DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

18. Jahrgang 1921. **No. 16.**

Ein Lehrgerüst aus den Tagen der Baustoffnot.

Von Dipl. Ing. E. Waninger in Fa. A.-G. f. Beton- & Monierbau, Abt. Stuttgart.

Hierzu die Abbildungen S. 124 und 125.

Es ist schon fast in Vergessenheit geraten, daß in den letzten Kriegsjahren und einer längeren Folgezeit auf dem Baumarkt sozusagen kein Profileisen zu haben war. Eingeholte Offerten hierüber blieben nicht selten unbeantwortet, ein Zeichen, daß es dem Eisenlieferanten wohl fast lächerlich erschien, daß Jemand es wagte, nach solcher Ware zu fragen. Brücken, die man früher in Eisen geplant hätte, wurden in Eisenbeton ausgeführt.

Um einen solchen Fall handelt es sich auch bei der Brücke, deren Lehrgerüst hier besprochen werden soll und zwar deshalb besprochen werden soll, weil besonders auch die Gerüstkonstruktion ganz im Zeichen der Not auf dem Baumarkt stand und weil sie so zu einem guten Beispiel wurde dafür, wie man sich hilft, wenn „die Not Eisen bricht".

Es fanden sich eine Reihe erschwerender Umstände zusammen, die das Gerüst, dem man auf dem Bild (Abbildung 1, S. 125) die besonderen Schwierikeiten garnicht ansieht, zu einem interessanten Holzbauwerk machten.

Die schiefe Eisenbetonbrücke in Plattenbalkenkonstruktion mit Auslegern wurde erstellt beim Ausbau des zweiten Gleises auf der Hauptlinie Stuttgart—Aalen—Nürnberg in der Nähe der Station Mögglingen. Sie führt eine Straße über die an dieser Stelle im Stationsbereich vorher schon zweigleisige Strecke. Beide Gleise mußten für den Verkehr frei gehalten werden. Die Brückenachse bildet mit der Bahnachse den verhältnismäßig sehr spitzen Winkel von 55 °. Die zur Verfügung stehende Konstruktionshöhe war sehr gering, an der ungünstigsten Stelle 0,39 m, wobei zu beachten ist, daß die Brückenbalken bei einem Querschnitt von 1,65 · 0,40 m ein Gewicht von rd. 1,6 t/lfd. m hatten.

Zu diesen, unter normalen Verhältnissen schon schwierigen, Umständen trat die Not auf dem Baumaterialienmarkt. In der Vorkriegszeit hätte man zweifellos die Konstruktionsaufgabe dieses Gerüstes mit Hilfe des Eisens gelöst, wie es z. B. unter ganz ähnlichen Verhältnissen beim Bau der Kaiserstraßen-Ueberführung in Kaiserslautern 1912 (veröffentlicht im „Arm. Beton" 1918) auch geschehen ist. Man half sich hier mit einem Eisenfachwerk, das über der Brücke liegend, die Schalung unter sich trug.

Im vorliegenden Fall war an eine derartige Lösung nicht zu denken, und als einziger Baustoff für das Gerüst kam neben Rundeisen nur Holz in Frage. Und auch das Holz war damals infolge seines hohen Preises kein Baustoff, über den der Konstrukteur gewissermaßen nach Herzenslust verfügen konnte, sondern auch hier war durch die Forderung der Sparsamkeit die Bewegungsfreiheit beim Entwurf beschränkt, d. h. es mußte möglichst Holz aus vorhandenen Lagerbeständen Verwendung finden.

Die in mannigfacher Hinsicht eng begrenzte Aufgabe der Gerüstkonstruktion wurde in der Weise gelöst, wie das aus den Uebersichts-Abbildungen 2—4, S. 124 zu ersehen ist. Ein Hängesprengwerk mit zwei Hängesäulen aus Rundeisen wurde je zwischen die Brükkenbalken, sowie vor die Stirnseiten der Brücke gestellt und ragte hinauf in den engen Raum zwischen den hohen Balken bis kurz unter die Fahrbahnplatte. Die Hauptzange des Hängesprengwerkes wurde biegungsfest für die Aufnahme der Balkenlasten ausgebildet, die durch parallel zur Bahnachse liegende Querträger auf die Zange übertragen wurden. Kurze auf letztere aufgeschobene Hölzer von verschiedener Höhe gaben den Balken die vorgeschriebene Leibung, und auf ihnen ruhte die zwischen zwei Querhölzern freitragend ausgebildete Kastenschalung. Sicherung und teilweise Entlastung der Hauptzange bezweckte eine zweite Zange aus Halbhölzern, die über der Hauptzange angeordnet wurde. Die Hauptdruckstrebe ging bis zum ersten Pfosten einfach, von da als Doppelstrebe zum Stützpunkt im Widerlager hinab, eine Maßnahme zur Holzersparnis. Neu beschafft wurden für das Gerüst nur die langen Hauptzangen. Alle weiteren Einzelheiten gehen klar aus der Zeichnung hervor, in der wohl noch manches Ungewöhnliche zu Tage tritt, das auf einen der besprochenen Gesichtspunkte zurückzuführen ist.

Auf alle Fälle ist das Gerüst ein beachtenswertes Beispiel dafür, daß auch mit beschränkten Mitteln ein brauchbares derartiges Hilfsbauwerk trotz mancherlei Schwierigkeiten geschaffen werden kann. —

Abgekürzte Ermittelung der Nullinie bei einfach bewehrten Massivdecken.

Von Bauoberkommissär Dr.-Ing. Franz Brandler in Prag.

In No. 2 Jahrg. 1919 der „Mitteilungen“ befaßt sich Stybalkowski unter obigem Titel mit der Aufgabe, den aus der Theorie des Eisenbetons bekannten, zunächst auf die Form

$$\frac{x}{h'} = \frac{n f_e}{b h'} \left(\sqrt{1 + \frac{2 b h'}{n f_e}} - 1 \right) \quad \ldots\ldots \quad (1)$$

gebrachten Ausdruck für den Abstand der Nullinie einer zugbewehrten Betonplatte vom Druckrande näherungsweise durch die lineare Formel

$$\frac{x}{h'} = \alpha + \beta \frac{f_e}{h'} \quad (2)$$

darzustellen, also, in zeichnerischer Deutung, den Kurvenzug AB tunlichst genau durch eine Gerade $A'B'$ zu ersetzen (Abbildung 1)[1]). Schreiben wir der Kürze wegen $\frac{x}{h'} = y$, $\frac{f_e}{h'} = z$ und $\frac{b}{n} = k$,

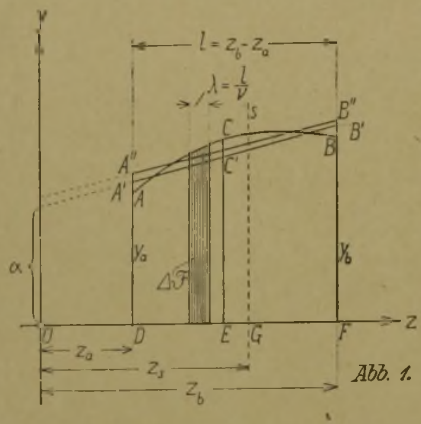


Abb. 1.

so können wir Gleichung (1) umformen in

$$y = \frac{1}{k} \left(\sqrt{z^2 + 2kz} - z \right) = f(z) \quad \ldots\ldots \quad (1a)$$

während Gleichung (2) übergeht in

$$y = \alpha + \beta z = \varphi(z) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2a)$$

Für $n = 15$, $b = 100\,\text{cm}$ und — beispielsweise — für den Geltungsbereich von $z_a = 0{,}25$ bis $z_b = 0{,}50$ erhält Stybalkowski

$$y = 0{,}1597 + 0{,}3250\,z \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3)$$

Auf etwas anderem Wege, jedoch unter denselben Annahmen bezüglich der Größen n, b und z, gelangt Schüchner in No. 9 Jahrg. 1919 der „Mitteilungen“ zu der Näherungsformel

$$y = 0{,}15965 + 0{,}32516\,z \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4)$$

Im Grunde genommen haben wir es in beiden Fällen mit der angenäherten Lösung eines Problems zu tun, dessen streng analytische, allerdings auf gewisse Wurzelausdrücke beschränkte Behandlung sich schon bei Poncelet[2]) findet: nämlich des Problems, die Gerade $A'B'$ so zu bestimmen, daß die an den Stellen der Ausschläge auftretenden relativen Fehler $\frac{AA'}{AD}$, $\frac{CC'}{CE}$ und $\frac{BB'}{BF}$ einander gleich sind. Die im Sinne von Poncelet durchgeführte genaue Berechnung, auf deren Wiedergabe mit Rücksicht auf den Raummangel hier verzichtet werden möge, liefert für unser Beispiel

$$y = 0{,}159679 + 0{,}325030\,z.$$

Es wäre indessen ein Irrtum, zu glauben, daß die solcherart bestimmte „Ersatzgerade“ $A'B'$ sich der Kurve AB in dem betrachteten Intervall $z_b - z_a$ durchschnittlich am besten anpaßt, so zwar, daß der im Sinn der Methode der kleinsten Quadrate aufgefaßte mittlere Fehler m einen Kleinstwert aufweist. Um die der letzteren Bedingung entsprechende Ersatzgerade $A''B''$ zu erhalten, hätte man vielmehr die Größen α und β so zu wählen, daß

$$m^2 = \frac{1}{z_b - z_a} \cdot \int_{z_a}^{z_b} [\varphi(z) - f(z)]^2 \, dz = \text{Min.} \quad \ldots \quad (5)$$

Der Grund, der mich veranlaßt, hier auf diesen Umstand hinzuweisen, ist nicht etwa in einem unzureichenden Genauigkeitsgrad der Formeln von Stybalkowski und Schüchner zu suchen; es unterliegt keinem Zweifel, daß diese Näherungsformeln für praktische Zwecke vollständig genügen. Da sich aber aus Gleichung (5) ein überaus einfaches zeichnerisches Verfahren zur Ermittelung der Geraden $A''B''$ entwickeln läßt, das in einheitlicher Weise auf jede beliebige ebene Kurve angewendet werden kann, da ferner derartige Reduktionen unhandlicher Ausdrücke auf die bequeme lineare Form nicht selten erwünscht sind[3]), so dürfte die nachfolgende kurze Betrachtung von allgemeinem Interesse sein. Dies um so mehr, als besagtes Verfahren sich mit einer bekannten elementaren Konstruktion der Festigkeitslehre deckt, und sich daher leicht dem Gedächtnis einprägt.

