

DIE BAUTECHNIK

19. Jahrgang

BERLIN, 25. Juli 1941

Heft 32

Alle Rechte vorbehalten.

Die Eisenbeton-Bogenbrücke über den Rio Diamante in Argentinien.

Von P. Branitzki VDI, Goslar.

Der Rio Diamante, ein Gebirgsfluß, der die Provinz Mendoza von Westen nach Osten durchquert, entspringt in der mittleren Cordillere und mündet nach einem etwa 400 km langen Lauf in den Rio Salado, der seinerseits im Süden Argentiniens in den Sümpfen des Territoriums Pampa versickert.

Während der Schneeschmelze, die in der Cordillere häufig mit Gewitterregen einsetzt, führt der Rio Diamante ein Hochwasser bis 1000 m³/sek, wobei gewaltige Geröllmassen mitgeführt werden. In den Wintermonaten — Mai bis September —, die am Osthang der Cordillere stets regenarm sind, teilt sich der Fluß in seinem bis 3 km breiten Geröllbett in viele kleine Arme, die in der Hauptsache für die Bewässerung des sehr fruchtbaren Tales nutzbar gemacht werden.

teglischen Absichten den Zweck, die im Süden Argentiniens gelegenen Ölfelder Neuquens mit den nördlichen landwirtschaftlichen Bezirken auf kürzestem Wege zu verbinden. Der Bau der Brücke über den Rio Diamante erlangt somit als Zubringer zum Camino de Turismo seine besondere Bedeutung.

Der Entwurf (Abb. 1) wurde von der Direccion Provincial de Vialidad Mendoza ausgearbeitet und fand die Zustimmung der vorgesetzten Regierungsstellen. Mit ihm ging die Straßenbaubehörde Mendoza zum ersten Male von dem schon fast zur Regel gewordenen durchlaufenden Eisenbetonplattenbalken ab. Grundlage für die statische Berechnung waren — wie bei allen staatlichen Bauten — die deutschen Eisenbetonbestimmungen.

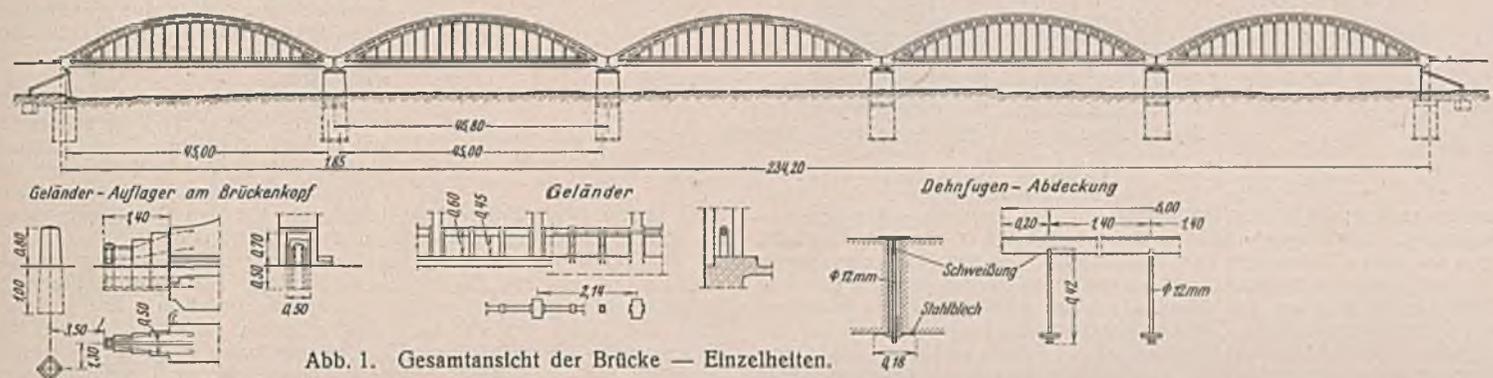


Abb. 1. Gesamtansicht der Brücke — Einzelheiten.

Am Fuße der Cordillere, etwa 1100 km westlich von Buenos-Aires und 200 km südlich von Mendoza — der Hauptstadt der Provinz gleichen Namens — ist in der Nähe der Ortschaft Salto de las Rosas an einer Stelle, die bei Niedrigwasser die Durchquerung des Flußbettes mit leichtem Fuhrwerk gestattete, nach dem Entwurf der „Direccion Provincial de Vialidad Mendoza“ eine Eisenbeton-Bogenbrücke mit Zugband, bestehend aus fünf Bögen von je 45 m Spannweite und einer Gesamtlänge von 234,20 m, errichtet worden.

Das technisch bemerkenswerte Bauwerk, das sich vortrefflich in die Landschaft einfügt und zufolge seiner gefälligen Linienführung und der besonderen Art der Ausbildung des über die Fahrbahn hinausragenden Bogens eine schlanke, sehnige Form hat, stellt erneut die Berechtigung der Verwendung von Eisenbeton für diese Brückenart auch bei größeren Spannweiten unter Beweis.

Mit der Ausführung des Brückenbaues und der dazugehörigen Nebenarbeiten — des Baues einer 6 km langen Landstraße mit 17 weiteren Bauwerken (Eisenbetonplatten-Balkenbrücken, Däker und Durchlässe) und der Uferschutzbauten — wurde die Siemens-Bauunion in Buenos-Aires auf Grund einer öffentlichen Ausschreibung der Straßenbauverwaltung der Provinz Mendoza beauftragt. Die Leitung der Arbeiten lag beim Verfasser.

Der Entwurf.

Die staatlichen Behörden haben einen großzügigen Entwurf für Straßenbauten zur Verbindung der nördlichen mit den südlichen Provinzen ausgearbeitet und bereits teilweise zur Ausführung gebracht. Diese Landstraße — Camino de Turismo genannt — verläuft von Norden nach Süden, folgt dem Osthang der Cordillere und verfolgt neben stra-

Zur Untersuchung des Baugrundes hat der Bauherr Bohrungen unter allen Pfeilern und Widerlagern durchführen lassen, die bis zu 60 m Tiefe an allen Bohrstellen einen gleichmäßigen Baugrund von Kies in allen Körnungen bis Kopfgröße nachwies.

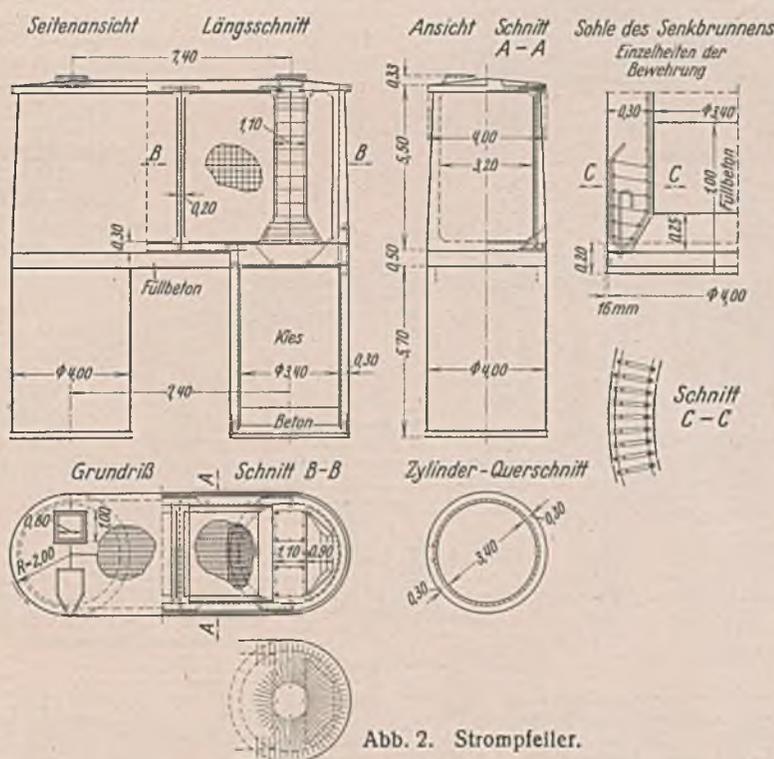


Abb. 2. Strompfeiler.

Für die Gründung der Widerlager und Strompfeiler wurden Eisenbetonsenkbrunnen gewählt, die bei einer Gesamthöhe von 5,70 m, einem äußeren Durchmesser von 4 m und 30 cm Wanddicke, insgesamt 7,20 m unter MNW tief abgesenkt wurden; Brunnenoberkante lag somit 1,50 m unter MNW. Unter den Pfeilern und Widerlagern waren je zwei Brunnen angeordnet, die zur Aufnahme des aufgehenden Pfeilers durch eine 80 cm dicke Eisenbetonplatte miteinander verbunden waren. Die Senkbrunnen erhielten nach der Absenkung in ihrem unteren Teil eine 1 m dicke Betonsohle und wurden bis zur Oberkante mit gesiebtem Feinkies aufgefüllt.

Die Strompfeiler waren als Eisenbetonhohlkörper mit den erforderlichen Stützen der Auflager, einer mittleren Querverstärkungswand und der äußeren Umfassungswand sowie einer Eisenbetondecke ausgebildet (Abb. 2).

Die Widerlager waren als aufgelöste Eisenbetonstützmauern angeordnet und bestanden im wesentlichen aus den Pfeilern zur Aufnahme der Lager und der Abschlußwand, die zur Aufnahme des Erddrucks durch fünf Verstärkungspfeiler verstellt war. Seitlich schlossen 10 m lange Winkel-Flügelmauern an, die an den äußeren Enden auf besonderer Grundplatte gegründet waren (Abb. 3). Dehnungsfugen sah der Entwurf für die über 30 m langen Widerlager nicht vor.

Die Überbauten sind als Zweigelenkbogen mit Zugband ausgebildet (Abb. 4). Die Fahrbahn liegt in Höhe des Zugbandes und ist mit ihm

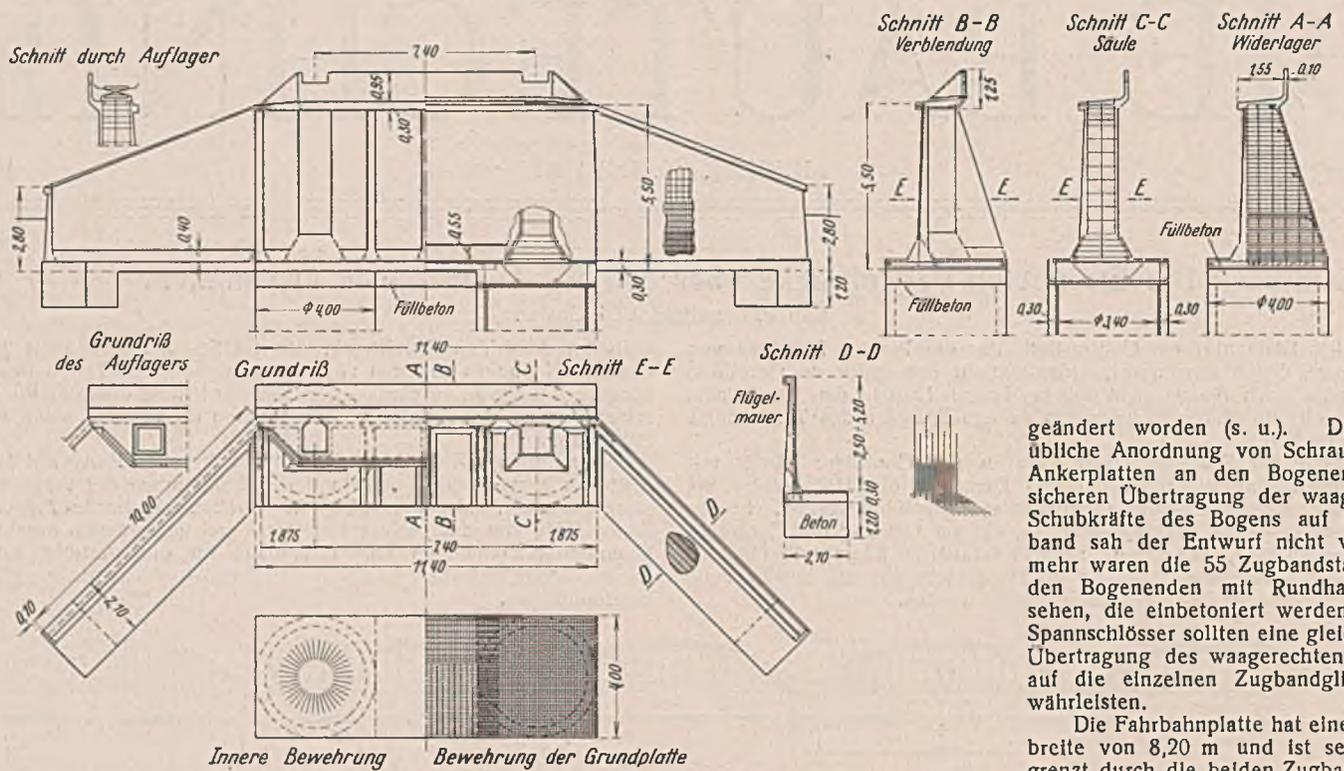


Abb. 3. Widerlager.

fest verbunden; sie ist mit Hängestangen an das Tragwerk — den Bogen — angehängt. Der Bogen erhebt sich im Scheitel 8 m über die Fahrbahn und hat einen I-förmigen Querschnitt. Im Steg des Bogenquerschnitts sind zwischen den Hängestangen Aussparungen vorgesehen, die den Steg durchbrechen und so den ohnehin schlank geführten Bogen besonders leicht erscheinen lassen. Die Querschnittsabmessungen im Scheitel des Bogens sind 1,40 × 0,80 m; der Steg ist auf 0,40 m verjüngt. Acht Querträger mit den dazugehörigen Schrägstäben dienen der Querversteifung der Bogen und als Windverband. Die Hängestangen mit einem Querschnitt von 0,20 × 0,40 m sind entsprechend der Anordnung der Fahrbahnquerträger im Abstände von 2,143 m vorgesehen. Die Zugbänder haben einen Querschnitt von 0,80 × 0,91 m, sie sollten mit je 55 Stück Rundstahl von 30 mm Durchm. bewehrt werden, die Bewehrung ist aber

geändert worden (s. u.). Die sonst übliche Anordnung von Schrauben und Ankerplatten an den Bogenenden und Ankerplatten an den Bogenenden zur sicheren Übertragung der waagerechten Schubkräfte des Bogens auf das Zugband sah der Entwurf nicht vor; vielmehr waren die 55 Zugbandstangen an den Bogenenden mit Rundhaken versehen, die einbetoniert werden sollten; Spannschlösser sollten eine gleichmäßige Übertragung des waagerechten Schubes auf die einzelnen Zugbandglieder gewährleisten.

Die Fahrbahnplatte hat eine Gesamtbreite von 8,20 m und ist seitlich begrenzt durch die beiden Zugbandkörper, die zugleich als äußere Längsträger der Fahrbahn dienen. Unter der Fahrbahn laufen zwei mittlere Längsträger, die auf den Querträgern ruhen, die ihrerseits von den Hängestangen getragen werden.

Die Fahrbahnplatte ist durchlaufend über die Querträger gespannt und ist fest mit den Zugbändern verbunden. Die nutzbare Breite der Fahrbahn beträgt zwischen den Schrammkanten 6 m. Die Fußwege links und rechts der Fahrbahn liegen 20 cm erhöht. Zwischen den Hängestangen ist ein niedriges Eisenbetongeländer vorgesehen. Als Auflager für die Überbauten dienen Stahllager, die als Bolzenkipp- und Rollenlager ausgebildet sind. Es hätte nahegelegen, gepanzerte Eisenbetonpendel zu verwenden, wegen der Erdbebengefahr wurde jedoch davon abgesehen.

