POLITECHNIKA ŚLĄSKA BIBLIOTEKA GLIWICE

DER BAUINGENIEUR

25. Jahrgang 1950/Heft 8

Springer-Verlag / Berlin · Göttingen · Heidelberg

DER BAUINGENIEUR

25. Jahrgang August 1950 Heft 8

2. Sonderheft: „Verbund-Bauweise".

Stahlkonstruktionen mit Betondruckplatten.

Bericht über die zweite Arbeitstagung am 20. und 21. April 1950 in Hannover.

In der Eröffnungsansprache führte der Vorsitzende des Fachverbandes Stahlbau, Deutscher Stahlbau-Verband, Bad Pyrmont, Herr Prof. Dr.-Ing. A. Dörnen, Dortmund-Derne, u. a. folgendes aus:

Unsere heutige Tagung baut sich auf den Verhandlungen der ersten Arbeitstagung auf, die als Sonderheft des „Bauingenieur" erschienen sind. Sie befaßt sich insonderheit mit den statisch unbestimmten Bauwerken der neuen Bauweise. Inzwischen ist zur Weiterentwicklung der Verbundbauweise manches geschehen. Die gewonnenen Erkenntnisse und Erfahrungen stehen heute zur Verfügung.

Die wichtigsten Probleme der „Verbund-Bauweise".

Von Dipl.-Ing. **Ferdinand Kleineberg**, Köln.

Überblick über die wichtigsten Probleme der Verbund-Bauweise.

1. Begriffsbestimmung Verbund-Bauweise.

Im normalen Stahlbrückenbau und auch im normalen Stahlhochbau liegen auf den Stahlträgern oft Stahlbetonplatten, die als selbständige Konstruktionsteile wirken sollten. Durch besondere Maßnahmen — Anordnung von Fugen im Fahrbahnrost, in der Fahrbahnplatte, Anordnung von Isolierungen — versuchte man, diese Aufgabenteilung sicherzustellen. Trotz dieser Maßnahmen wirkten aber die Stahlbetonplatten mit den Hauptträgern mehr oder weniger zusammen, wie zahlreiche Durchbiegungsmessungen ergaben. Seit etwa 20 Jahren ging man dazu über, diese Zusammenwirkung zwischen Stahlkonstruktion und Stahlbetonplatte näher zu untersuchen. Im Schlußbericht über den . Kongreß der Int. Vereinigung für Brückenbau und Hochbau in Paris 1932, wird m. W. wohl zum ersten Male über Versuche mit einer Verbund-Konstruktion berichtet.

Herr Oberingenieur Zendler erläuterte auf der ersten Arbeitstagung am 8. 12. 1949 (s. Bauingenieur, März-Sonderheft 1950) die Vorarbeiten und Vorversuche, die die BASF. seit etwa 1934 mit Decken in Verbund-Bauweise durchgeführt hat und die dann zu den Versuchen führten, über die Maier-Leibnitz in der Bautechnik 19 (1941) S. 265 berichtete. Über Schweizer und amerikanische Versuche mit Verbund-Trägern sind u. a. im Bauingenieur, März-Sonderheft 1950, Berichte erschienen.

Eine intensivere Auswertung der Versuche ist aber in Deutschland aus verschiedenen Gründen erst seit einigen Jahren wieder in den Vordergrund getreten.

Der Deutsche Ausschuß für Stahlbau unter dem Vorsitz von Herrn Ministerialrat Ernst, Offenbach, hat im Jahre 1948 die Behandlung der Stahlkonstruktionen mit Betondruckplatte in sein Aufgabengebiet einbezogen und einen Unterausschuß „Verbundträger" unter der Obmannschaft von Herrn Reg. Baudir. Dr.-Ing. Klingenberg, Offenbach, gebildet. Dem Ausschuß gehören Vertreter der Wissenschaft, der Behörden, der Stahlbau- und Stahlbetonbau-Industrie an.

Diesem Unterausschuß „Verbundträger" ist die Aufgabe gestellt, alle Probleme zu behandeln und zu erforschen, die bei dem erzwungenen Zusammenwirken zwischen Stahlkonstruktion und Betonplatte auftreten. Während sich dieser Unterausschuß in der Hauptsache mit den Problemen des Brückenbaues beschäftigt, hat sich der Unterausschuß „Hochbauten in Verbund-Bauweise" des Ausschusses „Stahlsparende Konstruktionen des Fachverbandes Stahlbau" unter der Obmannschaft des Herrn Direktor Hahn, Dortmund, die Aufgabe gestellt, alle Probleme zu behandeln, die durch das Zusammenwirken zwischen der Stahlkonstruktion und dem Stahlbeton bei Hochbauten auftreten.

Herr Reg. Baudir. Dr.-Ing. Klingenberg erläuterte in seinem als Manuskript gedruckten Vortrag „Stand der Entwicklung der Verbund-Bauweise", Stahlkonstruktion mit Betondruckplatte, die bisher behandelten Aufgaben und auch die laufenden und geplanten Versuche des Unterausschusses „Verbundträger" bis Oktober 1949. Im folgenden wird u. a. über die seit dieser Zeit geleisteten Arbeiten des Unterausschusses „Verbundträger" wie auch über die Aufgaben des Unterausschusses „Hochbauten in Verbund-Bauweise" berichtet.

Der Unterausschuß „Verbundträger" hat beschlossen, für die neue Bauweise, bei der der Stahlbeton durch besondere Maßnahmen zum Zusammenwirken mit der Stahlkonstruktion gezwungen wird, die in den früheren Veröffentlichungen bereits gewählte Bezeichnung „Verbund-Bauweise" als Kurzbezeichnung beizubehalten, und er empfiehlt den Stahlbaufirmen, ihre Erzeugnisse „Stahlkonstruktion in Verbund-Bauweise", „Stahlbrücke in Verbund-Bauweise", „Stahlhochbau in Verbund-Bauweise" und dgl. zu nennen.

2. Schubsicherungen.

Um zu ereichen, daß der Stahlträger und die Betondruckplatte einwandfrei zusammenwirken, müssen besondere schubfeste Verbindungen vorgesehen und die Platte gegen Abheben gesichert werden. Die Übertragung der Schubkraft von dem einen Baustoff auf den anderen erfolgt durch Dübel und Schrägbewehrung.

Der Unterausschuß „Verbundträger" hat unter Beachtung der früheren Versuchsergebnisse Dübelkraftversuche durchgeführt. Über die Ergebnisse und auch über die noch geplanten Versuche vgl. Graf, S. 297 dieses Heftes.

3. Verbundwirkung im Bereich negativer Momente.

Da der Beton nur geringe Zugspannungen aufnehmen kann, ist eine Verbundwirkung im Bereich negativer Momente nur wirksam, wenn durch besondere Maßnahmen Druckvorspannungen erzielt werden. Dies wird erreicht durch Vorbelastung der positiven Momentenabschnitte, durch Stützensenkungen und durch die Verwendung von vorgespanntem Beton. (vgl. die Berichte von Fuchs und Kramer in diesem Heft).

Es wurde auch vorgeschlagen, die erforderliche Vorspannung durch Verwendung von Quellbeton zu erzielen. Befriedigende Informationen über die Eigenschaften des Quellzementes aus Frankreich, wo er bereits hergestellt wird, waren noch nicht zu erhalten. Bei Berücksichtigung

der Verminderung durch Kriechen und Schwinden könnte mit einer bleibenden Druckvorspannung von 17 bis 25 kg/cm² gerechnet werden, wenn Quellbeton durch bauliche Vorkehrungen am Ausdehnen verhindert wird.

Der Deutsche Ausschuß für Stahlbeton beabsichtigt, die Eigenschaften des Quellzementes eingehend zu erforschen. Versuche mit Verbundträgern unter Verwendung von Quellbeton sollen erst vorgesehen werden, wenn die Eigenschaften des Quellzementes bekannt sind.

4. Temperatureinfluß.

Auf der ersten Arbeitstagung am 8. 12. 1949 wurde von verschiedenen Rednern auf die Gefahren hingewiesen, die im Laufe der Zeit durch die sehr verschiedenen Wärmeleitzahlen des Betons und des Stahls für den Verbundträger entstehen können. Geht man davon aus, daß der Beton eine mittlere Tagestemperatur annimmt, der Stahlträger tags kühler und nachts wärmer als der Betonkörper ist, so ergibt sich im Laufe eines Tages durch den Temperatureinfluß ein voller Spannungswechsel.