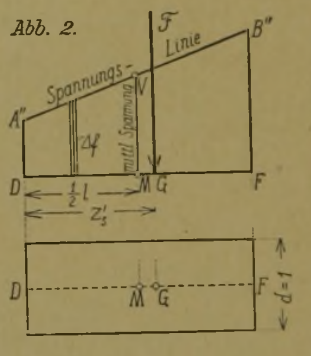
Setzen wir nämlich, im Hinblick auf Gleichung (5):

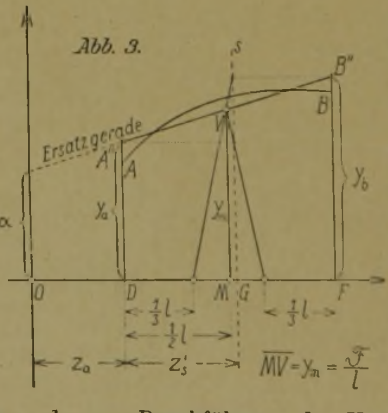
$$\left.\begin{aligned} \frac{\partial (m^2)}{\partial \alpha} &= 0 \\ \frac{\partial (m^2)}{\partial \beta} &= 0 \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (6)$$

so können wir diese Minimumbedingungen auch schreiben als

$$\left.\begin{aligned} \int_{z_a}^{z_b} [\varphi(z) - f(z)] \cdot dz &= 0 \\ \text{und} \quad \int_{z_a}^{z_b} [\varphi(z) - f(z)] \cdot z \cdot dz &= 0 \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (6a)$$

Gehen wir auf die geometrisch-statische Bedeutung des Gleichungspaares (6a) näher ein, sehen wir, daß die Ersatzgerade $A''B''$ so beschaffen sein muß, daß das von ihr, den beiden Randordinaten y_a und y_b und der Abszissenachse z begrenzte Flächenstück $A''B''FD$ gleich ist dem Flächenstück $ABFD = \mathfrak{F}$, das von der Kurve AB und den Größen y_a, y_b und z begrenzt wird, und daß auch die Schwerlinien s dieser beiden Flächenteile zusammenfallen. Dies ist aber eine Beziehung, der wir namentlich auf dem Gebiete der technischen Mechanik häufig begegnen. Ich erinnere hier nur an den Zusammenhang zwischen der positiven und negativen Biegungsmomentenfläche des beiderseits fest eingespannten Balkens, an das Spiel der sogenannten „Wärmespannungen 2. Ordnung“ in Mauerkörpern[4]), und erwähne schließlich — wohl als bekanntestes einschlägiges Beispiel — den Fall des durch eine Normalkraft $\mathfrak{F}$ beanspruchten Rechteckquerschnittes: denn auch hier müssen die einzelnen Spannungen Δf eine Resultierende liefern, die sich mit $\mathfrak{F}$ der Größe und Lage nach deckt (Abbildung 2). Wir können daher, zufolge dieser zwischen dem letztgenannten Beispiel und unserer Aufgabe bestehenden Analogie, zur Ermittelung der Ersatzgeraden $A''B''$ ohne weiteres die jedem Techniker geläufige, in Abbildung 3 dargestellte Randspannungskonstruktion[5]) heranziehen. Dabei braucht der durch die Gerade zu ersetzende Kurvenzug AB naturgemäß nicht wirklich gezeichnet zu werden, da zur Durchführung des Verfahrens lediglich die Kenntnis der Größen $\mathfrak{F}$ und z_s erforderlich ist. Diese verschaffen wir uns entweder durch Integration:





[1]) Die Höhenverhältnisse sind in der Zeichnung aus Gründen der Deutlichkeit nicht maßstäblich sondern verzerrt dargestellt.

[2]) Siehe Crelle's Journal f. reine u. angewandte Mathematik, 13. Bd. 1835, S. 277 ff. — Vergl. hierzu auch die graphische Lösung von Zeuner in dessen Aufsatz „Einfache Ableitung eines Poncelet'schen Theorems“ in Zeitschr. Math. Phys. 3, 1858, S. 383.

[3]) Siehe z. B. Palen: „Berechnung der Biegungsmomente und Bemessung der Wandquerschnitte der Silozelle mit Hilfe des Einspannungsgrades“ in „Beton und Eisen“, 1919, Heft 16.

[4]) Engesser: „Ueber die Wärmespannungen von Mauerkörpern, insbesondere von Stütz- und Staumauern“ in Zeitschr. f. Architektur u. Ingenieurwesen (Hannover), 1920, Heft 3, S. 51.

[5]) Bezüglich der Ableitung dieser in jedem größeren Leitfaden der Festigkeitslehre enthaltenen Konstruktion vergl. z. B. Foerster, Taschenbuch für Bauingenieure 3. Aufl. 1920, S. 223.

$$\mathfrak{F} = \int_{z_a}^{z_b} f(z)\cdot dz, \quad z_s = \frac{\int_{z_a}^{z_b} f(z)\cdot z\cdot dz}{\mathfrak{F}},$$

oder, minder genau, auf dem bekannten graphischen bezw. graphostatischen Wege; am zweckmäßigsten erscheint es jedoch, $\mathfrak{F}$ und z'_s nach der Simpson'schen Regel zu berechnen[6]), wobei $z'_s = z_s - z_a$.

Die Simpson'sche Regel ergibt für unser besonderes Beispiel, bei Teilung der Fläche $\mathfrak{F}$ in $\nu = 20$ gleichbreite Streifen $\Delta\mathfrak{F}$:

$$\mathfrak{F} = 0{,}070580_3\ (0{,}070580_5),$$
$$z'_s = 0{,}130897_4\ (0{,}130870),$$

wobei sich die vergleichshalber angeführten eingeklammerten Zahlen auf die durch genaue Integration gefundenen Werte beziehen. Bei flachen, stetig verlaufenden Bildkurven, wie hier, kann man indessen mit der Streifenanzahl ν bis auf 10 oder 8 herabgehen, ohne dadurch das Endergebnis wesentlich zu beeinflussen.

Da wir uns im vorliegenden Fall nicht mit dem bloßen, immerhin unscharfen Ablesen der Gleichung der Ersatzgeraden aus der Zeichnung selbst begnügen wollen, berechnen wir zunächst y_a und y_b nach den aus der Abbildung 3 unmittelbar abzuleitenden einfachen Formeln

$$y_a = \frac{2\,y_m\,(2\,l - 3\,z'_s)}{l}, \text{ und } y_b = \frac{2\,y_m\,(3\,z'_s - l)}{l}.$$

Es ist dann:

$$\beta = \frac{y_b - y_a}{l} = \frac{6\,y_m\,(2\,z'_s - l)}{l^2}, \text{ und}$$
$$\alpha = y_a = \beta\cdot z_a.$$

Bei Einsetzung der einzelnen Zahlenwerte erhalten wir schließlich die Gleichung der Ersatzgeraden $A\ B''$ (gültig im Intervall $z_a = 0{,}25$ bis $z_b = 0{,}50$):

$$\underline{y = 0{,}162443 + 0{,}319676\,z}\ \ldots\ldots\ldots \quad (7)$$

Sie ist mit einem mittleren Fehler $m = 0{,}001527$ behaftet, während die eingangs erwähnten Formeln von Stybalkowski (Gleichung 3) und Schüchner (Gleichung 4) einen mittleren Fehler von 0,001672 bezw. 0,001671 aufweisen. —

[6]) Foerster, a. a. O., S. 64 (hinsichtlich $\mathfrak{F}$) u. 116 (hinsichtlich z'_s).

Zur Frage der Dacheindeckung mit Ersatzstoffen.

Von Oberstudienrat Müller, Glauchau.

Die Not des Krieges hat die Verwendung von Ersatzstoffen aller Art neu geboren oder, soweit solche schon vorher im Gebrauch waren, deren Beliebtheit gefestigt. Die Nachkriegszeit mit ihren schweren wirtschaftlichen Folgen vermag die Ersatzstoffwirtschaft keineswegs zu beseitigen; denn auch weiterhin werden wir uns in einem steten Zustand der Mangelwirtschaft befinden. Diese zwingt naturgemäß zu einer ausgedehnten Verwendung von Ersatzstoffen, zwingt zum Zurückgreifen auf alte wirtschaftliche Maßnahmen, auf Wirtschaftsweisen und Wirtschaftsstoffe, die uns in der Zeit des Wohlstandes abgewirtschaftet und minderwertig erschienen. Zu den Wirtschaftszweigen, die von den Nachwirkungen des Krieges und dessen Folgeerscheinungen vor allem hart betroffen werden, gehört das Baugewerbe und hier besonders wieder das Dachdeckerhandwerk.