Die Stützweite der fünf Brückenbogen beträgt einheitlich 45 m von Mitte bis Mitte Auflager.

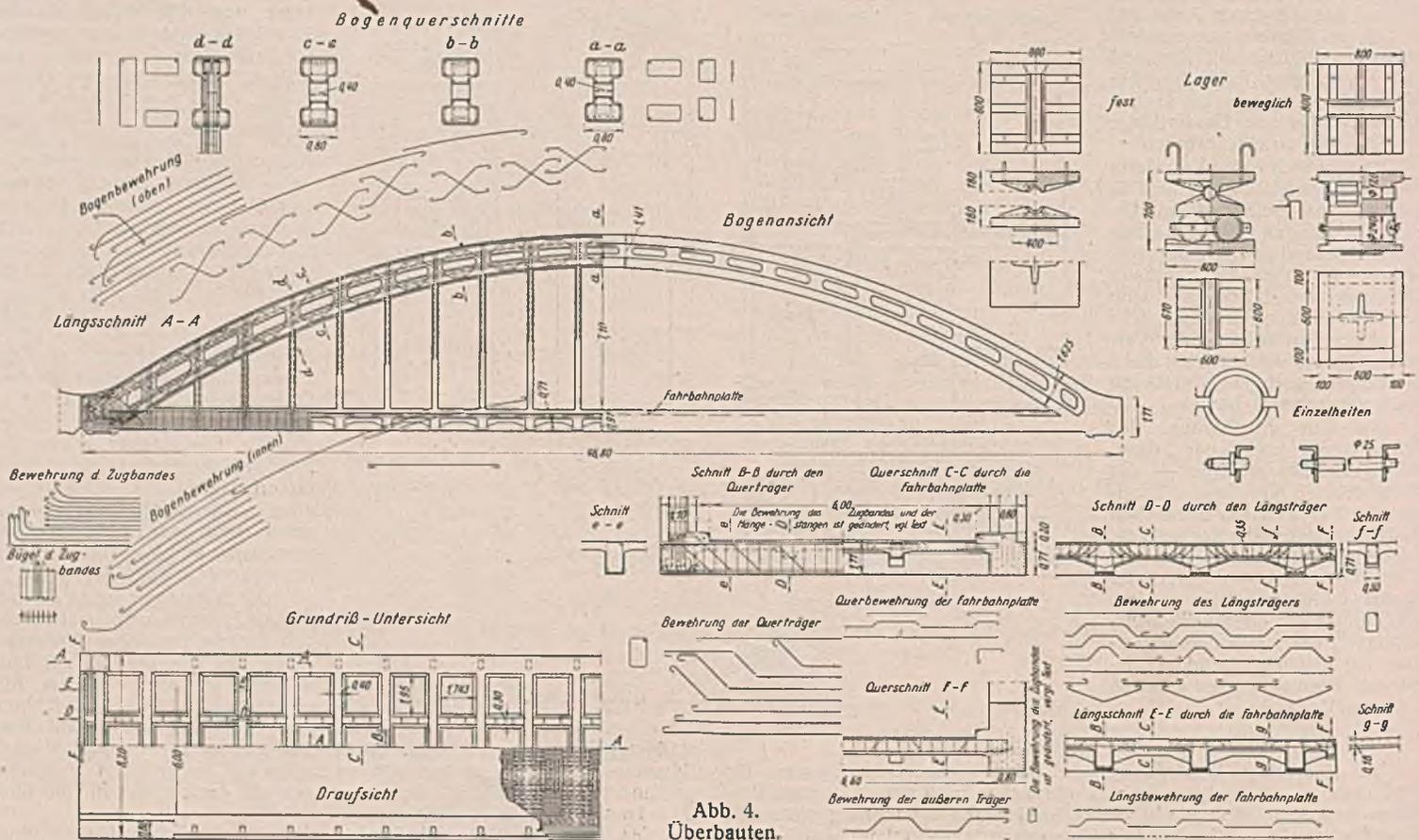


Abb. 4. Überbauten.

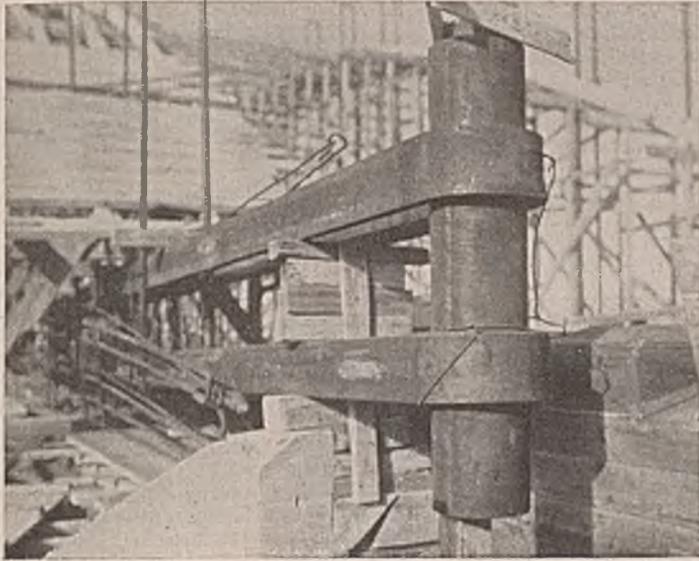


Abb. 5.
Endschleifen der Zugbänder.

Änderungen des Entwurfes.

Nach eingehender Prüfung des Entwurfes wurden von der ausführenden Bauunternehmung, der Siemens-Bauunion, dem Bauherrn einige Änderungen vorgeschlagen, und zwar:

1. Die im Entwurf vorgesehene Bewehrung der Zugbänder mit je 55 Stück Rundstahl von 30 mm Durchm. mit Spannschloßverbindungen und angebogenen Rundhaken war im Querschnitt des Zugbandkörpers nur schwierig unterzubringen. Die gewöhnlichen Rundhaken reichten zur Übertragung des Bogenschubes auf die Zugbandglieder nicht aus; auch bestand die Gefahr, daß die Endhaken den Beton zersprengen könnten, da es gerade in den Bogenenden an den nötigen Eisenabständen zur sicheren Umhüllung der Eisen mit Beton fehlte. Eine gleichmäßige Spannung der 55 Zugbandglieder durch Anziehen der Spannschlösser war nur unvollkommen zu erreichen. Die Bewehrung wurde daher mit Genehmigung des Bauherrn durch zwei Flachstahlbänder ersetzt, die endlos um Stahlrohre an den Bogenenden herumgeführt wurden (Abb. 5).
2. Die im Entwurf vorgesehene Bewehrung der Hängestangen mit je acht Rundeisen von 25 mm Durchm. konnte namentlich an den Kreuzungen mit der Bogenbewehrung im Querschnitt des Bogens wegen Raummangel nicht untergebracht werden. Sie ist auf Vorschlag der Bauunternehmung durch zwei Flachstahlbänder, die mit den Zugbändern durch Schraubenbolzen verbunden wurden, ersetzt worden. Dadurch wurden gleichzeitig die Abstände der Zugbänder gesichert.

Die Bauausführung.

Die maschinelle Einrichtung der Baustelle bestand aus einem auf Schienen fahrbaren Dampfgreifer von 0,5 m³ Fassungsvermögen, einem durch einen Deutz-Dieselmotor angetrie-

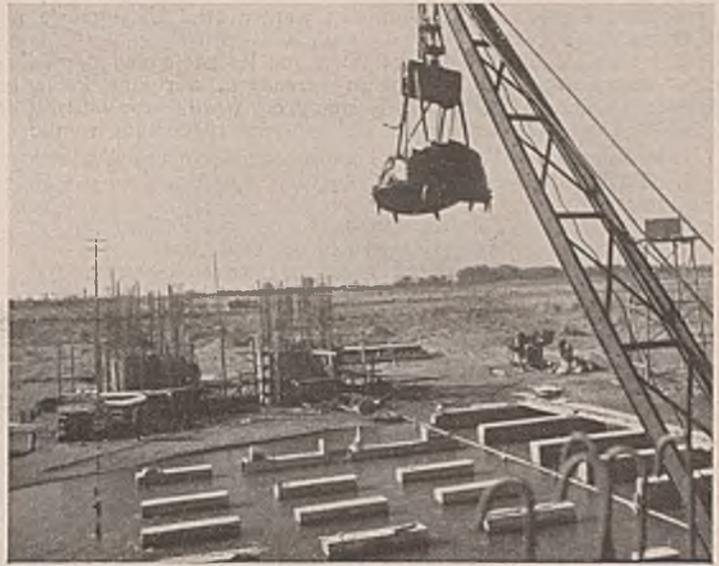


Abb. 6. Absenken der Brunnen.
Im Vordergrund die Betonsockel des Lehrgerüsts.

im Trockenen zu ermöglichen; Umleitungen der Flußarme bei den übrigen Mittelpfeilern verfolgten den gleichen Zweck. Die Absenkung der Brunnen verlief planmäßig; bei einigen Brunnen, die durch ihr Eigengewicht nicht mehr in Gang gebracht werden konnten, wurden zusätzlich Ballastkästen aufgebracht. Alle Brunnen wurden unter Zuhilfenahme von Kreiselpumpen abgesenkt, da Versuche ergaben, daß die Leistung des Greifers bei gesenktem Wasserspiegel im Brunnen bedeutend höher war; außerdem war die Möglichkeit gegeben, Findlinge unter der Brunnen-schneide von Hand zu besätigen. Schief abgesenkte Brunnen wurden durch Freibagger und unter Zuhilfenahme von Wasserdruckpressen wieder in die richtige Lage gebracht.

Nach Beendigung der Absenkung wurde die Betonsohle des Brunnens unter Wasser betoniert. Dazu wurde anfangs eine Rohrleitung von 300 mm Durchm., die mittels Flaschenzuges an einem Dreibock angehängt war, verwendet. Da die so eingebrachte Sohle große Unebenheiten an der Oberfläche aufwies, und da auch sonst die Verwendung des Flaschenzuges nicht befriedigte, wurde später mit Greifer und Kippkübel gearbeitet, indem der Kippkübel am Ausleger des Greifers bis auf die Sohle abgelassen und dann mittels Seilzuges entleert wurde. Untersuchungen jedes einzelnen Brunnens ergaben die Wasserdichtigkeit der Betonsohle.

Die Widerlager und Stropfpfeiler wurden mit Hilfe des Greifers und Turmdrehkrans hergestellt. Beim Betonieren des rechten Widerlagers ging ein Hochwasser über die Baustelle, wobei die fertige Einschalung und Eisenbewehrung, aber auch sämtliche Baugerüste, Förderbrücken mit Fördergleisen, eine Mischmaschine und mehrere Pumpen weggerissen wurden.

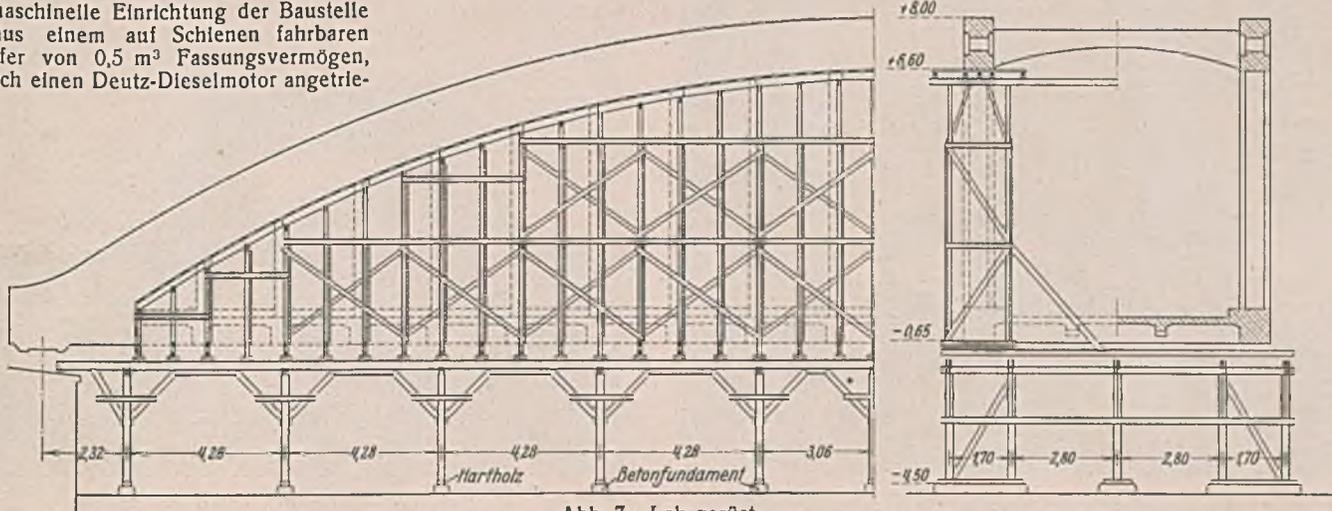


Abb. 7. Lehrgerüst.

benen SSW-Stromerzeuger für die Baumaschinen und die Beleuchtung, einem Wolff-Turmdrehkran, mehreren Mischmaschinen und Pumpen, einer Kiesslebanlage und Holz- und Eisenbearbeitungsmaschinen in den Werkstätten. Für die weiter entfernt gelegenen Brücken, Durchlässe und Düker wurden Mischmaschinen und Pumpen mit Dieselmotoren und für die Straßenbauarbeiten eine Dampfwalze verwendet.

Im September 1936 wurden die Gründungsarbeiten in Angriff genommen. Die Eisenbeton-Senkbrunnen wurden an Ort und Stelle betoniert (Abb. 6) und mit Hilfe des Dampfgreifers abgesenkt. Für zwei Mittelpfeiler wurden Inseln geschüttet, um das Betonieren der Brunnen

Das Lehrgerüst (Abb. 7) bestand aus Unter- und Obergerüst und war auf Betonsockeln und Ramppfählen gegründet. Für das Untergerüst wurde Alamoholz — eine Pappelart der dortigen Gegend, die für Bauzwecke benutzt werden kann — verwendet. Es war so eingerichtet, daß es sowohl als Unterstützung für das Obergerüst beim Betonieren des Bogens als auch aus der gleichen Lage heraus zum Betonieren der Fahrbahn verwendet werden konnte. Das Obergerüst bestand aus Kiefernholz, das in Argentinien Einfuhrware ist; wegen der größeren Widerstandsfähigkeit der Kiefer konnte es entsprechend leichter gehalten werden, was wiederum bei dem fünfmaligen Umbau Lohnersparnisse brachte.

Zur sicheren Einhaltung der Baufristen wurden zwei Untergerüste und ein Obergerüst verwendet.

Um nach Möglichkeit das Auftreten von Rissen in den durch Zugkräfte beanspruchten Baugliedern zu vermeiden, war eine Reihe besonderer Ausführungsmaßnahmen erforderlich. Wichtig war zunächst die Reihenfolge des Betoniervorgangs, der wie folgt abgewickelt wurde:

1. Betonieren des Bogens mit Fahrbahndfeldern und Windverband,
2. Betonieren der Fahrbahn mit Zugband, mit Ausnahme des Mittelfeldes,
3. Betonieren des Fahrbahnmittelfeldes und der Fußwege,
4. Betonieren der Hängestangen und des Geländers,
5. Betonieren der Fahrbahnschutzschicht (Verschleißschicht).