So wurde ein Versuch in Erwagung gezogen, der das Ziel haben müßte, diese etwa 36 500 zu erwartenden Spannungswechsel aus Temperaturänderungen in 100 Jahren auf einen Zeitraum von etwa 2 Jahren zusammenzudrängen. Ihn innerhalb eines sehr kurzen Zeitraumes durchzuführen, erscheint unzweckmäßig, da eine zu plötzliche Temperaturänderung zweifellos den natürlichen Verhältnissen nicht mehr entsprechen würde.

Die theoretische Überlegung führt zu der Erkenntnis, daß die Schubkraft infolge ungleichmäßiger Erwärmung zwischen Beton und Stahl sich an den Enden auswirkt, also nur von den Enddübeln aufzunehmen ist. Zweifellos besteht eine gewisse Abminderung der konzentrierten Einleitung dieser Kräfte durch die Elastizität der Dübel, aber noch mehr durch die Elastizität der Platte, und durch das Kriechen des Betons unter den hohen örtlichen Druckspannungen.

Es wird z. Z. überprüft, ob an Stelle der Wärmeversuche die ersatzweise Durchführung von anderen Versuchen mit Verbundträgern möglich ist; es ist u. a. an einen Versuch gedacht, bei dem der Stahlträger einem Wechsel zwischen Druck- und Zugbelastung unterworfen wird. Dabei sollen aber zum Vergleich und zur Festlegung der Größe und Lage der Längskräfte einige Spannungswechsel durch Temperaturdifferenz erzeugt werden.

5. Schwind- und Kriechversuche.

Die Vorgänge beim Kriechen und Schwinden des Betons werden unter besonderem Hinweis auf den Vortrag Gaede (s. Bauingenieur, März-Sonderheft 1950) und auf die Arbeiten von Dischinger erläutert.

Um auch die Auswirkungen des Schwindens und Kriechens auf Verbundkonstruktionen zu erforschen, führt der Unterausschuß „Verbundträger"-Versuche mit zwei gleichen Versuchsbalken in Verbund-Bauweise durch, von denen der eine sofort, der andere zu einem späteren Zeitpunkt mit der gleichen Last belastet werden soll.

Aus den verschiedenen Vergleichsmessungen können Schlüsse auf das elastische Verhalten sowie auch auf das Schwinden und Kriechen der Verbundträger gezogen werden.

Außerdem werden, um das unbehinderte Schwinden und Kriechen festzustellen, Versuchskörper hergestellt, deren Dicken gleich den Dicken der Betonplatte sind und die stets neben den erwähnten Verbundträgern lagern. Der „Kriechkörper" ist einer dauernden Drucklast ausgesetzt, die den rechnungsmäßig ermittelten Betondruckspannungen des mit der Nutzlast beanspruchten Verbundbalkens entspricht. Die Versuche sind in Vorbereitung. Ferner steht der Unterausschuß „Verbundträger" wegen der Durchführung von Schwindversuchen mit Herrn Prof. Dr.-Ing. Dischinger, Berlin, in Verhandlung.

6. Vorbelastungsversuche.

Von verschiedenen Seiten wurde darauf hingewiesen, daß für die Dauerfestigkeit eines Verbundträgers die Vorbelastung des Stahlträgers ohne Bedeutung sei, wenn die Schubsicherung in ausreichendem Maße vorhanden ist. Es wurden Versuche an 2 Verbundträgern gleicher Abmessungen, von denen der eine vorbelastet, der andere nicht vorbelastet wird, vorgesehen, um dies zu beweisen.

7. Versuchsbauten.

Die bereits in der Broschüre Klingenberg erwähnten geplanten Messungen an den noch in diesem Jahr auszuführenden Verbundträgerbrücken der Wasserstraßenverwaltung, Brücke Sonnenberg als einfacher und Brücke Petershagen als ein über 5 Felder durchlaufender Verbundbalken, werden sich auf die Untersuchung der folgenden Fragen erstrecken:

1. Durchbiegungen der beiden Tragwerke, insbesondere infolge von Kriechen und Schwinden des Plattenbetons im Laufe der Zeit und infolge ungleichmäßiger Temperatureinflüsse.
2. Spannungsverhältnisse infolge der durch die Montagemaßnahmen erzeugten Vorbelastungen, bei Probebelastungen und infolge der durch das plastische Verhalten des Plattenbetons bedingten Kräfteumlagerungen sowie infolge ungleichmäßiger Temperatureinflüsse.
3. Überprüfung der mittragenden Plattenbreite, der im Bauwerk sich in Abhängigkeit von der Zeit einstellenden Verhältnisse der Elastizitätsmoduli von Stahl und Beton sowie die Kriech- und Schwindmaße am fertigen Bauwerk.
4. Verlauf und Aufnahme der durch Schwinden und ungleichmäßige Temperaturverteilung entstehenden Kräfte, insbesondere in den Endfeldern.
5. Höhe und Verteilung der Temperatur im Bauwerk sowie Verhältnis dieser Temperatur zu den Lufttemperaturen.
6. Verhalten der unmittelbar befahrenen Betonfahrbahnplatten im Laufe der Zeit.

Es ist geplant, die Messungen vorerst über einen Zeitraum von 2 bis 3 Jahren zu erstrecken. Mit dem Beginn der Montagearbeiten für beide Brücken ist etwa Mitte des Jahres zu rechnen.

8. Richtlinien für die Bemessung und Ausführung von Verbundträgern.

Da immer mehr Bauwerke in Verbund-Bauweise ausgeführt werden, wird es erforderlich, Richtlinien für die Bemessung und Ausführung dieser Bauwerke aufzustellen, um sie nach einheitlichen Grundsätzen auszubilden. Die beiden Unterausschüsse haben sich schon mit diesen Fragen befaßt und auch schon Überlegungen angestellt, was bei der Aufstellung von „Richtlinien für die Bemessung von Verbundträgern" zu beachten ist.

Außer den üblichen einführenden Abschnitten, die sich mit Begriffsbestimmung, Anwendung, Baustoffen und deren Gütenachweisung befassen, müßten in den Richtlinien die folgenden Fragen behandelt werden:

1. Grundsätze für die bauliche Durchbildung.
2. Angaben über Elastizitätsmaße des Stahls und des Betons sowie der Zahl „n" (vergl. Richtlinien für vorgespannte Stahlbetonbauteile).
3. Rechnungsannahmen für Schwinden und Kriechen, die aus den „Richtlinien für die Bemessung vorgespannter Stahlbetonbauteile" entnommen werden können.
4. Klärung der Temperaturverteilung im Bauwerk, ob zu dem bisher üblichen gleichmäßigen Temperaturabfall über die Querschnittshöhe ein Temperaturunterschied zwischen dem gesamten Beton- und gesamten Stahlquerschnittsteil zu berücksichtigen ist und mit welcher Höhe der Temperaturunterschiede am fertigen Bauwerk gerechnet werden muß. Es wird bis zu einer endgültigen Klärung dieser Frage vorgeschlagen, mit ± 15 °C Temperaturunterschied zwischen den beiden Querschnittsteilen Betonplatte und Stahlträger zu rechnen. Diese Temperaturannahme gilt vorbehaltlich einer beabsichtigten Überprüfung durch Messungen an fertigen Bauwerken.
5. Schwingbeiwerte. Es besteht kein Zweifel, daß für die örtliche lastübertragende Funktion der Betonplatte die Schwingbeiwerte nach DIN 1075 maßgebend sind, während für den Verbundträger aus Betonplatte und biegungssteifem Stahlträger die Werte nach DIN 1073 wahrscheinlich in Frage kommen.
6. Mitwirkende Plattenbreite. Als Anhaltspunkt können die Werte für Plattenbalken nach der überarbeiteten DIN 1075 dienen; es ist jedoch anzustreben, eine genauere Berechnung zugrunde zu legen.
7. Evtl. lastverteilende Wirkung der Betonplatte (vergl. DIN 1073).
8. Eingliederung der Kräfte aus Schwinden, Kriechen und Temperatur als Haupt- oder Zusatzkräfte. Da die

Auswirkungen des Schwindens und Kriechens im Endzustand dauernd vorhanden sind und für die Konstruktionsbildung und Durchbiegung von entscheidender Bedeutung sein können, wäre anzuraten, diese Einflüsse unter die Hauptkräfte einzureihen, zumal das Kriechen eng mit der ständigen Last als Hauptkraft gekoppelt ist. Der Temperatureinfluß, ähnlich wie die Windbelastung, führt nur zu vorübergehend auftretenden Beanspruchungen und könnte dementsprechend als Zusatzkraft behandelt werden. Diese Auffassung bezüglich der Temperatur steht in Übereinstimmung mit den Bestrebungen der Bundesbahn bei der Neubearbeitung der BE.