Gerade in letzterem waren vor dem Kriege noch lebhafte Strömungen vorhanden, Verfechter einer bodenständigen Bauweise und einer Eindeckungsform, die erkennen ließ, daß auch heute noch die Nachkommen eines alten Handwerksstandes kunstgewerbliche Arbeiten auszuführen vermochten. Trotz dieses aus einer langen Handwerksgeschichte und den Forderungen einer neuen und bodenständigen Baukunst geborenen Strebens hielten die Dachdeckermeister keineswegs starr und einseitig am Altererbten fest. Sie verstanden es wohl, sich den Forderungen neuer Kunstbestrebungen anzupassen und für ihre Arbeiten auch neue Erzeugnisse industrieller Art zu verwenden, solange diese zweckentsprechend und ihrer Wesensart angepaßt zur Eindeckung gelangten. Wenn in dieser Hinsicht oft unerquickliche Kämpfe entstanden, so kann der Grund hierfür keineswegs in dem Verhalten der Handwerksmeister gesucht und gefunden werden, sondern lediglich in dem Umstand, daß der Art neuer, industrieller Eindeckungsstoffe entsprechende Konstruktionen nicht verwendet wurden. Man versuchte vielmehr in die Dachformen, die durch jahrhundertelange Entwicklung den natürlichen Eindeckungsstoffen angepaßt waren, auch die neu auf industriellem Weg entstandenen Dachdeckungsstoffe zu pressen. Ein solches Unterfangen mußte auf Widerstand in den Reihen der Sachkenner führen. Soll in dieser Hinsicht endlich einmal Frieden einziehen, so muß zunächst der Uebelstand beseitigt und durch emsige und unparteiische Gemeinschaftsarbeit des Baugewerbes, des Dachdeckerhandwerkes und der Industrie müssen den Wesenseigentümlichkeiten des jeweiligen neuen Bedachungsstoffes angepaßte Dachformen und Eindeckungsarten normenmäßig festgelegt werden. An dieser unbedingten Notwendigkeit wird die kommende Zeit trotz allen Sträubens nicht vorüber kommen.

Der Ueberschuß an Eindeckungsstoffen, wie er vor dem Krieg in Deutschland in einer Zeit wirtschaftlichen Wohlstandes und kulturellen Hochstandes vorherrschte, wird in den kommenden Zeitläufen kaum wieder eintreten. Die der deutschen Wirtschaft zur Verfügung stehende, infolge des Losreißens deutscher Kohlengebiete und der Abgabepflicht großer Mengen geförderter Kohle gewaltig verminderte Kohlenmenge und das Stillegen und Abbrechen zahlreicher Ziegelwerke vermindern die Herstellungsmöglichkeiten von Eindeckungsstoffen beträchtlich. Die an sich schon beschränkte Menge von in Deutschland erzeugten Eindekkungsstoffen wird teilweise dem deutschen Bauwesen durch die Aufbaupflicht in Frankreich und die durch den Tiefstand unseres Geldes bei Auslandsverkäufen möglichen höheren Preise noch wesentlich vermindert werden. Daran wird auch das Erschließen neuer Schieferfundstätten und das Wiedereröffnen alter Schiefergruben, wie es im Freistaat Sachsen beabsichtigt ist, kaum etwas ändern. Trotzdem muß zur Behebung der großen Wohnungsnot auch in deutschen Landen eine Belebung des Bauwesens wieder einsetzen, und dem stetig weiter schreitenden Verfall alter Bauwerke durch umfangreichere Ausbesserungsarbeiten vorgebeugt werden. Unter den bestehenden und sich noch verschärfenden Verhältnissen muß dann ein fühlbarer Mangel an Baustoffen aller Art in Erscheinung treten, der bei der einsetzenden großen Nachfrage nur eine ungeheure weitere Preissteigerung im Inland zur Folge haben müßte, ganz abgesehen davon, daß der Bedarf trotz alledem nicht völlig gedeckt werden könnte. Mit Naturnotwendigkeit müssen hier Ersatzstoffe die fehlenden Mengen ersetzen. Deren Verwendung wird nicht nur den Mangel an Stoffen beseitigen, sondern auch preismindernd wirken, ganz abgesehen davon, daß die für das Dachdeckerhandwerk verwendbaren Ersatzstoffe vielfach ohne jede oder nur unter verminderter Verwendung der im geringeren Maße zur Verfügung stehenden Kohle erzeugt werden können, ihre Benutzung also im volkswirtschaftlichen Interesse liegt.

Die wichtigsten Ersatzeindeckungsstoffe sind:

Stroh- und Schilfdeckung, die Lehmschindel, der Kunstschiefer und der Zementdachstein.

Das Stroh- und Schilfdach, wie auch das Lehmschindeldach erlangen besondere Bedeutung für rein landwirtschaftliche Gegenden. Wohl haben nach Urteilen aus Fachkreisen weder das deutsche „Gernentzdach“, noch die nach dem holländischen Tränkungsverfahren „Protektor“ hergestellten Dächer die Vorteile weicher Bedachung mit der erhöhten Feuersicherheit harter Dächer bis zur Stunde zu vereinigen vermocht, aber Ausführungen von Prof. Nußbaum, Hannover, weisen darauf hin, daß diese Bedachungsarten infolge ihrer hohen Luftdurchlässigkeit Holzkrankheitsschäden wesentlich verhindern, einen beträchtlichen Wärmeschutz bieten und eine größere Feuersicherheit gewähren, als gemeinhin angenommen wird. Diese Anschauungen werden durch umfassende Beobachtungen und an der Hand des statistischen Materiales der Provinzialfeuersozietäten, Landesbrandkassen und ähnlicher Einrichtungen erhärtet. Die Lehmschindeldächer, deren Einführung und Verbesserung tatkräftigst gefördert wird von der Lehr- und Versuchsstelle für Naturbauweisen in Sorau, sollen die Vorzüge der Strohbedachung noch erhöhen. Diese Bestrebungen finden weitestgehende Unterstützung von einzelnen Landesregierungen. Auf sie wird teilweise sogar Rücksicht genommen bei der Verteilung der Baukostenzuschüsse. Wenn auch die Herstellung und Eindeckung der Lehmschindel auf alten Erfahrungen aufbaut, so werden sich doch zur sachgemäßeren Eindeckung, vor allem bei First- und Kehllösungen, noch verschiedenfache Aenderungen und Verbesserungen nötig machen. Diese können aber keineswegs dem Nichtfachmann weiter überlassen bleiben. Hier muß endlich die reichere Handwerkserfahrung und das fachliche

Können eintreten. Erst das enge Zusammenarbeiten des Dachdeckerhandwerkes mit der Versuchsstelle wird wesentliche Verbesserungen ermöglichen, Vorurteile und irrige Meinungen beseitigen und dem Handwerk neue Erwerbsmöglichkeiten schaffen, allerdings nur in rein ländlichen Gebieten.

Der Kunstschiefer, der heute unter den mannigfachsten Bezeichnungen, wie Asbestschieferplatte, Hafit, Eternit und anderen, in den Handel gebracht wird, ist ein alter Bekannter aus der Vorkriegszeit. Sein Verhalten bei Feuersgefahr, seine leichte Farbveränderung unter dem Einfluß der Witterung, deren Ursache in chemischen Vorgängen des bei der Erzeugung mit verwendeten Zementes zu suchen sein dürfte, und seine vielfach den Schieferformen angepaßte Gestaltung ließ ihn unter den Vertretern des Dachdeckerhandwerkes nicht allzuviel Freunde erwerben. Eine längere Erfahrung und sachgemäße Aenderungen bei der Erzeugung könnte manchen dem Kunstschiefer noch

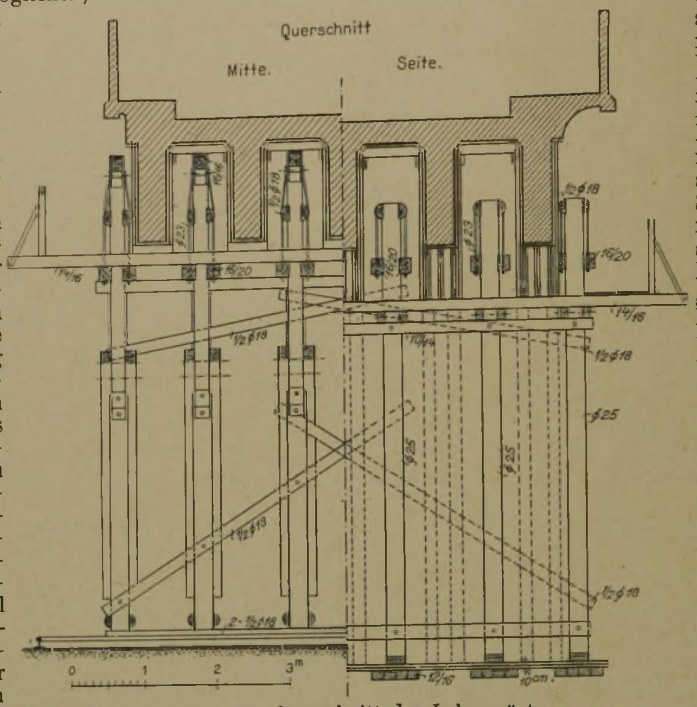


Abbildung 4. Querschnitt des Lehrgerüstes.

