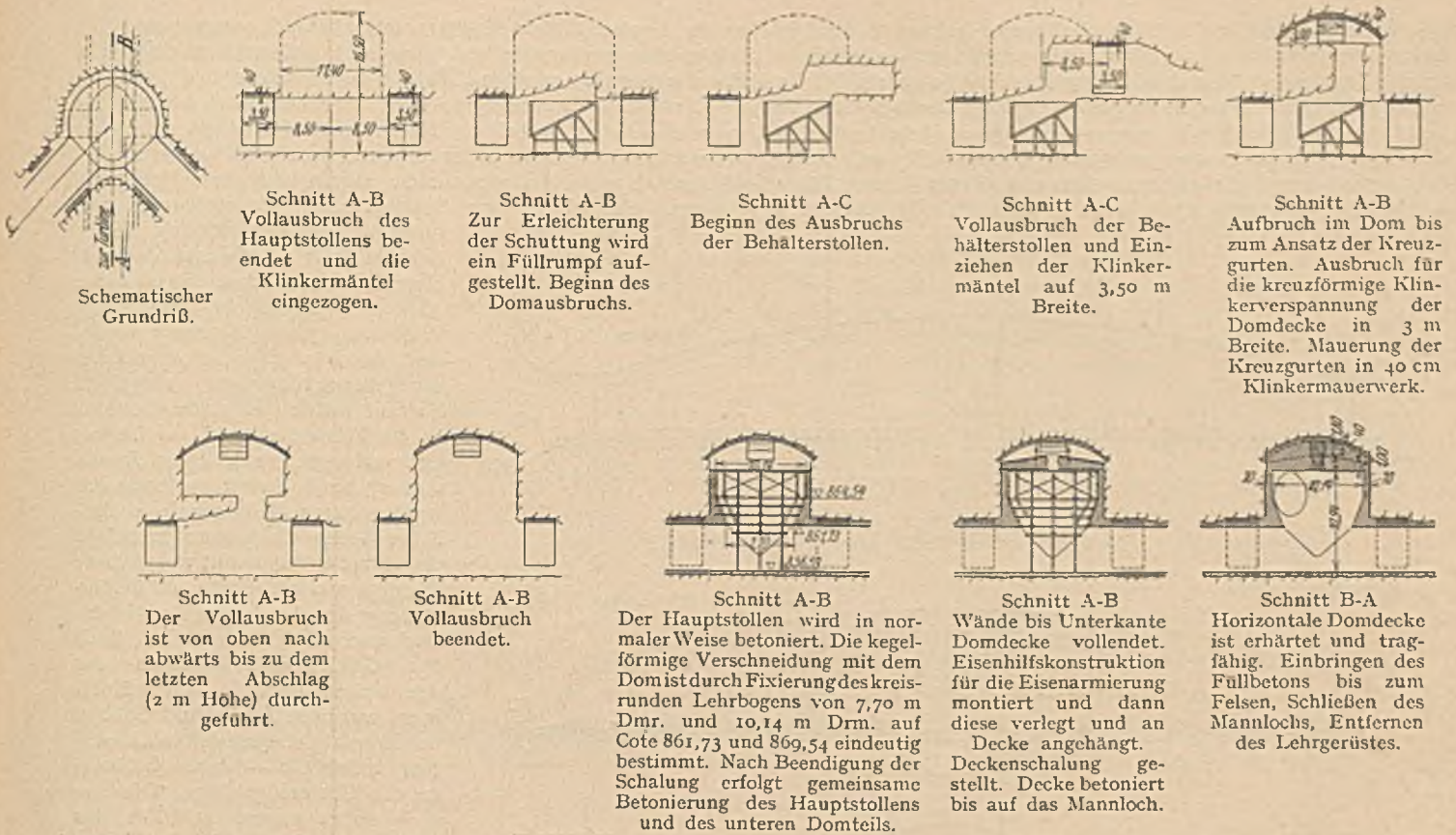
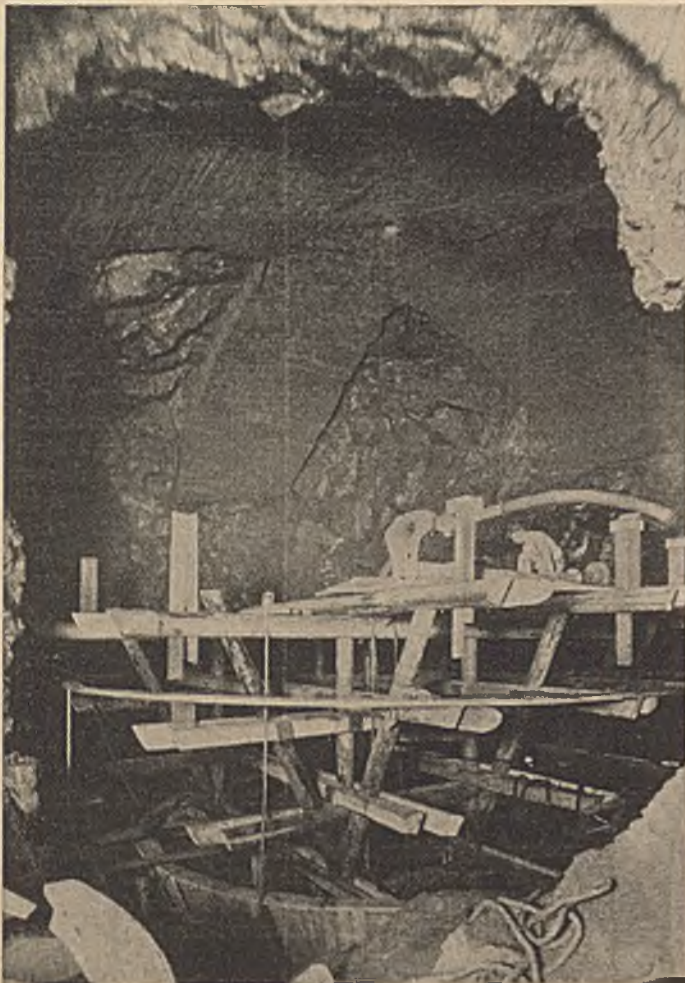


Abb. 23. Ausbruchs- und Betonierungsvorgang des „Domes“.



auf die große Wassermenge, die gegebenenfalls plötzlich abgebremst werden muß (ca. 60 m<sup>3</sup>/sec.) ein Wasserschloß mit Überfall auf Cote 941,50, das zudem möglichst nahe dem Beginn der Druckrohrleitung gelegen sein mußte, ferner ganz bedeutende Wasserspeicherfähigkeit. Dies führte zur Ausbildung des in der Zeichnung (Abb. 22) wiedergegebenen Wasserschlosses. In der Forderung, daß das Wasserschloß möglichst nahe dem Stollenende zu legen sei, brachte es leider an eine Stelle, wo der Fels teilweise schlecht war, so daß die obersten 43 m des Wasserschloßsteigschachtes vollständig mit starkem Einbau versehen werden mußten. Der Stollen erweitert sich hinter dem Steigschacht von 4,1 auf 5 m. Gleichzeitig gehen vom Steigschacht über den Hauptstollen zwei gleichfalls 5 m im Lichten messende Behälterstollen aus. Diese drei Stollen vereinigen sich 90 m unterhalb des Steigschachtes wiederum. Auf diese Weise entstand dort ein Bauwerk, für das in Anbetracht der ungewöhnlichen Ausmaße, Form und Größe der dort arbeitenden Kräfte, eine Reihe von Entwürfen gemacht wurden, bis man sich für den ausgeführten und in der Zeichnung (Abb. 23) dargestellten Bau einigte. Wegen der eigenartigen Form wurde dieses unterirdische Bauwerk als „Dom“ bezeichnet. Es handelt sich um die Durchführung einer ungewöhnlichen bergmännischen Arbeit. In einem glücklicherweise ziemlich festen Granit, der durch 4 Aussprengungen von 6 m Durchmesser schon geschwächt war (Hauptstollenzu- und -ablauf, zwei Behälterstollen, lichter Durchmesser von 5 m vermehrt um Betonstärke), mußte ein zylindrischer Hohlraum von etwa 11 1/2 m lichter Weite und 15 1/2 m Höhe über Sohle ausgebrochen werden. Der Arbeitsvorgang (Abb. 23) bestand in folgendem: Zunächst wurden die 4 Stollenrohre im Abstand von 8,5 m von der lotrechten Domachse durch Klinkerringe von 40 cm Stärke auf eine Länge von 3,5 m ausgemauert. Diese Ringe hatten die Aufgabe, dem Gebirge, das sich beim Ausbruch des Domes lockern mußte, einen festen Halt zu geben und das weitere Nachbrechen von Felsbrocken zu verhindern, eine Aufgabe, die diese Maßnahme auch erfüllt hat. Hierauf wurde an den Aufbruch geschritten,

Abb. 24.

der oben auf den vollen Domquerschnitt erweitert wurde. In dem dadurch entstandenen, verhältnismäßig niedrigen und kleinen Räume wurden zunächst 2 Klinkergurten von je 40 cm Stärke und 3 m Breite kreuzweise eingebracht. Diese Gurte sollten die freihängende Gebirgsdecke von  $11\frac{1}{2}$  m  $\varnothing$  soweit festigen, daß darunter gefahrlos gearbeitet werden konnte. Bis auf einige Felsblocklösungen, die sich trotzdem einstellten — man hätte jede Gurte wenigstens  $4,5$  m = 40% des lichten Durchmessers

7 cm starken Bewehrungsmantel Abstand genommen. Die Decke hingegen mußte natürlich eine außerordentlich starke Eisenbewehrung erhalten. Es stellte sich hier das Problem, eine Armierung einzubringen, deren Einzelheiten aus der Abb. 25 zu ersehen sind, wobei die Raumverhältnisse nicht nur ganz außerordentlich eingeschränkt waren, denn seitlich stand das Gebirge an und oben war nur der knapp bemessene Hohlraum bis zur Gebirgsdecke bzw.

den Klinkergurten vorhanden und unten war die Arbeitsbühne. Dieser Schwierigkeit wurde man dadurch Herr, daß zunächst das aus der Abb. 25 ersichtliche tragfähige Winkel-eisengerüst eingebaut wurde. Auf dieses wurde die obere Lage der Bewehrungsseisen aufgelegt. Hierauf wurde das ganze Gewicht an die Felsdecke bzw. die Gurten fest verhängt, zu welchem Zweck vorübergehend Anker einbetoniert worden waren. Nun wurde in ähnlicher Weise die untere Eisenlage eingebracht. Insgesamt wogen diese Eisen 32 000 kg. Erst nach Fertigstellung der Armierung wurde die Deckenschalung eingebracht. Auch das Gewicht des Betons der eigentlichen Decke — der Hohlraum zwischen Decke und Gebirge wurde erst in einem zweiten Arbeitsgang vollgefüllt — wurde teilweise an das Gebirge gehängt, teilweise nach unten abgestützt. Für das Betonieren selbst wurde versuchsweise ein neues Verfahren gewählt, das darin besteht, daß erdfeuchter Beton mit Druckluft von nur etwa 0,5 atü gefördert wird, während die restliche Feuchtigkeit, soweit sie erforderlich ist, erst an der Austrittsdüse zugegeben wird. Über dieses Verfahren, das trotz mancher Mängel schließlich für den vorliegenden besonderen Fall und auch bei einigen späteren Anwendungsfällen bei diesem Stollenbau seinen Zweck erfüllte, wird an anderer Stelle vielleicht noch einiges zu sagen sein. Bei dieser Art der pneumatischen Förderung ist man in der Größe der Zuschlagstoffe in keiner Weise beschränkt, man hat entsprechend dem geringen Luftdruck einen sehr kleinen Kraftverbrauch bei hoher Leistung und kann die Konsistenz des Betons je nach Bedarf wählen. Aus diesem Grunde wäre es sehr erwünscht, daß es gelänge, die Mängel zu beseitigen, die sich beim Versuchsbetrieb naturgemäß noch gezeigt haben. (Fortsetzung folgt.)

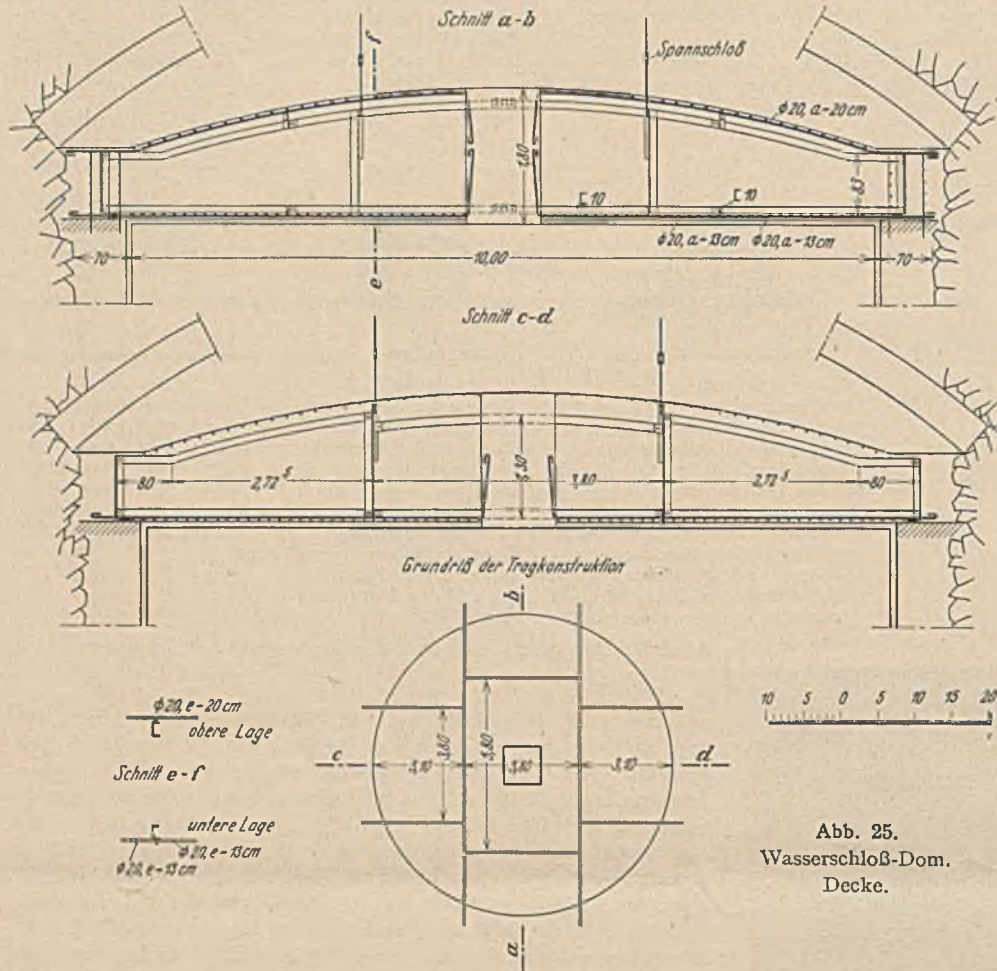


Abb. 25.  
Wasserschloß-Dom-  
Decke.

breit machen sollen —, entsprach auch diese Maßnahme den Erwartungen. Nun wurde der Vollaussbruch des Domes vorgenommen, daran anschließend die Betonierung durchgeführt. Die eigenartigen Durchdringungen des konischen Unterteiles des Domes mit dem Zylinder des Hauptstollens bedingten eine, zumindest im Stollenbau ungewöhnliche und komplizierte Schalung, die aber tadellos zur Ausführung gelangte (Abb. 24). Von einer Armierung der Domwänden wurde bis auf die Durchdringung der Stollen mit dem Dom und dem verstärkten

erfüllte, wird an anderer Stelle vielleicht noch einiges zu sagen sein. Bei dieser Art der pneumatischen Förderung ist man in der Größe der Zuschlagstoffe in keiner Weise beschränkt, man hat entsprechend dem geringen Luftdruck einen sehr kleinen Kraftverbrauch bei hoher Leistung und kann die Konsistenz des Betons je nach Bedarf wählen. Aus diesem Grunde wäre es sehr erwünscht, daß es gelänge, die Mängel zu beseitigen, die sich beim Versuchsbetrieb naturgemäß noch gezeigt haben. (Fortsetzung folgt.)

## ÜBER DIE SCHUBSICHERUNG DER EISENBETONBALKEN.

Von Otto Graf.

Der vor kurzem veröffentlichte Entwurf „1931“ der Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton enthält im § 20 folgende Vorschriften: „Alle Schubspannungen sind durch abgebogene Eisen oder durch Bügel oder durch abgebogene Eisen und Bügel aufzunehmen“. Diese Vorschrift ist eine Auswertung von Versuchen, welche vom Deutschen Ausschuss für Eisenbeton und von anderer Seite veranlaßt wurden; die Vorschrift benutzt auch die grundlegende Voraussetzung des

Eisenbetons, daß die Zugfestigkeit des Betons außer acht zu lassen ist.

Die nunmehr vorgeschlagene volle Schubsicherung hat, wie zu erwarten stand, besondere Beachtung erfahren. In der vorliegenden Zeitschrift 1930, Seite 208 bis 216, haben die Herren Professor Dr.-Ing. Probst und Geh. Baurat Professor Hager Stellung genommen.

Es dürfte die Klarstellung fördern, wenn im folgenden auf



Versuchsergebnisse verwiesen wird, die erst in einigen Monaten in den Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton ausführlich zur Verfügung stehen; auch die Erörterung

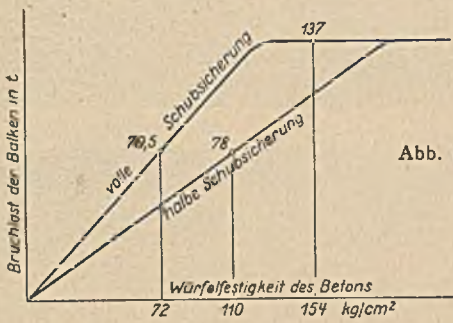


Abb. 1.

einiger älterer Feststellungen dürfte angezeigt sein, weil damit die Beurteilung der neuen Vorschrift einfacher werden kann.