Außerdem ist zu überprüfen, inwieweit der Einfluß von Kriechen und Schwinden beim Spannungsnachweis für kleinere Tragwerke von geringeren Spannweiten vernachlässigt werden kann oder sich vereinfachen läßt und nur die aus diesen Einflüssen entstehenden, zusätzlichen Durchbiegungen nachzuweisen sind.

9. Bei der statischen Untersuchung ist zu unterscheiden zwischen Gebrauchslast und Bruchlast.

Der Nachweis im Zustand Gebrauchslast erstreckt sich auf die Einflüsse der ständigen Last, des Montagevorganges, Verkehrslast, Schwinden und Kriechen, Temperatur und evtl. Windbelastung und soll zu der Feststellung dienen, daß in dem Tragwerk während seiner Errichtung und im Gebrauch keine gefährlichen Spannungszustände entstehen. Bei einer unmittelbar befahrenen Betonplatte ist dabei auch auf Rißsicherheit zu achten.

Durch den Nachweis des Bruchzustandes werden alle Fragen der Sicherheit des Tragwerkes erfaßt. Insbesondere ist der Einfluß an einer evtl. Vorbelastung oder Vorspannung auf die Bruchsicherheit zu verfolgen.

10. Bemessung der Verbundsicherung bzw. Verdübelung. Hierbei ist klarzustellen, welcher Lastzustand der Bemessung zugrunde zu legen ist, insbesondere bei Vorspannung der Betonplatte bzw. Vorbelastung des Stahlträgers, um ein vorzeitiges Versagen der Schubsicherung zu verhindern.

11. Übertragung der aus Schwinden, Temperaturänderungen und evtl. aus Vorspannungen entstehenden Kräfte in den Endfeldern, Verteilung dieser Kräfte auf eine größere Anzahl von mitwirkenden Enddübeln. Zur Klärung dieser Frage sind Versuche und Messungen an fertigen Bauwerken vorgesehen.

12. Die zulässigen Spannungen im Beton und Stahl unter Berücksichtigung der Einteilung der Kräfte in Haupt- und Zusatzkräfte sind festzulegen sowie die örtliche Betondruckspannung vor den Dübeln und eine ggf. notwendige Beschränkung der zulässigen Betonzugspannungen, wobei für den Beton weitestgehend die „Richtlinien für die Bemessung vorgespannter Stahlbetonbauteile" zugrunde gelegt werden können.

Diese Grundgedanken sind für Straßenbrücken in Verbund-Bauweise aufgestellt; sie sind für Eisenbahnbrücken gegebenenfalls zu ergänzen und für Hochbauten zu vereinfachen. Jede Anregung wird dankbar entgegengenommen.

Es wird empfohlen, alle Versuche mit Verbund-Konstruktionen, auch die von den Firmen vorgesehen sind, gemeinsam mit dem Unterausschuß „Verbundträger" zu planen und auszuwerten.

Herr Min.-Rat Dr.-Ing. Hampe hat auf der 1. Arbeitstagung bereits darauf hingewiesen, daß die Entwicklung der Verbund-Bauweise durch Anmeldung von immer mehr Patenten gehemmt wird. Dabei handelt es sich oft nur um konstruktive Lösungen, die keine Erfindungen im eigentlichen Sinne darstellen. Durch die heute bereits vorliegenden zahlreichen Patentanmeldungen entsteht das Gefühl einer Rechtsunsicherheit bei der Verwendung von Verbundträgern. Dies kann dazu führen, die vergebenden Dienststellen davon abzuhalten, diese fortschrittliche Bauweise zu verwenden.

Es wäre zu empfehlen, nur tatsächlich umwälzende Gedanken zum Patent anzumelden und die konstruktiven Einzellösungen ohne hemmende Patentansprüche wenigstens innerhalb Deutschlands zur Förderung der Verbund-Bauweise zur Verfügung zu stellen.

Vorsitzender: Wir danken Ihnen für Ihre Ausführungen, an denen wir guten Anhalt haben, um zu einer einheitlichen Auffassung für die Berechnung von Verbundbauten zu kommen. Zur Zeit herrscht auf diesem Gebiet noch ein ziemliches Durcheinander. Darunter leidet die Entwicklung der Bauweise — auf Kosten der Wirtschaftlichkeit! —, auch die Fertigstellung der anstehenden Bauwerke. Wir pflichten wohl alle bei, daß man nicht versuchen soll, sich jedes Gedankchen und Ideechen schützen zu lassen. Der einzelne hat davon kaum besonderen Nutzen, in die Anwendung der neuen Bauweise wird jedoch eine bedauerliche Unsicherheit hineingetragen. Es leidet unsere gemeinsame Arbeit, für die gegenseitiges Vertrauen Voraussetzung ist.

Vorschläge für die Berechnung durchlaufender Träger in Verbund-Bauweise.

Von Prof. Dr.-Ing. **Bernhard Fritz**, Techn. Hochschule Karlsruhe.

A. Der durchlaufende Verbund-Vollwandträger.

Die Berechnung durchlaufender Verbund-Vollwandträger läßt sich aus den für freiaufliegende Verbundträger gefundenen Beziehungen entwickeln. Diese werde ich daher kurz vorausschicken.

I. Schnittkräfte N, M_B, M_{St} bei freiaufliegenden Verbund-Vollwandträgern.

1. Bezeichnungen (Abb. 1). Aus den Querschnittsgrößen $F_B J_B$ der Betonplatte und $F_{St} J_{St}$ des Stahlträgers ermittelt man zunächst mit dem jeweiligen Elastizitätsmodul E_B und E_{St} die Werte $K_B K_{St}$ sowie $S_B S_{St}$ nach Gl. (1) und (2), mit diesen den Hilfswert K aus Gl. (3) und die „Verbund-Querschnittssteifigkeit" S nach Gl. (4).

$$E_B F_B = K_B, \quad E_{St} F_{St} = K_{St} \tag{1}$$

$$E_B J_B = S_B, \quad E_{St} J_{St} = S_{St} \tag{2}$$

$$\frac{K_{St} K_B}{K_{St} + K_B} = K \tag{3}$$

$$S_B + S_{St} + a^2 K = S = E_B J_B^{\nu} = E_{St} J_{St}^{\nu} \tag{4}$$

Nach Gl. (4) ergibt sich sowohl für ein in Beton-Querschnittsgrößen umgerechnetes ideelles Verbundträgheitsmoment J_B^{ν} als auch für ein in Stahlquerschnittsgrößen ausgedrücktes Verbundträgheitsmoment J_{St}^{ν} dieselbe Steifigkeit S des Verbundquerschnittes.

Die Anregung, meine früheren Ansätze auf die Größen K und S umzustellen, wurde mir von Dipl.-Ing. Hans Weber der Fa. Aug. Klönne gegeben. Ich möchte ihm für diesen Hinweis bestens danken.

2. Ständige Lasten und Verkehrslasten. Bezeichnet man das vom Verbundquerschnitt aufzunehmende Biegemoment mit M_0, so ergeben sich die Schnittkräfte aus den Gl. (5) bis (7), in denen außer K und S nur noch der Abstand a der Materialschwerachsen vorkommt (positives N = Druck).

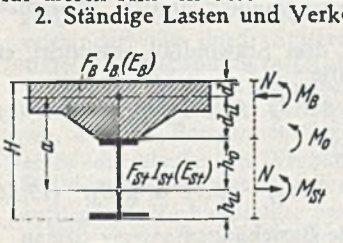


Abb. 1.

$$N = a\frac{K}{S} M_0, \quad M_B = \frac{S_B}{S} M_0, \quad M_{St} = \frac{S_{St}}{S} M_0 \tag{5,6,7}$$

Ist kein Kriechen zu berücksichtigen, so werden die mit

$$E_B = E_{B0} \tag{8}$$

ermittelten Werte K_B, S_B, K und S eingesetzt. Ist aber Kriechen des Betons zu berücksichtigen, so kann bei der Ermittlung der von E_B abhängigen Werte näherungsweise mit

$$E_B = \frac{E_{B0}}{1 + \varphi} \tag{9a}$$

oder etwas genauer mit

$$E_B = \frac{E_{B0}}{1 + 1{,}1\,\varphi} \tag{9b}$$

gerechnet werden (φ = Endkriechmaß). Der hier als Mittelwert eingeführte Beiwert 1,1 ist von der Art der Querschnittsausbildung abhängig. Vgl. B. Fritz, Bautechnik 27 (1950) S. 37.