Auf eine längere Vergangenheit und eine umfangreichere Verwendung vermag der Zementdachstein zurückzublicken. Gerade in den Gegenden Deutschlands, in denen Dachsteine aus Ton schwer zu beschaffen waren, fand er fast ausschließliche Verwendung. So ist er in Pommern, in den Provinzen Preußen und auch in der Mark weit verbreitet, in manchen Gegenden ausschließlich im Gebrauch. Seine leichte Herstellung mittels neuzeitlicher Maschinen ermöglichte es dem Handswerksmeister Erzeuger und Verbraucher in einer Person zu werden, auch während der arbeitsstillen Wintermonate die Arbeitskräfte restlos weiterbeschäftigen zu können, um den für den Sommer erforderlich werdenden Steinbedarf selbst anfertigen zu lassen. Trotz dieser Tatsachen findet der Zementdachstein im Dachdeckerhandwerk neben begeisterten Verfechtern auch heftige Befehder. Wurde er doch verschiedentfach als „Ruin“ des Dachdeckerhandwerkes bezeichnet, weil leider mit den

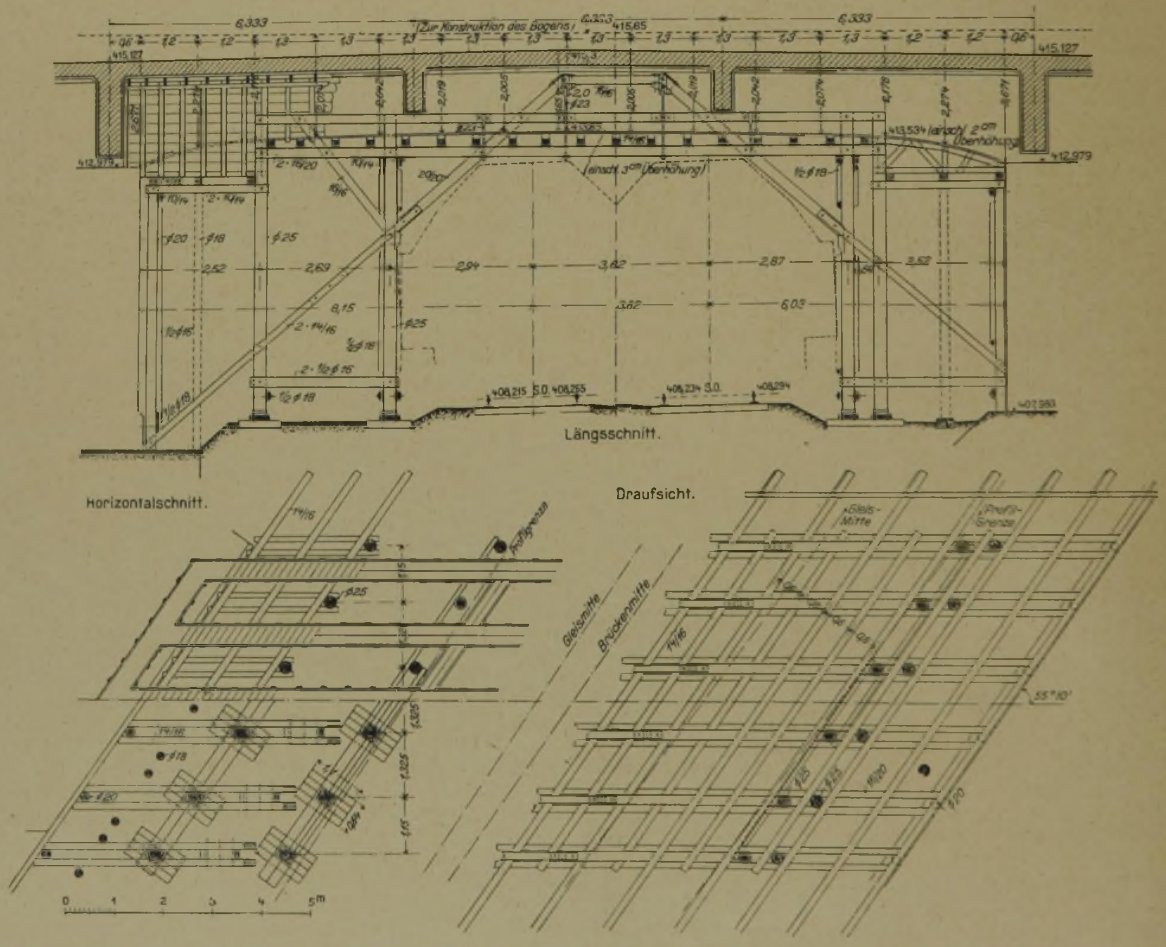


Abbildung 2 und 3. Längsschnitt und Grundriß des Lehrgerüstes einer Straßenbrücke über das 2. Gleis der Eisenbahnlinie Gmünd—Aalen bei Mögglingen.

Ein Lehrgerüst aus den Tagen der Baustoffnot.

anhaftenden Mangel beseitigen. Die Mithilfe des Dachdekkerhandwerkes bei der Verbesserung des Erzeugnisses ermöglichte sogar die Erstellung von Steinformen, die dem Wesen des Materiales besser angepaßt wären, als manche der gegenwärtig noch in den Handel gebrachten Steine aufweisen, lassen das Schaffen von Dachlösungen erhoffen, die als materialgerecht bezeichnet werden könnten.

Handwerkskenntnissen nicht vertraute Kräfte die Herstellung, wie auch die Eindeckung von Zementdachsteinen in die Hand nahmen, eine Erscheinung, die vor allem in neuerer Zeit wieder umfangreicher zu Tage tritt, wenigstens lassen Anpreisungen von Zementdachsteinen in der Fachpresse darauf schließen. Aber nicht bloß diese äußeren Umstände erklärten die Gegnerschaft des Dachdeckerhandwer-

kes, sondern auch innere Ursachen waren für diese Tatsachen vorhanden. Nicht sachgemäße Herstellung von Zementdachsteinen, fehlerhafte Dachkonstruktionen führten zu vorzeitiger Zerstörung dieser Eindeckungsstoffe. Ohne nähere Untersuchung der wahren Ursachen, ohne Vergleichung des Verhaltens ähnlicher Steine auf anderen Dächern wurde ein vernichtendes Urteil gesprochen, das wie ein Lauffeuer das Reich durchlief. Die gleichmäßige, vielfach recht lebhafte Farbe der Steine, die dem Einfluß der Atmosphärilien trotzte und den Ansatz der „Patina der Zeit" hinderte, wurde dem neuen Dachdeckungsstoff zum weiteren Vorwurf gemacht. Die Unmöglichkeit, alle Gaubenformen und alle Kehlen mit dem gleichen Material einzudecken, war ein fernerer Grund zur Verdammung. Man übersah, daß neue Wege gegangen, neue Erfindungen gemacht und umfangreiche Beobachtungen angestellt werden mußten. Erst nach sachlicher Prüfung aller Momente, erst wenn alle Verbesserungsversuche sich als ergebnislos erwiesen, könnte eine Neuerung als verfehlt bezeichnet werden. Diese Voraussetzungen für das Fällen eines vernichtenden Urteiles sind bis zur Stunde für den Zementdachstein nicht gegeben. Mit Freuden ist es daher zu begrüßen, daß ein Vorschlag des Verfassers gelegentlich des Innungsverbandstages des Bundes deutscher Dachdeckerinnungen im Januar 1921 zu Glauchau, durch eine umfassende kommissarische Untersuchung das Wesen, die Güte und das Verhalten der Zementdachsteine unter den mannigfachsten Eindeckungsverhältnissen eingehend zu ergründen, erforderliche Verbesserungen zu prüfen und zu erproben und zu Tage getretene Mängel auf ihre wahren Ursachen zu untersuchen, aufgegriffen und von den Ambi-Werken in Berlin-Johannisthal bereitwilligst in die Tat umgesetzt wurde.

Ueber das Ergebnis dieser kommissarischen Prüfungen, an denen die weitesten Kreise der Erzeuger und Verbraucher den lebhaftesten Anteil nehmen, wird in nächster Zeit fortlaufend berichtet werden. —

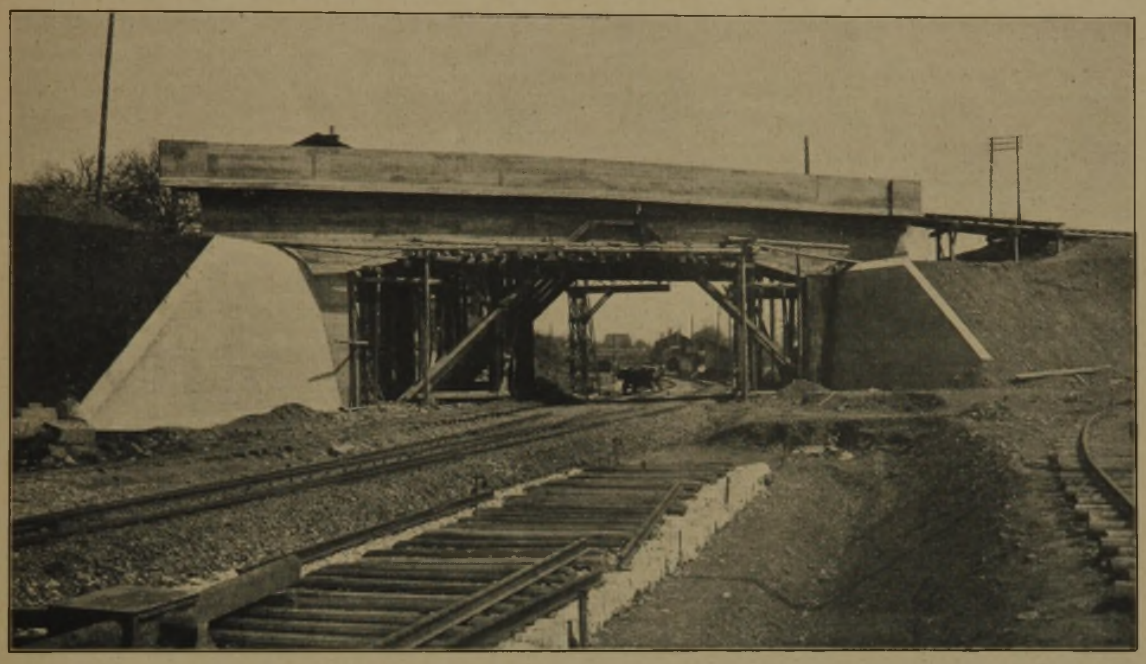


Abbildung 1. Brücke im Bau. Straßenbrücke über dem 2. Gleis der Eisenbahn Gmünd—Aalen.
Ein Lehrgerüst aus den Tagen der Baustoffnot.