Die folgende Darstellung kann natürlich nicht umfassend sein, sondern soll nur einiges hervorheben, was zur Zeit umstritten ist oder unbeachtet erscheint.

1. Bedeutung der Festigkeit des Betons. Die Vorschriften für die Errichtung von Eisenbetonbauten setzen bisher

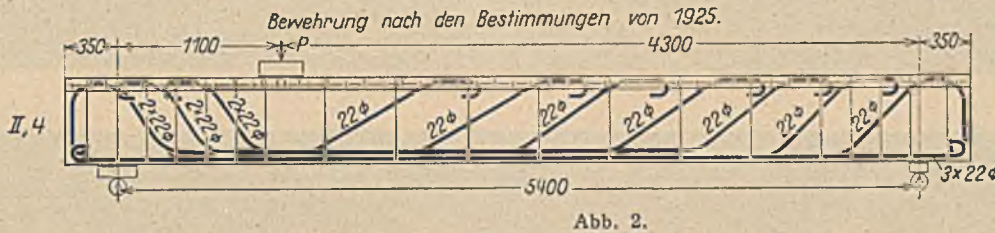


Abb. 2.

voraus, daß die Würfelfestigkeit des Betons im Alter von 28 Tagen mindestens 100 kg/cm<sup>2</sup> betrage. Der Entwurf 1931 verlangt mindestens 120 kg/cm<sup>2</sup> (bei Säulen 150 kg/cm<sup>2</sup>). Demgemäß

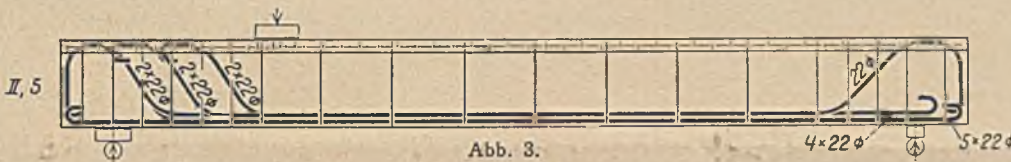


Abb. 3.

müssen auch alle übrigen Forderungen zunächst darauf abgestimmt sein, daß zwar die Mindestfestigkeit vorhanden ist, jedoch daß sie nicht wesentlich überschritten wird. Für außerordent-

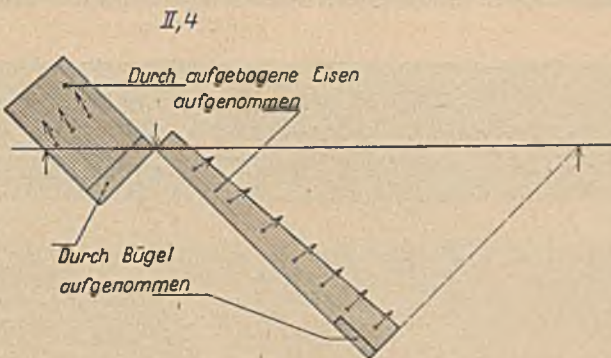


Abb. 4. Schubdiagramm zu den Balken nach Abb. 2.

können, die aus Beton bestehen, der die Mindestfestigkeit nicht wesentlich überschreitet.

Bei früheren Versuchen, insbesondere auch bei denen, die Herr Geheimrat Hager Seite 213 heranzieht, war die Festigkeit des Betons wesentlich größer als die Mindestfestigkeit, welche die Bestimmungen vorsehen. Es wurde damals festgestellt, daß Balken der geprüften Art und aus Beton mit einer Würfelfestigkeit von rund 250 kg/cm<sup>2</sup> auch noch mit halber Schubsicherung ausgeführt werden können, ohne daß der Bruch durch Versagen der Schubsicherung zu erwarten ist<sup>2</sup>.

Bei Herstellung von Balken gleicher Bauart aus Beton mit der eben noch zulässigen Festigkeit stellte sich aber heraus, daß nur mit voller Schubsicherung ein Bruchbild zu erzielen ist, das genügende Ausnützung des Eisens in der Zugzone anzeigt. Die Sachlage kann mit Abb. 1, einer früher von Professor Dr.-Ing. Moersch veröffentlichten Darstellung, erläutert werden<sup>3</sup>. In Abb. 1 ist die Höchstlast  $P = 137\text{-t}$  als obere Waagrechte eingezeichnet; sie bedeutet die Last, unter welcher die Streckgrenze der Bewehrung in der Zugzone des Balkens maßgebend wurde; sie ist die Last, welche überhaupt als höchste erreicht werden kann. Weiter zeigt Abb. 1 zwei ansteigende Linien; die

eine gibt die Höchstlasten an, welche bei voller Schubsicherung eingetreten sind; die andere zeigt die Höchstlasten, welche bei halber Schubsicherung ermittelt wurden.

Abb. 1 läßt nun in einfacher Weise erkennen, daß die Zerstörung in dem durch Schubkräfte beanspruchten Teil vermieden wurde, wenn bei voller Schubsicherung die Festigkeit des Betons etwa 125 kg/cm<sup>2</sup> überschritt. Mithalber Schubsicherung konnte dieser Erfolg nur erreicht werden, wenn die Festigkeit des Betons über etwa 200 kg/cm<sup>2</sup> hinausging.

Diese Ergebnisse wurden durch neuere Versuche mit anderen Balken bestätigt. Mit Rücksicht auf den zur Verfügung stehenden Raum sei dieserhalb auf den zu erwartenden Bericht in Heft 67 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton verwiesen.

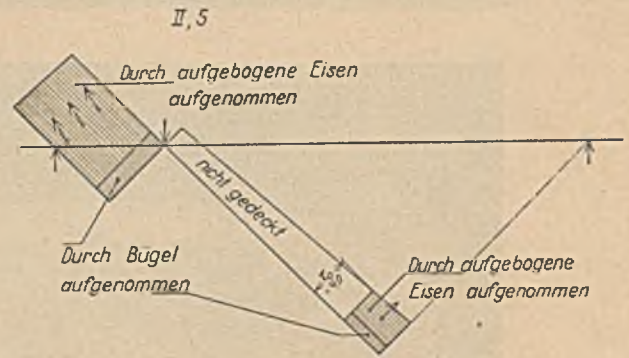


Abb. 5. Schubdiagramm zu den Balken nach Abb. 3.

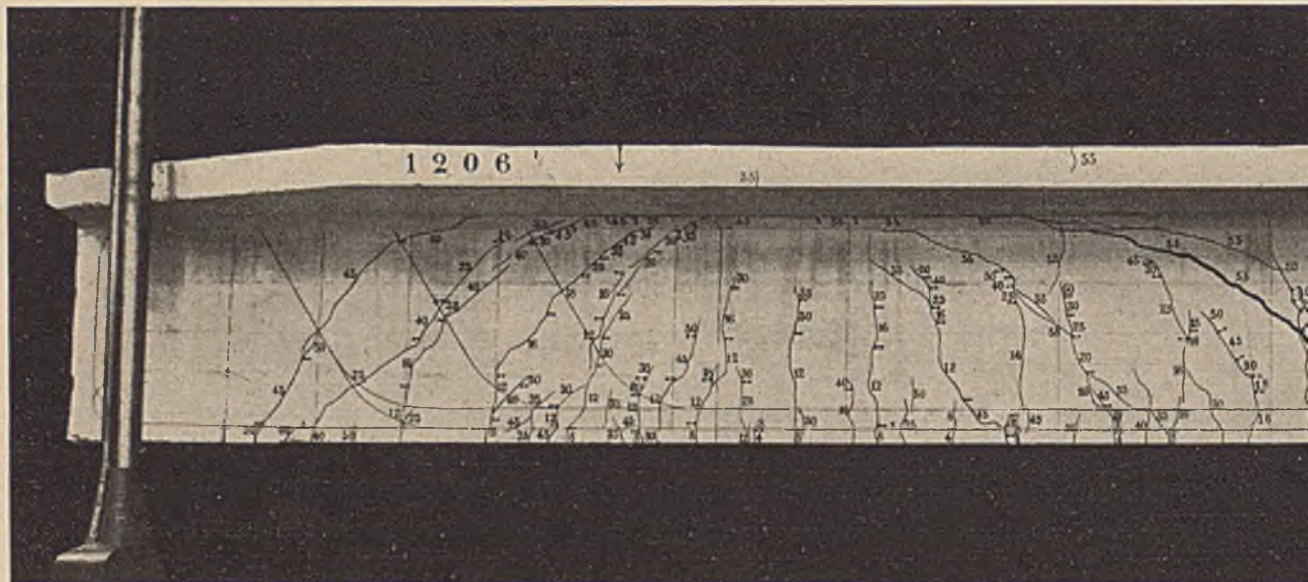
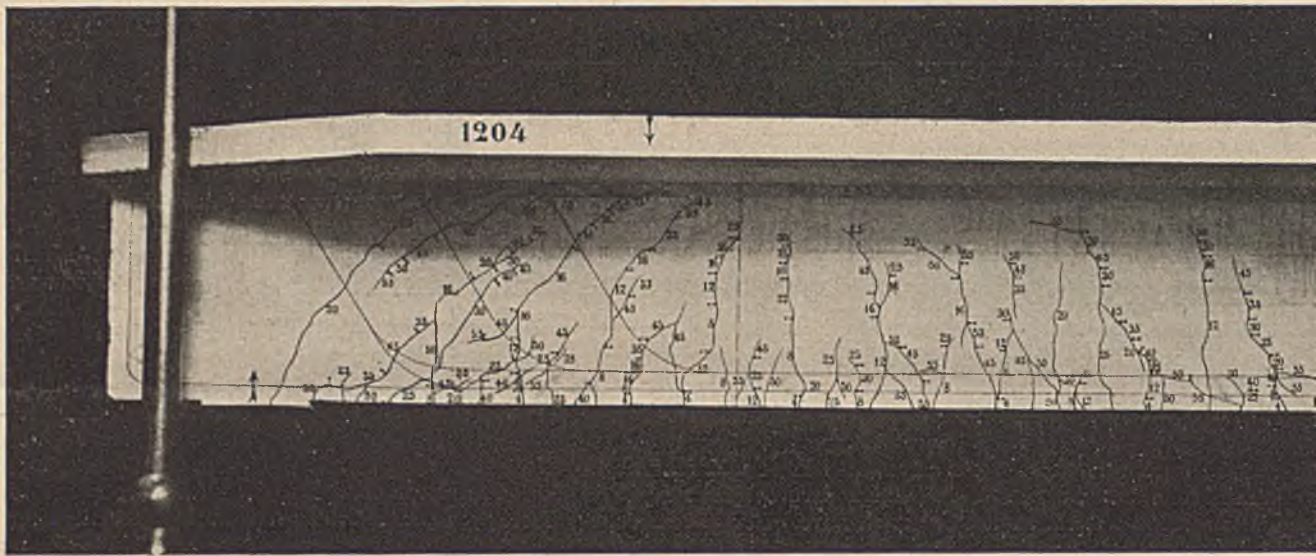
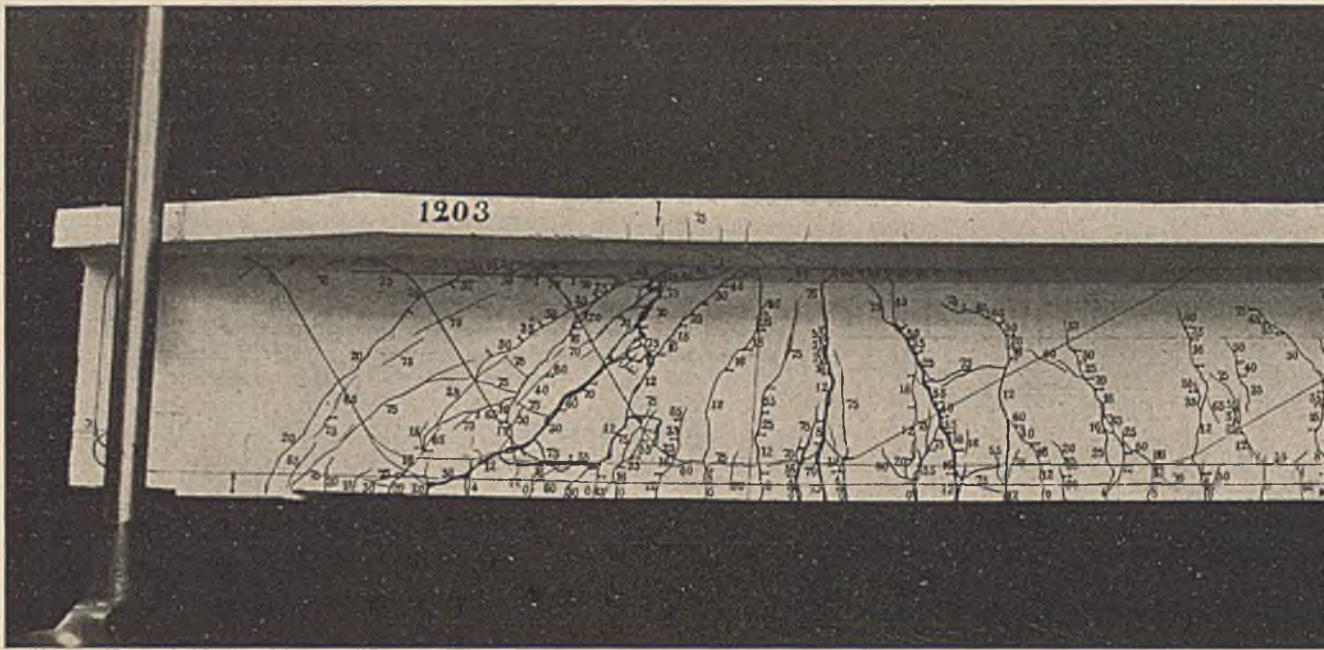
liche Fälle, also auch dann, wenn Beton höherer Festigkeit gewährleistet wird, ist zu entscheiden, inwieweit von den Richtlinien für die gewöhnlichen Fälle abgewichen werden kann<sup>1</sup>. Wenn die notwendige Schubsicherung zu erkunden ist, so wird die Erkundung fürs allgemeine nur mit Balken geschehen

2. In den bisherigen Vorschriften war eine Schubsicherung nicht verlangt, wenn die größte Schubspannung auf der betreffenden Feldseite über 4 kg/cm<sup>2</sup> nicht hinausging, sofern

<sup>2</sup> Näheres ist zuletzt in dieser Zeitschrift 1930, Seite 307 u. f. mitgeteilt worden.

<sup>3</sup> Vergl. Bericht über die II. Internationale Tagung für Brückenbau und Hochbau, Wien 1929, S. 435.

<sup>1</sup> Die Frage, ob solche Sonderbestimmungen für die Schubsicherung angezeigt sind, ist noch nicht genügend diskutiert.



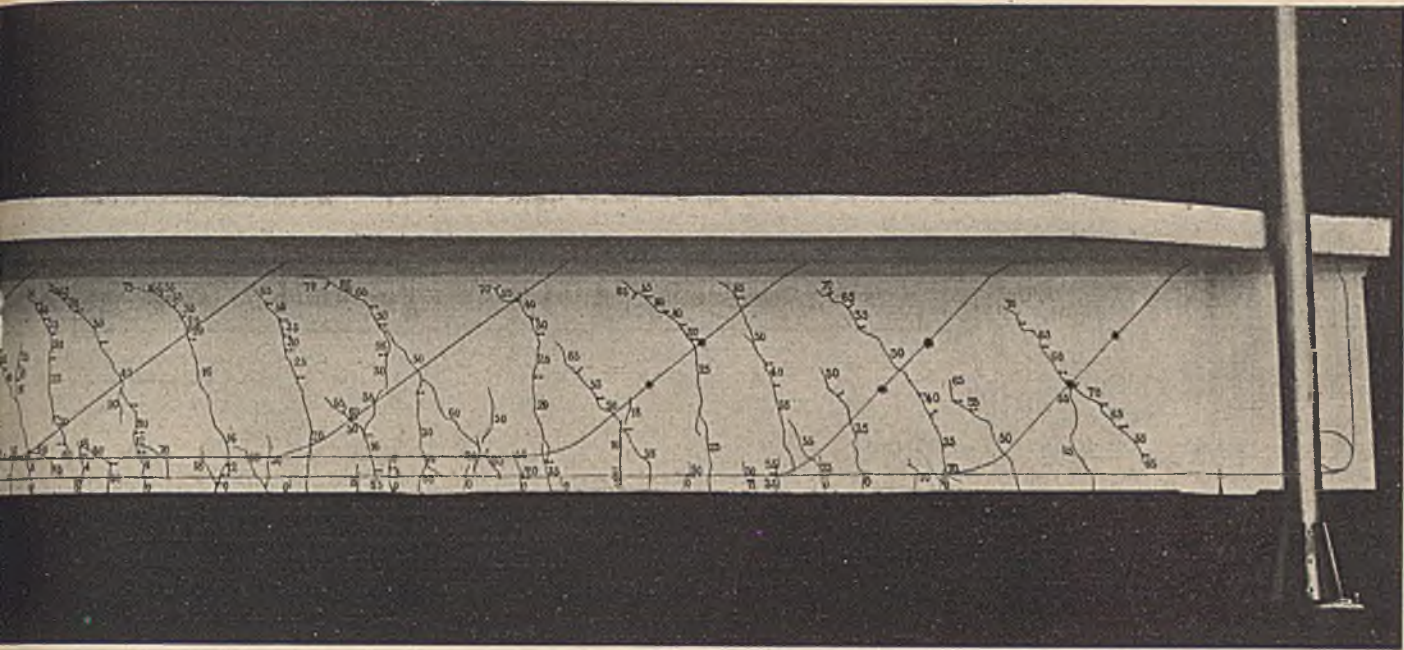


Abb. 6.  
Balken  
nach  
Abb. 2.