3. Schwinden mit Kriecheinfluß. Bezeichnet ε_s^0 das Schwindmaß des Betons bei unbehindertem Schwinden, so ergeben sich die durch das Schwinden ausgelösten Schnittkräfte aus

$$N = -\varepsilon_s^0 \frac{K}{S}(S_B + S_{St}) \tag{10}$$

$$M_B = \varepsilon_s^0\, a \frac{K}{S} S_B\,, \qquad M_{St} = \varepsilon_s^0\, a \frac{K}{S} S_{St} \tag{11, 12}$$

Da durch die Schwindkräfte gleichzeitig ein Betonkriechen hervorgerufen wird, ist mit

$$E_B = \frac{E_{B0}}{1 + \varphi/2} \tag{13a}$$

oder etwas genauer mit

$$E_B = \frac{E_{B0}}{1 + 0{,}52\,\varphi} \tag{13b}$$

zu rechnen (ε_s^0 = Endschwindmaß). $E_B = E_{B0}$ wäre unzutreffend und viel ungünstiger, weil sich wesentlich größere Betonzugspannungen ergeben. Der geringe zusätzliche Arbeitsaufwand, den die Einführung eines besonderen E_B-Moduls für den Schwindfall erfordert, lohnt sich daher durchaus.

4. Temperaturunterschiede $\Delta t°$. (Abb. 2.) Es wird im weiteren eine Mehrerwärmung mit $\Delta t°$ und die Wärmedehnzahl mit α_t bezeichnet. Man hat zwei Fälle zu unterscheiden:

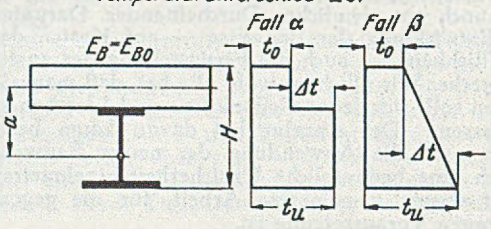


Abb. 2.

a) Mehrerwärmung oder Mehrabkühlung $\Delta t°$ des Stahlträgers gegenüber der Betonplatte bei gleichmäßigen Temperaturen innerhalb der Einzelquerschnitte (Vorschlag $\Delta t° = \pm 15°$).

b) Mehrerwärmung (Sonnenbestrahlung) der Stahlträger-Unterseite gegenüber der Plattenoberseite mit linear verlaufenden Temperaturunterschieden zwischen Unter- und Oberkante des Verbundquerschnittes (Vorschlag $\Delta t° = +15°$).

Für den Fall a), der dem Schwindfall entspricht, ergeben sich die Schnittkräfte

$$N = -\alpha_t \Delta t° \frac{K}{S}(S_B + S_{St}) \tag{14}$$

(negatives N = Zug)

$$M_B = \alpha_t \Delta t°\, a \frac{K}{S} S_B\,, \qquad M_{St} = \alpha_t \Delta t°\, a \frac{K}{S} S_{St} \tag{15, 16}$$

Für den Fall b) gelten die Beziehungen

$$N = -\alpha_t \Delta t°\, a \frac{K}{H} \tag{17}$$

$$M_B = \alpha_t \Delta t° \frac{S_B}{H}\,, \qquad M_{St} = \alpha_t \Delta t° \frac{S_{St}}{H} \tag{18, 19}$$

Es ist in beiden Fällen mit $E_B = E_{B0}$ zu rechnen, da ein Kriechen nicht berücksichtigt zu werden braucht. Der Fall a) ist i. d. R. der ungünstigere.

5. Schubkräfte T infolge Querkraft Q. Es sei mit

$$T = Q\, a \frac{K}{S} \tag{20}$$

die auf eine Längeneinheit entfallende Schubkraft in der Berührungsfuge von Platte und Stahlträger bezeichnet. Die größten Schubkräfte infolge ständiger Belastung ergeben sich für $t = 0$, d. h. solange noch kein Kriechen stattgefunden hat. Bei der Berücksichtigung des Kriechens erhält man, da K/S kleiner wird, kleinere Schubkräfte.

Außer den Kriechverformungen des Gesamtbetonquerschnittes, die durch die ständigen Längskräfte N und Biegemomente M_B verursacht werden, sind noch örtliche Kriechverformungen zu erwarten, die durch hohe Druckspannungen an den Dübelstirnseiten ausgelöst werden können. Es ist zu vermuten, daß dadurch eine Entlastung der Dübel an den Trägerenden und eine Mehrbeanspruchung der Dübel nach der Trägermitte hin eintritt. Über die Kräfteumlagerungen, die durch örtliches Kriechen entstehen, könnten verhältnismäßig einfache Versuche grundsätzliche Erkenntnisse vermitteln.

6. Randspannungen. Die Randspannungen der Betonplatte und des Stahlträgers, die beide je durch ein Biegemoment und eine Längskraft beansprucht werden, ergeben sich aus

$$\sigma_B^o = -N/F_B - M_B\, d_o/J_B \tag{21}$$

$$\sigma_B^u = -N/F_B + M_B\, d_u/J_B \tag{22}$$

$$\sigma_{St}^o = +N/F_{St} - M_{St}\, h_o/J_{St} \tag{23}$$

$$\sigma_{St}^u = +N/F_{St} + M_{St}\, h_u/J_{St} \tag{24}$$

(positives σ = Zug)

II. Schnittkräfte N, M_B, M_{St} bei durchlaufenden Verbund-Vollwandträgern. Alle bisher eingeführten Bezeichnungen und entwickelten Beziehungen lassen sich bei der Berechnung durchlaufender Verbund-Vollwandträger beibehalten und verwerten. Eine entscheidende Rolle spielen dabei die Verbundquerschnitts-Steifigkeiten S.

1. Bestimmung der Stützenmomente. Um später den Einfluß des Betonkriechens auf die statisch Unbekannten klar in Erscheinung treten zu lassen, sind die Ausführungen auf den Dreimomentensatz aufgebaut. Eine sinngemäße Übertragung auf andere Berechnungsmethoden bietet keinerlei Schwierigkeiten.

a) Ständige Lasten und Verkehrsbelastungen (Abb. 3).

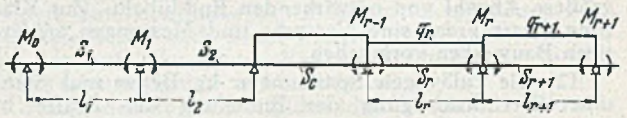


Abb. 3.

Während bei der späteren Ermittlung der Schnittkräfte, der endgültigen Bemessung und den Spannungsnachweisen die jeweils vorhandenen Querschnittsgrößen einzuführen sind, genügt es, bei der Berechnung der Stützenmomente $M_1, M_2 \ldots M_r$ mit feldweise konstanten „Ersatz-Steifigkeiten" $S_1, S_2 \ldots S_r$ des durchlaufenden Verbundträgers zu rechnen. Man könnte dabei z. B. näherungsweise als „Mittelwerte" die $S_1, S_2 \ldots S_r$ an den Stellen der größten Feldmomente wählen. Wählt man eine Bezugsgröße S_c und führt man

$$l_1' = l_1 \frac{S_c}{S_1}\,, \quad l_2' = l_2 \frac{S_c}{S_2} \cdots l_r' = l_r \frac{S_c}{S_r} \tag{25}$$

als „reduzierte Stützweiten" ein, so erhält man die bekannte Grundform einer Dreimomentengleichung.

$$l_r' M_{r-1}' + 2(l_r' + l_{r+1}')\, M_r + l_{r+1}'\, M_{r+1} = L_r \tag{26}$$

L_r ist das sog. Belastungsglied für gleichmäßig verteilte Vollbelastungen q in den einzelnen Feldern gemäß

$$L_r = -\frac{1}{4}(q_r\, l_r^2\, l_r' + q_{r+1}\, l_{r+1}^2\, l_{r+1}') \tag{27}$$

Für in allen Feldern gleiche „mittlere Querschnittsgrößen" $F_B J_B$ und $F_{St} J_{St}$ von Betonplatte und Stahlträgern erhält man auch gleiche Steifigkeiten $S_1 = S_2 = \ldots S_r = S_c$. Wollte man Kriechen des Betons unter ständiger Belastung berücksichtigen, so wäre ein entsprechend ermäßigter Elastizitätsmodul E_B einzuführen und damit die Werte $K_B S_B$ und S zu bestimmen. Es ergeben sich aber auch in diesem Falle untereinander gleiche Steifigkeiten $S_1 = S_2 = \ldots S_r = S_c$, die sich auf beiden Seiten aller Dreimomentenansätze herauskürzen lassen und somit auf die

Größe der Stützenmomente keinerlei Einfluß haben. Damit ist bewiesen, daß das Kriechen bei in allen Feldern gleichen „Ersatz-Querschnittsgrößen" von Betonplatte und Stahlträger keinen Einfluß auf die Größe der Stützenmomente haben kann.