Der Bogen wurde in fünf Abschnitten betoniert. Zur möglichst gleichmäßigen Belastung des Lehrgerüsts wurde an beiden Widerlagern gleichzeitig begonnen, wobei die Endfelder der Fahrbahn sofort mitbetoniert wurden. Dann wurde der Scheitel des Bogens mit den Quertägern und Schrägstäben (Windverband) betoniert. Am dritten Tage wurden die fehlenden beiderseitigen Zwischenstücke betoniert und damit der Bogen geschlossen. Durch das Betonieren der Bogen in Abschnitten, die schräg zwischen den Eisenbewehrungen abgeschalt wurden, wurde eine günstige Belastung des Lehrgerüsts erreicht und der Gefahr von Rissebildungen im eben erhärtenden Beton wirksam begegnet, die infolge der Veränderungen (Setzungen) des Lehrgerüsts während des Betonierens bei zunehmender Belastung leicht entstehen können. Um dem Schwindeinfluß des abbindenden Betons entgegenzuwirken, wurde nach Ablauf von weiteren drei Tagen das Lehrgerüst vorsichtig gesenkt. Zu diesem Zwecke wurden die 156 Keilunterlagen, auf denen das Obergerüst ruhte, nach einem besonderen Plan gelöst.

Nach Ablauf von 21 Tagen wurde das obere Lehrgerüst abgesehen und abgebaut, nachdem vorher die Unterstützungen der Zugbänder beseitigt waren. Die Zugbänder, die von einer Eisenbauwerkstatt fertig bearbeitet und mit eingeschweiften Bolzenverbindungen angeliefert wurden, nahmen bei Absenkung des Lehrgerüsts die gesamten Schubkräfte des Bogens auf und waren entsprechend straff (Abb. 8).



Abb. 8. Der Bogen nach dem Absenken des Lehrgerüsts.

Vor dem Betonieren der Fahrbahn wurden die Zugbänder mit einem 2 mm dicken Schutzanstrich versehen, der dazu diente, die elastischen Längungen der Zugbänder infolge der Belastung durch das Eigengewicht der Fahrbahn zu ermöglichen. An den Verbindungen der Hängestangen mit den Zugbändern und an den Laschen- und Bolzenverbindungen wurden Korkstreifen angebracht, die dem gleichen Zwecke dienten. Von den Widerlagern ausgehend, wurde danach die Fahrbahn zusammen mit den Zugbändern betoniert, wobei das Mittelfeld offengelassen wurde. Nach Ablauf der Abbindezeit wurde auch das Untergerüst beseitigt.

Vor dem Schließen des Fahrbahnmittelfeldes wurde die Fahrbahn durch Aufbringen von Kies, der gewichtsmäßig der Verkehrslast entsprach, belastet. Auf die Zugbänder wirkten somit vor dem Schließen der Fahrbahn alle Belastungen, die im späteren Verkehr auftreten können. Beim Betonieren des Fahrbahnmittelfeldes wurde eine Hängeschalung verwendet. Zusammen mit dem Fahrbahnmittelfeld wurden auch die Fußwege betoniert, die an der Fahrbahnseite Schrammkanten aus Winkel-eisen erhielten.

Im Anschluß daran wurden die Hängestangen sowie die Geländer betoniert. Nach dem Abbinden des Hängestangenbetons wurde der Ballast beseitigt und die Fahrbahnverschleißschicht aufgebracht.

Die Eisenbetonteile der Brücke blieben mit Ausnahme des Geländers, das einen rauhen Spritzputz erhielt, unverputzt.

Für das gesamte Bauwerk wurde gehobelt Schalung verwendet. Die Aussparungen im Steg wurden aus verzimmerten, keilförmig angefertigten Kästen, die mit Sperrholzplatten bezogen waren, hergestellt. Sie konnten ebenso wie die Bogenschalung für alle fünf Bogen verwendet werden.

Risse.

Eine genaue Untersuchung des ersten fertiggestellten Bogens ließ im Zugbandkörper zwischen den Lagern und der ersten, kürzesten Hängestange einige Haarrisse erkennen, die darauf zurückgeführt wurden, daß beim Be-

tonieren des Bogens und der Fahrbahndfelder auch gleichzeitig die kurze Hängestange mitbetoniert wurde (Abb. 8), die so bei der Veränderung, die Bogen und Zugband bei der zunehmenden Belastung erfuhren, die Risse herbeiführte. Beim zweiten Bogen wurden die kurzen Hängestangen nicht mitbetoniert, aber auch hier traten an der gleichen Stelle einige haarfeine Risse auf. Vorbeugend wurden bei den übrigen Bogen an den gefährdeten Stellen des Zugbandes Sondereinlagen von Rundisen mit Bügeln angeordnet, die aber auch nur teilweise zum Erfolg führten. An Bogen und Hängestangen wurden hier keine Risse festgestellt. Die Haarrisse in den Zugbandkörpern, die übrigens keineswegs für das Bauwerk irgendwie gefährlich werden können, wurden mit Gipsbändern versehen und dauernd beobachtet. Bei der späteren Probelastung des Bauwerks zeigten sie keinerlei Veränderungen mehr.



Abb. 9. Die fertige Brücke.



Abb. 10. Durchblick durch die Brücke.

Probepbelastung.

Am 14. Oktober 1937 wurde die Brücke einer Probepbelastung unterzogen, wobei durch Straßenwalzen und Lastzüge eine Verkehrslast von insgesamt 67 t auf einen Bogen aufgebracht wurde. Die unter den Bogen eingebauten Meßgeräte zeigten eine Durchbiegung der Fahrbahn in ungünstigster Laststellung zwischen 1,1 und 0,35 mm. Die Durchbiegung ging unmittelbar nach der Entlastung der Fahrbahn um 0,1 bis 0,03 mm zurück. Am 22. Oktober 1937 wurde die Brücke durch den Gobernador der Provinz Mendoza eingeweiht und dem Verkehr übergeben.

Alle Rechte vorbehalten.

Das Trägheitsmoment von Verbundbalken.

Von Professor Friedrich Hartmann, Wien.

Über die zur Berechnung der Durchbiegungen von hölzernen Verbundbalken einzuführenden Trägheitsmomente herrschen unrichtige Vorstellungen. Da gegenwärtig die Holznorm neu gefaßt wird, dürfte eine Klarstellung des Sachverhalts erwünscht sein.

Nach der Norm werden Verbundbalken so wie Einheitsbalken, jedoch mit einem abgeminderten Widerstandsmoment $W = \frac{\alpha BH^2}{6}$ berechnet, wobei $\alpha < 1$ ist. Aus Versuchen hat sich für 2fache Balken $\alpha = 0,8$, für 3fache Balken $\alpha = 0,6$ ergeben. Es ist nun recht naheliegend, die Trägheitsmomente mit $J = \frac{WH}{2}$ zu bilden. Dies ist aber unrichtig, denn die zu $\frac{\alpha BH^2}{6}$ gehörigen Trägheitsmomente sind viel kleiner. Ein Verbundbalken ist eben kein einheitliches Tragwerk und für ihn gelten keineswegs die Gesetze des einheitlichen Balkens.

1. Bevor an die richtige Berechnung der Trägheitsmomente geschritten wird, ist es notwendig, einige Gleichungen für den Einheitsbalken zu entwickeln. Für einen solchen läßt sich die Durchbiegung in der Form darstellen

$$(1) \quad \delta = C \cdot \frac{M l^2}{EJ}$$

Dabei hängt C von der Belastung ab, deren größtes Moment M ist. M ist auch das Moment der inneren Kräfte oder Spannungen. Nach Abb. 1 ist die Mittelkraft der Druck- und Zugbiegespannungen mit der Biegerspannung σ_b

$$D = Z = B \cdot \frac{1}{2} \cdot \sigma_b \cdot \frac{H}{2} = \frac{BH}{4} \cdot \sigma_b$$

und das Innenmoment

$$(2) \quad M = D \cdot \frac{2}{3} \cdot H = \frac{BH^2}{6} \cdot \sigma_b$$

Setzt man dies (die bekannte Naviersche Gleichung mit dem Widerstandsmoment) in Gl. (1) ein, so ist auch

$$(3) \quad \delta = \frac{2C\sigma_b l^2}{EH}$$

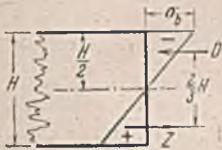


Abb. 1.

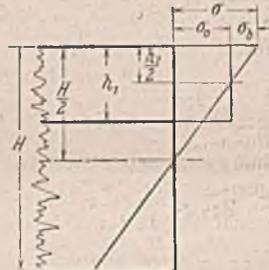


Abb. 2.

Diese Gleichung ist wesentlich für die weiteren Untersuchungen, und wesentlich ist auch, daß man sie nicht nur aus dem ganzen Balken, sondern auch aus einem durch waagerechten Schnitt herausgetrennten Teil des Balkens errechnen kann, was ja deshalb möglich sein muß, weil jeder solche Teil des Balkens sich ebenso stark durchbiegt wie der ganze Balken. In Abb. 2 ist ein Teilbalken mit der Höhe h_1 herausgegriffen, für den die Spannungen zerfallen in Längsspannungen σ_0 und in Biegespannungen σ_b . Das innere Moment für den Balkenteil h_1 ist das Moment der Biegespannungen allein, da das der Längsspannungen Null ist.

Man erhält nach Gl. (2) $M_1 = \frac{B h_1^2}{6} \cdot \sigma_b$; mit $h_1 = \frac{H}{n}$ ist das Trägheitsmoment $J_1 = \frac{B H^3}{12 n^3}$; nun ist $\sigma_b = \sigma \cdot \frac{h_1}{H} = \frac{\sigma}{n}$, daher $M_1 = \frac{B H^2}{6 n^3} \cdot \sigma$; setzt man M_1 und J_1 in Gl. (1) ein, so erhält man

$$\delta = \frac{C}{E} \cdot \frac{B H^2}{6 n^3} \cdot l^2 \sigma \cdot \frac{12 n^3}{B H^3} = \frac{2C\sigma l^2}{EH}$$

also dasselbe wie nach Gl. (3), denn jetzt ist nach Abb. 2 die gesamte Biegespannung für den ganzen Balken mit σ bezeichnet. Führt man die Teilbiegespannung $\sigma_b = \frac{\sigma}{n}$ ein, so ist wie (Gl. 3)

$$(4) \quad \delta = \frac{2n C \sigma_b l^2}{EH}$$

2. Der zweifache Verbundbalken. Abb. 3 zeigt die Spannungsverteilung. Es bildet sich in jedem der Einzelbalken eine eigene Nulllinie heraus, deren Lage von der Verbundwirkung abhängt. Aus Versuchen hat sich $W = 0,8 \cdot \frac{B H^2}{6}$ ergeben. Hier soll jedoch allgemeiner gerechnet werden mit

$$(5) \quad W = \alpha \cdot \frac{B H^2}{6}$$

daraus folgt

$$(6) \quad \sigma = \frac{M}{W} = \frac{6M}{\alpha B H^2}$$

Nun wird das Moment M aus der Spannungsverteilung berechnet, wobei $\sigma = \sigma_0 + \sigma_b$ oder $\sigma_b = \sigma - \sigma_0$ ist. Man erhält

$$(7) \quad M = \frac{B H}{2} \cdot \sigma_0 \cdot \frac{H}{2} + B \cdot \frac{\sigma - \sigma_0}{2} \cdot \frac{H}{4} \cdot \frac{H}{3} \cdot 2 = (\sigma_0 + \sigma/2) \frac{B H^2}{6}$$

Dies in Gl. (6) eingesetzt, ergibt $\sigma = \frac{\sigma_0}{\alpha} + \frac{\sigma}{2\alpha}$.

Daraus ergibt sich

$$(8) \quad \begin{cases} \sigma_0 = \sigma(\alpha - 0,5) \\ \sigma_b = \sigma(1,5 - \alpha) \end{cases}$$

Die Durchbiegung des Einzelbalkens von der Höhe $h = \frac{H}{2}$ ist nach Gl. (4) mit $n = 2$

$$(9) \quad \delta = \frac{4C\sigma_b l^2}{EH} = \frac{4C(1,5 - \alpha) l^2 \sigma}{EH}$$

Faßt man nun den ganzen Verbundbalken als Einheitsbalken mit einem herabgeminderten Trägheitsmoment J auf, so ist nach Gl. (1) auch

$$(10) \quad \delta = \frac{C M l^2}{EJ}$$

Die Gleichsetzung von Gl. (9) u. (10) liefert $J = \frac{M H}{4(1,5 - \alpha)\sigma}$; nach Gl. (6) ist $\frac{M}{\sigma} = W = \alpha \cdot \frac{B H^2}{6}$, daher

$$(11) \quad J = \frac{\alpha}{2(1,5 - \alpha)} \cdot \frac{B H^3}{12}$$

Mit dem genormten Wert $\alpha = 0,8$ erhält man

$$(11a) \quad J = 0,57 \cdot \frac{B H^3}{12}$$

Würde man $J = W \cdot \frac{H}{2} = 0,8 \cdot \frac{B H^3}{12}$ setzen, so wäre der Fehler 40% des richtigen Wertes.

3. Der dreifache Verbundbalken. Nach der Norm ist hier $W = 0,6 \cdot \frac{B H^2}{12}$. Es wird hier wieder allgemeiner gerechnet mit

$$(12) \quad W = \beta \cdot \frac{B H^2}{6} \quad \text{und} \quad \sigma = \frac{M}{W} = \frac{6M}{\beta B H^2}$$

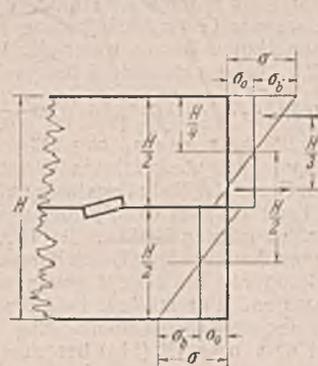


Abb. 3.

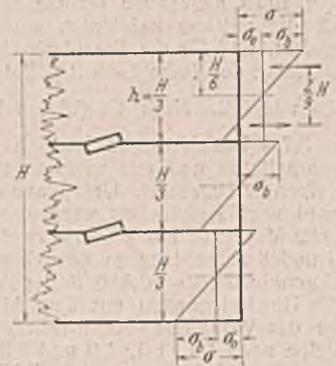


Abb. 4.

Abb. 4 zeigt die Spannungsverteilung. Die Linien der Biegespannungen müssen in allen drei Teilbalken gleichlaufend sein, weil die reine Biegespannung σ_b dieselbe in allen drei Teilbalken sein muß, da sich diese ja gleich stark durchbiegen. Das Innenmoment des Verbundbalkens ist

$$(13) \quad M = \sigma_0 \cdot \frac{B H}{3} \cdot \frac{2}{3} \cdot H + \frac{\sigma - \sigma_0}{2} \cdot \frac{B H}{6} \cdot \frac{2 H}{9} \cdot 3 = (\sigma_0 + \sigma/3) \frac{B H^2}{6}$$

Dies in Gl. (12) eingesetzt, ergibt $\sigma = 1/\beta(\sigma_0 + \sigma/3)$; daraus ergibt sich

$$(14) \quad \begin{cases} \sigma_0 = \sigma(\beta - \frac{1}{3}) \\ \sigma_b = \sigma(\frac{4}{3} - \beta) \end{cases}$$

Gl. (4) lautet mit $n=3$:

$$(15) \quad \delta = \frac{6C\sigma_b l^2}{EH}$$

Setzt man für σ_b den Wert aus Gl. (14) ein, so ist auch

$$(16) \quad \delta = \frac{2Cl^2}{EH} \cdot \sigma(4-3\beta)$$

Faßt man wieder den Verbundbalken als Einheitsbalken mit herabgesetztem Trägheitsmoment J auf, so ist nach Gl. (1):

$$(17) \quad \delta = \frac{CMl^2}{EJ}$$

Die Gleichsetzung von Gl. (16) u. (17) ergibt $J = \frac{MH}{2\sigma(4-3\beta)}$; nach

Gl. (12) ist $\frac{M}{\sigma} = \frac{\beta BH^2}{6}$, also

$$(18) \quad J = \frac{\beta}{4-3\beta} \cdot \frac{BH^3}{12}$$

Mit dem genormten Wert $\beta=0,6$ erhält man:

$$(18a) \quad J = 0,27 \cdot \frac{BH^3}{12}$$

Würde man $J = \frac{WH}{2} = 0,6 \cdot \frac{BH^3}{12}$ setzen, so wäre der Fehler 120% des richtigen Wertes.