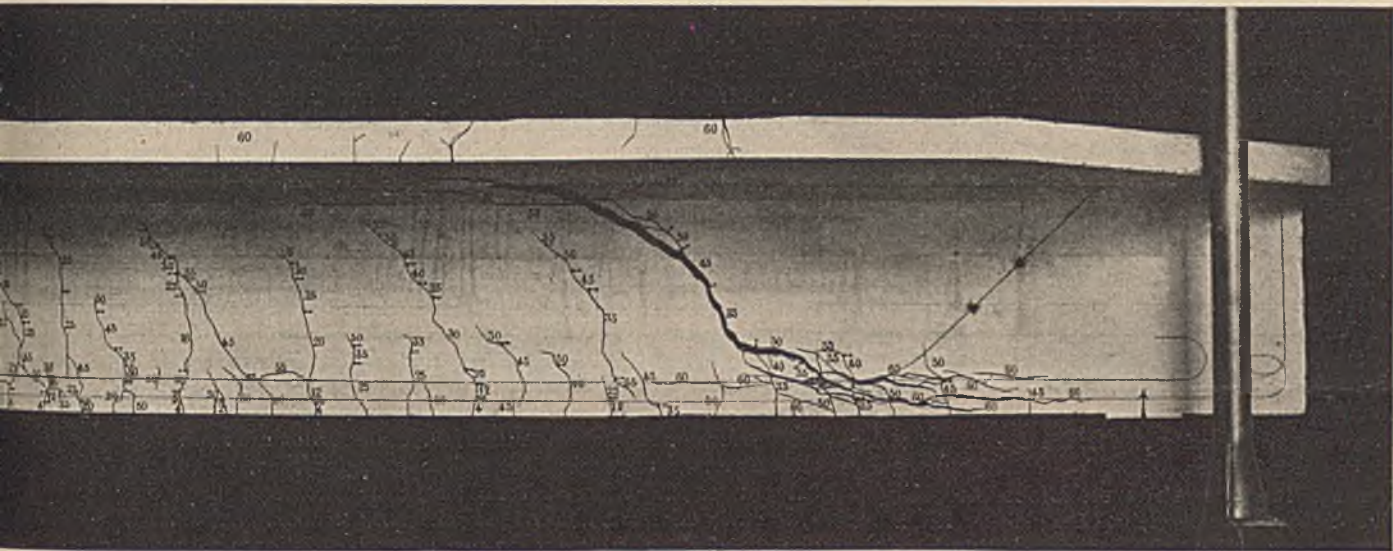


Abb. 7.  
Balken  
nach  
Abb. 3.

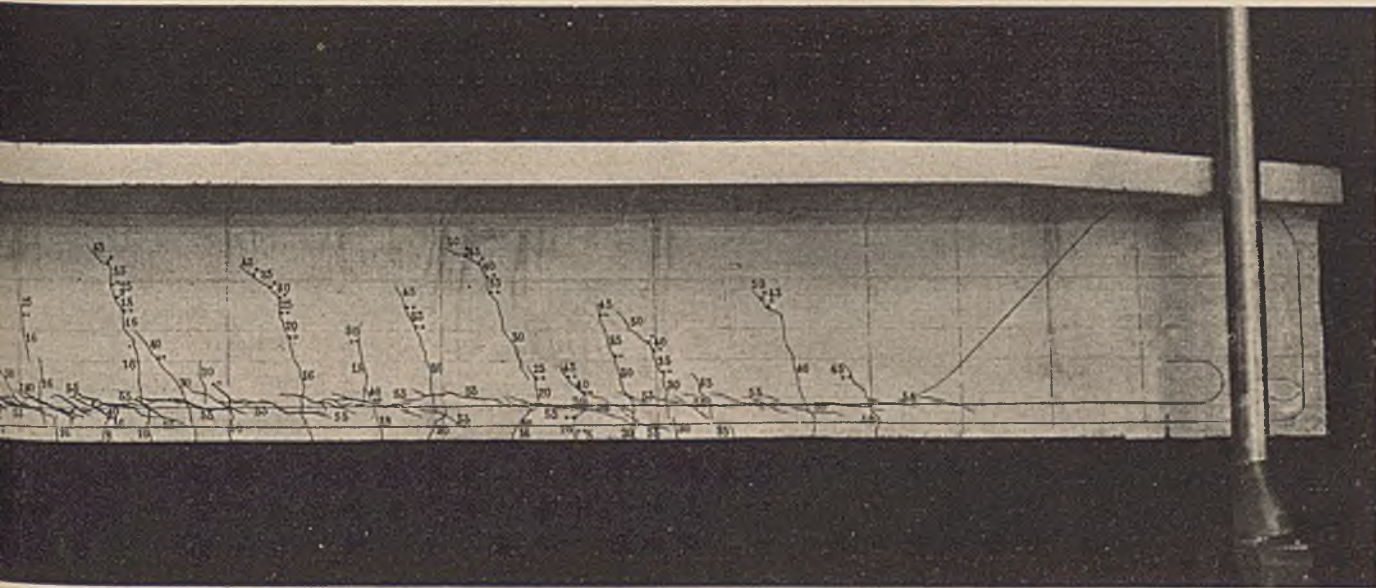


Abb. 8.  
Balken  
nach  
Abb. 3.

Handelszement verwendet war bzw.  $5,5 \text{ kg/cm}^2$  nicht überschritt, wenn hochwertiger Zement zur Verwendung gelangte. Der Entwurf 1931 verlangt volle Schubsicherung, auch wenn  $\tau_0$  kleiner als 4 bzw.  $5,5 \text{ kg/cm}^2$  bleibt.

Diese Forderung läßt sich u. a. durch die Versuche mit Balken nach Abb. 2 und 3 begründen. Die zugehörigen Schubdiagramme sind in Abb. 4 und 5 wiedergegeben. Der Balken nach Abb. 2 enthält volle Schubsicherung. Im Fall der Abb. 3 sind die Schubspannungen unter  $4 \text{ kg/cm}^2$  ungedeckt. Die Würfel Festigkeit des Betons betrug rund  $128 \text{ kg/cm}^2$ .

Die Höchstlast fand sich für die Balken nach Abb. 2 im Mittel zu 75 000 kg, für die Balken nach Abb. 3 zu nur 57 500 kg. Der Unterschied ist also recht bedeutend ausgefallen.

Besonders veranschaulicht wird dieses Ergebnis noch durch die Bruchbilder, Abb. 6, 7 und 8, Balken der beiden Versuchserien darstellend. Im Falle der Abb. 7 und 8 (Bauart nach Abb. 3) ist in dem Gebiet, das durch schräge Eisen nicht geschützt war, ein schiefer, klaffender Riß entstanden. Im Balken nach Abb. 6 (Bauart nach Abb. 2) waren die Bewehrung gegen Schubkräfte und die Bewehrung gegen Zugkräfte durch Biegemomente beim Versuch und gemäß der gewählten Rechnung praktisch gleichwertig<sup>4</sup>.

3. Bei der Auswertung von Versuchsergebnissen sind — wie schon früher von verschiedenen Seiten hervorgehoben worden ist — die Bruchbilder heranzuziehen. Allerdings werden die Bruchbilder nur dann hinreichend nützlich, wenn aus ihnen das allmähliche Fortschreiten der Risse entnommen werden kann, so daß mit ihnen der Zustand der Balken unter verschiedenen Belastungen auch nachträglich dargestellt werden kann (vgl. beispielsweise die Rißzeichnungen in den Heften 12 und 20 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton). Bei solcher Zergliederung der Vorgänge kann dann auch festgestellt werden, welche Vorgänge die wesentlichen Ursachen der Zerstörung sind (Überschreiten der Streckgrenze des Eisens in der Zugzone, Auftreten von klaffenden schiefen Rissen, ungenügende Verankerung der Bewehrung nach dem Auftreten bestimmter Risse, Zerdrücken des Betons an den Aufbiegungen und bei den Haken der Bewehrung usw.) Die Ergebnisse mancher Versuche, auch solcher aus neuester Zeit, können nicht zuverlässig gedeutet werden, weil die soeben bezeichneten Unterlagen unvollkommen sind.

Zu den notwendigen Unterlagen für die Beurteilung der Widerstandsfähigkeit der Balken gehört auch die Feststellung der Streckgrenze aller verwendeten Eisen der Hauptbewehrung, weil erfahrungsgemäß auch Stäbe gleicher Lieferung erhebliche Unterschiede der Festigkeitseigenschaften aufweisen können<sup>5</sup>. Wenn die Streckgrenze der einzelnen Stäbe des Eisens beispielsweise zwischen  $2580$  und  $2950 \text{ kg/cm}^2$  schwankt, wie dies auf Seite 208 des laufenden Jahrganges dieser Zeitschrift angegeben ist, so ist mit der Möglichkeit zu rechnen, daß in einzelnen Balken Eisen eingebettet sind, deren Streckgrenze nahe dem unteren Wert liegt; in anderen Balken kann Eisen verwendet sein, dessen Streckgrenze etwa beim oberen Grenzwert liegt. Wenn die Widerstandsfähigkeit der Balken von der Streckgrenze des verwendeten Eisens abhängt, so werden sich die Höchstlasten wie die Streckgrenze der verwendeten Eisen unterscheiden. Dieser Einfluß der Streckgrenze der Eisen ist seit langer Zeit bekannt;

<sup>4</sup> Näheres in dem angekündigten ausführlichen Bericht.

<sup>5</sup> Vergl. u. a. Heft 48 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, S. 19, ferner Heft 58, S. 27.

er wird jedoch bei der Auswertung der Versuchsergebnisse nicht immer genügend gewürdigt.

4. In der Zugzone der Balken sind soviel Eisen zu belassen; daß die Anstrengung der gerade durchlaufenden Einlagen der Zugzone durch die Biegemomente über die ganze Balkenlänge den maßgebenden Wert der Balkenmitte nicht nennenswert überschreitet. Diese sogenannte Momentendeckung ist wohl zur Zeit allgemein üblich. In Balken, die dementsprechend gebaut sind, kann also nicht bloß in der Balkenmitte, sondern auch an anderen, gegen die Widerlager hin gelegenen Stellen, die Streckgrenze des Eisens für die Widerstandsfähigkeit des Balkens maßgebend werden. Es können auch schiefe Risse in den äußeren Balkenteilen klaffend werden, weil die Streckgrenze des Eisens in der Zugzone überschritten wird. Es ist also nicht ohne weiteres aus dem Klaffendwerden schiefer Risse auf ungenügende Widerstandsfähigkeit der Bewehrung gegen Schubkräfte zu schließen.

5. In bezug auf die Anordnung der Bewehrung gegen Schubkräfte ist außerdem durch viele Versuche bekannt, daß die Richtung der Aufbiegungen nicht von entscheidender Bedeutung ist. Wichtiger ist, die Anordnung so zu wählen, daß die schiefen Risse im Steg der Balken stets von aufgebogenen Eisen wirksam gekreuzt werden<sup>6</sup>. Dazu gehört hinreichende Aufteilung der schiefen Bewehrung, was gleichzeitig zu besserer Verankerung der Bewehrung führt<sup>7</sup>.

6. Die Eisen müssen so verankert sein, daß die Zugkräfte ohne Aufbiegen der Haken und ohne Zerdrücken des Betons an den Abbiegestellen und Haken in den Beton geleitet werden, bis zu Kräften, bei denen die Streckgrenze des Eisens erreicht wird. Dazu gehört allmähliches Abbiegen der Eisen. Weiter sind hinreichende Übertragungsflächen der Eisen vorzusehen, sei es durch große Haken oder durch Aufteilung der Bewehrung in eine größere Zahl von Stäben. Die notwendigen Übertragungsflächen sind selbstverständlich von der Festigkeit des Betons abhängig.

7. Aus amerikanischen Untersuchungen<sup>8</sup> ist bekannt, daß die Anstrengung der schrägen Eisen in ihren geraden Teilen wesentlich kleiner bleibe als sie nach der üblichen Rechnung ermittelt wird. Bei Beurteilung dieser Ergebnisse<sup>9</sup> ist zu beachten, daß die Anstrengungen an Eisen festgestellt worden sind, die einbetoniert waren und nur an den Enden der Meßstrecken freilag. Maßgebend wäre aber die Anstrengung der Eisen in Querschnitten, bei denen der Beton gerissen ist. Hierüber geben die Versuche noch keinen Aufschluß. Außerdem muß nach neueren Untersuchungen in Stuttgart beachtet werden, daß selbst bei sehr sorgfältig hergestellten Balken die Eisen erhebliche Unsymmetrie der Formänderungen aufweisen können. Dazu tritt, daß die bisherigen Messungen aus leicht begreiflichen Gründen im geraden Teil der schrägen Eisen vorgenommen worden sind. Die größten Anstrengungen, kombiniert mit Biegeanstrengungen, liegen aber in den Abbiegungen selbst. Es dürfte deshalb verständlich sein, wenn die Feststellungen bei den genannten amerikanischen Versuchen bis jetzt ohne Einfluß auf die Gestaltung unserer Vorschriften geblieben sind.

<sup>6</sup> Vergl. Mörsch, Der Eisenbetonbau, 6. Aufl., 1. Band, II. Teil, S. 163, S. 177, auch S. 247.

<sup>7</sup> Vergl. Handbuch für Eisenbetonbau, 1. Band, 4. Aufl., S. 181 und 182.

<sup>8</sup> Vergl. Heft 61 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, ferner Moersch, Der Eisenbetonbau, 6. Aufl., 1. Band, 2. Hälfte, S. 221 bis 223, ferner Hager, Bauingenieur 1931, S. 213 uf.

<sup>9</sup> Vergl. Heft 61 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, S. 11 uf.

## DIE FRAGE DER SCHUBSICHERUNG.

Erwiderung und Schlußwort.

Von E. Probst.

Die vorstehenden Äußerungen des Herrn Prof. Graf geben mir die Möglichkeit, meine Veröffentlichung in Heft 12/13 des laufenden Jahrgangs dieser Zeitschrift durch die Ergebnisse der vom Deutschen Ausschuß für Eisenbeton unterstützten Stuttgarter Untersuchungen bekräftigen zu können. (Ich sehe davon ab, auf die von Herrn G. herangezogenen Äußerungen von Prof. Dr.-Ing. Mörsch einzugehen, die in dem Bericht über die II. Internationale Tagung für Brückenbau und Hochbau veröffentlicht sind, weil ich dazu in dem gleichen Bericht Stellung genommen habe.)

Herr Graf bezieht sich auf den § 20 des Entwurfs der neuen Bestimmungen, der verlangt, daß

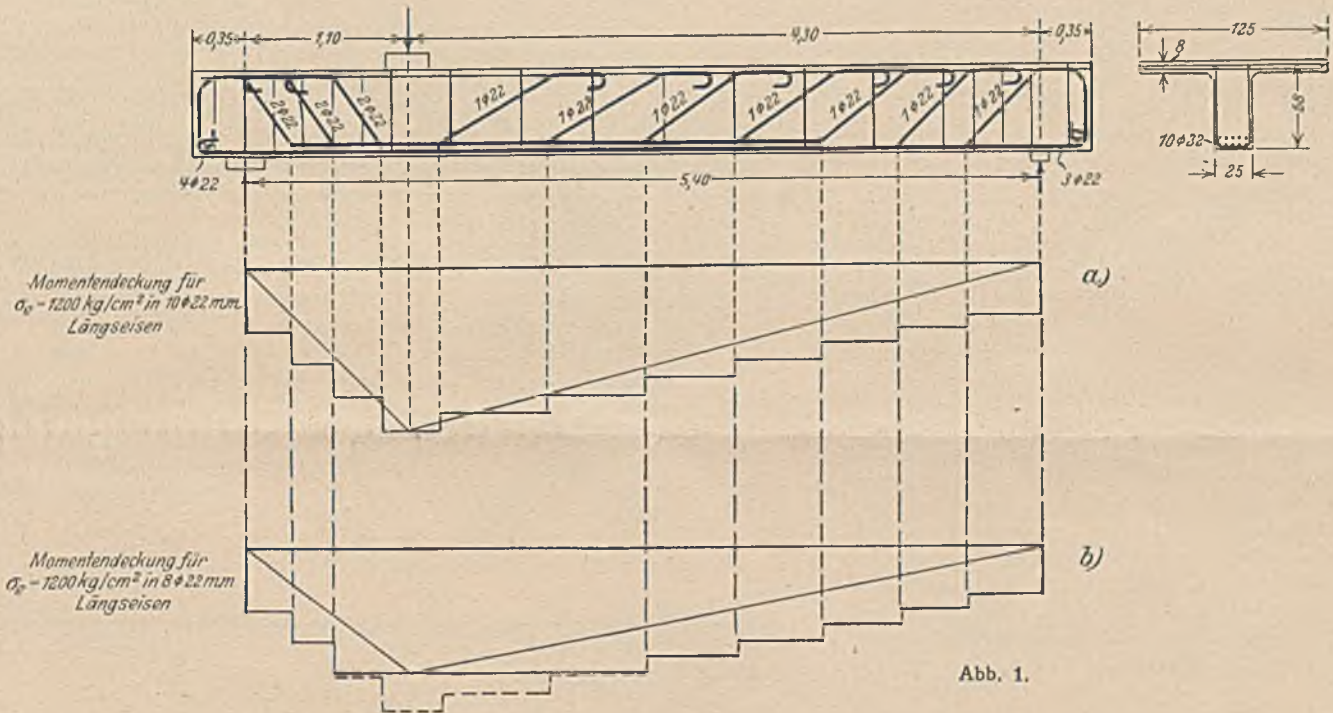
alle Schubspannungen durch abgeboogene Eisen oder durch Bügel oder durch abgeboogene Eisen und Bügel aufzunehmen sind,

und meint, die neue Vorschrift benutze auch die „grundlegende Voraussetzung des Eisenbetons“, daß die Zugfestigkeit des Betons außer acht zu lassen ist.