Verwendung von Stahl als Bewehrung in Verbund-Konstruktionen.

Von Ingenieur Deppe, Heidelberg. (Schluß.)

Rechnerische vergleichende Auswertung der Versuchsergebnisse und Folgerungen hieraus.

Die Basis, auf der sich die Wertung der Stahlbeton-Konstruktion aufzubauen hat, ist die Eisenbeton-Konstruktion, der die amtlichen Bestimmungen zur Seite zu stellen sind. Im Wesentlichen ist das Verhalten der *R*- wie der *S*-Balken durch die exakten Feinmessungen gegeben. Diese haben dadurch eine gut les- und übersehbare Form erhalten, daß sie ausgewertet und in einem Diagramm zusammengestellt sind. In diesem Diagramm sind zugleich die Spannungen aufgetragen, die sich auf Grund der amtlichen Bestimmungen ergeben und somit eine Art Sicherheitskurve darstellen. Die rechnerischen Spannungen sind ermittelt unter der Annahme von $n = \frac{E_e}{E_b} = 10$ bezw. 15. Die tatsächlichen Spannungen für die Bewehrung sind aus den Feinmessungen ermittelt worden unter Zugrundelegung eines einheitlichen Elastizitätsmaßes von 2 100 000 kg/cm², eine Zahl, die für die verwendeten Eisen- bezw. Stahlsorten tatsächlich zutraf. Für den Beton ist die Einführung eines einheitlichen Wertes für E nicht möglich, weswegen die Spannungen durch unmittelbaren Vergleich der Feinmessungen an den Balken und Prismen bestimmt wurden; für die letzteren waren außer den Dehnungen auch die Spannungen bekannt. In einer Formel hat man $\sigma_b = \frac{\delta_p \cdot \sigma_p}{\delta_b}$, worin der Zeiger b auf Balken und der Zeiger p auf Prismen zu beziehen ist. — Es sind überall nur die jeweils entstandenen federnden Längenänderungen eingesetzt; zu den auf diese Weise ermittelten Spannungen waren die Spannungen durch Eigengewicht hinzuzuzählen. Die so ermittelten Werte stellen vielleicht nicht die tatsächlichen Spannungswerte dar, da diese möglicherweise noch durch Anfangsspannungen beeinflußt worden sind. Von merkbarem Einfluß dürften diese Spannungen nur sein, solange eine intensivere Rißbildung nicht eingetreten ist. Von diesem Zeitpunkt ist die notwendige Wechselwirkung zwischen Druckzone und Bewehrung aufgehoben. Zweifelhaft ist auch, ob der Verlauf der Schwindspannungen im angenommenen Sinn auftritt, solange die Konstruktion rissefrei ist. Es ist nämlich sehr wohl denkbar, daß die Bewehrung während des Erhärtens und Abbindens im Beton gleitet und auf diese Weise die Konstruktion spannungslos bleibt. (Das gilt natürlich nur für den einfachen Balken.)

Es sind insbesondere 3 Laststufen, die für einen Vergleich und zur Beurteilung der *S*-Konstruktion von Wichtigkeit sind und zwar

1. die Last der ersten Risse,
2. die zulässigen Belastungen, die Lasten, unter denen rechnungsgemäß die zulässigen Spannungen auftreten,
3. die Bruchlasten.

1. Die Rißlasten:

Als Rißlasten sind bisher, wie üblich, die Lasten bezeichnet worden, unter denen die ersten Risse auftreten. Diese Risse sind im Allgemeinen örtlicher Natur, sie treten nur an den äußeren Kanten auf und sind recht oft, wie der weitere Verlauf zeigt, keine Folge unmittelbarer Kraftwirkungen. Die tatsächliche Rißlast dürfte dort liegen, wo eine merkliche Schwächung des Betonzug-Querschnittes eintritt; dieser Zeitpunkt ist dadurch gekennzeichnet, daß die Bewehrungsspannungen einen Sprung machen. Diese Stelle

ist in der Spannungskurve deutlich erkennbar, sie liegt in beiden Reihen unter Lasten von 2995—3395 kg, also wesentlich höher als die Last der ersten Risse.

Die Rechnung ergibt folgendes Bild für errechnete und gemessene Spannungen unter Annahme $n = 10$:

Für die R-Balken (mittlere Rißlast = 2128 kg):
errechnet: $\sigma_{bd} = 18{,}6\,\text{kg/cm}^2$; $\sigma_{bz} = 23{,}5\,\text{kg/cm}^2$; $\sigma_e = 211\,\text{kg/cm}^2$;
gemessen: $\sigma_{bd} = 24{,}2$ „ ; $\sigma_e = 196$ „ .

Also gemessene tatsächliche Betonspannung σ_{bt} zur berechneten σ_{br} 1:1,3, Verhältnis der Eisenspannung $\frac{\sigma_{et}}{\sigma_{er}} = 0{,}93$.

Für die S-Balken (mittlere Rißlast = 2395 kg):
errechnet: $\sigma_{bd} = 21{,}8\,\text{kg/cm}^2$; $\sigma_{bz} = 30\,\text{kg/cm}^2$; $\sigma_e = 271\,\text{kg/cm}^2$;
gemessen: $\sigma_{bd} = 22{,}0$ „ ; $\sigma_e = 197{,}2$ „ .

Gemessene und berechnete Betonspannung fast gleich, Eisenspannungs-Verhältnis $\frac{\sigma_{et}}{\sigma_{er}} = 0{,}73$.

Beim Vergleich ist die größere Rißlast der S-Reihe zu beachten. — Sowohl bezüglich der Betonspannungen wie auch bezüglich der Bewehrungsspannungen hat sich die S-Konstruktion nicht ungünstiger verhalten als die R-Konstruktion. Man kann die Stahlbewehrung in diesem Punkt also wohl unbedenklich der Rundeisenbewehrung gleich setzen. Es wird zahlenmäßig eine Bestätigung der schon früher gemachten Erfahrung gegeben, nach welcher der Bewehrungsprozentsatz von untergeordnetem Einfluß auf die Rißbildung ist. Man kann auch Schlüsse auf den zur Wirkung gekommenen Haftwiderstand ziehen, die für das Wesen der Wirkungsweise der Verbundkonstruktion instruktiv erscheinen. Eine Anspannung der Haftfestigkeit im statischen Sinn (als Funktion der Aenderung der Querkraft) war in beiden Reihen kaum vorhanden. Die ohne Rücksicht darauf aber vorhandene Haftung stand also fast restlos zur Ausgleichung der verschiedenartigen Formänderungen des Betons und des Eisens der Zugzone zur Verfügung. Die Haftfestigkeit hätte für beide Balkenreihen etwa gleiche Werte ergeben müssen, da auf peinlichste Gleichartigkeit in der Herstellung gesehen wurde und der Stahl und das Eisen von gleicher Oberflächenbeschaffenheit waren. Das Verhältnis des tatsächlich ausgeübten Haftwiderstandes unmittelbar vor der Rißbildung (die Werte selbst lassen sich nicht angeben) erhält man durch Vergleich der auf den Querschnitt zur Geltung gekommenen tatsächlichen Bewehrungsspannung unter Berücksichtigung des Umfanges des Eisens bezw. der Drähte. Zwischen Querschnitt und Umfang besteht die Beziehung $\frac{f}{u} = \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot \pi \cdot d} = \frac{d}{4}$. Nach Einsatz der Spannungswerte hat man die Zahlen:

$$\left.\begin{array}{l} \text{für } R_1\text{: } \frac{1{,}6}{4} \cdot 196 = 78{,}4 \\ \text{für } S_2\text{: } \frac{0{,}46}{4} \cdot 197{,}2 = 22{,}7 \end{array}\right\} \text{Balken mit gleicher Rißlast.}$$

Die Bewehrung hat die Formänderungen also ohne Rücksicht auf die Formänderungen des Betons gemacht; das Gleiche muß auch in der Schubzone der Fall gewesen sein. Die in einem aufgebogenen Eisen wirkende Spannung hat ohne Zweifel eine solche Höhe gehabt, das der Beton den hierdurch bedingten Formänderungen nicht zu folgen vermochte. Trotzdem sind keine Risse aufgetreten: das Eisen hat sich also im Beton bewegt. Das Eisen hatte im Bruchzustand eine Spannung von rd. $\frac{3200}{\sqrt{2}} = \text{rd. } 2300\,\text{kg/cm}^2$; hierunter trat eine Dehnung auf von $\frac{2300}{2\,100\,000} = \text{rd. } 0{,}001$ oder 1 mm auf 1 m, während der Beton höchstens 0,5 mm mitzumachen imstande ist.