Gegen die hier gebrachte Berechnung der Trägheitsmomente läßt sich der Einwand erheben, daß die abgeminderten Widerstandsmomente $0,8W$ und $0,6W$ Bruchversuchen entstammen, also sich auf den Bruchzustand beziehen, während die Durchbiegungen, zu deren Berechnung man die Trägheitsmomente benötigt, für die Gebrauchsbelastung nachzuweisen sind. Bei neuen Balken werden also Gl. (11a) u. (18a) in der Regel zu ungünstige Werte ergeben. Sie sind eben nur richtig, wenn tatsächlich die Wirkung der Balken so ist, daß die Widerstandsmomente die genormten Werte haben. Nun ist aber zu bedenken, daß bei im Betrieb stehenden Verbundbalken die Wirkung mit der Zeit immer schlechter wird und noch schlechter werden kann als beim Bruch neuer Balken. Dies zeigen schon die ersten Versuche mit Verbundbalken, die der Hauptmann im Geniestabe Bock durchführte¹⁾. Diese Versuche erregten damals großes Aufsehen, da man bis dahin Verbundbalken ebenso wie einheitsliche Balken berechnete und nun erfahren mußte, daß dies ganz unrichtig sei. Da von den damals untersuchten zahlreichen Bauweisen heute nur verzahnte und verdübelte Balken von Bedeutung sind, mögen nur die Versuche für diese herausgegriffen werden. Aus der zeichnerischen Darstellung des Verhältnisses der wirklichen zur rechnerischen Tragkraft (des Einheitsbalkens) in Tafel 2 (1891) entnimmt man, daß für dreifach verzahnte Träger (VIII) und längsverdübelte Träger (IX) dieses Verhältnis rd. 0,6 war, wie man es heute für dreifache Verbundbalken annimmt. Unterhalb ist eine zeichnerische Darstellung des Verhältnisses der wirklichen zur rechnerischen Durchbiegung zu finden, und zwar für verschiedene Belastungsstufen. Hier wird dieses Verhältnis angegeben für die anfänglich ganz geringe Belastung, dann für die mittlere Belastung, wie sie etwa der Gebrauchsbelastung entspricht, und für die Bruchlast. Beim verzahnten Balken waren die Verhältnisse der Reihe nach 2,5, 2,0 und 2,5, beim verdübelten Balken 3,7, 2,6 und 3,2. Nach Gl. (18a) erhält man den zu strengen Wert $\frac{1}{0,27}$

$= 3,7$. Die Versuche wurden aber mit ganz neuen, sorgfältig angearbeiteten und mit entsprechender Sprengung ausgeführten Verbundbalken durchgeführt. Über einen zweiten Grund der Nichtübereinstimmung wird noch gesprochen werden. Bock berichtet aber dann²⁾ über neuerliche Versuche mit 4 Stück zweifachen, verzahnten Balken, die 1½, 2, 6 und 8 Jahre lang in Betrieb gestanden hatten. Die Darstellung der Durchbiegungen in Abb. 3 der Abhandlung von Bock zeigt genau, wie die Durchbiegungen mit dem Alter wachsen. Für mittlere Belastungen ist das Verhältnis der wirklichen zur rechnerischen Durchbiegung der Reihe nach 1,4, 1,6, 1,9 und 2,2. Mit dem nach Gl. (11a) berechneten Trägheitsmoment $J = 0,57 \cdot \frac{BH^3}{12}$ wäre das Verhältnis $\frac{1}{0,57} = 1,75$.

Dies ist wieder für neue Balken ein zu großer, für ältere Balken aber ein zu kleiner Wert. Bei dem ältesten der 4 Balken ist die schlechte Wirkung allerdings noch durch Äste in der Zugzone gefördert worden.

Es ist aber, wie erwähnt, noch ein zweiter Grund vorhanden, weshalb die Durchbiegungen von neuen Balken bei den Versuchen von Bock wesentlich günstigere Durchbiegungen ergaben als Gl. (11a) u. (18a). Die Verbundwirkung hängt ja vor allem von der Größe des Zahndruckes ab und dieser von den Schubkräften, also von der Größe der Querkraft. Die Versuche von Bock wurden, wie auch neuere Versuche, so durchgeführt, daß die Balken mit einer Einzellast in der Mitte belastet wurden. Das ist aber für den Verbund die denkbar günstigste Belastungsweise, da sie bei größter Biegebeanspruchung die kleinste Querkraft ergibt. Gleichmäßig verteilte Belastung, die dasselbe größte Moment

bewirkt wie eine Einzellast in der Mitte, ergibt am Trägerende eine doppelt so große Querkraft, also viel stärkere Nachgiebigkeit des Verbundes, da gerade die Verbindungen beim Auflager besonders entscheidend für die Verbundwirkung sind. Bei beweglicher Belastung, bei der wechselnd die größten Momente und größten Querkräfte entstehen, ist die Einwirkung auf die Nachgiebigkeit des Verbundes noch stärker, wozu nicht zuletzt auch noch die Stoßwirkung beiträgt.

Bei neuen Brücken werden die Abminderungsziffern α und β wohl immer größer sein als 0,8 und 0,6. Bei zweifachen Balken würde man mit $\alpha=0,9$ nach Gl. (11) erhalten: $J = 0,75 \cdot \frac{BH^3}{12}$; der Kehrwert von

0,75 ist 1,33. Da für den 1½ Jahre alten Träger 1,4 erhalten wurde, dürfte die Annahme 0,9 richtig sein. Bei dem 6 Jahre alten Träger ist aber das Durchbiegungsverhältnis schon auf 1,9 gewachsen, die Verbundziffer α also schon kleiner als 0,8 geworden. Der älteste Balken möge wegen der erwähnten Fehler unberücksichtigt bleiben. Die unteren Grenzen von α sind dadurch gegeben, daß der Verbund vollkommen seine Wirksamkeit verliert und die Wirkung die von lose übereinanderliegenden Balken ist. Für 2 Balken erhält man aus der Gleichung $\alpha \cdot \frac{BH^2}{6} = 2 \cdot \frac{B}{6} \left(\frac{H}{2}\right)^2 \dots \min \alpha = 0,5$. Die Durchbiegung wäre dann 4 mal so groß wie bei einem einheitslichen Balken. In Gl. (11) erhält man für $\alpha=0,5$: $\frac{\alpha}{2(1,5-\alpha)} = 0,25$, also den Kehrwert von 4.

Für 3 Balken ergibt sich die Grenze aus der Gleichung $\beta \cdot \frac{BH^2}{6} = 3 \cdot \frac{B}{6} \left(\frac{H}{3}\right)^2 \dots \min \beta = 0,333 = \frac{1}{3}$. Die Durchbiegung wäre dann

9 mal so groß als für den Einheitsbalken. Gl. (18) ergibt für $\beta=1/3$: $\frac{\beta}{4-3\beta} = \frac{1}{9}$, also den Kehrwert 9. Wenn man aus den Versuchen der ersten Gruppe den verdübelten Balken herausgreift, für den sich das Verhältnis der Durchbiegungen bei mittlerer Belastung mit 2,6 ergeben hat, kann man β aus der Gleichung berechnen: $\frac{1}{2,6} = \frac{\beta}{4-3\beta}$ und erhält $\beta=0,71$ statt des normenmäßigen Wertes 0,6, also ein Widerstandsmoment $W=0,71 \cdot \frac{BH^2}{6}$, wobei aber mit der für den Verbund günstigen

Belastung durch eine Einzellast in Balkenmitte gerechnet wurde. Dieser Wert gilt natürlich nur für ganz neue Balken. Das Trägheitsmoment hierzu wäre $J = \frac{1}{2,6} \cdot J_0 = 0,385 \cdot \frac{BH^3}{3}$, keinesfalls aber $0,6 \cdot \frac{BH^3}{12}$, wie man es aus dem Normenwert von W mit $J = W \cdot \frac{H}{2}$ erhalten würde.

Es ist somit zu ersehen, daß man die Trägheitsmomente aus den genormten Werten der Widerstandsmomente keinesfalls nach der Gleichung $J = W \cdot \frac{H}{2}$ berechnen darf. Mit Rücksicht auf die Verschlechterung des Verbundes schon nach wenigen Jahren (auch infolge Nachgebens der Schrauben) dürfte es sehr zu empfehlen sein, die Trägheitsmomente nach Gl. (11a) u. (18a) zu berechnen, wobei die Ziffern 0,57 und 0,27 allenfalls auf 0,6 und 0,3 aufgerundet werden könnten.

Nach Abschluß der Arbeit kamen mir Versuche von Professor Graf³⁾ in Erinnerung. Es handelt sich dabei um zweifache Verbundbalken mit Runddübeln aus Eichenholz. Die Belastung bildeten zwei Einzellasten, die entweder in den Drittelpunkten oder etwas enger standen. Der Wirkungsgrad der Balken ergab sich beim Bruch mit den Werten $\alpha=0,72$ bis 0,96. Dieser Wirkungsgrad wurde stets aus den Bruchlasten des Verbundbalkens und eines Vollbalkens gleicher Abmessungen gewonnen. Aus Abb. 14 bis 17 entnimmt man aber, daß das Verhältnis der Durchbiegungen des Vollbalkens und des Verbundbalkens bei einer rechnerischen Randbiegespannung von 100 kg/cm², was also ungefähr der Gebrauchsbelastung entspricht, in allen Fällen zwischen 0,5 und 0,6 liegt. Das heißt also, daß der Zahlenwert des Trägheitsmoments J des Verbundbalkens, der von mir für zweifache Balken mit 0,57 berechnet wurde, bei den Versuchen von Graf schon bei der Gebrauchsspannung sogar auf 0,5 sinkt und höchstens 0,6 erreichte. Bemerkenswert ist dabei, daß gerade bei dem Versuchstabe 4 der Wirkungsgrad 0,96, das Verhältnis der Durchbiegungen aber 0,5 war. Beim Bruch lag dieses Verhältnis bei 0,4. Dabei gibt Graf an, daß die Schrauben jeweils vor dem Versuch gut angezogen wurden. Nun geht aus dem Verhältnis der Durchbiegungen aber klar hervor, daß der Wirkungsgrad schon bei der Gebrauchsspannung nicht einmal mehr 0,8 und beim Bruch natürlich noch kleiner war. Wenn der Vergleich der Bruchlasten des Verbund- und Vollbalkens 0,96 ergeben hat, dann lag die Ursache offenbar darin, daß das Holz des Vollbalkens eine kleinere Festigkeit hatte als das des Verbundbalkens, was ja bei Holz nur zu leicht möglich ist, selbst wenn man möglichst gleichartiges Holz aussucht.

Nun ist aber noch zu fragen, warum der tatsächliche Wirkungsgrad bei den Versuchen von Graf kleiner war als der Wirkungsgrad der neuen Balken, mit denen Bock seine Bruchversuche durchführte. Das liegt offenbar an der Art des Verbundes. Die Balken, die Bock verwendete, hatten Zähne und Dübel, die über die ganze Balkenbreite reichten. Die kreisförmigen Dübel hingegen hatten nur 65 mm Durchm., während

¹⁾ Zeitschr. des Österr. Ing.- u. Arch.-Vereins (Wochenschrift), 1891 und 1892.

²⁾ a. a. O., Jahrg. 1892.

³⁾ Bauling. 1930, Heft 10.

die Balkenbreite 104 mm war. Die Dübelpressungen bei den Grafschen Versuchen sind daher sehr hoch und somit auch die Nachgiebigkeit. Für die Balken 1 und 5 werden die gegenseitigen Verschiebungen der Balken über dem Auflager in Zusammenstellung I angegeben. Sie betragen beim Balken 1 bei einer Randbiegespannung von 127 kg/cm² 0,66 und beim Balken 5 bei 131,4 kg/cm² 0,08 cm. Der Unterschied erklärt sich daraus, daß Balken 1 sechs, Balken 5 aber nur drei Dübel zwischen Stütze und Lastpunkt hatte. Diese Verschiebungen scheinen nun allerdings sehr unbedeutend zu sein, und man könnte sich versucht fühlen, daraus auf ganz besonders geringe Nachgiebigkeit zu schließen. Diese Ansicht ändert sich aber, wenn man nachrechnet, wie groß die gegenseitige Verschiebung von zwei gleichen ohne jeden Verbund übereinanderliegenden Balken ist. Die Entfernung vom Stütz- zum Lastpunkt war hier $a = 84$ cm. Wenn die geradlinig verlaufende Randspannung des Einzelbalkens σ mit dem

größten Wert σ_{\max} ist, so ist die gegenseitige Verschiebung über dem

$$\text{Auflager } \Delta = 2 \int_0^a \frac{\sigma}{e} \cdot dx = \frac{\sigma_{\max} a}{e}; \text{ aus dem Versuch mit dem Vollstab I}$$

ergibt sich $e = 110\,00$ kg/cm²; bei einer rechnermäßigen Randbiegespannung des Verbundbalkens von 130 kg/cm² wäre die von zwei losen Einzelbalken doppelt so groß, also $\sigma_{\max} = 260$ kg/cm², und man erhält $\Delta = \frac{260 \cdot 84}{110\,000} = 0,20$ cm. Man sieht also, daß die Nachgiebigkeit von 0,06 und 0,08 cm keineswegs gering ist. Das Ergebnis der Versuche von Graf ist, daß Gl. (11a) bei Kreisdübeln sogar schon für die Gebrauchslast bei neuen und gut verschraubten Balken hier zu ungünstige Werte ergibt.

Alle Rechte vorbehalten.

Zahlenaufbau der statisch bestimmten ebenen Fachwerke.

Von Professor Dr.-Ing. habil. Robert Kraus, Kunming (China).

(Schluß aus Heft 28.)

Besondere Bildungsgesetze für Scheibenfachwerke.

Der Zahlenaufbau der Scheibenfachwerke eignet sich besonders für das planmäßige Aufsuchen von Fachwerken zur Aufstellung einer Ordnung, wie sie in Abb. 3 angefangen wurde, und für praktische Fälle, bei denen eine bestimmte Zahl von Stützstellen gegeben ist und alle über diesen Stützstellen möglichen Fachwerke ermittelt werden sollen.

Neben dem planmäßigen Zahlenaufbau gibt es eine Reihe anderer Verfahren zum Bau von Scheibenfachwerken, die zwar eine bestimmte Ordnung vermissen lassen, jedoch manchmal schneller zu bestimmten Zielen führen können und deshalb hier angeführt seien. Alle auf irgendeine Art hergestellten Fachwerke lassen sich selbstverständlich in die Ordnung nach Abb. 3 einfügen und müssen als freie Fachwerke die Grundbedingung der Gl. (1), als feste Fachwerke die Grundbedingung der Gl. (2) erfüllen.