Ein Einfluß des Kriechens, der sich durch Verminderung der Stützmomente äußert, stellt sich erst ein, wenn die „Ersatz-Querschnittsgrößen" in den einzelnen Feldern stark verschieden sind. Er ist aber — wenn nicht extreme Verhältnisse vorliegen — verhältnismäßig gering und kann daher i. d. R. vernachlässigt werden.

Diese Feststellungen sind für die Berechnung von durchlaufenden Verbundträgern von grundsätzlicher Bedeutung, weil sie sinngemäß auch für alle Vorzahlen der normalen oder reziproken Matrix gelten. Man braucht daher — von Extremfällen abgesehen — die Vorzahlen für alle Belastungsarten einschließlich Schwinden und Stützensenkungen nur einmal zu ermitteln und kann dabei genügend genau mit $E_B = E_{B0}$ rechnen.

b) Schwinden mit Kriecheinfluß. Die Belastungsglieder für den Schwindfall ergeben sich aus

$$L_r = -3\,\varepsilon_s^0 \left(a_r\, l_r\, K_r \frac{S_c}{S_r} + a_{r+1}\, l_{r+1}\, K_{r+1} \frac{S_c}{S_{r+1}} \right) \quad (28)$$

Zur Berücksichtigung des durch das Schwinden ausgelösten Kriechens sind die Werte K und S wieder mit

$$E_B = \frac{E_{B0}}{1 + 0{,}52\,\varphi}$$

zu ermitteln. Betrachtet man wieder den Sonderfall gleicher „Ersatz-Querschnittsgrößen" in allen Feldern $S_1 = S_2 = \ldots S_r = S_c$, so sieht man, daß sich im Belastungsglied zwar die Steifigkeiten S herauskürzen lassen, daß aber die Hilfswerte K, welche durch den Kriecheinfluß merklich abgemindert werden, nicht herausfallen. Es wird also stets eine Abminderung derStützenmomente durch Kriechen eintreten.

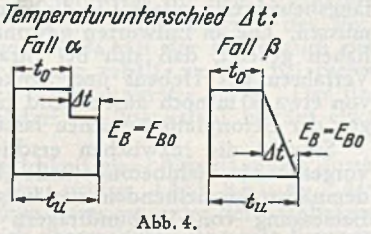


Abb. 4.

c) Temperaturunterschiede $\Delta t°$. Bei der Aufstellung der Belastungsglieder für Temperaturunterschiede sind wieder die zwei Fälle zu unterscheiden (Abb. 4):

α) Mehrerwärmung oder Mehrabkühlung $\Delta t°$ des Stahlträgers gegenüber der Betonplatte bei gleichmäßigen Temperaturen innerhalb der Einzelquerschnitte.

β) Mehrerwärmung $\Delta t°$ der Stahlträgerunterseite gegenüber der Plattenoberseite bei linear verlaufenden Temperaturunterschieden zwischen Unterkante und Oberkante des Verbundquerschnittes.

Für den Fall α ergibt sich

$$L_r = -3\,\alpha_t\,\Delta t° \left(a_r\, l_r K_r \frac{S_c}{S_r} + a_{r+1}\, l_{r+1}\, K_{r+1} \frac{S_c}{S_{r+1}} \right) \quad (29)$$

Für Fall β erhält man

$$L_r = -3\,\alpha_t\,\Delta t°\, S_c \left(\frac{l_r}{H_r} + \frac{l_{r+1}}{H_{r+1}} \right) \quad (30)$$

Der erste Fall ist bei gleichen Annahmen für $\Delta t°$ in der Regel der ungünstigere. Es wird vorgeschlagen, für den ersten Fall mit $\Delta t° = \pm 15°$ und für den zweiten mit $\Delta t° = +15°$ zu rechnen. Ein Kriechen braucht nicht berücksichtigt zu werden.

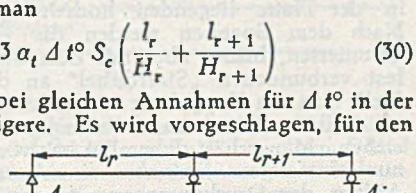


Abb. 5.

d) Stützensenkungen Δ. (Vgl. Abb. 5.) Die Belastungsglieder für beliebige Stützensenkungen Δ ergeben sich aus

$$L_r = +6\,S_c \left(\frac{\Delta_r - \Delta_{r-1}}{l_r} + \frac{\Delta_r - \Delta_{r+1}}{l_{r+1}} \right) \quad (31)$$

Da bei Stützensenkungen ständig einwirkende Momente hervorgerufen werden, ist der Einfluß des Kriechens zu verfolgen. Es ist dabei mit

$$E_B = \frac{E_{B0}}{1 + 1{,}1 \cdot \varphi}$$

zu rechnen. Da sich dadurch gegenüber einer Rechnung mit $E_B = E_{B0}$ stets eine kleinere Steifigkeit S_c ergibt, erhält man regelmäßig eine merkliche Verminderung der ursprünglichen Stützenmomente.

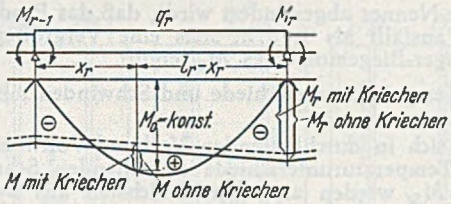


Abb. 6.

2. Bestimmung der Schnittkräfte erzeugenden Momente M für beliebige Trägerstellen.

a) Ständige Lasten und Verkehrsbelastungen (Abb. 6). Sind die Stützenmomente berechnet, so ist das Moment M für eine beliebige Stelle x_r im Felde r des durchlaufenden Verbund-Vollwandträgers

$$M = M_0 + \frac{1}{l_r} \left[M_r\, x_r + M_{r-1} (l_r - x_r) \right] \quad (32)$$

Darin ist M_0 das durch die Belastung hervorgerufene Moment des frei aufliegenden Feldes. Für gleichmäßig verteilte Vollbelastungen q ergibt sich M_0 aus

$$M_0 = \frac{q_r}{2}\, x_r\, (l_r - x_r) \quad (33)$$

Ein Kriecheinfluß kann sich nur über die Stützenmomente bemerkbar machen. Er wirkt sich auf den Momentenverlauf in derselben Art aus wie kleinere Stützensenkungen. Ich habe schon darauf hingewiesen, daß das Kriechen bei ständigen Lasten sich nicht immer auszuwirken braucht, im allg. nicht von Bedeutung ist und daher in der Regel vernachlässigt werden kann. Die Betonzugspannungen über den Zwischenstützen werden durch ihn überdies vermindert.

b) Stützensenkungen Δ (Abb 7). In Gl. (32) ist diesmal

$$M_0 = 0 \quad \text{mit} \quad E_B = \frac{E_{B0}}{1 + 1{,}1\,\varphi} \quad (37)$$

zu setzen, d. h. der Verlauf der M ist durch die Stützenmomente allein festgelegt. Der Einfluß des Kriechens ver-

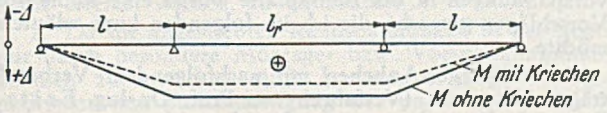


Abb. 7.

größert schon vorhandene Betonzugspannungen bzw. vermindert die durch Stützensenkungen usw. beabsichtigten Druckspannungen (Abb. 7).