In der Aussprache über die Frage der Schubsicherungen wird von einigen Fachleuten in neuester Zeit ein Unterschied zwischen niedrigen und hohen Betonfestigkeiten gemacht. Es ist richtig, daß alle Forderungen für irgendwelche zulässigen Spannungen im Beton auf die Festigkeiten nach 28 (oder nach 7) Tagen abgestimmt werden sollen. Wenn man der Meinung ist, daß eine Mindestwürfelzugfestigkeit von 120 kg/cm<sup>2</sup> nach 28 Tagen für die in den Vorschriften in Aussicht genommenen zulässigen Druckspannungen in Beton genügt, möge man die zulässigen  $\tau_0$ -Werte dieser Festigkeit anpassen.

Bei dem von mir verwendeten Beton waren  $K_d = 245$  kg,  $K_z$  direkt aus Untersuchungen ermittelt rd. 15 kg. Nach der Mohrschen Gleichung ergibt sich die Schubfestigkeit:

$$K_s = \frac{1}{2} \sqrt{K_d \cdot K_z} = \frac{1}{2} \sqrt{245 \cdot 15} \approx 30 \text{ kg.}$$



Bis vor wenigen Jahren wurde bei verschiedenen Berechnungen von Eisenbetonkonstruktionen der Nachweis der Betonzugspannungen  $\sigma_{bz}$  verlangt. Aus guten Gründen, auf die ich hier nicht eingehen kann, hat man in den letzten Jahren ganz allgemein auf den Nachweis von Betonzugspannungen und damit auf die Betonzugfestigkeit verzichtet.

Die gleichen Gründe können beim Nachweis der Schubspannungen nicht herangezogen werden. Die Berechnung der  $\tau_0$ -Werte wird man auch in Zukunft nicht entbehren können, selbst wenn man den m. E. unberechtigten und schädlichen Entwurfsvorschlag des § 20 von amtlicher Seite aufrechterhalten wollte. Während uns die Berechnung von  $\sigma_{bz}$  kein einwandfreies Bild von dem Erscheinen der Biegerisse gibt, weil hier auch Schwind- und Temperatureinflüsse maßgebenden Einfluß haben, läßt sich mit Hilfe der berechneten  $\tau_0$ -Werte das Auftreten der ersten Schrägrisse gut feststellen, wie ich dies in meiner letzten Veröffentlichung gezeigt habe.

Dem Beton, wie er bei den Stuttgarter Versuchen verwendet wurde, dürfte ein

$$K_s = \frac{1}{2} \sqrt{K_d \cdot K_z} = \frac{1}{2} \sqrt{128 \cdot 11} \approx 18 \text{ kg}$$

entsprechen.

Rechnet man bei meinen Untersuchungen  $\tau_{0 \text{ zul}} = 4$  bis 5 kg/cm<sup>2</sup>, so wird man folgerichtig bei den Stuttgarter Versuchen nur 2 bis 2,5 kg/cm<sup>2</sup> annehmen dürfen.

Die ersten Schrägrisse sind, wie ich bei meinen Untersuchungen gezeigt habe, bei einer rechnerischen  $\tau_0$ -Spannung in der Nähe der Nulllinie entstanden, die zahlenmäßig der Größe der reinen Zugfestigkeit (rd. 15 kg/cm<sup>2</sup>) entsprach, wie dies theoretisch aus den Hauptspannungslinien zu erklären ist. Bei dem in Stuttgart verwendeten Beton wird der erste Schrägriß aus den Abb. 6—8 bei einem Belastungsintervall zwischen 12 und 16 t verzeichnet, dem rechnerisch ein  $\tau_0 \approx 11$  kg/cm<sup>2</sup>

(nahezu gleich der für die reine Zugfestigkeit des Betons) entspricht.

Sonach bestätigen die Stuttgarter Untersuchungen meine Feststellung, daß die ersten Schrägrisse bei einem rechnerischen  $\tau_0$  auftreten, das zahlenmäßig der reinen Zugfestigkeit des Betons entspricht.

Da die Biegerisse bei den Stuttgarter Balken bei einer Belastung von etwa 4 t entstanden, bestätigen sie zugleich, daß die ersten Schrägrisse immer später als die ersten Vertikalrisse auftreten.

Betrachtet man die Bauart der Stuttgarter Balken II<sub>4</sub> und II<sub>5</sub> (Abb. 2 und 3 des Grafschen Aufsatzes), mit denen die amtlichen Bestimmungen vom Jahre 1925 denen des Jahres 1916 gegenübergestellt werden sollen, so läßt sich die Last  $P = 17$  t als Gebrauchslast errechnen, bei der  $\tau_0 = 13$  am linken und  $\tau_0 = 4,3$  kg/cm<sup>2</sup> am rechten Auflager betragen.

Zur Aufnahme der Biegungszugspannungen sind bei voller Ausnutzung der Längseisen mit  $\sigma_c = 1200$  kg/cm<sup>2</sup> nur 8  $\emptyset$  22 mm notwendig. Tatsächlich sind 10  $\emptyset$  22 mm eingelegt, augenscheinlich um der Forderung der Schubsicherung zu genügen. Die Momentendeckungslinie  $a$  (beistehende Abb. 1a) zeigt, daß von den 10 Eisen höchstens 9  $\emptyset$  22 mm als Biegungszugbewehrung in Rechnung gestellt werden dürfen. Da für die Einhaltung der zulässigen  $\sigma_c$ -Spannung 8  $\emptyset$  22 mm genügen, sind daher die Balken gegen Biegung etwas überdimensioniert. Der Bruch ist daher von vornherein nicht an der Stelle des absolut größten Momentes zu erwarten.

Bedenklich erscheint mir die Anhäufung der über dem rechten Auflager verankerten Längseisen bei Balken II<sub>5</sub> (Abb. 3 der Veröffentlichung Graf). Bei dieser Anordnung scheinen mir die von Herrn G. in Punkt 6 ausgesprochenen Befürchtungen berechtigt zu sein. Es liegt kein Grund vor, 9  $\emptyset$  22 mm Eisen an einer Stelle über dem Auflager zu verankern. Richtiger scheint es mir, die Eisen allmählich nach der Momentenlinie aufzubiegen, ohne vorerst an die Schubspannungen zu denken, sie in den Druckgurt überzuleiten und dort zu verankern. Dem entsprechend habe ich in nebenstehender Abb. 2 den Balken II<sub>5</sub> der Stuttgarter Untersuchungen so entworfen, daß zugleich sämtliche Schubspannungen, die über die zulässigen hinausgehen (für den in Stuttgart verwendeten Beton habe ich  $\tau_{0,zul}$  mit 2,5 angenommen), durch eine Schubsicherung aufgenommen werden. Bei Einsparung von zwei Eisen  $\emptyset$  22 mm sind zudem die Längseisen in der rechten Hälfte allmählich hochgebogen. In die Figur habe ich die beiden Bruchrisse eingezeichnet, die Abb. 7 und 8 der Stuttgarter Untersuchungen entsprechen. Man erkennt daraus, daß es möglich ist, die Eiseneinlagen auch in dem rechten Teil des Balkens so zu führen, daß an den entstandenen schrägen Rißstellen hochgebogene Eisen vorhanden sind, die das Bruchbild zweifellos beeinflussen würden.

Daß in seiner Abb. 7 und 8 in dem Gebiet, das durch schräge Eisen nicht geschützt war, ein klaffender Riß entstanden ist, der zum Bruche führte, war zu erwarten. Wären die Balken nach beistehender Abb. 2 entworfen worden, so wäre es selbst bei der geringeren Betonfestigkeit anders gekommen.

Herr G. begründet die Notwendigkeit von Schubsicherungen im Sinne des § 20 mit den bei den Stuttgarter Versuchen er-

mittelten Höchstlasten. Zu welchen Irrtümern die Schlußfolgerungen aus den Bruchlasten führen können, habe ich in meiner Veröffentlichung gezeigt.

Durch meine Untersuchungen glaube ich bewiesen zu haben, daß die Höchst-(Bruch-)last nicht für die Beurteilung der Wirkung der Schubsicherungen entscheidend ist, sondern die Belastung, bei der die ersten schrägen Risse auftreten, die niemals in Querschnitten zu finden sind, wo  $\tau_0$  kleiner als zulässig ist.

Hält man sich diese Feststellungen vor Augen, so wird man bei jeder Art von Beweisführung, ob und wie weit Schubsicherungen notwendig sind, die Rißbildung verfolgen müssen.

Geht man daher bei den Stuttgarter Balken von der Rißbildung aus, so kommt man zu den Schlußfolgerungen, die in meiner Veröffentlichung in Heft 12/13 niedergelegt sind. Besonders lehrreich ist in diesem Zusammenhang die Betrachtung der Grafschen Abb. 6—8, wo kein Schrägriß bei Belastungen unter 16 t zu finden ist.

Herr Graf bemängelt es, daß meine Darstellung der beobachteten Rißbildung eine Zergliederung der Vorgänge erschwere. Es kommt darauf an, was man zeigen will. Die Beobachtung der Rißbildung bis zum Bruche wurde in meinem Institut mit aller Sorgfalt durchgeführt. Die von Stuttgart geübte hübsche

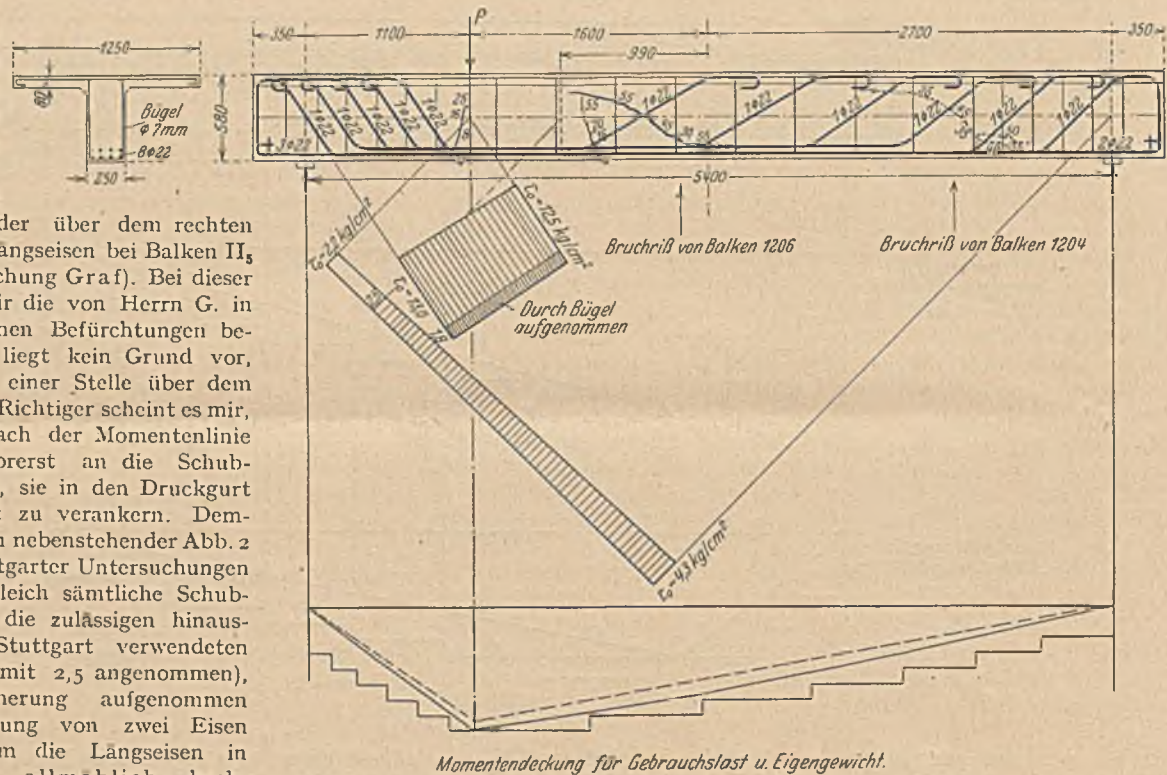


Abb. 2.

Darstellung und Beschreibung des Verlaufs sämtlicher Risse ist gewiß wertvoll. Ich hätte es durch einen geübten Zeichner auch bei meinen Balken machen können. Ich hielt es aber für richtiger, auf den Bildern nur das darzustellen, was zur Klärung der Frage der Schubsicherung wesentlich ist: die Feststellung der ersten Vertikal- bzw. Schrägrisse und des zum Bruche führenden klaffenden Risses.

Das Auftreten der schrägen Risse kann verschiedene Ursachen haben. Wenn sie infolge der Hauptzugspannungen des Betons entstehen, so sind sie im Gegensatz zu den Biegerissen zuerst in der Nähe der Nulllinie zu suchen. Die schrägen Risse, die in Fortsetzung entstandener Vertikalrisse, die durch Zerdücken des Betons an den Aufbiegungen und bei den Haken

der Bewehrung entstehen, sind für den Beobachter sofort zu erkennen.

Wenn Herr G. daher die Ergebnisse mancher Versuche, auch solcher aus neuester Zeit (wie er meine Untersuchungen bezeichnet) prüft, so wird er feststellen können, daß die Unterlagen zur Klärung des in Frage stehenden Problems vollkommen genügen.

Die von Herrn G. betonte Notwendigkeit der Feststellung der Streckgrenze aller verwendeten Eisen der Hauptbewehrung ist nicht nur nicht nötig, sondern ist schon deshalb vollkommen überflüssig, da erfahrungsgemäß auch Stäbe gleicher Lieferung erhebliche Unterschiede in den Festigkeiten aufweisen. Dies erkennt Herr G. selbst an, wenn er an einer anderen Stelle sagt, daß selbst bei neueren Untersuchungen in Stuttgart bei sorgfältig hergestellten Balken die Eisen erhebliche Unsymmetrie der Formänderungen aufweisen können.

Wenn die ganze Berechnung der Schubbewehrung einen Sinn haben soll, so ist sie nur berechtigt, wenn man annimmt, daß sie gleichmäßig und möglichst symmetrisch zur Vertikal- und Horizontalachse des Balkens verteilt ist. Es ist daher keinesfalls von Bedeutung, ob die Streckgrenze für jedes einzelne Eisen oder, wie ich es getan habe, als ein Mittelwert zwischen den Grenzen 2580 und 2950 kg angegeben wird. Es ist sehr wohl möglich, daß einzelne Schräg- oder auch Längseisen früher die Streckgrenze erreichen als andere. Deshalb wird man gut daran tun, sich bei der Feststellung der Bruchursache nicht allein auf den klaffenden Riß zu verlassen, sondern auch nach Fertigstellung des Versuchs die Eiseneinlagen daraufhin zu untersuchen, ob sie tatsächlich die Streckgrenze erreicht haben.

Es ist bekannt, daß die Richtung der Aufbiegungen nicht von entscheidender Bedeutung ist. Wichtiger ist es, die Anordnung so zu wählen, daß die schiefen Risse im Steg stets von aufgebogenen Eisen wirksam gekreuzt werden, und daß die schrägen Eisen richtig aufgeteilt werden. Ich verweise diesbezüglich auf das, was ich in Bd. I meiner „Vorlesungen über Eisenbeton“ in der im Jahre 1917 erschienenen Auflage gesagt und der im Jahre 1923 erschienenen 2. Auflage wiederholt habe.

In dem § 20 des Entwurfs zu den neuen amtlichen Bestimmungen wird aber der so wesentlichen Verteilung der schrägen Eisen mit keinem Worte Rechnung getragen.

Aus diesem und den vorher dargelegten Gründen habe ich beim Deutschen Ausschuß für Eisenbeton für den § 20 folgende Fassung vorgeschlagen:

In Platten, Rippendecken, Balken, Plattenbalken und Rahmen sind die Schubspannungen  $\tau_0$  nach der Gleichung

$$\tau_0 = \frac{Q}{b_0 z}$$

nachzuweisen.

$Q$  bedeutet die Querkraft,  $b_0$  die Querschnittsbreite (bei Balken die Stegbreite),  $z$  den Abstand des Schwerpunktes der Zugeisen vom Druckmittelpunkt. (Die Verminderung der  $\tau_0$ -Spannungen durch die Querschnittsänderung am Auflager darf berücksichtigt werden.)

Geht der nach dieser Gleichung errechnete Wert der Schubspannung über 14 kg/cm<sup>2</sup> hinaus, so sind die Abmessungen des Querschnitts (bei Plattenbalken die Abmessungen des Stegs) zu vergrößern, bis dieser Wert erreicht oder unterschritten wird.

Ein rechnerischer Nachweis der Schubsicherung erübrigt sich, solange der nach der Gleichung  $\tau_0 = \frac{Q}{b_0 z}$  errechnete

Wert der Schubspannung nicht über  $\tau_{zul} = 4$  kg/cm<sup>2</sup> bei Verwendung von Handelszement bzw. 5,5 kg/cm<sup>2</sup> bei Verwendung von hochwertigem Zement hinausgeht. Für den Bereich, wo  $\tau_0 > \tau_{zul}$  ist, muß die Schubsicherung durch Schrägeisen und Bügel nachgewiesen werden.

Die Schubsicherung ist aus der Linie der maßgebenden Querkräfte mit Hilfe des Schubspannungsdiagramms zu ermitteln, dessen Grundlinie in der halben Höhe zwischen Oberkante und Unterkante des Balkens anzunehmen ist. Es empfiehlt sich, den größeren Teil der schiefen Zugkräfte den aufgebogenen Eisen zuzuweisen (Bild 9 der amtl. Best.).