Der Aufbau durch Zweischläge über einem Steg wurde bei den Fachwerken der Abb. 2 bis 2b angewendet, wobei ein neuer Zweischlag sowohl an beliebigen verschiedenen Scheiben wie auch an derselben Scheibe angeschlossen werden kann. Bei derartigen Fachwerken führt die Kräfteermittlung stets auf die Aufgabe des Dreigelenkbogens, die sich in den Sonderfällen der einseitigen Belastung zur gewöhnlichen Stützkraftermittlung vereinfacht.

Aus Fachwerken, die durch Zweischläge oder auf andere Weise aufgebaut wurden, gewinnt man durch Gliedertausch neue Formen. Ein Beispiel hierfür bietet das Fachwerk der Abb. 2c, das man durch Neuordnung der Glieder mit zwei Gelenken aus dem Fachwerk der Abb. 2a erhalten kann. Da hierbei Gl. (1) oder (2) erfüllt bleiben muß, darf sich die Zahl der Gelenke nicht ändern. Sie ändert sich bei der Neuordnung eines einzigen Gliedes mit zwei Gelenken nicht, wenn dabei wieder zwei Gelenke entstehen. Man darf daher zum Neuananschluß kein Gelenk zwischen zwei Scheiben öffnen und das Glied mit zwei Gelenken dazwischen setzen, denn dann würde ein Gelenk weniger als vorher entstehen. Diese Öffnung eines Gelenks ist jedoch notwendig, wenn wie in Abb. 2a ein Zweischlag aufgelöst wird, um ein Fachwerk nach Abb. 2c zu erzielen. Die beliebige Anordnung der beiden Glieder mit zwei Gelenken würde vier Gelenke statt der drei des Zweischlags ergeben, weshalb im Fachwerk der Abb. 2a das Gelenk der beiden Scheiben mit drei Gelenken geöffnet und nach Abb. 2c ein Glied mit zwei Gelenken dazwischen gesetzt wurde.

werke vereinigt. Es ist offensichtlich, daß man als Bindemittel ein beliebiges Fachwerk verwenden und an jedem Glied des Bindemittels ein oder mehrere Fachwerke ansetzen kann.

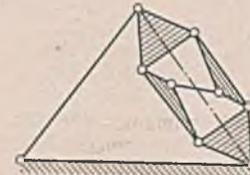


Abb. 5. Ersatz einer Scheibe durch ein Scheibenfachwerk.

Ein Beispiel für den eigentlichen Gliederersatz durch freie Fachwerke ist in Abb. 5 dargestellt, wo in einem Dreigelenkbogen ein Glied mit zwei Gelenken durch ein Fachwerk nach Abb. 2c ersetzt wurde.

Bekannte feste Fachwerke können durch Stellung auf ein anderes Glied in neue feste Fachwerke verwandelt werden. Man macht in diesem Fall das Fachwerk frei und unter Verwendung eines anderen Gliedes als Steg daraus wieder ein festes Fachwerk.

Umwandlung der Scheibenfachwerke in Stabfachwerke.

Die Umwandlung durch Zusammenlegung von Gelenken ist mit Vorsicht auszuüben. Es darf dabei keine Beweglichkeit eintreten, und es müssen Glieder- und Gelenkzahl erhalten bleiben, wobei z. B. ein Gelenk, das durch Zusammenlegung zweier Gelenke zum Doppelgelenk wurde, auch als zwei Gelenke zu zählen ist. Bei dieser Art der Zählung erfüllen die so gewonnenen Stabfachwerke Gl. (1) u. (2), weil sie eigentlich Scheibenfachwerke geblieben sind. Sie erfüllen aber auch die bekannte Gleichung

$$(17) \quad s = 2k - 3$$

der freien Stabfachwerke, worin s die Stabzahl und k die Zahl der Knotenpunkte ist. Bei festen Stabfachwerken ist in dieser Gleichung für das feste Glied die zu seiner Starrheit nötige Stabzahl mitzuzählen. Die Vieleckzahl ist

$$(18) \quad p = k - 2$$

einschließlich der Vielecke im festen Glied bei Fachwerksausführung.

Die durch Zusammenlegung von Gelenken entstandenen Stabfachwerke haben die Eigenschaft, daß sie aus verschiedenen Scheibenfachwerken entstanden sein können, was sich ohne weiteres zeigt, wenn man die Mehrfachgelenke auflöst und wieder Scheibenfachwerke herstellen will. Diese Eigenschaft macht die eingangs erwähnte Abmachung über die Einordnung dieser Stabfachwerke notwendig und ist bei der Kräftebestimmung zu berücksichtigen.

Die zweite Art der Umwandlung eines Scheibenfachwerks in ein Stabfachwerk ist der Ersatz der Scheiben durch Stabfachwerke. Hierbei bleibt das ursprüngliche Scheibenfachwerk eindeutig erhalten, weshalb bei der Kräfteermittlung zuerst die Gelenkkräfte dieses Scheibenfachwerks und dann erst die Stabkräfte der Scheiben zu bestimmen sind. In einer Fachwerksordnung bleibt diese Art von Stabfachwerken selbstverständlich bei dem zugehörigen Scheibenfachwerk, aus dem sie hergestellt wurden. Auch diese Stabfachwerke erfüllen Gl. (17) u. (18), Gl. (1) u. (2) jedoch nur dann, wenn Glieder und Gelenke wie beim Scheibenfachwerk gezählt werden.

Besondere Bildungsgesetze für Stabfachwerke.

Statt der planmäßigen Herstellung von Stabfachwerken aus Scheibenfachwerken, die den Vorteil der Ordnung und der unmittelbaren Erkenntnis des Weges zur Kräfteermittlung bietet, kann man Stabfachwerke auch nach besonderen Bildungsgesetzen herstellen, wie sie bereits bei den Scheibenfachwerken aufgeführt wurden. Da die Stabfachwerke nur Stäbe, d. h. Glieder mit zwei Gelenken enthalten, dürfen Anschlüsse nur in den Gelenken stattfinden, die hier Knotenpunkte heißen. Die Knotenpunkte müssen auch die Angriffspunkte der Lasten sein, wenn das Stabfachwerk auch für die Kräfte ein solches sein soll. Bei einer Belastung außerhalb der Knotenpunkte wird der belastete Stab zum Glied mit zwei Gelenken, bei dem die Kräfte nicht mehr in der Stabachse liegen. Das Fachwerk ist in diesem Fall immer als Scheibenfachwerk zu behandeln, bei dem die Scheiben durch die in sich starren Fachwerksteile gebildet werden und bei dem zuerst die Gelenkkräfte und dann die Stabkräfte zu ermitteln sind. Ein Beispiel hierfür bietet das Fachwerk der Abb. 6, in dem durch die Belastung P der Stab CD zur Scheibe mit zwei Gelenken wird und daher der Rest des Fachwerks aus den Dreigelenkscheiben ACE und BDE sowie dem Zweigelenkglied bei B besteht. Die Ermittlung der Gelenk-

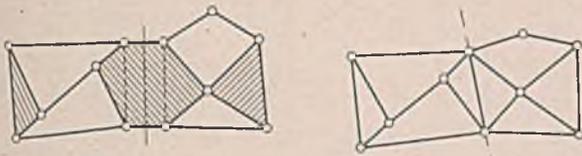


Abb. 4. Verbindung zweier freien Fachwerke durch Scheibenvereinigung.

Abb. 4a. Vereinigung zweier freien Stabfachwerke durch Stabverschmelzung oder Stabersatz.

Irgendwie hergestellte oder aus einer Ordnung nach Abb. 3 entnommene Fachwerke können durch Scheibenvereinigung zu einer neuen Fachwerksform zusammengesetzt werden. Ein Beispiel für die Vereinigung zweier freien Fachwerke bietet Abb. 4, in der zwei Scheiben mit drei Gelenken zu einer Scheibe mit sechs Gelenken vereinigt wurden. Die Vereinigung eines freien mit einem festen Fachwerk geschieht in derselben Weise, während bei der Vereinigung zweier festen Fachwerke die Gründung das vereinigte, gemeinsame Glied bildet und, damit die Vereinigung einen Zweck hat, eine Verbindung zwischen beiden Fachwerken durch einen Zweischlag oder ein Fachwerk hergestellt werden muß, aus dem man je nach der Zahl der Anschlußstellen ein Glied mit zwei oder mehr Gelenken entfernt hat, dessen Stelle die beiden zu verbindenden festen Fachwerke einnehmen.

Die mittelbare Vereinigung zweier freien Fachwerke durch Stabverbindung ist im Grunde ein Gliederersatz. Man erhält diese Verbindungen z. B. dadurch, daß man beim Fachwerk der Abb. 2 zwei Glieder mit zwei Gelenken oder beim Fachwerk der Abb. 2c zwei Glieder mit drei Gelenken mit je einem Glied zweier zu verbindender Fach-

kräfte *C, D, E* wird nach der Lösung für den Dreigelenkbogen mit der Grundlinie *CD* und dem unveränderlichen Punkt *M* durchgeführt. In Abb. 6a ist der sich nach diesem Verfahren ergebende Kräfteplan gezeichnet.

Stabfachwerke aus Zweischlägen wie in Abb. 1a oder Abb. 2 bis 2b, wenn hierbei die Dreiecke nicht als Scheiben angesehen werden, sind leicht jeder gewünschten Form anzupassen und erlauben immer die Zeichnung des Kräfteplans ohne vorausgehende Stütz- oder Gelenkkraftermittlung. Durch Stabtausch sind aus ihnen neue Formen zu erhalten, wobei auf Erhaltung der Knotenpunktzahl und darauf zu achten ist, daß kein an sich schon starrer Fachwerkstell überbestimmt wird. Die besondere Eigenschaft der einfachen Kräfteermittlung geht hierbei verloren.

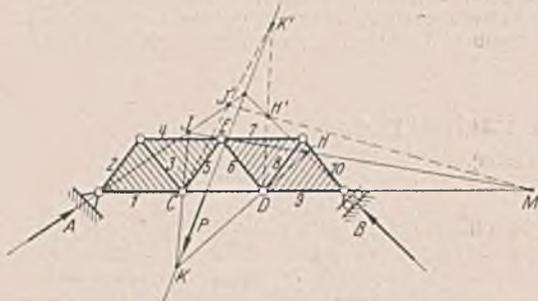


Abb. 6. Durch Stabbelastung als Scheibenfachwerk zu behandelndes Stabfachwerk.

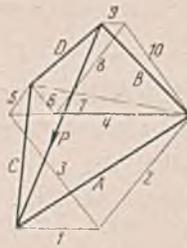


Abb. 6a. Kräfteplan zum Fachwerk der Abb. 6.

Die Vereinigung freier Fachwerke, wie sie in Abb. 4 für die Scheibenfachwerke dargestellt ist, führt bei den Stabfachwerken zur Verschmelzung zweier Stäbe in einen (Abb. 4a), die man auch als Ersatz eines Stabes durch ein Fachwerk ansehen kann. In derselben Art geschieht die Vereinigung zweier Stabfachwerke durch Anschluß an ein drittes, z. B. nach Abb. 2 oder 2c, wodurch die bekannten Stabverbindungen entstehen.

Schließlich kann man feste Fachwerke durch Ausführung der Gründung als Stabfachwerk zu freien Stabfachwerken oder Fachwerksscheiben machen, aus denen man durch Stellung auf einen in sich starren Fachwerksteil oder auch einen einzelnen Stab wieder ein festes Fachwerk mit neuer Form erhält.

Um beliebige Vielecke *n* zu einem statisch bestimmten Stabfachwerk zu vereinigen, sind Zusatzstäbe nötig, für deren Anzahl *z* man aus Gl. (17) die Beziehung

$$z = \sum n - 3$$

ableitet, wobei die Summanden *n* die Ecken oder Seiten der Vielecke bedeuten. In Abb. 7 sind ein Viereck und ein Fünfeck zu einem statisch bestimmten Fachwerk vereinigt, wozu $z = 4 + 5 - 3 = 6$ Zusatzstäbe nötig sind, die in Abb. 7 mit den Zahlen 1 bis 6 bezeichnet sind.

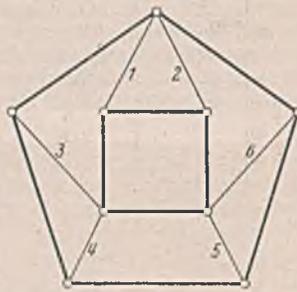


Abb. 7. Stabfachwerk durch Verbindung zweier Vielecke.

Unmittelbarer Aufbau von Fachwerksscheiben.

Die in den Scheibenfachwerken bei ihrer Umwandlung in Stabfachwerke einzusetzenden, aus Stäben gebildeten Fachwerksscheiben werden wohl am häufigsten unmittelbar entweder auf einer Stab- oder einer Knotenpunktgrundlage entwickelt.

Im ersten Fall, der für lang ausgedehnte Fachwerksscheiben in Frage kommt, werden wie in Abb. 8 von einem als Grundlage dienenden (dick gezeichneten) Stab ausgehend Zweischläge in den Knotenpunkten aneinandergesetzt, wobei es von der Aufbaurichtung und den Stababmessungen abhängt, welches Fachwerksmuster entsteht. Beim Anschluß des neuen Zweischlages an die letzten Knotenpunkte entsteht der fortlaufende Aufbau, der einreihig ist, wenn die Stabdreiecke in einer Reihe aufeinanderfolgen, und zweireihig wird, wenn die Dreiecke in zwei gleichlaufenden Reihen angeordnet werden. Der Aufbau kann auch rückgreifend gestaltet werden,

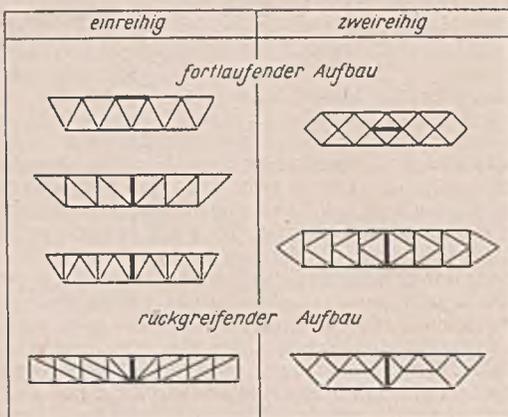


Abb. 8. Fachwerksträger mit Stabgrundlage.

wobei der neu angesetzte Zweischlag mit einem Stab an einen letzten und mit dem anderen an einen früheren Knotenpunkt angeschlossen wird. Dabei ist ebenfalls einreihiger oder zweireihiger Aufbau möglich.

Bei Fachwerksscheiben mit geringer Längsausdehnung ist ein planmäßiger Aufbau auf der Knotenpunktgrundlage vorteilhaft, der sämtliche Aufbaumöglichkeiten erkennen läßt. Es ist hierbei die Anzahl *k* der

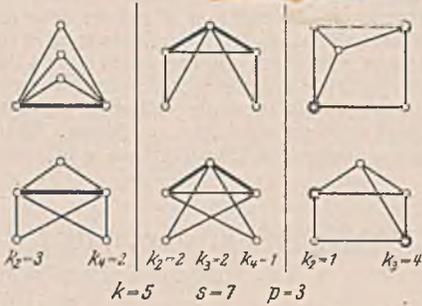


Abb. 9. Fachwerksscheiben mit 5 Knotenpunkten, geordnet nach Knotenart.