2. Die zulässigen Belastungen.

Für die R-Balken hat man:

$$\frac{6{,}38 \cdot 1200 \cdot 29{,}4 - 22\,500}{100} \cdot 2 = 4050\,\text{kg}.$$

Setzt man auf Grund der Festigkeits-Versuche mit den Stahldrähten für den Stahl eine zulässige Beanspruchung von 3000 kg/cm² voraus, so erhält man für die S-Balken:

$$\frac{2{,}99 \cdot 3000 \cdot 30{,}4 - 22\,500}{100} \cdot 2 = 4990\,\text{kg}.$$

Rechnungsmäßige Betonspannung:
für den R-Balken: 38,4 kg/cm²; für den S-Balken: 62,0 kg/cm².

Man hätte also für den S-Balken, um allseitig im Rahmen der zulässigen Beanspruchungen zu bleiben, das Trägheitsmoment um rd. 50 % zu vergrößern. Dann wird sich für den S-Balken die rechnerische sowohl wie die tatsächliche Betonzugspannung wie auch die Rißgefahr erheblich niedriger stellen als beim R-Balken, ungeachtet der bedeutend geringeren Bewehrung.

Als tatsächliche Spannungen σ_{bt} erhält man:
für die R-Reihe: im Mittel: $\sigma_{bt} = 53{,}5\,\text{kg/cm}^2$; $\sigma_{et} = 577\,\text{kg/cm}^2$;
für die S-Reihe: im Mittel: $\sigma_{bt} = 78{,}4$ „ ; $\sigma_{et} = 1497$ „ .

Es gelten als Verhältniszahlen der errechneten zur tatsächlichen Spannung:

R-Reihe: $\frac{\sigma_{br}}{\sigma_{bt}} = \frac{38{,}4}{53{,}5} = 0{,}717$; $\frac{\sigma_{er}}{\sigma_{et}} = \frac{1200}{577} = 2{,}08$;

S-Reihe: $\frac{\sigma_{br}}{\sigma_{bt}} = \frac{62{,}0}{78{,}4} = 0{,}791$; $\frac{\sigma_{er}}{\sigma_{et}} = \frac{3000}{1497} = \text{rd. } 2{,}00$.

Auch hier stellt sich die S-Konstruktion im Allgemeinen nicht ungünstiger als die R-Konstruktion.

3. Die Bruchlasten.

Die Bruchlasten sind der Maßstab für die Sicherheit einer Konstruktion. Da über die Höhe der Sicherheitsfaktoren allgemeine Einigkeit besteht, können wir die zulässige Beanspruchung für den Stahl aus den Bruchlasten ableiten. Der Vergleich wird auf die Ergebnisse der Reihe der R-Balken aufgebaut. Die für diesen Zweck erforderliche Gleichartigkeit in den Versuchsergebnissen war vorhanden, da beide Balkenreihen ja nur durch die Ueberschreitung der Widerstandsfähigkeit der Bewehrung zerstört wurden.

Die Bruchlasten der R-Reihe betrugen im Mittel 12 660 kg, unter denen ein Biegungsmoment (einschl. desjenigen durch Eigengewicht) von $22\,500 + \frac{12\,660 \cdot 100}{2} = 655\,500$ cmkg aufgetreten ist. Hierunter war eine Eisenspannung von rd. $\frac{655\,500}{32 \cdot 6{,}38} = \text{rd. } 3200\,\text{kg/cm}^2$ vorhanden.

Der Hebelarm der inneren Kräfte kann mit 32 cm angesetzt werden, da der Druckmittelpunkt sehr hoch lag. — Die Zerstörung der Balken ist somit bald nach Ueberschreitung der Streckgrenze eingetreten. — Bezogen auf die Bruchbelastung hat man für das Rundeisen demnach einen Sicherheitsfaktor von $\frac{3200}{1200} = 2{,}66$.

Bei Innehaltung dieser Zahl ist gemäß den bisherigen Erfahrungen also eine ausreichende Sicherheit gegeben. Die Bruchlasten der mit Stahldraht bewehrten Balken waren im Mittel 16 045 kg. Die Größe der Bewehrungsspannungen unter dieser Last steht eindeutig fest. Sie ist gleich der Festigkeit des Stahles von 9050 kg/cm². Würde man für den Stahl die gleiche Sicherheitszahl zugrunde legen wie sie für das Rundeisen tatsächlich vorhanden ist, so würde man zu einer zulässigen Beanspruchung von

$$\frac{9050}{2{,}66} = 3400\,\text{kg/cm}^2 \text{ kommen.}$$

4. Die Durchbiegungen.

Solange die Spannungen in annehmbaren Grenzen bleiben, ist den Durchbiegungen nur für solche Konstruktionsteile eine Bedeutung beizumessen, die versteifen sollen, sowie aus ästhetischen Gründen. Die letzteren scheiden für unsere Betrachtungen aus. Während für die übrigen als wesentlich erachteten Daten im Lauf des Versuches der R-Balken als Vergleichsgrundlage betrachtet wurde, erscheint dies Verfahren bei Betrachtung der Durchbiegungen nicht angebracht; denn wie bekannt, liefert der Eisenbetonbalken ungewöhnlich niedrige Werte für die Durchbiegungen. Wichtiger erscheint daher das Verhältnis $\frac{f}{l}$ überhaupt sowie gegenüber Bauteilen aus anderem Material, so z. B. aus Eisen. Als Laststufe, auf die sich diese Betrachtungen beziehen, kann wohl die „zulässige Belastung“ angesehen werden.

Diese beträgt für die R-Reihe 4050 kg. Man hat hier:
f gesamt: 2,24 mm; bleibend: 0,39 mm; federnd: 1,85 mm.

Die Verhältniszahlen $\frac{f}{l}$ betragen:

$$\frac{f_g}{l} = \frac{2{,}24}{3000} = \frac{1}{1340}; \quad \frac{f_f}{l} = \frac{1{,}85}{3000} = \frac{1}{1620}.$$

Die rechnungsgemäße Durchbiegung beträgt:

$$\frac{23\,Pl}{648\,E \cdot J} = \frac{23 \cdot 2025 \cdot 300^3}{648 \cdot 210\,000 \cdot 45\,750} = 0{,}2\,\text{cm} = 2\,\text{mm} = \frac{1}{1500}$$

der Stützweite.

Die Ermittelung von J erfolgte unter Ausschluß des Zugbetons; n wurde = 10 gesetzt.

Für die S-Balken beträgt die zulässige Belastung (eine Bewehrungsspannung von 3000 kg/cm² vorausgesetzt) 4990 kg.

Man hat:

f gesamt: 4,15 mm; bleibend: 1,34 mm; federnd: 2,80 mm.

$$\frac{f_g}{l} = \frac{4{,}15}{3000} = \frac{1}{723}; \quad \frac{f_f}{l} = \frac{2{,}80}{3000} = \frac{1}{1070}.$$

Rechnungsmäßige Durchbiegung:

$$\frac{23 \cdot 2495 \cdot 300^3}{648 \cdot 210000 \cdot 24850} = 0{,}457\,\text{cm} = \frac{1}{651} \text{ der Stützweite.}$$

Bei den Werten für die S-Reihe ist noch zu beachten: die Betonspannungen liegen beträchtlich oberhalb des zulässigen Wertes von 40 kg/cm² und zwar beträgt σ_b rechnungsmäßig 62 kg/cm². — Bringt man σ_b auf den zulässigen Wert, so ist eine Balkenhöhe von

$$0{,}561\sqrt{\frac{2720}{0{,}37}} = 48{,}0 + 3{,}0 = 51\,\text{cm} \text{ erforderlich;}$$

$$x = 0{,}1666 \cdot 48{,}0 = 8\,\text{cm}; \quad f_e = \frac{2720}{\left(0{,}48 - \frac{0{,}08}{3}\right)3000} = 2{,}0\,\text{cm}^2.$$

Hierunter beträgt J rd. 98000 cm⁴; rechnungsmäßige Durchbiegung: $\frac{23 \cdot 2495 \cdot 300^2}{648 \cdot 210000 \cdot 38000} = 0{,}3\,\text{cm} = \frac{1}{1000}$ der Stützweite.

Diesem Werte entsprechend dürften die tatsächlichen Durchbiegungen geringer werden, sodaß man hat:

$f_g = 0{,}651 \cdot 4{,}15 = 2{,}55$ mm; $f_f = 0{,}651 \cdot 2{,}80 = 1{,}78$ mm.

Die rechnungsmäßige Durchbiegung der R-Konstruktion ist also geringer als die der S-Konstruktion, die Werte für die tatsächlichen Durchbiegungen dürften jedoch, wenn in beiden Fällen die Abmessungen als eine Funktion der zulässigen Spannungen aufgefaßt werden, etwa gleich groß werden. — Der absolute Wert für f ist für die S-Konstruktion nicht unnormal.

Als Vergleich sei der eiserne I-Träger herangezogen. Für die „zulässige Belastung" der S-Balken von 4990 kg ist ein W von $\frac{4990 \cdot 100}{2 \cdot 1200} = 208\,\text{cm}^3$ erforderlich, wofür ein I NP. 20 mit $W = 214\,\text{cm}^3$ und $J = 2142\,\text{cm}^4$ nötig wird.

$$f = \frac{23 \cdot 2495 \cdot 300^3}{648 \cdot 2100000 \cdot 2142} = 0{,}53\,\text{cm} = \frac{1}{565} \text{ der Stützweite,}$$

bedeutend mehr als in der S-Konstruktion.

Der gegen die S-Konstruktion zuweilen erhobene Vorwurf zu großer Durchbiegungen ist durch die Versuche nicht bestätigt worden.

Zusammenfassung der Versuchsergebnisse.