Die Schrägeisen sind auf die Länge des Trägers, wo  $\tau_0$  überschritten wird, möglichst symmetrisch zur Balkenachse so aufzuteilen, daß jeder senkrechte Schnitt wenigstens von einem aufgebogenen Eisen getroffen wird. Ihr Gesamtquerschnitt  $F_{es}$  muß in der Lage sein, die aus der schraffierten Schubspannungsfläche errechnete Zugkraft aufzunehmen.

Mit dieser Äußerung möchte ich für meine Person die Aussprache über die Frage der Schubsicherung abschließen. Sie scheint mir genügend geklärt. Ich überlasse es der Fachwelt, sich ihr Urteil nunmehr auf Grund des reichlich vorliegenden Materials zu bilden.

## DIE STANDSICHERHEIT DER STAHLSCHELETTKONSTRUKTIONEN WÄHREND DER AUFRICHTUNG.

Von M. Metzler, Dortmund.

In dem Aufsatz „Unfall bei Errichtung eines Stahlskeletts“ in der Zeitschrift „Der Stahlbau“, Jahrgang 1931, Heft 1, Seite 4 und 5, ist auf Seite 5 ein Satz enthalten, der die Vermutung nahelegt, als ob die Standsicherheit einer Stahlskelettkonstruktion während ihrer Aufrichtung nicht immer durch sich selbst gewahrt werden könne. Es wird in diesem Aufsatz auch auf die Veröffentlichung in der Zeitschrift des VDI, Jahrgang 1929, Bd. 73, Heft 29, Seite 1023 bis 1027 verwiesen, in der, bei Beschreibung der Stahlkonstruktion, der Eindruck erweckt werden könnte, daß auch bei diesem Bauwerk — es handelt sich um das Schaltwerk-Hochhaus Siemensstadt — die Standsicherheit des Stahlskeletts während der Aufrichtung nicht vorhanden gewesen sei. Diese Frage gewinnt noch größere Bedeutung dadurch, daß sich mit ihr auch eine Zuschrift in der Zeitschrift „Beton und Eisen“, 29. Jahrgang, Heft 24, Seite 448 befaßt, und zwar in einer für das Stahlskelett sehr ungünstigen Weise.

Da die Stahlskelettkonstruktion des Schaltwerk-Hochhauses Siemensstadt von dem Werk des Verfassers dieses Aufsatzes

geliefert wurde, soll im Nachstehenden neben 2 weiteren Bauausführungen die Standsicherheit des Stahlskeletts dieses Bauwerkes während seiner Aufrichtung im besonderen und vorab auch die Frage im allgemeinen behandelt werden.

Der Ausdruck „Stahlskelett“ besagt schon, daß dessen Konstruktion für sich vollständig gegen lotrechte und waagerechte Lasten standsicher und die Ausfachungen der Außen- und Innenwände nicht mehr tragende Glieder des Bauwerkes sein sollen. Letztere sollen lediglich dem Zwecke dienen, die Innenräume gegen äußere Einflüsse zu schützen und eine gute Wärme- und Schallschallisolierung zu gewähren. Ihre Tragfähigkeit soll nur insoweit in Anspruch genommen werden, als diese in der Felderteilung des Stahlskeletts erforderlich ist.

Die Deckenausbildung der einzelnen Stockwerke braucht auch nur zwischen den Deckenträgern sich selbst und die Nutzlast zu tragen und es kann dabei auf Leichtigkeit, Wärmeisolierung und Schallsicherheit jede Rücksicht genommen werden. Ihrer Natur nach bilden sie jedoch zusammenhängende starre Scheiben,

deren hoher Widerstand gegen waagerechte Kräfte oft vorteilhaft mit zur Standsicherheit des Stahlskeletts herangezogen werden und wozu in dem folgenden noch näher eingegangen werden soll.

Um die Standsicherheit eines Stahlskeletts nach der Fertigstellung und auch während der Aufrichtung zu erreichen gibt es zwei Hauptwege, und zwar:

1. die Stützen des Stahlskeletts werden mit den Unterzügen bzw. den Deckenträgern in der Längs- und Querrichtung des Gebäudes rahmenartig verbunden, so daß diese Rahmengebilde in der Lage sind, außer den lotrechten Kräften auch die waagerechten Kräfte — namentlich den Winddruck — aufzunehmen und nach den Fundamenten zu leiten, und

2. die Stützen werden nur für die Aufnahme lotrechter Kräfte ausgebildet, aber in den Ebenen der Geschoßdecken Verbände angeordnet, welche die waagerechten Kräfte nach Endrahmen bzw. auch nach Zwischenrahmen führen, und die so bemessen sind, daß sie die auf sie entfallenden waagerechten Auflagerdrücke nach den Fundamenten leiten können.

Die zwischen den genannten Rahmen stehenden Stützen, die nach Fertigstellung des Stahlskeletts als Pendelstützen wirken, erhalten während der Aufrichtung ebenfalls behelfsmäßige Verbände, um die unmittelbar auf das von ihnen eingeschlossene Feld treffenden waagerechten Kräfte aufzunehmen. Das Einbauen dieser Verbände ist jedoch nicht in das Belieben des Richtmeisters gestellt, sondern sie sind in der statischen Berechnung in bezug auf die von ihnen aufzunehmenden Kräfte untersucht und bemessen und genau so zu behandeln wie die dauernd einzubauenden Konstruktionsglieder.

Bei der Aufrichtung des Stahlskeletts nach den unter 1. und 2. genannten Ausführungen ist dessen Standsicherheit gegen lotrechte und waagerechte Kräfte in jedem Bauabschnitt gesichert.

Innerhalb dieser Hauptwege der Anordnung des Stahlskeletts gibt es noch eine große Anzahl von Sonderfällen. Besonders bei Einführung des Stahlskelettbaues konnte der Bauherr sich oft nicht dazu bewegen lassen, auf die massive Ausführung der Umfassungswände zu verzichten, und es mußte der Wirtschaftlichkeit wegen bei Ausbildung des Stahlskeletts auf deren Tragfähigkeit Rücksicht genommen werden. Nicht immer ist ferner der Grundriß eines Bauwerkes so regelmäßig, daß die Ausführung des Stahlskeletts durchweg nach der einen oder anderen Hauptbauweise durchgeführt werden kann.

Immer aber ist es möglich, beide so zusammenfassend anzuwenden, daß der Hauptzweck, das Stahlskelett während der Aufrichtung und nach der Fertigstellung standsicher auszubilden, erreicht wird.

Die von der Vereinigte Stahlwerke A.-G., Dortmund, ausgeführten Stahlskelettbauten, Schaltwerk-Hochhaus und Wernerwerk X, Siemensstadt, und der Bibliotheksbau des Deutschen Museums, München, sind typische Beispiele der unter 1 und 2 genannten Bauweisen mit ihren Abweichungen, so daß, trotzdem ihre Konstruktion schon in verschiedenen Aufsätzen behandelt wurde, hier noch eine nähere Beschreibung der Durchbildung der Stahlskelette in bezug auf ihre Standfestigkeit während der Aufstellung und als fertige Bauwerke am Platze sein dürfte.

Schaltwerk-Hochhaus, Siemensstadt.

Dieses Hochhaus ist ein langgestrecktes Gebäude von 175 m Länge, 16 m Breite und 11 Stockwerken. Die Treppenhäuser sind außerhalb an den Längswänden, und zwar zwei auf jeder Seite, angeordnet.

Die Grundrißausbildung (Abb. 1) gestattete, die Stützen in der Querrichtung fast durchweg so anzuordnen, daß sie in

jedem 3-m-Feld mit den Deckenträgern zu einem durch sämtliche Stockwerke gehenden Rahmen vereinigt werden konnten. Alle 6 m sind Außen- und Innenstützen angeordnet. Je eine Außenstütze ist mit einer Innenstütze und mit den Deckenträgern der einzelnen Stockwerke zu einem Stockwerkrahmen zusammengefaßt. Der Deckenträger zwischen den Innenstützen

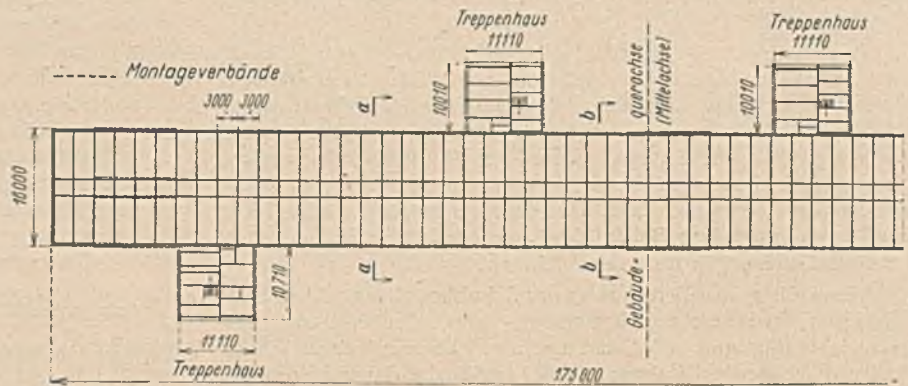


Abb. 1.

ist gelenkartig angeschlossen und wirkt als Kontaktstab, wodurch stets beide Rahmengebilde beim waagerechten Lastangriff zum Tragen kommen.

In den Außenwänden sind die 6-m-Felder nochmals unterteilt, die dort in 3 m Entfernung stehenden Zwischenstützen sind mit den Deckenträgern durch sämtliche Stockwerke zu je einhäufigen Rahmen vereinigt. An Stelle der Innenstützen sind Unterzüge vorhanden, welche die aus der waagerechten Belastung auftretenden lotrechten Auflagerdrücke aufnehmen und nach den Innenstützen der 6-m-Felder übertragen. Die waagerechten Kräfte werden durch das Zusammenwirken der beiden einhäufigen Rahmehälften nach den Fundamenten übertragen.

Aus Abb. 2 und 3 ist die vorbeschriebene Rahmenausbildung ersichtlich.

In der Längsrichtung konnte auf eine rahmenartige Verbindung der Stützen mit den Unterzügen verzichtet werden. Als Windangriffsflächen kommen nur die schmalen 16 m breiten Giebelwände in Frage, die sich auf 4 Stützenreihen stützen.

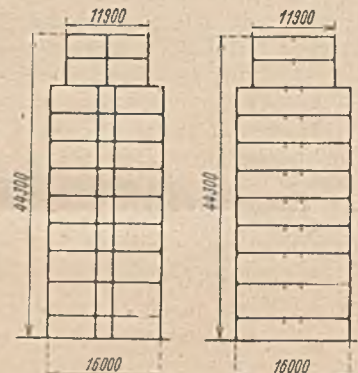


Abb. 2.

Abb. 3.

Diese Stützen stehen in nur 3 m bzw. 6 m Entfernung und haben kräftige Verankerungen, welche ihnen eine gewisse Einspannung geben und es ihnen ermöglichen, auch Biegemomente aus den waagerechten Kräften zu übertragen. Durch die in jedem Stockwerk vorhandenen Unterzüge werden stets eine größere Anzahl von Säulen zum Tragen herangezogen, so daß allein schon dadurch eine Übertragung der auf die Giebelwände wirkenden waagerechten Kräfte auch während der Aufrichtung des Stahlskeletts gewährleistet war.

Trotzdem wurden zur weiteren Standsicherheit des Stahlskeletts während der Aufrichtung in mehreren Feldern in der Längsrichtung zwischen den Außen- und Innenstützen lotrechte Verbände berechnet und eingebaut, welche später, je nach Fortschritt der Ausmauerung und soweit sie hinderlich waren, entfernt wurden.

Abb. 4 zeigt die Rahmenausbildung in der Querrichtung und die lotrechten Verbände in der Reihe der Außenstützen während der Aufstellung.

Die Aufrichtung des Stahlskeletts erfolgte in der Weise, daß zuerst die unteren Stücke der Stützen, bis zum 3. Stock-



werk reichend, und die dazugehörigen Unterzüge und Deckenträger von einer Giebelwand aus beginnend bis zur anderen aufgerichtet wurden.

Anschließend daran wurden die zweiten Stücke der Stützen, nebst Zubehör wie vor, bis zum 5. Stockwerk reichend, aufgerichtet. Während die zweite Hälfte dieser Teile aufgerichtet wurde, erfolgte die Betonierung der Decke des 5. Stockwerkes.

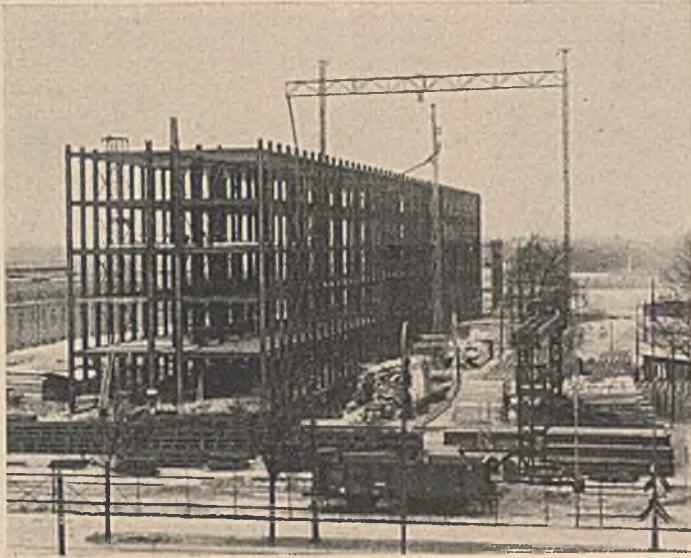


Abb. 4.

Diese diente als Schutz für darunter auszuführende Arbeiten, so daß oberhalb dieser Decke das Stahlskelett weiter aufgestellt werden konnte. In ähnlicher Weise wurde dann bei den übrigen Stockwerken verfahren, so daß die Maurer- und sonstigen Arbeiten unabhängig von der Aufstellung des Stahlskeletts waren.

Die Decken des Gebäudes sind in Eisenbeton hergestellt. Sie bilden zusammenhängende starre Scheiben. Um deren Steifigkeit für die Standsicherheit des fertigen Bauwerkes in bezug auf waagerechte Kräfte auszunutzen, sind auch die Treppenhäuser als Stützpunkte herangezogen, da deren massives Mauerwerk für sich allein in der Lage ist, die gesamten waagerechten Kräfte aufzunehmen. Die Decken übertragen die anfallenden waagerechten Kräfte nach diesen Treppenhäusern und entlasten dadurch das Stahlskelett, obschon auch dieses allein in der Lage ist, diese aufzunehmen.

Wernerwerk X., Siemensstadt.

Bei diesem Bauwerk, dessen Grundrißanordnung und Querschnitt Abb. 5 zeigt und dessen Höhe bis 15 Stockwerke aufweist, wurde mit Rücksicht auf die z. T. unregelmäßige Stützenstellung auf die allgemeine Anordnung der Rahmenausbildung verzichtet und nur an einzelnen Stellen, in Abb. 5 durch starke strichpunktierte Linien angedeutet, eine solche vorgesehen. Weiter wurden hier auch die äußeren und inneren Umfassungswände, die massiv ausgebildet sind, zur Übertragung der waagerechten Kräfte nach den Fundamenten herangezogen. Die Stützen, welche nicht zu Rahmen verbunden sind, wirken beim fertigen Bauwerk als Pendelstützen, die nur lotrechte Kräfte aufnehmen. Unterzüge und Deckenträger sind nur gelenkartig mit ihnen verbunden.

Um hier dem Stahlskelett die erforderliche Standsicherheit gegen waagerechte Kräfte zu geben, wurden zu deren Ableitung die als Hohlsteindecken ausgeführten Geschoßdecken herangezogen. Auf die Anordnung waagerechter Verbände in den Deckenebenen konnte verzichtet werden, zumal diese sehr elastischen Verbände den starren Deckenscheiben gegenüber doch nicht zum Tragen kommen würden. Infolge dieser Bauweise, welche von der eines regelrechten Stahlskeletts in mehreren

Punkten abweicht, mußten während der Aufrichtung des Stahlskeletts behelfsmäßige Verbände in den lotrechten Ebenen angeordnet werden. Diese Verbände wurden in jedem einzelnen

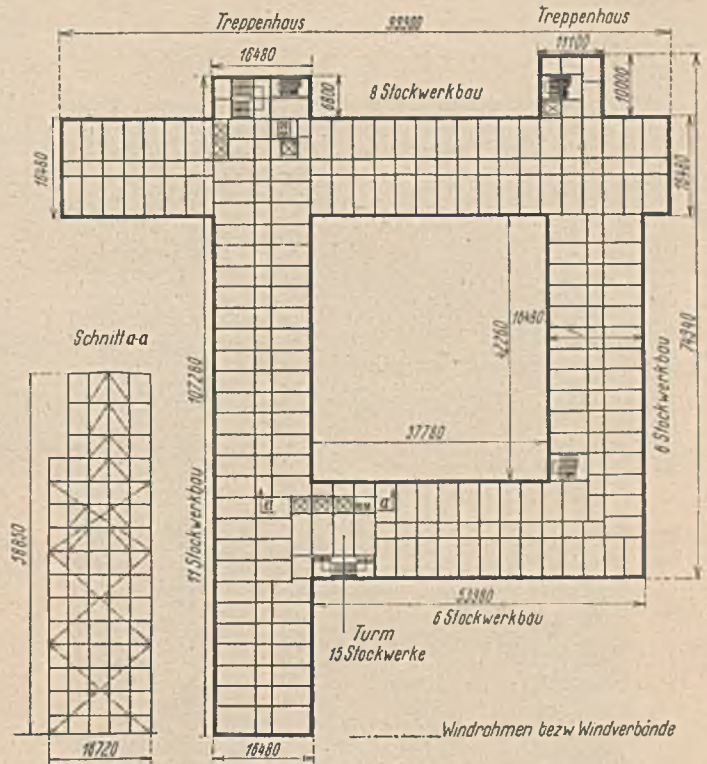


Abb. 5.