(19) $\sum x k_x = 2 k_2 + 3 k_3 + 4 k_4 + \dots = 2 s = 4 k - 6$ und
 (20) $\sum k_x = k_2 + k_3 + k_4 + \dots = k$

Die Aussonderung der einfachen Knotenpunkte *k*₂ aus beiden Gleichungen ergibt

(21) $k_3 + 2 k_4 + 3 k_5 + \dots = \sum (x - 2) k_x = 2 k - 6$

Die Summe wird dadurch begrenzt, daß die höchste Anschlußzahl *x*_{max} dann entsteht, wenn ein Knotenpunkt mit allen anderen verbunden wird und *x*_{max} = *k* - 1 wird, wobei *k*_{x max} = 1 ist.

Bei der Aufgabe, eine gegebene Anzahl *k* Knotenpunkte durch ein Fachwerk zu verbinden, bestimmt man zunächst *x*_{max}, wodurch die Summandenzahl in Gl. (21) bekannt wird, und ermittelt die durch Gl. (21) aufgezeigten Möglichkeiten der Knotenpunktausführungen dadurch, daß man zuerst die größeren Summanden *k*₃, *k*₅ usw. soweit als möglich gleich Null setzt und dann ihre Zahl schrittweise erhöht. Man erhält z. B. für *k* = 5 den Wert *x*_{max} = 4, wobei Gl. (21) zu *k*₃ + 2 *k*₄ = 4 und Gl. (19) zu 2 *k*₂ + 3 *k*₃ + 4 *k*₄ = 14 werden und folgende Zusammenstellung ergeben:

<i>k</i>	<i>s</i>	<i>p</i>	<i>k</i> ₂	<i>k</i> ₃	<i>k</i> ₄	<i>k</i> ₅	<i>k</i> ₆
3	3	1	3				
4	5	2	2	2			
5	7	3	1	4	0		
			2	2	1		
			3	0	2		
6	9	4	0	6	0	0	
			2	3	0	1	
			2	2	2	0	
			3	0	3	0	
			4	0	0	2	
7	11	5	1	5	0	1	0
			1	4	2	0	0
			2	4	0	0	1
			2	3	1	1	0
			2	2	3	0	0
			3	2	0	2	0
			3	1	2	1	0
			3	0	4	0	0
			4	1	0	1	1
			4	0	1	2	0
			4	0	2	0	1
			5	0	0	0	2

*k*₁ = 0 *k*₃ = 4 *k*₅ = 1
*k*₄ = 1 *k*₃ = 2 *k*₂ = 2
*k*₄ = 2 *k*₃ = 0 *k*₂ = 3.

Abb. 9 zeigt die sich danach ergebenden Möglichkeiten. Fachwerke mit gleichen Knotenpunkten und gleichem Aufbau liegen in derselben Spalte. In der ersten Spalte haben sämtliche Dreiecke eine gemeinsame Seite als Aufbaugrundlage, in der zweiten Spalte sind die Dreiecke an zwei Seiten des ersten Dreiecks als Grundlage angesetzt, und in der dritten Spalte ist die Aufbaugrundlage durch zwei Festpunkte hergestellt, die durch zwei Dreiecke geschaffen werden. Die Fachwerke in einer Spalte sind also im Zahlenaufbau gleich; sie unterscheiden sich nur durch die Abmessungen der Stäbe und ihre Lage, deren Festlegung in das Gebiet der Maßbestimmung gehört. In einer Fachwerksordnung würde demnach in einer Spalte nur ein Fachwerk gehören.

Fachwerksscheiben bis zu sieben Knotenpunkten haben die nebenstehenden Möglichkeiten von Knotenpunktsarten.

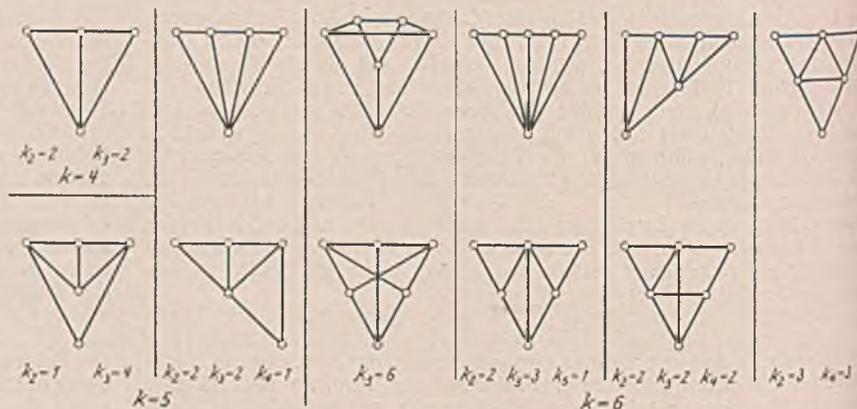


Abb. 10. Dreiecksscheiben mit 4 bis 6 Knotenpunkten.

Bei den ausgedehnten Fachwerksscheiben nach Abb. 8 kann man nachträglich die entstandenen Dreiecke zur Verringerung von Biege- oder Knicklängen durch Dreiecksscheiben ausfüllen, wozu das vorige Muster für 4 bis 6 Knotenpunkte die in Abb. 10 zusammengestellten Möglichkeiten bietet. Hierbei sind die Möglichkeiten $3k_2, 2k_4$ für $k=5$ und $4k_2, 2k_5$ sowie $3k_2, 1k_3, 1k_4, 1k_5$ für $k=6$ wegen hier überflüssiger Zwischschläge weggelassen.

Eine weitere Art, Formen von lang ausgedehnten Fachwerksscheiben herzustellen, besteht nun darin, daß man statt eines Stabes eine auf der Knotenpunktgrundlage ermittelte Scheibe als Grundlage wählt und von ihr aus durch Zwischschläge einreihig oder wie in Abb. 11 zweireihig weiterbaut. Anschließend kann man zur weiteren Abwandlung die Mög-



Abb. 11. Zweiseltiger Fachwerksträger mit Scheibengrundlage.



Abb. 12. Durch Stabtausch aus dem Fachwerk der Abb. 11 entstandenes Scheibenfachwerk.

glichkeit der Stabvertauschung anwenden und wie in Abb. 12 eine Fachwerksscheibe aus Abb. 11 herstellen, die ein freies Scheibenfachwerk darstellt, dessen Scheiben Stabfachwerke sind.

Beitrag zum Setzungsverhalten trockener Sande und Gemische bei Wasserzugabe.

Von Dipl.-Ing. H. Kahl, Dr. phil. nat. J. Mauz und Dipl.-Ing. F. Neumann.

Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo), Berlin.

Nach dem heutigen Stand der bodenmechanischen Erkenntnisse stellen Sande und sandartige Böden infolge ihres günstigen Setzungsverhaltens im allgemeinen einen guten Baugrund dar. Bekanntlich gehen die Setzungen bei den oben angeführten Böden unter ruhenden Lasten so vor sich, daß durch die Belastung — abgesehen von der elastischen Verformung der Körner — eine geringe Verdichtung durch Umlagerung der einzelnen Körner eintritt. Hierbei verringert sich entsprechend der Hohlraumgehalt. Dieser Vorgang geht aber innerhalb der „zulässigen Bodenpressung“ so rasch vor sich, daß er fast unmittelbar mit dem Ende der Lastaufbringung beendet ist.

Unberücksichtigt blieb bisher bei der Beurteilung der Größenmaße der zu erwartenden Setzungen die geologische Entstehung der sandigen Ablagerungen und ihre gegenwärtige Zustandsform. Es wurde lediglich mitunter vermutet, daß die nachzeitlichen (alluvialen) Sande lockerer gelagert seien als die eiszeitlichen, da letztere eine eiszeitliche Vorbelastung erfahren hätten (was für die Talsande z. B. nur eingeschränkt oder gar nicht gelten kann). Soweit hierüber praktische Nachprüfungen vorgenommen werden konnten, ergab sich in der Regel, daß die natürliche Dichte beider Sande sich in der gleichen Größenordnung hielt.

wiedergegeben sind, verwendet. Hiernach handelt es sich bei den gleichförmigen Böden (Abb. 1) um Grob-, Mittel-, Fein- und Mehlsande, bei den ungleichförmigen (Abb. 2), die im folgenden als Gemische 1 bis 8 bezeichnet werden, um solche, die im Bereich eines mittelsandigen Grobsandes bis zu einem mehlsandigen Schluff, schwach tonig liegen. Hierbei stellt der in den Gemischen 6, 7 und 8 enthaltene Schluff einen fast reinen Quarzschluff dar, was durch Enslin-Versuche³⁾ bewiesen wurde (Abb. 3).

Um den mitunter in der Praxis auftretenden Fällen gerecht zu werden, wurde in einer Versuchsreihe 1 der Einfluß der Wasserzugabe auf einen unbelasteten, trockenen und locker eingebauten, bei einer Versuchsreihe 2 und 3 der Einfluß der Wasserzugabe auf einen bereits belasteten, trockenen, locker oder mittelfest eingebauten Boden festgestellt. Die Belastung beträgt etwa $2,0 \text{ kg/cm}^2$, was einer gewöhnlichen Bauwerkslast entspricht. Die einzelnen Versuchsreihen wurden wie folgt durchgeführt.

Versuchsreihe 1.

Eine lockere Lagerung wurde dadurch erreicht, daß man die Versuchs Böden in trockenem Zustand in den Zylinder des Verdichtungs-

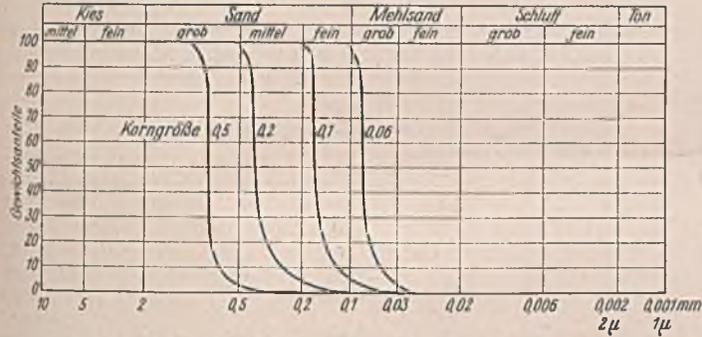


Abb. 1. Kornverteilungslinien der gleichförmigen Sande.

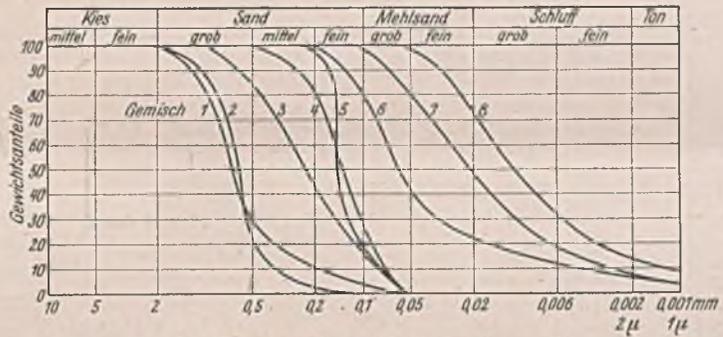


Abb. 2. Kornverteilungslinien der Gemische.

Dennoch ist auf Grund der praktischen Erfahrung bei der Herstellung künstlicher Schüttungen anzunehmen, daß die Art der natürlichen Entstehung sandiger Ablagerungen auf die Setzungsfähigkeit des Bodens nicht unwesentlichen Einfluß haben kann. Man weiß, daß aufgespülte Sande im allgemeinen eine dichtere Lagerung aufweisen als verhältnismäßig trocken geschüttete. Ferner kann bei geschütteten Sanden eine dichtere Lagerung — wenn auch in bescheidenem Maße — durch nachträgliches „Einsumpfen“ erreicht werden. Daraus ist zu folgern, daß im Wasser zur Ablagerung gekommene Sande in natürlicher Lagerung ebenfalls dichter gelagert sind als trocken angefrachtete, d. h. durch Wind (aeolisch) abgelagerte. Dem „Einsumpfen“ entsprechen im natürlichen Vorgang die Regenfälle, durch die im Laufe der Zeit eine von der Oberfläche ausgehende Verdichtung eintritt. Es ist jedoch anzunehmen, daß ähnlich wie bei dem künstlichen Vorgang nur in seltenen Fällen dadurch die Lagerungsdichte im Wasser abgesetzter Sande erreicht wird.

Bei Setzungsuntersuchungen von Sandböden wurde in den seltensten Fällen Wert auf diese Überlegungen gelegt, was — wie eben erwähnt — bei verhältnismäßig trocken anstehenden Böden von großer Bedeutung sein kann. Die im Aufsatz „Ein seltener Fall von Setzungserscheinungen“¹⁾ geschilderten Verhältnisse legten die Frage nahe, inwieweit trockene Sande bei Wasserzugabe ein gleiches oder ähnliches Setzungsverhalten aufweisen und inwieweit dem damaligen Ergebnis allgemeine Gültigkeit zukommt²⁾. Vorversuche im Untersuchungsraum zeigten schon, daß sich bei reinen, trocken eingebauten Sanden in mittelfester Lagerung durch Wasserzugabe Setzungen einstellen. Um grundsätzlich festzustellen, welchen Einfluß auf das Setzmaß Korngröße, Kornzusammensetzung und Lagerungsdichte ausüben, wurden drei Versuchsreihen durchgeführt.

Zur Durchführung der Versuche wurden trockene gleichförmige und ungleichförmige Sande, deren Kornverteilungslinien in Abb. 1 u. 2

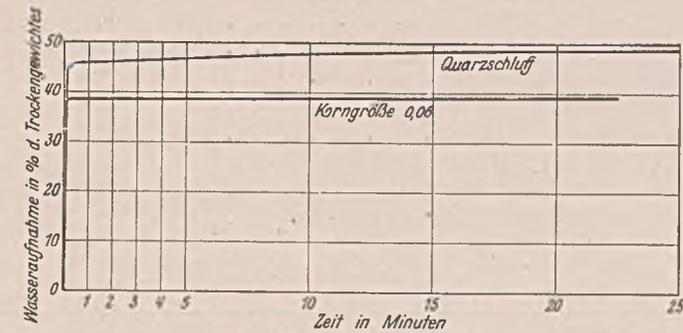


Abb. 3. Verlauf der Wasseraufnahme bei Korngröße 0,06 mm und einem fast reinen Quarzschluff.

gerätes einlaufen ließ. Um genaue Meßablesungen zu erreichen, belastete man die Oberfläche mit $0,013 \text{ kg/cm}^2$. Von dieser Belastung an, die einer Auflast von 1000 g auf die eingebaute Probe entspricht, wurde ein sattes Anliegen des oberen Filtersteins erzielt. Der Bodenprobe wurde jetzt die Möglichkeit gegeben, Wasser durch den unteren Filterstein anzusaugen. Nach Sättigung des Filtersteins ließ man den Wasserspiegel langsam bis zur Oberfläche der Probe ansteigen, ohne daß ein Strömungsdruck zur Wirkung kam. Die Probe ist anschließend stufenweise bis $2,16 \text{ kg/cm}^2$ (170 kg auf $78,5 \text{ cm}^2$) belastet worden, wobei zwischen den einzelnen Belastungsstufen ein vollständiges Abklingen der Setzungs-bewegung (Konsolidierung) abgewartet wurde. Die Setzungen sind mit einer Genauigkeit von $1/100 \text{ mm}$ abgelesen worden.

³⁾ Endell, Loos, Meischer, Berg, Über Zusammenhänge zwischen Wasserhaushalt der Tonminerale und bodenphysikalischen Eigenschaften bindiger Böden. Heft 5 der in Anm. 2 genannten Veröffentlichungen. Berlin 1938, Springer.