3. Schnittkräfte aus Momenten M.

a) Ständige Lasten, Verkehrslasten und Stützensenkungen. Für die Berechnung der Schnittkräfte N, M_B, M_{St} eines durchlaufenden Verbund-Vollwandträgers an der Stelle x_r des Feldes r kann man die schon für freiaufliegende Verbundträger benutzten Gl. (5) bis (7) sinngemäß verwenden. Es ist nur an Stelle des Momentes M_0 für freiaufliegende Träger jetzt das Moment M des durchlaufenden Verbundträgers einzuführen. Man erhält dann

$$N = a \frac{K}{S} M, \quad M_B = \frac{S_B}{S} M, \quad M_{St} = \frac{S_{St}}{S} M \quad (5a, 6a, 7a)$$

Während bei der Bestimmung der Momente mit innerhalb der einzelnen Felder konstanten „Ersatz-Querschnittsgrößen" gerechnet werden konnte, ist dies bei der Ermittlung der Schnittkräfte und Randspannungen für die Einzelquerschnitte nicht zulässig. Es müssen jetzt die örtlichen Querschnittswerte eingesetzt werden.

Ein auffallend starker Abbau der Betondruckspannungen bei künstlichen Stützensenkungen ergibt sich, wenn diese sehr frühzeitig und nur durch einen einmaligen

Senkungsvorgang erzeugt werden. Dies läßt sich leicht aus Gl. (5a) und (6a) erklären. In beiden Gleichungen werden durch das Kriechen sowohl das Moment M vermindert, als auch die Werte K/S und S_B/S. Das Produkt aus den beiden in Gl. (5a) und (6a) zusammentreffenden Abminderungsfaktoren muß sich daher als verstärkter Abbau von N und M_B auswirken. In Gl. (7a) dagegen entspricht der durch Kriechen bedingten Verminderung von M i.d.R. eine so starke Vergrößerung des Wertes S_{St}/S (in welchem nur der Nenner abgemindert wird), daß das Produkt stets größer ausfällt als 1, d.h. stets eine Vergrößerung des Stahlträger-Biegemomentes M_{St} ergibt.

b) Temperaturunterschiede und Schwinden mit Kriecheinfluß.

Die sich in durchlaufenden Verbund-Vollwandträgern durch Temperaturunterschiede einstellenden Schnittkräfte N, M_B, M_{St} werden am übersichtlichsten aus zwei voneinander getrennt zu ermittelnden Beiträgen zusammengestellt. Zunächst werden mit Hilfe der Gl. (14) bis (16) bzw. der Gl. (17) bis (19) die in den statisch bestimmt gelagerten Einzelfeldern auftretenden Schnittkräfte berechnet. Dann werden aus dem Momentenverlauf, der sich beim Ansetzen der als statisch Unbekannte eingeführten Temperatur-Stützenmomente ergibt mit Hilfe der Gl. (5a) bis (7a) die durch die statische Unbestimmtheit bedingten Schnittkräfte ermittelt.

In ähnlicher Weise ergeben sich die durch Schwinden auftretenden Schnittkräfte N, M_B, M_{St} in den statisch bestimmt gelagerten Einzelfeldern aus den Gl. (10) bis (12) und die durch die statisch unbekannten Schwind-Stützenmomente bedingten Schnittkräfte wieder durch sinngemäßen Ansatz der Gl. (5a) bis (7a).

4. Randspannungen. Aus den Schnittkräften N, M_B, M_{St} lassen sich die Randspannungen für Betonplatte und Stahlträger aus den Gl. (21) bis (24) bestimmen.

III. Maßnahmen zur Erzielung einer rissefreien Fahrbahnplatte.

1. Allgemeines. Alle bisher entwickelten Beziehungen setzen voraus, daß die namentlich über den Zwischenstützen durchlaufender Verbundträger in Brückenlängsrichtung zu erwartenden Zugspannungen in der Fahrbahnplatte nicht zu Rissen führen, durch welche die Mitwirkung der Betonplatte im Verbundquerschnitt in Frage gestellt werden. Da das Auftreten von Zugkräften nicht verhindert werden kann, ist der Rissegefahr nur dadurch zu begegnen, daß vor ihrem Entstehen ausreichend große Betondruckspannungen geschaffen werden. Zur Erzielung von Druckvorspannungen in der Betonplatte wurde eine Reihe von Vorschlägen gemacht, die ich im folgenden kurz erläutern möchte.

2. Stahlträger-Anheben mit nachfolgendem Verbundträger-Absenken. (Verfahren von Prof. Dr.-Ing. Fritz.) Der nächstliegende, wenn auch nicht wirksamste, so doch zweifellos wirtschaftlichste Weg zur Erzeugung von Druckvorspannungen in der Fahrbahnplatte ist das Verfahren des Stahlträger-Anhebens mit nachfolgendem Verbundträger-Absenken. Diese Möglichkeit, die ich schon im Juli 1949 für ein Projekt vorgeschlagen hatte, ist in meinem Referat auf der Stahlbautagung 1949 (Abh. Stahlbau, Heft 8, S. 49 ff.) ausführlich besprochen. Damals wurde auch schon auf den starken Abbau solcher durch frühzeitige und einmalige Stützensenkungen erzeugter Betondruckspannungen hingewiesen, der sich durch „ratenweises", d.h. mehrmaliges und zeitlich auseinanderliegendes Teilabsenken wesentlich vermindern läßt. Der Abbau der an der Plattenoberseite erzeugten Druckvorspannung durch das Kriechen kann bei nur einmaligem Vollabsenken des Verbundträgers stellenweise bis zu 50 % betragen, während er sich bei ratenweisem Absenken auf 30 bis 20 % vermindern läßt. Da das Kriechen aber witterungsbedingt ist, d.h. in hohem Maße von der relativen Luftfeuchtigkeit abhängt, wären dann, um die richtigen Teilsenkungszeitpunkte zu finden, an ebenfalls der Luftfeuchtigkeit ausgesetzten Probekörpern die etwa erreichten Kriechmaße festzustellen. Die Frage, bis zu welchen Stützweiten durchlaufender Verbundträger durch die Maßnahme des Hebens und Senkens eine unter den Gebrauchslasten rissefreie Betonplatte erreicht werden kann, ist nicht leicht zu beantworten, weil das Verhältnis des Betonquerschnittes zum Stahlquerschnitt, das zu erwartende Kriechmaß und viele andere Umstände, so z.B. auch, ob schon für ruhende Lasten überall eine Verbundwirkung erreicht werden soll, dabei eine Rolle spielen. Es empfiehlt sich stets, die Fahrbahnplatte zunächst nur im Bereich der positiven Momente zu betonieren, da eine Verbundwirkung für ständige Lasten in diesen Bereichen immer angestrebt werden sollte. Die im Bereich negativer Momente liegenden Teile sind nach dem Entfernen der Feldunterstützungen zu betonieren. Auf eine Verbundwirkung für ständige Lasten auch im Bereich der Zwischenstützen wird — wenn Druckvorspannungen in der Platte nur durch Heben und Senken erzeugt werden — in der Regel verzichtet werden müssen, da die durch Druckspannungen zu überlagernden Betonzugspannungen sonst zu groß werden. Die Maßnahme des Hebens und Senkens wird um so wirtschaftlicher sein, je stärker der Stahlträger über den Stützen angehoben werden kann und dadurch selbst auch Gegenvorspannungen erhält. Dadurch, daß beim Anheben des Stahlträgers vorübergehend die zulässigen Montagespannungen ausgenützt werden dürfen, wird die Wirksamkeit und Wirtschaftlichkeit dieses Verfahrens entscheidend beeinflußt. Dem gegenüber stehen allerdings auch einige Nachteile. Es ist leicht einzusehen, daß die Stahlersparnis bei unsymmetrischer Ausbildung der Trägerquerschnitte am größten ausfällt. Da infolge solcher Unsymmetrie in den Mittelfeldern beim Anhebevorgang die zulässigen Montagespannungen an der Trägeroberseite aber rascher erreicht werden als an der Trägerunterseite, ist man häufig gezwungen, die Mittelfeldquerschnitte weniger stark unsymmetrisch und somit unwirtschaftlicher auszubilden als die Endfeldquerschnitte. Ähnliches gilt auch für die Trägerquerschnitte über den Stützen. Bei diesen ist noch zu beachten, daß durch den Ausfall der Platte im Bruchzustand der Stahlträger und die Plattenlängsbewehrung allein für die Bruchsicherheit ausreichen müssen. Die an Entwürfen gewonnenen Zahlenergebnisse haben gezeigt, daß sich bei Straßenbrücken durch das Verfahren des Hebens und Senkens bis zu Stützweiten von etwa 60 m noch ausreichend große Druckvorspannungen der Betonplatte erreichen lassen.