Fall besonders berechnet und zwischen den Pendelstützen angeordnet. Die Streben dieser Verbände bestanden aus einfachen

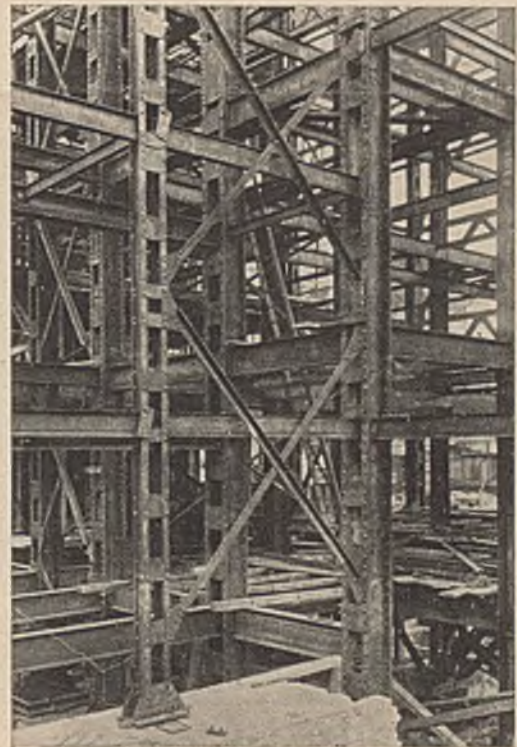


Abb. 6.

Winkeln, und die Unterzüge und Deckenträger dienten hierbei als Pfosten bzw. Querriegel. Die Verbände wurden erst entfernt, nachdem die Geschoßdecken eingezogen und zur Aufnahme der

waagerechten Kräfte und deren Ableitungen nach den Stützpunkten in der Lage waren.

Die Abb. 6 und 7 zeigen die Anordnung dieser Verbände.

Bei der Aufrichtung des Stahlskeletts wurde im allgemeinen wie bei dem des Schaltwerk-Hochhauses verfahren und darauf

Bibliotheksbau des Deutschen Museums, München.

Die Grundrißanordnung sowie der normale Querschnitt

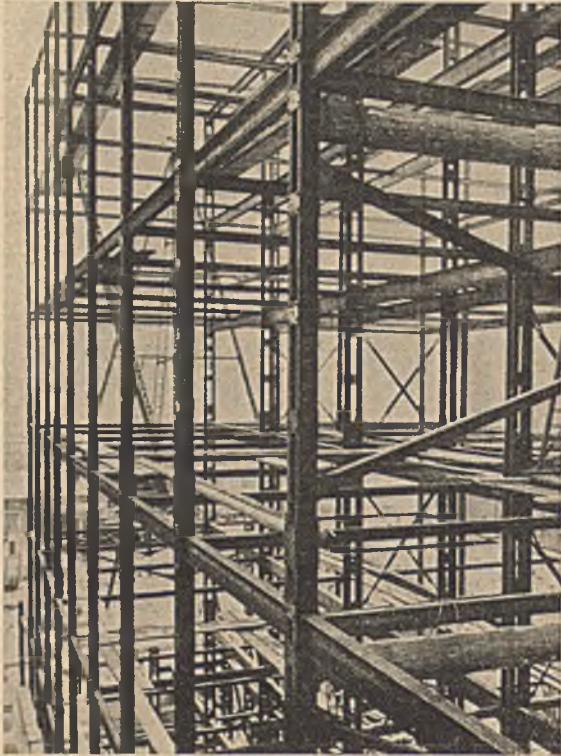


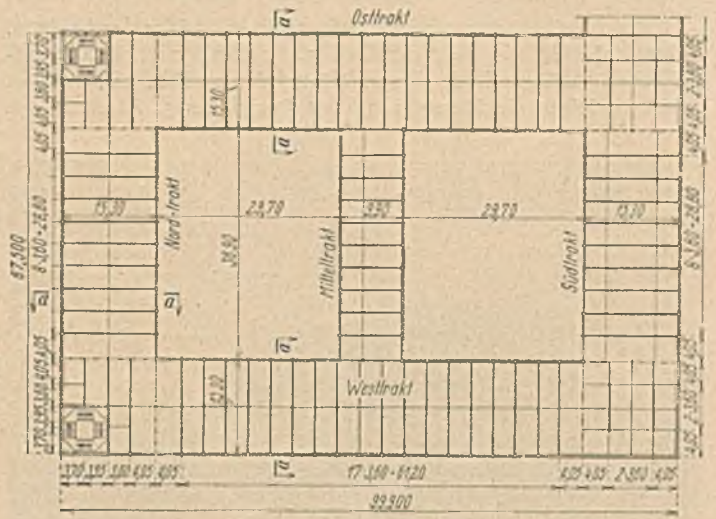
Abb. 7.

geachtet, daß sie unabhängig von den Maurer- und sonstigen Arbeiten erfolgen konnte. Aus Abb. 8 ist dieser Arbeitsvorgang gut ersichtlich.



Abb. 8.

In keinem Fall war durch die getroffenen Maßnahmen auch hier die Standsicherheit des Stahlskeletts während der Aufrichtung gefährdet.



- Pendelstützen
- Eingespannte Stützen
- Träger
- Rahmen

Abb. 9.

dieses Baues sind aus Abb. 9 und 10 ersichtlich. Sein Stahlskelett ist vollständig nach den unter 1 gegebenen Richtlinien ausgebildet. Während der Aufstellung und als fertiges Bauwerk war und ist das Stahlskelett allein in sich standsicher. Auch bei dem fertigen Bauwerk wird das Stahlskelett durch die Ausmauerung der Außen- und Innenwände nicht entlastet, da diese aus Leichtsteinen ausgeführt und sich nur feldweise selbst trägt. Nur die Decken, die mit Rücksicht auf die große Nutzlasten sehr kräftig

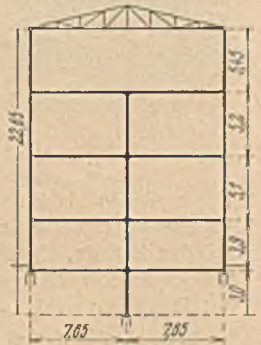


Abb. 10.

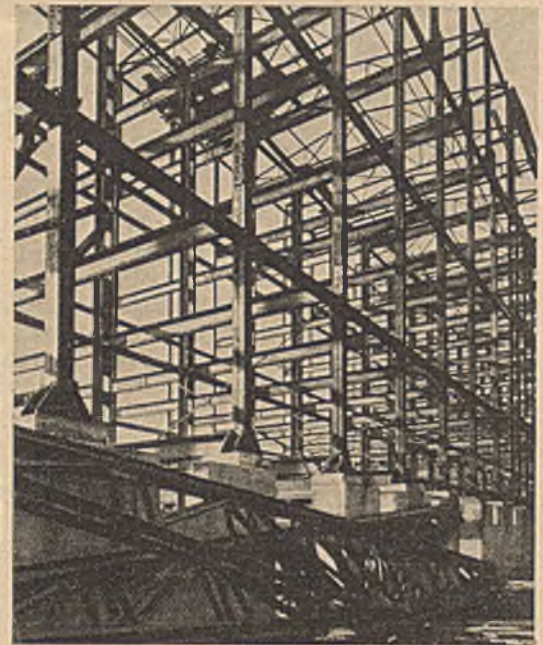


Abb. 11.

in Stampfbeton ausgeführt sind, wirken nach ihrer Fertigstellung als waagerechte Träger und übertragen die in gleicher Richtung wirkenden Kräfte auf lotrechte Rahmen,

die in Abb. 9 durch starke strichpunkt-  
tierte Linien gekennzeichnet sind.

Die Aufrichtung des Stahlskeletts er-  
folgte in ähnlicher Weise wie bei dem an  
erster Stelle beschriebenen Bauwerk. Der  
Arbeitsgang ist aus den Abb. 11 und 12  
ersichtlich.

In ähnlicher Weise wurde von dem  
genannten Werk noch eine weitere Anzahl  
von Stahlskelettbauten errichtet. In keinem  
Falle hat die beschriebene Bauweise ver-  
sagt, und es darf hier wohl ausgesprochen  
werden, daß diese Bauweise bei Beachtung  
ihrer jeweiligen Eigenart auch während  
der Aufrichtung der Stahlskeletts ohne  
Anwendung besonderer Mittel in sich auch  
gegen die Angriffe waagerechter Kräfte  
durchaus standsicher sind.

Der Fachwelt könnte Vorstehendes als  
selbstverständlich gelten, die eingangs an-  
geführten Aufsätze zeigen jedoch, daß  
auch dort hierüber noch Zweifel herrschen,  
und es ist der Zweck dieser Zeilen, diese  
Zweifel auch bei den Bauherren zu beseitigen und diese  
nicht abzuhalten, die Stahlskelettbauweise, deren Vor-

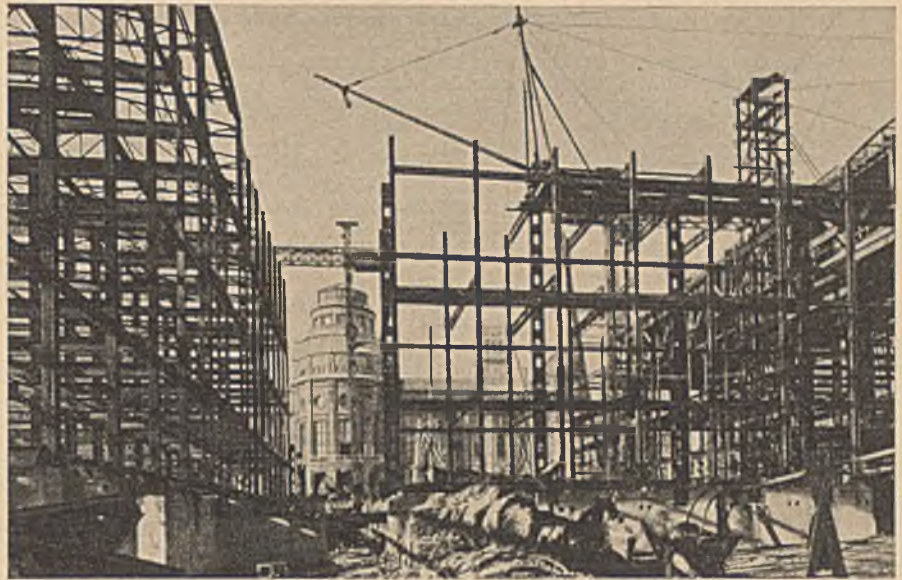


Abb. 12.

züge heute sonst schon zur Genüge bekannt sind, zur An-  
wendung zu bringen.

## VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

### Zuschrift zu den Aufsätzen über „Leibungsdruck bei Holzverbindungen“

im Bauingenieur 1930, Heft 50 und 1931, Heft 11.

Zu den Veröffentlichungen der Herren Geh. Baurat Prof.  
Hager, München, und Dr. Seitz teilen wir mit, daß in der Statischen  
Abteilung unserer Anstalt eingehende versuchsmäßige und rechnerische  
Untersuchungen über das Verhalten von Bolzen in Holz bereits  
seit 1926 mit teilweisen Unterbrechungen im Gange sind. Insbesondere  
wird in einer im Februar d. J. abgeschlossenen Arbeit die Verteilung  
des Leibungsdruckes behandelt. Dabei wird aber nicht mit konstanter  
„Bettungsziffer“, sondern mit einer „Bettungsfunktion“ (abhängig  
vom örtlichen Leibungsdruck) gerechnet. Diese Arbeit befindet sich  
zurzeit im Druck und erscheint demnächst als DVL-Bericht in der  
Zeitschrift für Flugtechnik und Motorluftschiffahrt. Die Unter-  
suchungen über die Bettungsfunktion sind anschließend an Versuche  
mit kurzen Bolzen in Holz im 179. DVL-Bericht, Luftfahrtforschung,  
Bd. 8, S. 18 (Verlag Oldenbourg), sowie im DVL-Jahrbuch 1930,  
S. 200 (Verlag Oldenbourg) veröffentlicht. Ferner wird verwiesen  
auf den 114. DVL-Bericht, Luftfahrtforschung, Bd. 2, S. 147, und  
DVL-Jahrbuch 1929, S. 105, worin allgemeine Untersuchungen über  
Bolzen in Holz behandelt werden.

Deutsche Versuchsanstalt für Luftfahrt e.V.  
Berlin-Adlershof.

### Zuschrift zu dem Aufsatz von Dr.-Ing. Heinrich Preß „Einfluß von Grundwasserstandveränderungen und Preß- luftfeinwirkungen auf die Tragfähigkeit von Feinkiesen verschiedener Dichte.“

(In Heft 3 vom 16. Januar 1931.)

In der genannten Abhandlung werden Ergebnisse von höchst inter-  
essanten Versuchen veröffentlicht. Gemäß einer Fußnote beabsichtigt  
der Verfasser, die Versuche fortzusetzen und später darüber zu berichten.  
Der vorliegende Aufsatz bringt daher lediglich die Aufzeichnungen über  
den ersten Teil einer Versuchsreihe, wobei den Ursachen der Erschei-  
nungen verständlicher Weise noch nicht auf den Grund gegangen wird.  
Deswegen war es auch nicht möglich, aus den mitgeteilten Ergebnissen  
allgemeine Folgerungen zu ziehen.

Wenn auch anzunehmen ist, daß der Verfasser die in den beiden  
letzten Absätzen stehende Zusammenfassung lediglich auf die beschrie-  
benen Versuchsanordnungen bezieht, sind ihm jedoch darin Ausdrücke  
unterlaufen, die eine falsche Auslegung begünstigen.

Leser mit nicht eigenen Sondererfahrungen müssen den Eindruck  
erhalten, daß bei allen Druckluftgründungen im Sand „die Tragfähigkeit  
des Baugrundes durch Preßluftfeinwirkung wesentlich herabgemindert  
wird“. Das ist um so bedauerlicher, als die Auswertung der Versuche  
mit größter Wahrscheinlichkeit das Gegenteil ergibt, wie im nach-  
stehenden gezeigt werden soll.

In den beschriebenen Versuchen wird das Einsinken eines be-  
lasteten Stempels in den Boden bei steigenden und fallenden Wasser-

ständen beobachtet, wobei letzteres a) durch Wasserzufuhr bzw. -Abfuhr  
oder b) durch Verdrängen des Wassers mittels Preßluft bewirkt wird.  
Obgleich der Erfolg, daß das Wasser steigt und fällt, bei beiden Einwir-  
kungen derselbe ist, sind Einsenkungen des Stempels beim Fall b) un-  
gleich größer als die beim Fall a). Es müssen also außer dem Steigen und  
Fallen des Wassers noch irgendwelche andere Ursachen vorhanden sein,  
die in beiden Fällen in verschiedenem Maße auftreten.

Herr Dr. Preß erklärt das folgendermaßen: „Die in der Wasser-  
standshöhe ausgedrückte Einwirkung der Preßluft führte mit wach-  
sendem Preßluftdruck infolge der immer größer werdenden Auflockerung  
zu wachsenden Einsenkungswerten“ und „Bei Versuch 3 wurde gegenüber  
den beiden zuvor geschilderten der Preßluftdruck wesentlich erhöht.  
Wie Abbildung 4 zeigt, wurde zunächst mit wachsendem Preßluftdruck  
eine wachsende Einsenkung beobachtet, die nach erfolgter erster Um-  
lagerung der Körner etwas geringer wurde, um dann plötzlich infolge  
völliger Auflockerung einen sehr hohen Wert zu erreichen“.

Es ist nun nicht einzusehen, warum ein Sandboden von der durch-  
strömenden Luft aufgelockert werden könnte, wobei unter Auflockerung  
eine Veränderung der Lage der Sandkörner zu verstehen ist, dergestalt,  
daß die gegenseitige Berührung der Körner weniger innig wird, sich also  
der Rauminhalt einer bestimmten Sandmenge vergrößert. Die durch-  
strömende Luft findet in den Poren des Sandes gewiß weniger Widerstand  
als Wasser; daher ist das Druckgefälle der Luft auch kleiner als von Wasser,  
und somit sind die Drücke, welche die Luft auf die einzelnen Körner aus-  
übt, nur sehr klein. Es fehlen demnach alle Voraussetzungen für eine  
Auflockerung (Durchwühlen) des Bodens infolge Preßluftfeinwirkung.

Mir erscheint eine andere Ursache der starken Einsenkung des  
Stempels unter Preßluft weit einleuchtender:

Bekanntlich treten beim Eindringen von Fundamentkörpern und  
Stempeln in den Boden zweierlei Erscheinungen auf, und zwar einmal  
die Bildung von Gleitflächen und Ausweichen des Bodens nach den Seiten  
und nach oben hin (Grundbruch), zweitens Bodenverdrängung durch Ver-  
dichtung (s. Krey-Erddruck und Terzaghi-Erdbaumechanik). Der  
Grundbruch tritt bei Flachgründung, und zwar bei kleineren Grund-  
flächen auf, während die Bodenverdichtung bei Tiefgründung und  
Flachgründung größerer Flächen, die mehr in die Tiefe wirken, erzeugt  
wird. Diese Tatsache wird durch die von Herrn Dr. Preß in der  
Zeitschrift „Bautechnik“, Jahrgang 1930, Seite 641, veröffentlichten  
Ergebnissen von Baugrundbelastungsversuchen bestätigt. Während im  
Bereich der kleinen Flächen der Grundbruch vorherrscht, spielt im Bereich  
der größeren Flächen die Bodenverdrängung durch Verdichtung die  
Hauptrolle; daher das verschiedene Verhalten der kleineren und größeren  
Flächen.

Zu den vorliegenden Versuchen ist ein Stempel von  $10 \times 10$  cm  
= 100 cm<sup>2</sup> Fläche verwendet worden, also eine sehr kleine Fläche, so daß  
das Eindringen derselben in den Sand zweifellos auf Grundbruch zurück-  
zuführen ist. Infolge der entstehenden Gleitflächen spielt hier nicht  
die Zusammendrückbarkeit des Bodens, sondern vor allem die innere  
Reibung des Bodens und die Kohäsion eine große Rolle, letztere besonders  
beim feinen Sand. Sie ist hierbei im trockenen Sand = 0 und beim  
feuchten Sand am größten; im ganz nassen Sand ist sie wiederum geringer  
als beim feuchten.