¹⁾ Bautechn. 1940, Heft 52, S. 599.
²⁾ Erlenbach, Über das Verhalten des Sandes bei Belastungsänderung und Grundwasserbewegung. Heft 4 der Veröffentlichungen des Instituts der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo). Berlin 1936, Springer.

Versuchsreihe 2.

Versuchsvorbereitung wie bei Reihe 1. Die Versuchsdurchführung wurde dahin abgeändert, daß man die wie in Versuchsreihe 1 trocken eingebaute Probe stufenweise bis 2,16 kg/cm² belastete und erst nach dem Abklingen der Setzbewegung unter der Endlast Wasser — wie oben beschrieben — zugab.

Versuchsreihe 3.

Versuchsvorbereitung und Durchführung wie bei Reihe 2 mit mittelfest eingebauten Böden. Die mittelfeste Lagerung erzielte man während des Einbringens der Versuchsböden in das Verdichtungsgerät durch entsprechendes Klopfen und Einrütteln.

Jeder Versuch der Reihe 1, 2 und 3 wurde doppelt durchgeführt. Hierbei traten nur geringfügige Abweichungen im Ergebnis auf. Die Mittelwerte wurden den weiteren Erörterungen zugrunde gelegt.

Während bei den Vorversuchen ganz allgemein festgestellt wurde, daß sandartige Böden und feinkörnige Sande im trockenen, locker und mittelfest eingebauten Zustand allein durch Wasserzugabe Setzungen zeigen, ist durch die drei vorliegenden Versuchsreihen der Bereich der in dieser Hinsicht setzungsempfindlichen Böden ermittelt worden. Bevor jedoch hierauf näher eingegangen wird, sollen die Kennziffern besprochen werden, die durch spätere Gegenüberstellung als Begründung für das oben Gesagte dienen.

Tafel 1 bis 3.

Versuchsreihenfolge		1. Vorbelastung: 0,013 kg/cm ² , 2. Wasserzugabe und 3. Belastung bis 2,16 kg/cm ²										
Korngröße Gemisch	Bezeichnung der Böden	n _o	n _d	n _o - n _d	Setzung in % der Schichtstärke infolge			Gesamtsetzung in %	Δn _w	Δn _b	Δp _v w	Δp _v
					0,013 kg/cm ²	Wasserzugabe	Belastung 2,16 kg/cm ²					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13

Tafel 1 (Versuchsreihe 1). Locker eingebauter Versuchsboden.

0,5	Grobsand	44,8	33,2	11,6	0,11	1,20	1,44	2,75	0,70	0,80	6,07	6,90
0,2	Mittelsand	44,8	32,6	12,2	0,10	2,82	1,63	4,55	1,60	1,00	13,13	8,20
0,1	Feinsand	53,2	38,6	14,6	0,62	4,13	4,48	9,23	2,20	2,40	15,08	16,40
0,06	Mehlsand	55,6	40,1	15,5	0,93	4,88	5,94	11,75	2,30	3,10	14,84	20,00
2	Grobsand, mittelsandig	42,4	30,6	11,8	0,09	1,50	1,66	3,25	0,90	1,00	7,62	8,48
1	Mittel- und feinsandiger Grobsand	39,5	26,2	13,3	0,14	1,96	2,19	4,28	1,40	1,30	10,43	9,77
3	Mehl- bis Grobsand	43,6	28,6	15,0	0,95	3,35	4,22	8,52	2,00	2,60	13,34	17,34
4	Mehlsandiger Feinsand, mittelsandig	52,6	35,9	16,7	0,68	4,86	5,33	10,87	2,40	3,10	14,37	18,54
5	Feinsand, mehlsandig	56,2	39,9	16,3	1,34	5,36	8,03	14,73	2,40	4,40	14,71	26,96
6	Feinsandiger Mehlsand, schwach schluffig	56,6	31,5	25,1	2,34	8,87	14,73	25,94	4,80	10,30	19,15	41,00
7	Mehlsand und Schluff	59,8	35,9	23,9	2,33	11,10	22,00	35,43	5,50	14,00	22,95	58,70
8	Mehlsandiger Schluff, schwach tonig	62,4	39,3	23,1	1,80	12,80	22,00	36,60	5,80	15,10	25,10	64,40

Versuchsreihenfolge		1. Vorbelastung: 0,013 kg/cm ² , 2. Belastung bis 2,16 kg/cm ² und 3. Wasserzugabe										
Korngröße Gemisch	Bezeichnung der Böden	n _o	n _d	n _o - n _d	Setzung in % der Schichtstärke infolge			Gesamtsetzung in %	Δn _b	Δn _w	Δp _v b	Δp _v
					0,013 kg/cm ²	Belastung 2,16 kg/cm ²	Wasserzugabe					
1	2	3	4	5	14	15	16	17	18	19	20	21

Tafel 2 (Versuchsreihe 2). Locker eingebauter Versuchsboden.

0,5	Grobsand	44,8	33,2	11,6	—	1,86	0,42	2,28	1,00	0,30	8,61	2,60
0,2	Mittelsand	44,8	32,6	12,2	—	2,44	0,92	3,36	1,20	0,80	9,83	4,09
0,1	Feinsand	53,2	38,6	14,6	0,76	4,70	1,94	7,40	2,65	1,10	18,16	7,50
0,06	Mehlsand	55,6	40,1	15,5	—	9,07	2,50	11,57	4,30	1,40	27,72	9,00
2	Grobsand, mittelsandig	42,4	30,6	11,8	0,13	1,78	0,54	2,45	1,10	0,40	9,31	3,39
1	Mittel- und feinsandiger Grobsand	39,5	26,2	13,3	0,10	2,69	0,87	3,66	1,70	0,60	12,79	5,52
3	Mehl- bis Grobsand	43,6	28,6	15,0	0,28	6,36	1,50	8,14	3,90	1,00	26,00	6,70
4	Mehlsandiger Feinsand, mittelsandig	52,6	35,9	16,7	2,41	7,14	2,37	11,92	5,10	1,40	30,50	8,50
5	Feinsand, mehlsandig	56,2	39,9	16,3	—	10,20	4,05	14,25	5,00	2,30	30,66	14,10
6	Feinsandiger Mehlsand, schwach schluffig	56,6	31,5	25,1	4,43	16,65	6,35	27,43	11,60	4,80	46,20	19,10
7	Mehlsand und Schluff	59,8	35,9	23,9	3,30	20,40	11,70	35,40	12,30	9,30	51,50	38,80
8	Mehlsandiger Schluff, schwach tonig	62,4	39,3	23,1	0,90	18,77	12,33	31,00	9,00	10,10	39,00	43,70

Tafel 3 (Versuchsreihe 3). Mittelfest eingebauter Versuchsboden.

1	2	3	4	5	22	23	24	25	26	27	28	29
0,5	Grobsand	44,8	33,2	11,6	—	—	—	—	—	—	—	—
0,2	Mittelsand	44,8	32,6	12,2	—	1,09	0,21	1,30	0,60	0,20	4,80	1,70
0,1	Feinsand	53,2	38,6	14,6	0,13	1,46	0,90	2,49	0,85	0,50	6,20	3,40
0,06	Mehlsand	55,6	40,1	15,5	—	2,00	0,90	2,90	1,10	0,60	7,10	3,80
2	Grobsand, mittelsandig	42,4	30,6	11,8	0,04	1,14	0,12	1,33	0,70	0,10	5,90	0,90
1	Mittel- und feinsandiger Grobsand	39,5	26,2	13,3	0,19	1,41	0,12	1,72	1,10	0,10	8,20	0,80
3	Mehl- bis Grobsand	43,6	28,6	15,0	0,12	1,56	0,49	2,17	1,20	0,40	8,00	2,70
4	Mehlsandiger Feinsand, mittelsandig	52,6	35,9	16,7	0,04	1,99	1,03	3,06	1,20	0,60	7,20	3,50
5	Feinsand, mehlsandig	56,2	39,9	16,3	—	1,75	1,70	3,45	0,70	1,00	4,30	6,10 ¹⁾
6	Feinsandiger Mehlsand, schwach schluffig	56,6	31,5	25,1	0,23	3,90	3,41	7,54	2,10	1,90	12,80	11,70 ²⁾
7	Mehlsand und Schluff	59,8	35,9	23,9	0,17	9,16	7,02	16,35	5,30	4,80	21,10	18,80
8	Mehlsandiger Schluff, schwach tonig	62,4	39,3	23,1	0,43	12,33	14,47	27,23	6,70	10,20	28,40	42,60

1) Die Verdichtungsziffer am Anfang des Versuches betrug p_v = 58,8%.

2) Die Verdichtungsziffer am Anfang des Versuches betrug p_v = 35,0%.

Von sämtlichen Versuchsböden wurden die lockerste Lagerung n_0 und die dichteste Lagerung n_d durch Elnüttlungsversuche ermittelt. Die Hauptversuche, deren Auswertung die Grundlage für das Setzungsverhalten der Versuchsböden bei Belastung und Wasserzugabe bilden, sind im Verdichtungsgerät nach A. Casagrande⁴⁾ durchgeführt worden. Zur Ergänzung der bereits in der Bodenmechanik allgemein bekannten Kennziffern für den Hohlraumgehalt n_0 und n_d und für die Verdichtungsziffer p_v sind die Werte Δn_w und Δn_b oder Δp_{v_w} und Δp_{v_b} für die Auswertung eingeführt worden. Hierbei bedeuten Δn_w die Hohlraumabnahme infolge Zugabe von Wasser, Δn_b die durch die aufgebraute Belastung. Die Werte Δp_{v_w} und Δp_{v_b} geben die Zunahme der Verdichtungsziffer, die einmal durch Wasserzugabe, das andere Mal durch

in vom Hundert der Schichtstärke infolge Wasserzugabe mit dem Kleinerwerden der Korngrößen wachsen. Diese Setzungen durch Wasserzugabe betragen etwa 30 bis 50% der ermittelten Gesamtsetzungen. Zur Veranschaulichung sind die Drucksetzungslinien (Abb. 4 bis 6) von den Gemischen 4 und 7 und von einem Feinsand wiedergegeben. Der zeitliche Verlauf der Setzungen ist aus Abb. 7 u. 8 zu ersehen.

Aus den Spalten 10, 19 und 27, in denen jeweils die größenmäßige Abnahme des Hohlraumgehaltes infolge Wasserzugabe dargestellt ist, ist in gleicher Weise wie oben mit dem Feinerwerden der Korngrößen eine entsprechende Verringerung des Hohlraumgehaltes zu ersehen. Dadurch ist eine größere Lagerungsdichte und eine Zunahme der Verdichtungsziffer bedingt (s. Spalte 12, 21 und 29). Das gleiche gilt für die durch Belastung ermittelten Werte, wobei auf die entsprechenden Spalten hingewiesen wird.

In Abb. 9 u. 10 ist zur besseren Anschauung der Versuch unternommen worden, eine Abhängigkeit zwischen den Korngrößen und den Setzungen zu zeigen. Während die Darstellung (Abb. 9) bei den gleichförmigen Versuchsböden ohne weiteres möglich war, ergab sich bei den Gemischen (Abb. 10) die Schwierigkeit, die jeweiligen Kornverteilungslinien durch einen zugehörigen, d. h. für das Setzungsverhalten „maßgebenden“ Korndurchmesser zu ersetzen. Es ist im vorliegenden Fall bei den Kornverteilungslinien der Korndurchmesser bei 50% Gewichtsanteilen willkürlich ausgewählt worden. Damit soll also nicht gesagt sein, daß dieser Korndurchmesser zur Auswertung von Setzungserscheinungen tatsächlich der für eine Kornverteilungslinie allein maßgebende ist.

Bei Betrachtung der Linie 1 in Abb. 10 zeigt sich eindeutig, daß bei den trockenen und locker eingebauten Gemischen die Wasseraufnahme Setzungen erzeugt, die sich entsprechend der Kornzusammensetzung etwa zwischen 2 und 13% der Schichtstärke bewegen, wobei der untere Wert für Gemisch 1 und 2, der obere Wert für Gemisch 6 und 8 gilt. Weiterhin erkennt man, daß die Setzungen der Gemische 1 bis 3 von 2 auf 3,5%, der Gemische 3 bis 8 sogar von 3,5 auf 13% zunehmen. Hieraus ersieht man, daß im Bereich des Feinsandes (Gemisch 5) der Übergang von kleineren zu größeren Setzungen zu suchen ist. Die Linie 2, die die Setzungen infolge Wasserzugabe angibt, nachdem der

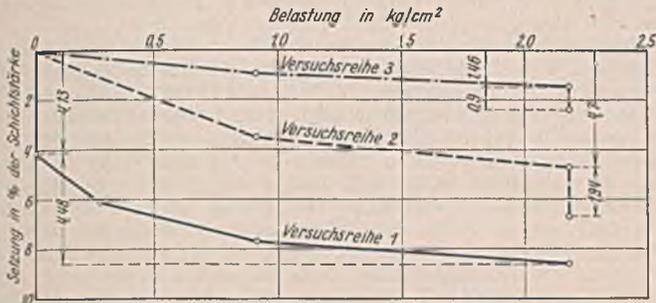


Abb. 4. Drucksetzungslinien bei Korngröße 0,1 mm (Feinsand).

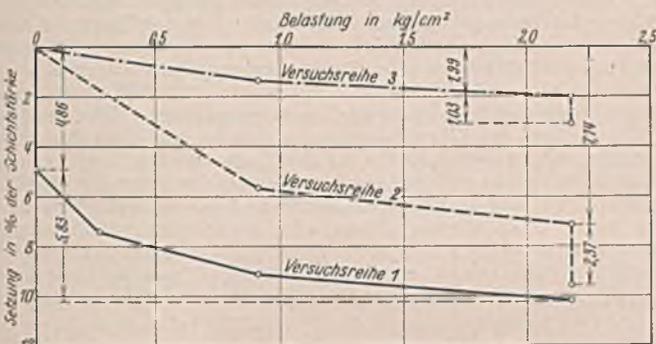


Abb. 5. Drucksetzungslinien bei Gemisch 5 (Feinsand, mehlsandig).

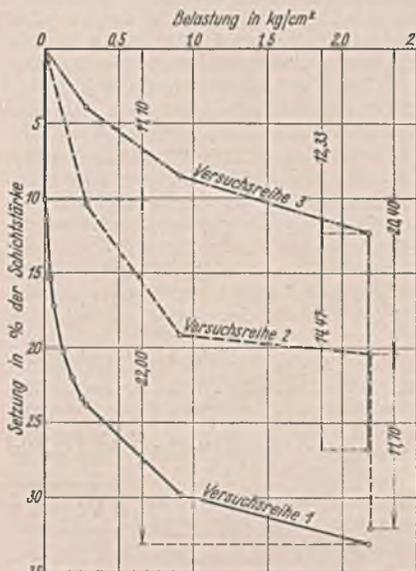


Abb. 6. Drucksetzungslinien bei Gemisch 7 (Mehlsand und Schluff).

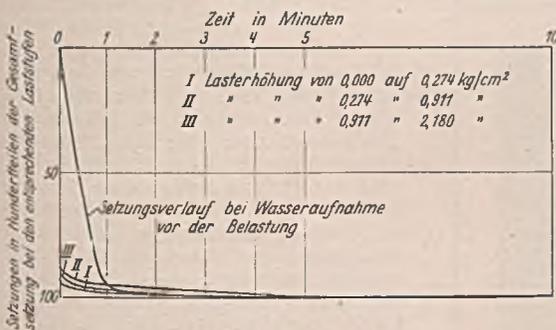


Abb. 7. Zeitsetzungslinien bei Gemisch 4 (mehlsandiger Feinsand, mittelsandig) bei Versuchsreihe 1.