1. Das allgemeine Verhalten der S-Konstruktion unterscheidet sich nicht von dem einer Eisenbetonkonstruktion.

2. Wird die Stahlbeton-Konstruktion nach den gleichen Grundlagen sowohl in Bezug auf Statik wie in Bezug auf Festigkeitsnachweis und Spannungsermittlung (amtliche Bestimmungen) berechnet, so sind die Spannungsverhältnisse relativ die gleichen wie in der mit Rundeisen bewehrten Verbundkonstruktion. Die beigegebenen Spannungsdiagramme lassen eine weitgehende Uebereinstimmung erkennen.

3. Die Stahlbeton-Konstruktion ist der Rißbildung nicht stärker oder früher unterworfen, als die Rundeisen-Konstruktion. Wird die S-Konstruktion unter Beachtung des unter 2. gesagten ausgebildet, so besitzt sie gegenüber Rissen und somit Rostgefahr eine größere Sicherheit als die R-Konstruktion.

4. Die Durchbiegungen der S-Konstruktion bewegen sich in normalen Grenzen und schreiten nicht aus dem Rahmen des in den allgemeinen Bestimmungen Festgelegten. Die S-Konstruktion kann auch als versteifender Bauteil ohne Bedenken jeder anderen gleichgestellt werden.

5. Hat ein Stahl die Güteeigenschaften, wie sie für die 4,6 mm Drähte in der Zusammenstellung II verzeichnet sind — Bruchfestigkeit rd. 9000 kg/cm², Streckgrenze rd. 7000 kg/cm², Längsdehnung 5,9 % —, so kann er mit 3000 kg/cm² beansprucht werden.

Folgerungen nicht versuchstechnischer Art sind: die Festigkeit des Betons kann zweckentsprechender ausgenutzt werden und die bedeutende Materialersparnis an Bewehrung sichert dem Stahl eine wirtschaftliche Ueberlegenheit.

Das Verwendungsgebiet des Stahles sind alle die Konstruktionen, bei denen die geringe Dehnung der Bewehrung ausschlaggebend ist, also die vorwiegend gebogenen Konstruktionen sowie Umschnürungen.

Zu Anfang war auf die Möglichkeit, bei Verwendung hochwertiger Einzelmaterialien sowohl in technischer wie in wirtschaftlicher Hinsicht Befriedigenderes zu erzielen, hingewiesen worden. Nachdem nun die Versuchsauswertung eine hohe Beanspruchung des Stahles als möglich erwiesen und zugleich die wirksamere Betonausnutzung festgestellt ist, sei kurz auf eine Gegenüberstellung von Eisenbeton und Stahlbeton in den genannten Punkten eingegangen. Vorausgesetzt wird eine zulässige Beanspruchung des Stahles mit 3000 kg/cm² und eine Betonbeanspruchung bis zu 100 kg/cm². Wie die Versuche ergeben haben, ist es sehr wohl möglich, bei Verwendung normenmäßigen Portlandzementes einen Beton von 500 kg/cm² Festigkeit zu erhalten. Es kommt nur auf die sorgfältige Auswahl der Zuschlagstoffe und auf eine sorgfältige Verarbeitung an.

Der Vergleich sei an dem folgenden Beispiel durchgeführt. Ein Raum von 19 m Lichtweite soll mit einer Decke überspannt werden, deren Hauptträger in 6 m Abstand liegen. Darüber strecken sich Längsträger und über diese spannen sich Platten. Die Plattenstärke wird sowohl für die Eisenbeton-Konstruktion wie für die Stahlbeton-Konstruktion zu 8 cm angesetzt. Die Beanspruchungen werden für die Platte im Sinn der amtlichen Bestimmungen etwas niedriger als die allgemein zugelassenen Werte angesetzt und zwar für die Rundeisenkonstruktion mit $\sigma_b = 35$ kg/cm², $\sigma_e = 1000$ kg/cm², für die Stahlbetonkonstruktion mit $\sigma_b = 80$ kg/cm², $\sigma_e = 2400$ kg/cm².

Für die Platten hat man: für die R-Konstruktion:

$$h - a = 0{,}433\sqrt{M},$$

für die S-Konstruktion: $0{,}336\sqrt{M}$,

für die Balken in der R-Konstruktion: $Wa = 0{,}411\sqrt{M}$,

für die Balken in der S-Konstruktion: $Wa = 0{,}30\sqrt{M}$.

1. R-Konstruktion:

Aus der Formel: $0{,}433\sqrt{1/20 \cdot l^2 \cdot q} = 6{,}5$ cm wird die zulässige Stützweite der Platte ermittelt.

Eigengewicht: $0{,}08 \cdot 2400 = 192$ kg/m²
Deckung usw. . . . . 38 „
Schnee und Wind . . . . . 80 „
310 kg/m².

Man erhält die Stützweite l zu 3,80 m.

Plattenbewehrung: $\frac{310 \cdot 3{,}8^2}{20 \cdot 1000 \cdot 0{,}065 \cdot 0{,}88} = 3{,}92\,\text{cm}^2$.

Nebenträger:

Belastung: aus der Platte: $3{,}80 \cdot 310 =$ 1180 kg/m.
Eigengewicht: $0{,}20 \cdot 0{,}30 \cdot 2400 =$ rd. 150 „
1330 kg/m.

$M =$ rd. $1/20 \cdot 6{,}0^2 \cdot 1330 = 2400$ mkg.

Mit Einsatz einer Druckgurtbreite von 1,0 m wird

$$h - a = \text{rd. } 0{,}519\sqrt{2400} + 2 = \text{rd. } 27\,\text{cm}; \quad h = 30\,\text{cm}.$$

$$f_e = \frac{2400}{1200\,(0{,}27 - 0{,}03)} = 8{,}33\,\text{cm}^2.$$

Lagerdruck des Trägers: $1330 \cdot 6{,}0 =$ rd. 8000 kg.

Hauptbalken: Unter Annahme einer teilweisen Einspannung in den Auflagerstützen wird das tatsächliche Moment 0,6 mal so groß angesetzt wie das im frei aufliegenden Balken. Die mittleren Abmessungen des Balkens betragen rd. 120/60 cm, sein Gewicht daher 1730 kg/m.

Moment im frei aufliegenden Balken:

$$\left(0{,}6 \cdot 19{,}0 \cdot 8{,}00 + \frac{19{,}0^2 \cdot 1{,}73}{8}\right)0{,}6 = (91{,}0 + 78{,}0)\,0{,}6 = 101{,}0\,\text{mt}.$$

$$b = 60\,\text{cm}; \quad h - a = 0{,}411\sqrt{\frac{101\,000}{0{,}60}} = 168\,\text{m}; \quad h = 175\,\text{cm}.$$

$$f_e = \frac{101\,000}{1{,}68 \cdot 0{,}89 \cdot 1200} = 56{,}3\,\text{cm}^2.$$

2. S-Konstruktion:

Zulässige Plattenstützweite: 5,30 m,

tatsächliche $= 4{,}75$ m; $M = \frac{4{,}75^2}{20} \cdot 310 = 350$ mkg.

$$f_e = \frac{350}{2400 \cdot 0{,}07 \cdot 0{,}5} = 2{,}30\,\text{cm}^2.$$

Nebenträger:

Belastung: aus der Platte: $4{,}75 \cdot 310 = 1475$ kg/m.

Eigengewicht: $0{,}2 \cdot 0{,}3 \cdot 2400 =$ rd. $\frac{145}{1620}$ kg/m.

$M = 1/20 \cdot 6{,}0^2 \cdot 1620 = 2920$ mkg.

$$h = 30\,\text{cm}; \quad f_e = \frac{2920}{0{,}24 \cdot 3000} = 4{,}05\,\text{cm}^2.$$

Lagerdruck: $6{,}0 \cdot 1620 = 9720$ kg.

Hauptbalken:

Mittleres Eigengewicht rd. $0{,}50 \cdot 0{,}90 \cdot 2400 = 1080$ kg/m.

$$\left(0{,}5 \cdot 9720 \cdot 19{,}0 + 1080 \cdot \frac{19{,}0^2}{8}\right)0{,}6 =$$

$$= (92{,}20 + 48{,}6)\,0{,}6 = 84{,}50\,\text{mt}.$$

$$h - a = 0{,}30\sqrt{\frac{84\,500}{0{,}50}} = 123\text{ cm};\quad h = 130\text{ cm}.$$

$$f_e = \frac{84\,500}{1{,}23 \cdot 3000 \cdot 0{,}9} = 25{,}40\text{ cm}^2.$$

Massengegenüberstellung, bezogen auf 1 m Hauptbalken. Für die Bewehrung wird ein Zuschlag von 20 % auf den Querschnitt gemacht, um auf die kg zu kommen.