Bekannt ist auch, daß bei Druckluftgründungen der aus der Förder-schleuse kommende Sandboden fast vollständig trocken ist. Die den Sand durchströmende Luft drückt nicht nur das Wasser vollkommen heraus, sondern trocknet den Boden in ganz kurzer Zeit aus.

Diese Erscheinungen, auf die vorliegenden Versuche angewendet, ergeben folgenden Befund:

1. Belastung des (erdfeuchten) eingefüllten Sandes: Geringe Einsenkungen.

2. Ansteigen des Grundwassers: Zusammensinken des ganzen Bodens, stärkeres Einsinken, da Kohäsion geringer wird.

3. Absinken des Grundwassers: Kaum merkbares Einsinken, da Kohäsion wächst.

4. Herunterdrücken des Grundwassers mittels Preßluft: Starkes Einsinken, da Kohäsion stark verringert wird.

5. Steigern des Luftdrucks, Durchblasen des Bodens: Weiteres starkes Einsinken, da Kohäsion gleich 0 wird; durch die entstehenden Gleitflächen wird der Boden aufgewühlt, oder

5a. Abblasen des Luftdrucks, Ansteigen des Wassers: Anheben der Bodenoberfläche mit dem Stempel; der infolge Wasserverlust eingeschrumpfte Sand nimmt wieder Wasser auf und quillt an.

Soweit sich aus den mitgeteilten Versuchen und bei dem Fehlen von verschiedenen wichtigen Angaben (Feuchtigkeitsgehalt des Bodens beim Einbringen in den Kasten, jeweilige Anzeige des Manometers und Kornzusammensetzung des Sandes) überhaupt ein Schluß ziehen läßt, würde ich unter Berücksichtigung der mir zugänglichen Erfahrungen von 183 ausgeführten Druckluftgründungen sagen:

Die Versuche bestätigen die Erfahrung, daß bei Druckluftgründungen der Sand dicht unter der Sohle infolge des Durchströmens der Luft ausgetrocknet wird. Dadurch verliert er zeitweise seine Kohäsion und scheint etwas zusammenzuschumpfen, ohne jedoch sein Gefüge zu verändern. Kommt nach dem Ausbetonieren des Arbeitsraumes und Ablassen des Luftdrucks wieder Wasser hinzu, so wird der ehemalige Zustand wieder hergestellt, und darüber hinaus quillt der Boden etwas an und erzeugt dadurch unter dem Fundament eine sehr willkommene, die Tragfähigkeit vergrößernde und spätere Setzungen vermindernde Vorspannung; Probelastungen, die auf der trockenen Gründungssohle gemacht werden, ergeben zumeist zu ungünstige Resultate.

Wenn eine Anregung für die noch anzustellenden Versuche gestattet ist, möchte ich vorschlagen, die im Sand entstehenden Gleitflächen vermittels Zeitaufnahmen während des Einsinkens des Stempels festzustellen (nach Müller-Breslau, Erddruck auf Stützmauern, Fig. 100—103, Krey, Erddruck, Abb. 144—149), wobei der Stempel zweckmäßig bis dicht an die Glasscheibe herangedrückt wird.

Dr.-Ing. E. Paproth.

### Zuschrift zu dem Aufsatz von Dr.-Ing. Heinrich Preß. „Einfluß von Grundwasserstandsveränderungen und Preßluftwirkungen auf die Tragfähigkeit von Feinkiesen verschiedener Dichte“.

In Heft 3 vom 16. Januar 1931.

In dem obengenannten Aufsatz sind die Ergebnisse aus einer Reihe von Laboratoriumsversuchen niedergelegt, die behufs Feststellung der Möglichkeit von Bauwerkssetzungen bei verändertem Grundwasserstand und bei Einführung von Druckluft in Gründungscaissons unternommen sind.

Die Versuchseinrichtung war in einem Sandkasten angeordnet, der zunächst mit trockenem Sand gefüllt wurde. Als Modell für das Bauwerksfundament diente eine in einem kleinen Caisson untergebrachte 100 cm<sup>2</sup> große Platte, deren Einsenkung bei Auflast, bei von unten her ansteigendem Wasserspiegel in dem Sandkasten und bei Einführung von Druckluft in den Caisson beobachtet wurde. Mit ansteigendem Wasserspiegel bei konstanter Auflast zeigte sich ein Einsinken der Platte. Diese Erscheinung ist ohne weiteres bei der Art des Vorgehens bei diesen Versuchen zu erwarten. Der Sand war trocken eingefüllt und wurde durch Anstieg des Wassers von unten mit Wasser gesättigt. Es tritt hierbei die bekannte Erscheinung einer Umlagerung der Sandkörner und Volumenverminderung des Sandes ein, wodurch ein weiteres Einsinken der Platte verursacht werden muß. Ganz anders würde sich in der Natur der Sand in seiner natürlichen Lagerung gegen Anstieg und Absinken des Grundwassers verhalten. Die Sandablagerungen in der Natur sind mit Ausnahmen der ständig durch den Wind bewegten Sanddünen fast ausschließlich unter Mitwirkung von Wasser entstanden. Ein einfacher Versuch zeigt, daß unter Wasserzusatz und namentlich wiederholtem Zusatz, eine wesentlich dichtere Lagerung des Sandes eintritt. Eine Austrocknung dieses derart gelagerten Sandes und ein Wiederansteigen des Grundwassers in ihm können keine weitere Umlagerung und Volumenverminderung des Sandes mehr hervorrufen; denn sonst müßte überall bei stark wechselndem natürlichen Grundwasserspiegel in sandigem Untergrund die Erdoberfläche in ständiger Bewegung sein. Eine Angleichung an die natürliche, feste Ablagerung des Sandes

erhält man mit der in der Praxis bewährten Einspülung des Sandes. Es ist demzufolge nicht angängig, die gewonnenen Versuchsergebnisse von trocken eingefülltem Sand in einem kleinen Versuchskasten auf den natürlichen Untergrund, welcher seit Jahrhunderten und Jahrtausenden festgelagert ist, zu verallgemeinern. Das ständig fortschreitende Einsinken der Platte bei wiederholtem Anstieg und Abfall des Wasserspiegels gibt einen deutlichen Hinweis dafür, daß die Umlagerung des Sandes während der Versuche noch nicht zum Abschluß gekommen war. Bei den Versuchen wurde die weitere Beobachtung gemacht, daß durch Einführung von Druckluft in den Caisson ein weiteres und in einem Falle sogar sehr starkes Einsinken der Platte auftrat. Preß erklärt dieses durch eine „Auflockerung“ des Untergrundes. Diese Auflockerung kann aber nur dadurch entstehen, daß der Luftdruck im Caisson größer ist als der Wasserdruck von außen, die Luft unten aus dem Caisson entweicht, sich einen Weg durch den wassergesättigten Sand schafft und letzteren damit umlagert und aufwühlt. Eine Umlagerung des Sandes durch das bei Einführen von Druckluft aus dem Caisson hinausgedrückte Wasser ist hingegen wohl nur bei den Versuchen, nicht aber bei den festgelagerten Sanden in der Natur möglich und diese Erscheinung bei den Versuchen dürfte infolgedessen auch nicht bei Druckluftgründungen in der Praxis zu befürchten sein.

Zusammenfassend ist zu sagen, daß die aus den Laboratoriumsversuchen gewonnenen Ergebnisse auf wesentlich andere Verhältnisse sich gründen, als sie in der Natur wirklich vorhanden sind und daß diese Ergebnisse nicht verallgemeinert werden dürfen. Der Rückschluß aus den Versuchsergebnissen, daß „die Einsenkungswerte infolge Wiedersteigens des Grundwassers bedeutend größer sind“, ist nicht nur abwegig, sondern kann auch unter Umständen ein Mißtrauen gegen bewährte Gründungsarten und Grundwasserabsenkungen verursachen, das als unbegründet erscheinen muß.

E. Prinz, Berlin-Zehlendorf.

### Erwiderung auf die Zuschrift von Herrn Dr.-Ing. Paproth.

Von den zahlreichen, bereits mit 30 · 30, 20 · 20 und 10 · 10 cm<sup>2</sup> großen Belastungsflächen durchgeführten Versuchsreihen sind vom Verfasser bislang nur die mit der kleinsten Belastungsfläche veröffentlicht worden. Die Ergebnisse der früher und derzeit durchgeführten Versuche mit den genannten größeren Flächen bestätigen die Versuche mit der 10 · 10 cm<sup>2</sup> großen Lastfläche, so daß die Durchführung und Wiedergabe dieser Versuche gerechtfertigt sein dürfte.

Selbstverständlich sind die Ergebnisse der Versuche nur mit den beschriebenen Versuchsanordnungen ähnlichen Verhältnissen, also z. B. mit Probelastungen im Caisson unter Druckluft, in Beziehung zu bringen.

Die Versuche über den Einfluß der Grundwasserstands-Veränderung sind z. Z., wie mir kürzlich mitgeteilt wurde, von anderer Seite wiederholt worden. Die Versuche zeitigen die gleichen Ergebnisse.

Um die Einwirkung der Preßluft festzustellen, wurden Beobachtungen (auch Zeitaufnahmen) am Boden bei dicht an die Glasscheibe herangeführtem Stempel gemacht. Diese Beobachtungen zeigten die mit der Erhöhung des Preßluftdruckes wachsende Auflockerung des Bodens. Um über die Auflockerung des Bodens infolge Preßluft weiteren Aufschluß zu erhalten, wurde überdies folgender Versuch ausgeführt: In ein mit dem beschriebenen Feinkies gefülltes Blechgefäß wurde, nachdem in den verschiedenen Höhenlagen „Grundpegel nach Terzaghi“ eingebaut waren, Preßluft eingeführt. Die auf jede Bewegung des Bodens reagierenden Pegel hoben sich schon bei geringem Preßluftdruck. Die Versuche wurden mit im Wasser liegenden und mit trockenem Feinkies durchgeführt.

Selbstverständlich ist auch die Veränderung der Kohäsion auf die beschriebenen Erscheinungen, wenn auch von geringem Einfluß. Die Einsenkungen infolge Preßluftwirkung sind jedoch — es sei besonders auf die Abb. 6 hingewiesen, wo deutlich sichtbar ist, daß die Eindringung nicht auf Grundbruch zurückzuführen ist — hauptsächlich durch die Auflockerung des Bodens verursacht. — In einem späteren Aufsatz soll weiteres über die Ergebnisse berichtet werden.

Dr.-Ing. H. Preß.

### Vorläufige Vorschriften für geschweißte Stahlbauten.

In unserem Fachheft „Brückenbau“ Nr. 18/19 d. Jahrganges brachten wir auf Veranlassung des Vereines deutscher Ingenieure, Fachausschuß für Schweißtechnik, den Abdruck der „Vorläufigen Vorschriften für geschweißte Stahlbauten“. Da dieselben in dem Begleitschreiben als abschließende Fassung bezeichnet waren, glaubten wir, sie unseren Lesern unter Zurückstellung anderer dringender Aufsätze beschleunigt zur Kenntnis geben zu sollen.

Inzwischen sind auf Veranlassung des Herrn Preuß. Ministers für Volkswohlfahrt diese Vorschriften im Ausschuß für einheitliche technische Baupolizeibestimmungen nochmals eingehend durchberaten und eine Reihe wesentlicher Änderungen vorgenommen worden, über die in unserer Zeitschrift im Beiblatt „Die Baunormung“ Nr. 5 u. ff. eingehend berichtet wird.

Die Schriftleitung.

## WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Zur Wirtschaftslage. Der Rückgang der Arbeitslosigkeit hat sich in der ersten Maihälfte gegenüber April verlangsamt, doch ist er immer noch stärker als in der entsprechenden Zeit des Vorjahres gewesen. Die Zahl der Arbeitslosen hat insgesamt um rund 147 000 abgenommen und belief sich am 15. Mai auf rund 4 211 000. Eine gleich starke Besserung, allerdings bei weit günstigeren Ausgangspunkten, trat im Jahre 1930 erst im Verlauf des ganzen Monats Mai ein. Die im Vergleich zum Vorjahr stärkere Entlastung des Arbeitsmarktes ist gegenwärtig der einzige Hoffnungsschimmer bei der Beurteilung der Wirtschaftslage.

Auch auf dem Baumarkt ist die Beschäftigung weiter gestiegen, doch ist der Umfang der Frühjahrsbelegung nach wie vor ungewöhnlich gering und die Gesamtlage als äußerst ungünstig zu bezeichnen. In Ostpreußen, Schlesien und Pommern hat sich die Beschäftigung etwas belebt infolge von Siedlungsbauten auf dem Lande, die im Rahmen des Osthilfeprogramms ausgeführt werden. Die Preislage ist weiter gedrückt. Die abnehmende Zahl der Ausschreibungen vergrößert ständig den Kreis der Bewerber um den einzelnen Bauauftrag und verschärft die Konkurrenzverhältnisse in ungewöhnlicher Weise. Die für die Beurteilung der Baumarktaussichten entscheidende Lage des Kapitalmarktes, die immer noch keinerlei Entspannung, vielmehr in Deutschland, im Gegensatz zum Ausland, sogar in letzter Zeit eine Versteifung zeigt, hat zur Folge, daß auch die nächste Zukunft stark pessimistisch beurteilt wird. Die Finanzierungsschwierigkeiten dauern ungedüngt fort. Die innen- und außenpolitische Lage und die starke Beunruhigung der Aktienbörse infolge der österreichischen Bankzusammenbrüche haben auch den Markt der festverzinslichen Werte ungünstig beeinflusst, so daß viele Hypothekenbanken wieder zur Beleihungssperre geschritten sind. Auch das Bekanntwerden des Defizits der öffentlichen Finanzen läßt eine Besserung der Finanzierungsverhältnisse in nächster Zeit kaum erwarten.

Die Verhältnisse im Ausland, die bis vor nicht allzulanger Zeit für eine Reihe deutscher Firmen ein nicht unbedeutendes Gegengewicht für den Beschäftigungsausfall im Inland boten, haben sich nunmehr auch erheblich verschlechtert. Die noch vorhandenen Auslandsaufträge sind meist solche älteren Datums, neue Aufträge aus dem Ausland gehen kaum ein.

Die Reichsforschungsgesellschaft ist, wie es scheint, an ihrem Ende angekommen, wenigstens in ihrer bisherigen Form. Der Reichsarbeitsminister hat am 14. März eine privatrechtliche Stiftung zur Förderung der Bauwirtschaft errichtet, in welche als Vermögen jene Forderungen eingebracht worden sind, die das Deutsche Reich auf Grund der Darlehen besitzt, die es nach den Vorschlägen der RFG. aus den bereitgestellten 10 Millionen Reichsmark für die verschiedenen Versuchssiedlungen (Spandau-Haselhorst, Rationell-Wohnhausgesellschaft m. b. H. in Hamburg, Montagebauverfahren in Frankfurt a. M. usw.) gewährt hat. Für den 19. Mai ist der Verwaltungsrat der RFG. einberufen worden, der die Auflösung der Gesellschaft beschlossen hat. Dieser Beschluß ist von der Mitgliederversammlung am 5. Juni bestätigt worden.

Die Möglichkeit einer bevorstehenden Auflösung des Norddeutschen Zementverbandes wird zur Zeit in der Presse gemeldet. Der Westdeutsche Zementverband hat nach wiederholter Ankündigung eines möglichen syndikatlosen Zustandes erreicht, daß sämtliche Außenseiter seines Bezirkes Anfang dieses Jahres ihm beigetreten sind. Die Wahrscheinlichkeit spricht auch in Norddeutschland für die Erneuerung des Syndikats unter Einbeziehung der Außenseiter. In Norddeutschland sind zur Zeit Außenseiterwerke:

Portlandzement- und Kalkwerke Sachsen-Anhalt A.G., Nienburg a. d. Saale,  
Concordia Portlandzement- und Kalkwerke, Nienburg a. d. Saale,  
Deutsche Solvay-Werke, Bernburg,  
Portlandzement- und Kalkwerke Groß-Hartmannsdorf G. m. b. H., Bunzlau i. Schles.,  
Portlandzement- und Kalkwerke Salzderhelden AG., Salzderhelden b. Göttingen.

Ferner ist in Ostpreußen ein neues Außenseiterwerk im Entstehen begriffen.

Reichstarifvertrag für das Naßbaggergewerbe. Die Verhandlungen vom 13. Mai haben zu einer grundsätzlichen Einigung geführt, die Parteien haben sich über alle bisher noch strittigen Punkte verständigt, der neue Reichstarifvertrag soll am 1. Juni d. J. in Kraft treten. Am schwierigsten waren die Verhandlungen über die Arbeitszeit. Es wurde erreicht, daß, wie bisher, auch künftig zwischen dem Unternehmer und der zuständigen Organisationsleitung der Arbeiter eine Betriebszeit bis zu zwölf Stunden vereinbart werden kann. Die in solchem Falle zu zahlenden Zuschläge sind von 30 auf 20 Prozent ermäßigt. Der Urlaub, der bisher bezirklich geregelt wurde, ist jetzt einheitlich im Reichstarifvertrag geregelt. Bezirkstarifverträge sollen nur dann abgeschlossen werden, wenn in dem betreffenden Gebiet Naßbaggerarbeiten größeren Umfanges dauernd vorkommen. Der genaue Wortlaut des Reichstarifvertrages ist inzwischen von einer Redaktionskommission festgestellt.