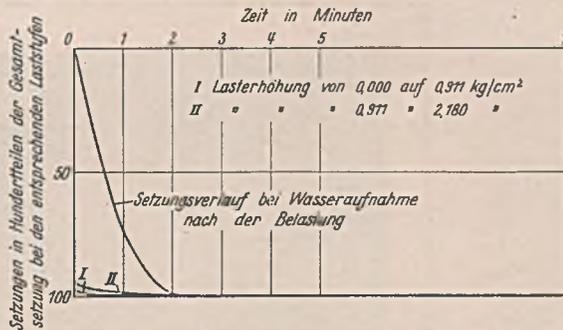


Abb. 8. Zeitsetzungslinien bei Gemisch 4 (mehlsandiger Feinsand, mittelsandig) bei Versuchsreihe 2.

die Belastung erreicht wird. Die Verdichtungsziffer p_{v_w} oder p_{v_b} beispielsweise stellt das Verhältnis der durch die Wasserzugabe oder der durch die Belastung erreichten Verdichtung eines trockenen Sandes zur im Prüfraum durch Elnütteln und gleichzeitiges Einschlämmen (jedoch ohne Ausübung eines statischen Druckes) überhaupt erreichbaren Verdichtung dar. Neben diesen Kennziffern sind noch die Setzungen in vom Hundert der Schichtstärke jeweils durch Wasserzugabe und Belastung, die eine besonders gute Vergleichsmöglichkeit untereinander bieten, und außerdem das Naß- und Trockengewicht der eingebauten Probe ermittelt worden.

Die Versuchsergebnisse wurden zur einfacheren Übersicht in Tafeln zusammengefaßt (Tafel 1, 2 und 3); hierbei stellt die Tafelnummer die zugehörige Versuchsreihe dar, wobei die Spalten fortlaufend durch die Tafeln 1 bis 3 beziffert sind. Bei Betrachtung der Spalten 7, 16 und 24 erkennt man, daß die Größe der Setzungen bei gleichförmigen Sanden sowie bei den Gemischen (bei ungefähr gleichbleibender Lagerungsdichte) von der Korngröße abhängig ist. Aus allen Tafeln ist ersichtlich, daß sowohl bei den gleichförmigen Sanden als auch bei den Gemischen nicht nur im unbelasteten, sondern auch im belasteten Zustand die Setzungen

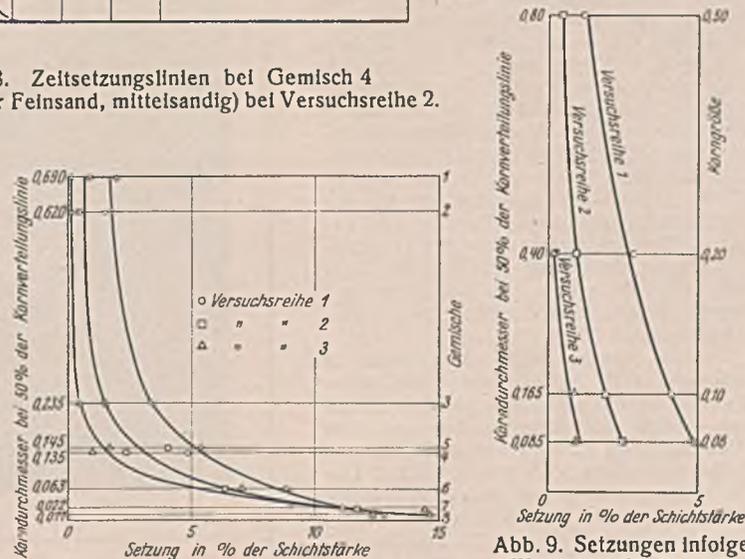


Abb. 9. Setzungen infolge Wasserzugabe in vom Hundert der Schichtstärke in Abhängigkeit von der Feinheit der Gemische.

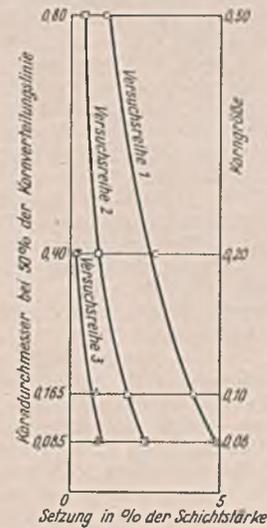


Abb. 10. Setzungen infolge Wasserzugabe in vom Hundert der Schichtstärke in Abhängigkeit von der Feinheit der Gemische.

⁴⁾ W. Loos, Praktische Anwendung für Baugrunduntersuchung, S. 45. Berlin 1937, Springer.

Boden durch eine Last von $2,16 \text{ kg/cm}^2$ zusammengedrückt, d. h. zum Teil verdichtet ist, zeigt, daß sie im oberen Teil mit der Linie 1 gleichgerichtet verläuft und erst im unteren Ast sich dieser nähert und in sie übergeht. Hierbei betragen die Setzungen infolge Wasseraufnahme für die gröberen Gemische nur noch 30 bis 50 % der Setzungen, die im lockeren, unbelasteten Zustand eintreten, während im unteren Teil der Linie 2 sich der Einfluß der Belastung mit zunehmender Feinheit der Gemische immer mehr verringert und schließlich gleich Null wird. Legt man bei Schichtstärken von 2 bis 3 m ein Setzungsmaß von 2 bis 3 % als Grenze der infolge Wasserzugabe bei einem belasteten Boden auftretenden Setzungen zugrunde, die für ein Bauwerk gefährlich sein können, so erkennt man aus Linie 2, daß im Bereich des Gemisches 5, bei Böden also, deren Kornverteilungslinien im Bereich eines Feinsandes liegen, eine Gefahrgrenze liegt. Unterhalb dieser Grenze nehmen die Setzungen wesentlich zu. Während bisher bei Linie 1 locker gelagerte, bei Linie 2 locker eingebaute, aber durch Belastung verdichtete Böden den Versuchen zugrunde lagen, zeigt Linie 3 die Setzungen infolge Wasserzugabe bei mittelfest eingebauten und belasteten Versuchsböden. Es zeigt sich, daß mit zunehmender Lagerungsdichte die Größe der Setzungen infolge Wasserzugabe im Bereich vom Grobsand bis Mehlsand sich stark verringert. Dagegen hat die Zunahme der Lagerungsdichte im Bereich vom Mehlsand bis zum mehlsandigen Schluff nur geringen oder keinen Einfluß auf die Größe der Setzungen. Bei Gemisch 8 erreicht sie sogar dasselbe Maß wie im locker eingebauten, unbelasteten und belasteten Zustand. Vergleicht man dieselben Ergebnisse der Versuchsreihen bei den Gemischen (Abb. 10) mit denen der gleichförmigen Sande (Abb. 9), so ersieht man, daß sie sich bis zum Feinsand ähneln, dagegen bleiben die Setzungen bei feineren gleichförmigen Sanden bedeutend hinter denen der Gemische zurück. Auch bei den gleichförmigen Sanden ist der Einfluß der Belastung und der Lagerungsdichte auf die Verringerung der Setzungen infolge Wasserzugabe klar ersichtlich.

Die Tatsache, daß trockene Sande und sandartige Böden im locker bis mittelfest eingebauten Zustand durch Aufnahme von Wasser sowohl im unbelasteten als auch im belasteten Zustand Setzungen erfahren, ist vielleicht so zu erklären:

Sobald einem trockenen Sand oder einem Gemisch die Möglichkeit gegeben wird, Wasser aufzunehmen, werden durch die an den Bodenteilen vorhandenen Oberflächenkräfte zusammen mit der Oberflächenspannung des Meniskus des Wassers neue Kräfte wirksam, die eine Änderung des Spannungszustandes im Boden erzeugen. Diese Spannungsänderung bewirkt eine Umlagerung der einzelnen Körner, wodurch — wie eingangs schon erwähnt — Setzungen auftreten. Es sei besonders betont, daß es unwesentlich ist, ob das Wasser von unten oder von oben her aufgenommen wird, wie Versuche erwiesen haben.

Zusammenfassung.

Die Versuchsreihen bestätigen die Annahme, daß Sande im trocken eingebauten oder abgelagerten Zustand bei Wasserzugabe Setzungen erfahren, wobei der Bereich dieser Böden ermittelt worden ist, bei dem größere Setzungsverhalten auftreten. Hiernach können Grob- und Mittelsande als setzungsgefährlich angesehen werden, während vom Feinsand bis zu den kleinsten Korngrößen die Gefahr von Setzungsschäden im großen Maße besteht. Eine praktische Bestätigung für das Setzungsverhalten der feinen Gemische ist die Beobachtung von Setzungsschäden an einem bestehenden Bauwerk. Dieser besondere Fall wurde in dem eingangs erwähnten Aufsatz¹⁾ behandelt.

Falls die Bodenuntersuchungen ergeben, daß die Gründungsschicht eines Bauwerks aus einem trockenen Boden besteht, dessen Kornverteilungslinie mehr als 60 bis 80 % Feinsand (Korndurchmesser 0,1 bis 0,2 mm) oder feinere Korngrößen enthält, so ist seine Lagerungsdichte und seine geologische Entstehung zu ermitteln.

Überraschenderweise haben die bisherigen Beobachtungen nämlich gezeigt, daß nur durch Windfracht angewehrte (aeolische) Lockersande ein derartiges Setzungsverhalten aufweisen. Löss, die ja auch dem Wind ihre Entstehung verdanken, sind keine Lockersande und müssen schon zu den „bindigen“ Böden gerechnet werden. Sie scheiden daher für diese Betrachtung aus. So bleiben in der Hauptsache nur Dünen- und feinkörnige vulkanische Aschen übrig, deren Bedeutung bei uns in Deutschland und Nordeuropa sehr gering, in den Tropen und Subtropen aber um so größer ist. Wenn man selbst von den siedlungsfeindlichen Wüstengebieten absieht, bleibt die Tatsache bestehen, daß das Bauwesen in Kolonialgebieten diese Erkenntnis in Rechnung setzen muß, zumal gewöhnlich in Trockenzeiten gebaut wird und dann die Gefahr besteht, daß in der folgenden Regenzeit ein fertiggestelltes Bauwerk durch die obengenannten zusätzlichen Setzungen infolge Wasserzugabe Schäden erfährt. Diese unerwünschten Setzungen können auch auf Sanden, die schon lange zur Ruhe gekommen sind, eintreten. In den Tropen ist es eine oft beobachtete Erscheinung, daß wandernde (Kieselsäure-) Gele oder Kalklösungen oberflächlich eine Bodenpanzerung hervorrufen und junge Sande zu Sandstein oder Kalksandstein verkitten, während oft in geringer Tiefe die Sande noch in lockerer Lagerung anstehen. Wird nun beim Baugrubenaushub der Oberflächenpanzer zerstört, so wird dem Regenwasser ein unbehinderter Zutritt zu den Lockersanden freigemacht und zusätzliche Setzungen und Schäden am Bauwerk werden die Folge sein.

Nachprüfung der bodenmechanischen und geologischen Verhältnisse, die ja beide keine umfangreichen und kostspieligen Untersuchungen bedingen, ist in solchen Fällen vor Baubeginn jedenfalls zu empfehlen. Besonders wünschenswert wären Beobachtungen und Bekanntgabe von Bauschäden, die sich auf die genannte Ursache zurückführen lassen.

Alle Rechte vorbehalten.

Hauptschriftleiter Dr.-Ing. Georg Sinner †.

Der Betreuer der im In- und Ausland weit verbreiteten wissenschaftlichen Werke des Akademischen Vereins Hütte, e. V., Hauptschriftleiter Diplom-Ingenieur Dr.-Ing. Georg Sinner, ist unerwartet während einer Erholungsreise in Tübingen im Alter von 51 Jahren verschieden.

In Freiburg i. Br. als Sohn eines Brauereidirektors am 10. April 1890 geboren, studierte er 1909 bis 1914 in München und Berlin Maschinenbau, Volkswirtschaftslehre und Kunstgeschichte. Im Jahre 1918 legte er an der Technischen Hochschule zu Danzig in der Bauingenieurabteilung die Doktorprüfung ab. Bereits vor dem Weltkrieg war er gelegentlich Mitarbeiter an deutschen Tageszeitungen und arbeitete von 1915 an als Schriftleiter der Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure. Von 1918 ab wirkte er zusammen mit Siegfried Hartmann als verantwortlicher technischer Schriftsteller an der Deutschen Allgemeinen Zeitung und hat als solcher der Allgemeinheit das Verständnis für die Bedeutung der Technik näher gebracht. Er war auch Mitbegründer und eifriges Mitglied der Technisch-Literarischen Gesellschaft.

Vom Sommer 1923 ab widmete er während fast zweier Jahrzehnte seine Lebensarbeit in selbstloser und aufopferndster Weise der Schriftleitung der vom Akademischen Verein Hütte, e. V., herausgegebenen wissenschaftlichen Werke. Unter seiner Leitung und von ihm wesentlich den neueren Erfordernissen der Technik angepaßt erschien die 25. und 26. Auf-



lage der „Hütte, Des Ingenieurs Taschenbuch“. Mitten in der Arbeit für die 27. Auflage hat der Tod ihn hinweggerafft. Der IV. Band der „Hütte“, der die Gebiete der industriellen Technik behandelt, ist sein Werk. Ebenso hat er die 2. Auflage der „Stoffhütte“ nach eigenen Plänen umgestaltet. Die aus der ungeahnten Entwicklung der Technik entstandenen Schwierigkeiten in der Auswahl des Stoffes für die im Umfang beschränkten Taschenbücher hat er meisterhaft überwunden. Nur wenige können beurteilen, wieviel Arbeit, allgemeines technisches Wissen, Feingefühl für die Bedürfnisse der Technik, Hingabe und Gewissenhaftigkeit dazu notwendig waren.

Daneben fand er immer noch Zeit zur Mitarbeit in den Normenausschüssen und zu gemeinverständlicher Behandlung technisch-wissenschaftlicher Fragen in Zeitschriften und Zeitungen, zur Herausgabe der Monatsblätter des Berliner Bezirksvereins und zu Buchveröffentlichungen auf dem Gebiete der Reiseverke („Brasilien“, 1930, und „Gefährdetes Europa“, 1932).

Für die deutsche Technik und im besonderen für den Akademischen Verein Hütte bedeutet sein Tod einen sehr schweren Verlust. Aber nicht nur ein bedeutender Ingenieur ist dahingegangen, sondern auch ein wertvoller Mensch. Jeder, der mit ihm zu tun gehabt hat, wird seiner stets in Verehrung und Dankbarkeit als eines sehr liebenswürdigen, hilfsbereiten, treuen und guten Kameraden gedenken.

Landsberg.

INHALT: Die Eisenbeton-Bogenbrücke über den Rio Diamante in Argentinien. — Das Trägheitsmoment von Verbundbalken. — Zahlenaufbau der statisch bestimmten ebenen Fachwerke. (Schluß) — Beitrag zum Setzungsverhalten trockener Sande und Gemische bei Wasserzugabe. — Hauptschriftleiter Dr.-Ing. Georg Sinner †.

Verantwortlich für den Inhalt: Dr.-Ing. Erich Lohmeyer, Oberbaudirektor a. D., Berlin-Steglitz, Am Stadtpark 2.
Verlag: Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin W9. — Druck: Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.