Sowohl die inzwischen erschienenen Richtlinien für vorgespannte Stahlbetonbauteile (DIN 4227) als auch die demnächst erscheinenden vorläufigen Richtlinien für die Bemessung von Verbundträgern im Straßenbrückenbau lassen unter besonderen Voraussetzungen Betonzugspannungen zu. Bei günstigen Querschnittsverhältnissen lassen sich daher, wie nachträgliche Untersuchungen ergeben haben, auch durchlaufende Verbundträger mit noch wesentlich größeren Feldstützweiten ausführen. Dasselbe gilt sinngemäß auch für die unter 3. genannten Grenzstützweiten.

3. Zentrisch vorgespannte und anschließend mit den Stahlträgern gekoppelte Betonplatten im Bereich der negativen Momente. (Verfahren von Dr.-Ing. Homberg.) Ein namentlich bei größeren Feldstützweiten wirtschaftliches Verfahren hat Dr.-Ing. Homberg entwickelt (vgl. Abh. Stahlbau, Heft 8, S. 84). Er verbindet den im Bereich der negativen Momente liegenden Teil der Fahrbahnplatte zunächst nicht mit den Stahlträgern und gibt nur der Platte eine Druckvorspannung durch Anspannen einer in der Platte liegenden hochwertigen Stahlbewehrung. Nach dem Spannen werden die Fußplatten der einbetonierten, bisher aber mit dem Stahlträger noch nicht fest verbundenen „Starrdübel" an diesen angeschweißt. Stellt man die Koppelung möglichst spät her, so kann sich ein Teil des Kriechens unabhängig vom Stahlträger vollziehen. Man erhält daher bei solchem Vorgehen auch bei nur einmaligem Spannen einen wesentlich geringeren Abbau der Druckvorspannungen als beim Vorspannen durch einmaliges Absenken über den Zwischenstützen. Da bei dem Verfahren Homberg das Vorspannen der Platte auf die Randspannungen des Stahlträgers keinen Einfluß hat, kann dieser ohne Rücksicht auf ungünstige Montagezustände bemessen und in wirtschaftlichster Weise unsymmetrisch ausgebildet werden. Für den Nachweis der Bruchsicherheit des Verbundträgers über den Zwischenstützen darf die hochwertige Stahlbewehrung der Platte als voll mitwirkend in Rechnung gesetzt werden. Über einen von der Dortmunder Union Brückenbau-A.-G. zusammen mit Dr.-Ing. Homberg durchgeführten Versuch vgl. das Referat Fuchs auf S. 289.

Das Verfahren Homberg sieht zunächst nur eine Vorspannung und Überlagerung der Betonzugspannungen durch Druckspannungen im Bereich der negativen Momente vor. Da in der vorgespannten Platte aber auch nach der Koppelung noch größere Kriechverkürzungen zu erwarten sind als in den nicht vorgespannten Teilen, besteht die Gefahr eines Reißens in den Anschlußfugen. Dazu kommt, daß in solchen Fugen auch noch erhebliche Schwindzugspannungen aufzunehmen sind. Um eine rissefreie Fahrbahnplatte zu erhalten, schlage ich daher vor, das Verfahren Homberg stets mit dem Verfahren des Stahlträger-Anhebens und Verbundträger-Absenkens zu kombinieren. Eine auf diese Weise noch zusätzlich geschaffene Betondruckspannung von etwa 30—40 kg/cm² würde m. E. dabei vollkommen ausreichen. Die dadurch gleichzeitig bewirkte Verminderung der Seilvorspannkraft ist i. d. R. nur etwa 3—5 %.

Bei Straßenbrücken läßt sich durch Kombination beider Verfahren bis zu Stützweiten von etwa 80 m eine ausreichende Druckvorspannung erreichen.

Um die Anordnung von Dübeln mit Fußplatten und deren nachträgliches Überkopfanschweißen zu vermeiden, wurde von der Fa. Stahlbau Rheinhausen vorgeschlagen, alle Dübel schon vor dem Betonieren aufzuschweißen. Damit die erforderliche Längsverschieblichkeit erhalten bleibt, sind beim Betonieren an den Dübeln Aussparungen offenzuhalten, die erst nach dem Spannvorgang ausbetoniert werden. Über die von der Fa. Stahlbau Rheinhausen durchgeführten Versuche vgl. das Referat Kramer, S. 294.

Um auf die konstruktiven Sondermaßnahmen, die bei einer Koppelung von Platte und Träger erst nach dem Spannen erforderlich sind, verzichten zu können, wäre noch durch Versuche zu klären, wie sich das Spannen einer schon vor dem Spannvorgang mit dem Stahlträger fest verdübelten Platte auf die Bruchsicherheit des Verbundquerschnittes auswirkt. Da mit der Platte auch der Stahlträger eine Vorspannung erhält, werden bei dieser Ausführungsart größere Vorspannkräfte nötig. Der dadurch bedingte Mehrbedarf an Spannstahl beträgt etwa 10—20 %.

Es ist auch die Möglichkeit einer Vorspannung durch hydraulische Pressen zu prüfen (Abb. 8 b u. c). Als Widerlager für die Pressen kann entweder der Stahlträger selbst oder die im Bereich der positiven Momente liegende und mit diesem verdübelte Fahrbahnplatte herangezogen werden. Man benötigt dann zwar keine Spannseile, erhält aber auch nicht die große Bruchsicherheit, die sich bei einer Seilvorspannung aus der Mitwirkung der Stahlseile ergibt.

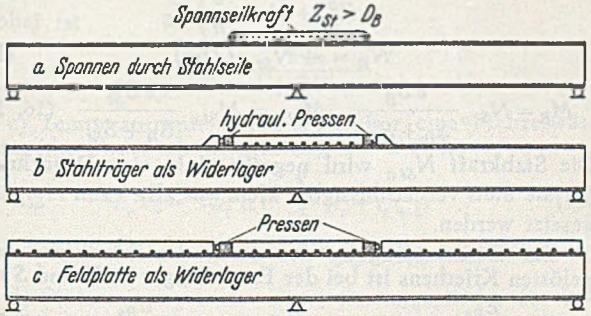


Abb. 8.

Es sind m. E. noch Versuche notwendig, welche über die Verteilung der Schubkräfte auf die einzelnen Dübel Aufschluß geben. Die Vorversuche könnten an verhältnismäßig einfachen Probekörpern vorgenommen werden, etwa wie sie in Abb. 9 dargestellt sind. Aus am Stahlträger durchzuführenden Dehnungsmessungen zwischen den einzelnen Dübeln lassen sich vermutlich Rückschlüsse auf die einzelnen Dübelkräfte ermöglichen. Die Versuchsanordnung *b* ist dabei lediglich als Umkehr- und Kontrollversuch zur Versuchsanordnung *a* gedacht. *c* entspricht etwa den Verhältnissen, wie sie durch die Heranziehung der Feldplatten als Pressenwiderlager geschaffen werden.

4. Vorspannung der Fahrbahnplatte auf die gesamte Brückenlänge. (Verfahren von Prof. Dr.-Ing. Dischinger.) Ich möchte noch kurz auf die von Prof. Dischinger entwickelten Vorspannmethoden eingehen. Vgl. Bauingenieur 24 (1949) S. 321 u. 364. D. schlägt vor, die Fahrbahnplatte stets auf die gesamte Länge vorzuspannen und auch schon bei freiaufliegenden Trägern mit solchen Vorspannungen zu arbeiten. Um die Wirtschaftlichkeit zu erhöhen, schlägt er vor, die Spannseile außerhalb des Betonquerschnittes und hängewerkartig zu führen. Dabei wird beim Anspannen der Seile nicht nur die in der Betonplatte als Druckgurt erwünschte Druckvorspannung erreicht, sondern gleichzeitig auch ein großer Teil der

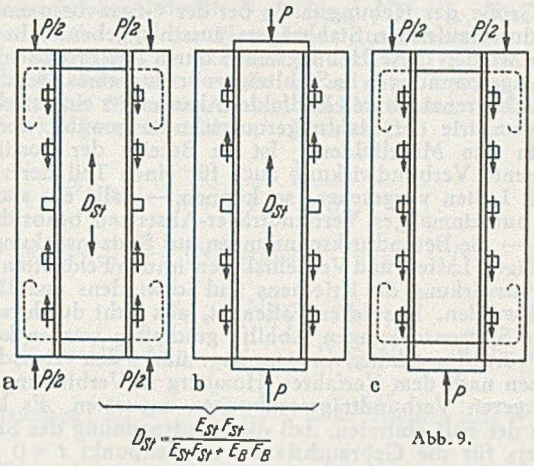


Abb. 9.

ständigen Lasten durch das Hängewerksystem getragen. Die Einzelheiten sind in seinem oben erwähnten Aufsatz eingehend beschrieben.