Als erste der geplanten Bauwirtschaftskundgebungen fand am 18. Mai in Hannover eine vom Wirtschaftsband Niedersachsen-Kassel ausgehende Veranstaltung statt, die außerordentlich gut besucht war (etwa 800 Personen, darunter zahlreiche Vertreter aller maßgebenden Behörden). Zunächst behandelte der erste Syndikus der Industrie- und Handelskammer Hannover, Dr. Finkenwirth, die „Nationalwirtschaftliche Bedeutung der Bauwirtschaft“ und betrachtete dabei vor allem die Schlüsselstellung, welche die Bauwirtschaft im Gesamtrahmen der deutschen Volkswirtschaft einnimmt. Sodann folgte ein Vortrag: „Bauwirtschaft in Ketten“, in welchem Architekt B. D. A. Kröger, Mitglied des Reichswirtschaftsrats, sich in etwas drastischer Weise gegen die schädlichen Auswirkungen behördlicher Bürokratie auf die Bauwirtschaft und insbesondere gegen die zu späte Auftragsvergebung infolge verzögerter Etatsverabschiedung wandte. Schließlich sprach Verbandsdirektor Dr. Schütz, Berlin über „Öffentliche Hand und Bauwirtschaft“ und schilderte vor allem die schwere Schädigung, die dem Tiefbaugewerbe aus der Regie der Reichsbahn bei der Ausführung von Oberbauarbeiten erwachsen.

Auch in Frankfurt a. M. am 20. Mai abgehaltene Veranstaltung der Industrie- und Handelskammer Frankfurt a. M.-Hanau, der Handwerkskammer für den Reg.-Bez. Wiesbaden, sowie der Arbeitsgemeinschaft Frankfurter Verbände war von etwa 700 Personen besucht. Hier sprachen: Professor Dr. Trumpler über: „Die Bedeutung des Baugewerbes für die Wirtschaft und den Arbeitsmarkt“, Dipl.-Ing. Ernst Hiller, Architekt B. D. A. in sehr gründlicher Weise über: „Wege und Möglichkeiten für die Förderung der Bauwirtschaft“ und Direktor Spithaler über: „Voraussetzungen und Forderungen einer freien Bauwirtschaft“.

Die außerordentlich rege Beteiligung an beiden Veranstaltungen wird hoffentlich zur Folge haben, daß die Erkenntnis der Schlüsselbedeutung der Bauwirtschaft innerhalb der Gesamtwirtschaft wächst und daß sich die verantwortlichen Wirtschaftsführer in zunehmendem Maße verpflichtet fühlen, daraus praktische Folgerungen zu ziehen. Eine Entschließung zur Belebung der Bauwirtschaft fand in beiden Fällen einstimmig Annahme. Auch der Widerhall in der Presse war sehr stark und die Berichterstattung teilweise recht umfangreich.

Die Aufstellung eines europäischen Programms von Notstandsarbeiten hat das Internationale Arbeitsamt in Genf in seinem Bericht an den Europaausschuß befürwortet. Als nächste Aufgabe, die dafür in Betracht kommen könnte, werden der Ausbau von europäischen Autostraßen, Binnenschiffahrts- und Kraftstromnetzen genannt. Eine Autostraße Paris—Wien—Athen, eine andere Paris—Berlin—Warschau—Moskau, eine dritte von Norden nach Süden über die Alpen, eine vierte parallel dazu von den baltischen Ländern nach dem Balkan, das ergebe ein Nervensystem für ein Einheits-europa, welches man schaffen will. Dasselbe soll mit den Binnenschiffahrtswegen angestrebt werden; die Verbindung Rhein und Rhone und des norddeutschen Kanalsystems mit der Donau. Alle Länder sollen davon profitieren, die einen direkt durch die ausgeführten Werke, die anderen indirekt durch Lieferung von Werkzeugen und Materialien, oder auch von Arbeitskräften. Ferner wird die Schaffung einer europäischen Arbeitsbörse, einer Art internationaler Arbeitsvermittlung angeregt. Nach dem Echo, das diese Vorschläge gefunden haben, werden sie praktische Bedeutung kaum gewinnen.

Zur Prüfung der Verwirtschaftung öffentlicher Gelder im Wohnungsbau ist vom Preussischen Landtag ein Untersuchungsausschuß eingesetzt worden, der seine Beweiserhebung auch auf die Prüfung der Beziehungen erstrecken soll, die zwischen amtlichen bzw. halbamtlichen und privaten Unternehmungen bestanden haben oder noch bestehen.

### Rechtsprechung.

Zur Kündigung aus wichtigem Grunde gemäß § 626 BGB. (Urteil des Reichsgerichts, II. Zivilsenat, vom 4. Oktober 1929 — II 92/29.) Das Dienstverhältnis kann von jedem Teil ohne Einhaltung einer Kündigungsfrist gekündigt werden, wenn ein wichtiger Grund vorliegt (§ 626 BGB.). Ob im Einzelfall ein wichtiger Grund gegeben ist, ist Tatfrage. Er liegt nur dann vor, wenn dem andern Teil die Fortsetzung des Dienstverhältnisses nach den Grundsätzen von Treu und Glauben nicht mehr zugemutet werden kann. Gerade beim Angestelltenverhältnis, besonders bei der Stellung eines Vorstandsmitgliedes einer Gesellschaft, Genossenschaft u. a. muß die Untergrabung des Vertrauens des Arbeitgebers zum Angestellten in der Regel als wichtiger Grund zur Kündigung mit sofortiger Wirkung angesehen werden. Trotzdem ist zu prüfen, ob wohl auch vom Standpunkt des Angestellten die Kündigung mit sofortiger Wirkung angemessen ist. Das Verhältnis zwischen Vorstandsmitglied und Gesellschaft beruht auf gegenseitigem Vertrauen. Deshalb erfordert das Treuverhältnis auch auf Seiten der Gesellschaftsorgane Prüfung. Es wird daher auch der Verdacht einer pflichtwidrigen Handlung eines Vorstandsmitgliedes der Gesellschaft noch nicht ohne weiteres das Recht geben, die fristlose Kündigung auszusprechen. Sie wird vielmehr ihrem Vorstandsmitglied auch Gelegenheit geben müssen,

sich von dem Verdachte zu reinigen und das erschütterte Vertrauen wieder herzustellen.

Im vorliegenden Fall hat das Reichsgericht es mißbilligt, daß die Gesellschaft sich auf die Aussagen von zwei Personen, die immerhin nicht uninteressiert waren, verlassen und auf Grund deren protokollierischen Angaben die fristlose Entlassung ausgesprochen hat. Dem entlassenen Vorstandsmitglied hätte Gelegenheit zur Verantwortung und zur Entkräftung des Verdachts gegeben werden müssen.

**Bewertung von Aktien ohne Kurswert durch Schätzung.** (Urteil des Reichsfinanzhofs vom 30. Mai 1930 — III A 458 —).

Zur Bewertung von Aktien ohne Kurswert zu Steuerzwecken ist der Verkaufswert zu ermitteln. Haben Verkäufe derartiger Aktien so selten stattgefunden, daß aus den wenigen bekannten Preisvereinbarungen kein unbedingt zutreffender Verkaufswert ermittelt werden kann, so muß der gemeine Wert der Aktien durch Schätzung ermittelt werden. Die Schätzung erfolgt unter Berücksichtigung des Gesamtvermögens und der Ertragsaussichten der Aktiengesellschaft (§ 141 Reichsabg.-Ordn.).

Die Berücksichtigung anderer Umstände, welche den Verkaufswert der Aktien zu beeinflussen geeignet sind, ist nicht ausgeschlossen, z. B. auch die Ertragsaussichten der Aktien selbst. Diese können von den Ertragsaussichten der Aktiengesellschaft verschieden sein, wenn sich die Mehrheit der Aktien in der Hand eines Großaktionärs befindet, und dieser andere Zwecke verfolgt, als die Erzielung einer hohen Dividende. Es müssen aber dann bestimmte Gründe vorgebracht

werden, die ein Auseinandergehen der Ertragsaussichten der Aktien und der Aktiengesellschaft rechtfertigen. Fehlen solche Gründe, so kann die Steuerbehörde den gemeinen Wert der Aktien unter Berücksichtigung des Gesamtvermögens und der Ertragsaussichten der Aktiengesellschaft schätzen.

**Zur Abzugsfähigkeit von Realsteuern bei der Einkommensteuer.** (Urteil des Reichsfinanzhofs vom 19. Dezember 1929 — VI A 1857 —).

Zu den abzugsfähigen Werbungskosten gehören Steuern vom Grundvermögen und Gewerbebetrieb, sonstige öffentliche Abgaben und die Beiträge zur Versicherung von Gegenständen, soweit diese Aufwendungen zu den Geschäftskosten oder Verwaltungskosten zu rechnen sind (§ 16, Abs. 5, Nr. 1, Eink.St.Ges.).

Besitzt ein Steuerpflichtiger Bauland, das nicht zum Betriebsvermögen gehört, so sind die entrichteten Steuern dann nicht abziehbar, wenn der Steuerpflichtige das Gelände nicht zur Erzielung von Einkünften genutzt hat. Die Steuern sind dann keine Werbungskosten, sie hängen nicht mit der Erzielung von Einkommen, sondern mit der Verwaltung des Vermögens zusammen.

Anders liegt der Fall, wenn das Baugelände bis zur eigentlichen bestimmungsgemäßen Vertretung vermietet oder verpachtet wird. Dann würden die aus der Zwischennutzung erzielten Einnahmen um die Realsteuern gekürzt werden können, doch nur bis zur Höhe der aus der Zwischennutzung erzielten Einkünfte. Soweit die Realsteuern die Einkünfte übersteigen, handelt es sich um nicht abzugsfähige Kosten der Vermögensverwaltung.

## PATENTBERICHT.

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

### Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 17 vom 30. April 1931.

- Kl. 5 c, Gr. 10. T 38 075. Alfred Thiemann, Dortmund, Brandenburger Str. 13. Fußstütze für den Holzausbau im Grubenbetrieb; Zus. z. Pat. 507 885. 27. XII. 29.
- Kl. 19 a, Gr. 6. H 118 000. August Hahmann, Hannover, Prinzenstraße 17, und Friedrich Rode, Kassel, Oberste Gasse 4. Als Gußkörper hergestellter Schienenstuhl zur Befestigung von Fahrkörpern auf Beton mit nach der Schiene zu offenen Hakenschraubenkammern. 29. VIII. 28.
- Kl. 19 a, Gr. 23. B 367. 30. Adolf Bleichert & Co., Akt.-Ges., Leipzig N 22. Vorrichtung zum Überleiten der Wagen zwischen Tragschienen und fester Schiene für Seilsehwebebahnen. 13. X. 30.
- Kl. 19 a, Gr. 28. G 137. 30. Gewerkschaft Eisenhütte Westfalia, Lünen a. d. Lippe. Reinigungswagen für alte Gleisbettungen. 19. V. 30.
- Kl. 20 a, Gr. 14. G 38. 30. Gesellschaft für Förderanlagen Ernst Heckel m. b. H., Saarbrücken 3, Graf-Johann-Str. 27-29. Verfahren zum Befördern von Wagenzügen auf Standbahnen durch Seil- oder Kettenförderungen. 23. VI. 30.
- Kl. 20 h, Gr. 6. P 15. 30. Preußische Bergwerks- und Hütten-Akt.-Ges., Zweigniederlassung Bergwerksdirektion Hindenburg in O.-S., und Dipl.-Ing. Otto Lugscheider, Hindenburg in O.-S. Einrichtung zur Verhinderung des Überganges von Fahrzeugen einer Bahnverwaltung auf die Strecken gleicher Spurweite einer anderen Bahnverwaltung. 3. X. 29.
- Kl. 20 i, Gr. 13. V 161. 30. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Rückmeldeeinrichtung an fernbedienten Wegschranken; Zus. z. Pat. 473 105. 1. IV. 30.
- Kl. 20 i, Gr. 31. P 107. 30. Julius Pintsch Akt.-Ges., Berlin O 27, Andreasstraße 71-73. Schienenkontakt; Zus. z. Pat. 522 070. 7. II. 30.
- Kl. 20 i, Gr. 35. V 388. 30. Vereinigte Eisenbahnsignalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zur Beeinflussung zwischen Zug und Strecke; Zus. z. Pat. 517 157. 5. XI. 30.
- Kl. 37 b, Gr. 3. A 50 812. Akt.-Ges. der Holler'schen Carlshütte, Rendsburg. Halter für auswechselbare Pfahlmasten. 3. V. 27.
- Kl. 37 d, Gr. 4. B 137 284. Nathaniel Bois, San Francisco, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Treppe, deren Tritt- und Setzstufe aus einem einzigen Stück Blech besteht. 3. V. 28.
- Kl. 37 d, Gr. 5. K 58. 30. Bernhard Kaltenbacher, Freiburg i. Br., Schwarzwaldstraße 71. Verfahren zum Befestigen von Holzfußböden auf steinigem Unterboden mit einer isolierenden Zwischenlage. 7. II. 30.
- Kl. 37 d, Gr. 32. B 129 809. Bemis Industries Inc., Boston, Mass., V. St. A.; Vertr.: F. Meffert, u. Dr. L. Sell, Pat.-Anwälte, Berlin SW 48. Betongebälde mit luftdicht verschließbarem, mit Druckluftzuleitung versehenem Massebehälter. 16. II. 27.
- Kl. 37 d, Gr. 40. W 84 355. Georg Weber, Michelstadt-Odenwald. Mauerlehre. 30. XI. 29.
- Kl. 37 c, Gr. 10. A 59 554. Adria Akt.-Ges., Lausanne, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. K. Ranfft, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Schalungsstütze. 6. XI. 29.
- Kl. 42 b, Gr. 21. L 29. 30. Klemens Löffler, Bärenwalde i. Sa. Universal-Winkelmaß zum Zeichnen und Messen von Winkeln. 26. II. 30.
- Kl. 42 c, Gr. 6. K 116 768. Hermann Kraus, Berlin W 50, Rankestraße 31/32. Höhenwinkel-Meßgerät. 26. IX. 29.
- Kl. 45 f, Gr. 9. H 222. 30. Otto Happel, Bochum, Königsallee 45. Gewächshausanlage; Zus. z. Anm. H 124 302. 10. X. 30.
- Kl. 80 a, Gr. 7. J 37 865. Gebhard Jaeger, Columbus, Ohio, V. St. A.; Vertr.: J. Apitz und F. Reinhold, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Betonmischmaschine. 30. IV. 29.
- Kl. 80 a, Gr. 47. J 34 127. Balthasar Johnen, Köln, Salierring 59. Vorrichtung zur Herstellung von Röhren aus Asbestzement oder dgl. 12. IV. 28.
- Kl. 80 b, Gr. 1. S 409. 30. Sächsisch-Thüringische Portland-Cement-Fabrik Prüssing & Co., Commandit-Gesellschaft auf Aktien, Göschwitz a. d. Saale. Betonmischung. 21. IX. 29.
- Kl. 80 b, Gr. 9. A 56 688. Dr.-Ing. Carl Alfeis, Hamburg, Hebbelstraße 4. Gegen Feuchtigkeit isolierender, wasserdichter, nicht faulender und nicht quellbarer Stoff. 26. I. 29.
- Kl. 80 b, Gr. 25. G 75 864. Gesellschaft für Teerstraßenbau m. b. H., Essen, Dreilindenstraße 91. Verfahren zur Herstellung einer haltbaren Kaltemulsion aus Teer, insbes. für Straßenbaustoffe. 11. III. 29.
- Kl. 80 b, Gr. 25. J 32 160. I. G. Farbenindustrie Akt.-Ges., Frankfurt a. M. Verfahren zum Kaltasphaltieren von Straßen u. dergl. 12. IX. 27.
- Kl. 80 b, Gr. 25. J 36 439. I. G. Farbenindustrie Akt.-Ges., Frankfurt a. M. Verfahren zum Kaltasphaltieren; Zus. z. Anm. J 32 160. 15. XII. 28.
- Kl. 80 b, Gr. 25. L 77 067. Hermann Lieser, Limburg a. d. Lahn, Schlenkert 14. Bindemittel zur Verarbeitung von Schotter zu einem lagerfähigen Straßenbaustoff. 20. XII. 29.
- Kl. 81 e, Gr. 127. L 237. 30. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Abraumförderbrücke. 19. IV. 30.
- Kl. 84 a, Gr. 6. S 88 973. Breuer-Werk Akt.-Ges., Frankfurt a. M.-Höchst, Kurmainzer Straße 2. Rechenreiniger; Zus. z. Anm. S 72 267. 14. XII. 28.
- Kl. 84 d, Gr. 3. M 3. 30. Menck & Hambrock, G. m. b. H., Altona-Ottensen, Große Brunnenstraße 78. Klappenverschluß für Baggerlöffel. 13. I. 30.
- Kl. 85 c, Gr. 6. F 67 961. Emanuel Folta, Prag, Tschechoslowakische Republik; Vertr.: Dr.-Ing. B. Bloch, Pat.-Anw., Berlin N 4. Vorrichtung zur Reinigung von Filtersieben und Filterrechen. 11. III. 29. Tschechoslowakische Republik 2. IV. 28.
- Kl. 85 c, Gr. 6. K 105 145. Dr.-Ing. e. h. Heinrich Koppers, Essen a. d. Ruhr, Moltkestraße 29. Einrichtung zum Auswaschen von Phenolen aus Abwässern. 18. VII. 27.
- Kl. 85 c, Gr. 6. K 116 518. Heinrich Koppers Akt.-Ges., Essen a. d. Ruhr, Moltkestraße 29. Vorrichtung zum Hinausbefördern von Schlamm aus Klärbehältern. 7. IX. 29.
- Kl. 85 e, Gr. 10. E 38 354. Vivian Elkington, Dover, England; Vertr.: Dr. G. Lotterhos, Dipl.-Ing. H. Mortensen, Dipl.-Ing. v. Sauer, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Rechteckige Schachtelabdeckung. 27. XI. 28. Großbritannien 5. II. 28.