R-Konstruktion:

Beton: $0{,}08 + 4 \cdot 0{,}2 \cdot 0{,}3 : 19{,}0 + 1{,}20 \cdot 0{,}60 : 6{,}0 = 0{,}0126 + 0{,}2126\text{ m}^3$

Plattenschalung: $= 1{,}000\text{ m}^2$

Balkenschalung: $(0{,}25 \cdot 2 + 0{,}2)\,4 : 19{,}0 + (2 \cdot 1{,}20 + 0{,}60)\,6{,}0 = 0{,}147 + 0{,}50 = 0{,}647\text{ m}^2$

Eisen: $(3{,}92 + 8{,}33 \cdot 4 : 19{,}0 + 56{,}3 : 6{,}0)\,1{,}20 = 1{,}75 + 9{,}37 = 18{,}10\text{ kg}$

S-Konstruktion:

Beton: $0{,}08 + 3 \cdot 0{,}2 \cdot 0{,}3 : 19{,}0 + 0{,}5 \cdot 0{,}9 : 6{,}0 = 0{,}0095 + 0{,}1645\text{ m}^3$

Plattenschalung: $= 1{,}000\text{ m}^2$

Balkenschalung: $(0{,}25 \cdot 2 + 0{,}2)\,3 : 19{,}0 + (0{,}9 \cdot 2 + 0{,}5)\,6{,}0 = 0{,}111 + 0{,}383 = 0{,}494\text{ m}^2$

Eisen: $(2{,}30 + 4{,}05 \cdot 3 : 19{,}0 + 25{,}40 : 6{,}0)\,1{,}20 = 0{,}64 + 4{,}23 = 8{,}60\text{ kg}$

Materialpreise und Arbeitslöhne werden eingesetzt mit:

Zement	frei Bau:	für 100 kg	51,— M.
Kies	frei Bau:	für 1 m³	40,— „
Splitt	frei Bau:	für 1 m³	50,— „
Schalung:	Material:		7,— „
	Lohn:	10 bezw.	15,— „
Eisen:	Material:		2,50 M.
	Lohn:		1,— „
Stahl:	Material:		3,50 M.; Lohn dazu: 1,50 M.
Lohn für Beton:			60,— M./m³

Normaler Beton 1 : 4 kostet:

Zement:	340 · 51,— =	173,— M.
Kies:	40,0 · 1,15 =	46,— „
Lohn:		60,— „
	rd.	280,— M.

Splittbeton 1 : 1,5 : 2,25:

Zement:	450 · 51,— =	204,— M.
Kies:	0,52 · 40,0 =	21,— „
Schotter:	0,78 · 60,0 =	47,— „
Lohn:		68,— „
		340,— M.

Kosten der *R*-Konstruktion:

Beton:	0,2126 · 280,— = 59,60 M.
Plattenschalung:	1,0 · 17,0 = 17,— „
Balkenschalung:	0,647 · 22,0 = 14,20 „
Eisen:	18,10 · 3,50 = 63,50 „
	154,30 M. + 35 % v. Lohn = rd. 172,— M.
	8 % Unkosten: 14,— „
	186,— M.

Kosten der *S*-Konstruktion:

Beton:	0,1645 · 340,— = 56,— M.
Plattenschalung:	1,0 · 17,0 = 17,— „
Balkenschalung:	0,494 · 22,0 = 10,80 „
Stahl:	8,60 · 5,0 = 43,— „
	126,80 M. + 35 % v. Lohn = rd. 143,40 M.
	8 % Unkosten: rd. 12,60 „
	156,— M.

Die Selbstkosten der *S*-Konstruktion sind somit 84 % von denjenigen der *R*-Konstruktion, wozu in diesem Fall noch die Ersparnisse an den Stützen und Fundamenten kämen. —

Vermischtes.

Der Bericht über die 23. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ vom 5.—7. Mai 1920 in Berlin ist kürzlich erschienen, ein stattlicher Oktavband mit 325 Seiten Text mit zahlreichen guten Konstruktionszeichnungen und photographischen Abbildungen. Er enthält neben der Teilnehmerliste, die 332 Personen umfaßt, darunter auch zahlreiche Vertreter von Behörden, Versuchsanstalten, technischen Hochschulen, technisch-wissenschaftlichen Verbänden usw., eine vollständige Uebersicht über die Beratungen und einen Abdruck der sämtlichen Vorträge. Diese enthalten eine Menge interessantes Material in Hinsicht auf Konstruktion und Ausführung vor allem von Industriebauten verschiedener Art in Eisenbeton, die während der Kriegszeit ausgeführt worden sind und sich durch ihre Größe, ihre Konstruktion oder Ausführungsweise vielfach auszeichnen. Ein Teil der Vorträge — von Naumann, Kleinlogel, Luft und Rüth, Meisenhelder — sind in unseren „Mitteilungen“ bereits unter Beigabe von Abbildungen abgedruckt worden. Diejenigen von Probst, Rank, Schleusner, P. Müller, Sielken sind zum Teil an anderer Stelle erschienen. Das Heft enthält für den Fachmann viel wertvolles Material und ist eingehendem Studium zu empfehlen. —

Ergebnis der Prüfung der dänischen Portlandzemente durch das dänische staatliche Materialprüfungsamt im Finanzjahr 1920/21. Die Zeitschrift „Ingeniören“ bringt in ihrer No. 76 vom 21. Sept. d. J. eine Zusammenstellung der staatlichen Prüfungsergebnisse, die als Vergleich zu den deutschen Verhältnissen Interesse begegnen dürften. Wir geben nachstehend die wesentlichen Zahlen wieder.

I. Mittelwerte der Zahlen sämtlicher Proben.

	Bindezeit	Erhärtungsbeginn	Le Chatelier-Probe Ausdehnung	Festigkeiten in kg/cm² nach							
				3 Tagen		7 Tagen		28 Tagen		3 Monaten	
	Stunden	nach Stunden	in mm	Zug	Druck	Zug	Druck	Zug	Druck	Zug	Druck
Gefundene Werte	8	3¾	1,0	17,3	129	22,4	233	28,7	392	35,3	496
Anzahl Zemente	128	128	131	20	25	112	125	95	99	13	13
Die 5 höchsten Werte lagen zwischen			4,0—2,0	24,9—19,4	201—164	28,7—27,6	356—338	34,7—32,9	552—434	43,7—36,2	566—525
Die 5 niedrigsten „ „ „			bei 0,0	9,2—14,7	70—93	9,0—16,2	57—154	16,6—24,0	120—287	30,3—33,7	413—473

Bei der Abbindezeit sind die schnellbindenden Zemente nicht mit einbezogen. Die Normenforderung bezüglich des Erhärtungsbeginnes (nicht vor einer Stunde) haben 7 Zemente nicht erfüllt, 4 ferner nicht die Forderung bezüglich der Abbindezeit (nicht unter 2 Stunden). Von den untersuchten Proben hat nur eine die Normendruckfestigkeit nicht erreicht, 2 ergaben in Bezug auf Raumbeständigkeit ein zweifelhaftes Ergebnis. Im Ganzen sind 179 Untersuchungen gegenüber 162 i. J. 1919/20 und 109 i. J. 1918/19 ausgeführt worden. —

Kanalschiff in Eisenbeton System Züblin-Kolbe mit 25 mm Wandstärke. Nach „Le Génie civil“ vom 14. Mai d. J. ist in Straßburg ein Kanalschiff der Bauweise Züblin-Kolbe vom Stapel gelassen. Das im Gegensatz zu den Bestrebungen, das Gewicht des Eisenbetonschiffes durch Leichtbeton für die Wandungen zu verringern, für diese gerade einen sehr hochwertigen Beton verwendet, um die Wandstärke auf ein Mindestmaß — hier 25 mm herabzudrücken. Das Schiff hat 38,76 m Länge, 5 m Breite 71,5 t Leergewicht. Es kann eine Ladung von 244,36 t aufnehmen und besitzt einen Leertiefgang von 0,53 m, unter Belastung einen solchen von 1,83 m.

Das Eisengerippe des Schiffes ist vor der Betonierung auf das Genaueste fertig zusammen gebaut, da sich jede kleine Unregelmäßigkeit bei der geringen Wandstärke an der Oberfläche zeigen würde. Es sind bewegliche Schalungen dabei verwendet. Der Beton war ein solcher aus Portlandzement und Rheinkies, hoher Festigkeit und Elastizität. Versuche des eidgenöss. Mat.-Prüf.-Amtes in Zürich ergaben für den Beton nach 90 Tagen 1000 kg/cm² Festigkeit. Sein Gewicht war 2,5 t/m³. Dieser sehr dichte Beton bietet den Vorteil, daß er sich nicht mit Wasser sättigt, hohe Widerstandsfähigkeit gegen Stoß und Abnutzung besitzt, daher auch nicht mit einer besonderen Haut versehen zu werden braucht.

Flußschiffe sind bisher i. Allgem. wohl mit 6—7 cm Mindest-Wandstärke hergestellt worden. Die hier gewählte ist also außerordentlich gering. Immerhin ist das Mehrgewicht gegenüber Holz- und Eisenschiffen gleicher Größe 30 bis 40 t, die Firma Züblin hofft aber durch neuartige Konstruktionen dieses Mehrgewicht noch um 5—10 t herab drücken zu können. Während das Ladegewicht eines Holz- oder Eisenschiffes 90 % der Wasserverdrängung beträgt, kommt es hier nur auf 77 %. Das tote Gewicht stellt sich zur Wasserverdrängung bei Vollast bei gewöhnlichen Kanalschiffen auf 9 %, hier auf 22,6 %, das ist also immer noch ein ziemliches Mehrgewicht an toter Last, das mitgeschleppt werden muß. Immerhin bedeutet das hier erwähnte Schiff, das den Namen „Argentoratum“ erhalten hat, mit 77 % Ladegewicht gegenüber der Wasserverdrängung schon ein nicht unerheblicher Fortschritt gegenüber den bisher erbauten Eisenbetonschiffen mit durchschnittlich nur 50—60 %. Zu berücksichtigen ist außerdem, daß es sich hier um einen kleinen Schiffstyp handelt; bei einem größeren wird das Verhältnis jedenfalls noch günstiger. —

Inhalt: Ein Lehrgerüst aus den Tagen der Baustoffnot. — Zur Frage der Dacheindeckung mit Ersatzstoffen. — Stahl als Bewehrung in Verbund-Konstruktionen. (Schluß.) — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.