IV. Allgemeine Richtlinien und Hinweise für die Berechnung und Bemessung durchlaufender Verbund-Vollwandträger.

Die Bestimmung der einzelnen auf einen Verbund-Vollwandträger einwirkenden Einflüsse ist an und für sich nicht schwierig. Trotzdem erfordert die endgültige Bemessung namentlich bei durchlaufenden Verbundträgern einen recht erheblichen Zeitaufwand. Dies ist auf folgende Ursachen zurückzuführen:

1. Es sind nicht nur für ständige Lasten, Verkehrslasten in ungünstigster Stellung und Temperaturunterschiede, sondern auch für Kriechen und Schwinden in jedem untersuchten Querschnitt jeweils 4 Randspannungen nachzuweisen. Dabei sind sowohl der Zeitpunkt $t = 0$ vor Beginn des Kriechens und Schwindens als auch der Endzeitpunkt t_E, in dem die Kriech- und Schwindgrößtmaße erreicht werden, zu untersuchen.

2. Da die angestrebten Randspannungen in der Regel nur durch besondere Montage- bzw. Vorspannungsmaßnahmen zu erreichen sind, kommen noch Spannungsnachweise zur Berücksichtigung der ungünstigsten Montagezustände hinzu.

3. Außer einem Nachweis der größten Randspannungen für Betonplatte und Stahlträger bei Einwirkung aller Gebrauchslasten und Zusatzeinflüsse wird auch ein Nachweis für den Bruchzustand erforderlich. Dies gilt insbesondere für die im Bereich der negativen Momente liegenden Verbundquerschnitte, bei denen sich i. d. R. eine Mitwirkung der Betonplatte nur für den Gebrauchslastenzustand erreichen läßt, für den Bruchzustand aber stets ein gerissener und daher in der Zugzone nicht mitwirkender Betonquerschnitt angenommen werden muß.

Die Mannigfaltigkeit der Gesichtspunkte und technischen Möglichkeiten, die namentlich bei durchlaufenden Verbund-Vollwandträgern von Einfluß sind, erschwert das Aufstellen allgemeiner Richtlinien für eine wirtschaftliche Ausbildung außerordentlich.

Es empfiehlt sich, in der Regel zunächst die über den Zwischenstützen aus Verkehrslast, Schwinden und Temperaturunterschieden zu erwartenden Betonzugspannungen zu ermitteln. Man kann dabei mit feldweise konstanten mittleren Ersatz-Querschnittsgrößen und Verbundquerschnitts-Steifigkeiten rechnen. Aus der Größe der errechneten Betonzugspannungen werden sich dann das für das Vorspannen der Platte zu wählende Verfahren und die erforderliche Betongüte ergeben. Es wird sich dabei herausstellen, ob sich über den Stützen die Verbundwirkung auch für einen Teil der ständigen Lasten er-

reichen läßt. Wählt man beispielsweise das Verfahren des Stahlträger-Anhebens und ratenweisen Verbundträger-Absenkens ohne zusätzliche Stahlseilvorspannung im Bereich der negativen Momente, so ist der Stahlträgerquerschnitt praktisch symmetrisch auszubilden. Eine Mitwirkung der Plattenlängsbewehrung über den Zwischenstützen darf für den Nachweis der Bruchsicherheit dabei angenommen werden. Für das Verhältnis von Untergurtquerschnitt zu Obergurtquerschnitt des Stahlträgers wird die Größe der Hebungsmaße bei der Gegenvorspannung des durchlaufenden Stahlträgers ausschlaggebend. In der Regel werden diese Hebungsmaße durch das Erreichen der Montagespannungen im Stahlträgerobergurt eines Zwischenfeldes begrenzt. In den Endfeldern kann stets eine stärkere Unsymmetrie der Stahlträgerquerschnitte gewählt werden als in den Mittelfeldern. Ist im Bereich der positiven Momente Verbundwirkung auch für einen Teil der ständigen Lasten vorgesehen, so können — falls ein starkes und nur einmaliges Verbundträger-Absenken beabsichtigt wird — die Betondruckspannungen aus Stützensenkungen, ständigen Lasten und Verkehrslasten in den Feldmitten vor der Auswirkung des Kriechens und Schwindens unzulässig groß werden. In solchen Fällen ist, falls nicht durch ratenweise Stützensenkungen Abhilfe geschaffen werden kann, eine örtliche Plattenvorspannung über den Zwischenstützen nach dem Verfahren Homberg in Verbindung mit geringeren Verbundträgersenkungen anzuraten. Es kann auch der Fall eintreten, daß die Randspannung des Stahlträgers für die Gebrauchslasten im Zeitpunkt $t = 0$ sehr viel größer sind als für dieselben Gebrauchslasten nach voller Auswirkung des Kriechens und Schwindens. Es wäre daher zu überlegen, ob man nicht für die Randspannungen im vorübergehenden Zustand $t = 0$ höhere Werte zuläßt. Ich möchte vorschlagen, in solchen Fällen nur zu verlangen, daß die für Haupt- und Zusatzkräfte zulässigen Randspannungen des Stahlträgers nicht überschritten werden und erst für einen Zeitpunkt, in dem sich der größte Teil des Kriechens und Schwindens vollzogen hat, auch die Einhaltung der für Hauptkräfte allein vorgeschriebenen zulässigen Spannungen zu verlangen.

B. Der durchlaufende Verbund-Fachwerkträger.

I. Schnittkräfte $N_{St\,o}$, $N_{St\,u}$, N_B, M_B, $M_{St\,o}$ bei freiaufliegenden Verbund-Fachwerkträgern.

1. Bezeichnungen (Abb. 10). Aus den Querschnittsgrößen F_B, J_B der Betonplatte sowie $F_{St\,o}$, $J_{St\,o}$ des Fachwerkobergurtstabes und $F_{St\,u}$ des Fachwerkuntergurtes werden zunächst wieder mit E_B und E_{St} die Werte

$$E_{St}\,F_{St\,o} = K^o_{St}, \quad E_{St}\,F_{St\,u} = K^u_{St}, \quad E_B\,F_B = K_B \tag{1}$$

und

$$E_{St}\,J_{St\,o} = S^o_{St}, \quad E_B\,J_B = S_B \tag{2}$$

ermittelt. Damit lassen sich dann aus

$$a = \frac{e\,K^o_{St} + (h+e)\,K^u_{St}}{K^o_{St} + K^u_{St}} \tag{3}$$

und

$$S = E_B\,J^v_B = E_{St}\,J^v_{St} \sim S_B + h^2\,\frac{K^o_{St}\,K^u_{St}}{K^o_{St} + K^u_{St}} + a^2\,\frac{K_B\,(K^o_{St} + K^u_{St})}{K_B + K^o_{St} + K^u_{St}} \tag{4}$$

die Verbundquerschnitts-Steifigkeiten S bestimmen.

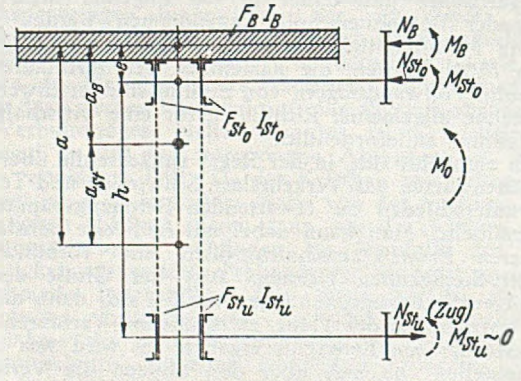


Abb. 10.

2. Ständige Lasten und Verkehrslasten. Bezeichnet man das aufzunehmende Biegemoment mit M_0, so ergeben sich mit den Hilfswerten

$$C = \frac{h + e\left(1 + \dfrac{K^o_{St}}{K^u_{St}}\right)}{e + h\left(1 + \dfrac{K^o_{St}}{K_B}\right)} \qquad D = \frac{1}{h+e}\left(\frac{C}{K_B} + \frac{1}{K^u_{St}}\right) \tag{5, 6}$$

die Schnittkräfte aus

$$N_{St\,u} = \frac{M_0}{h + C\,e + D\,(S_B + S^o_{St})} \tag{7}$$

$$N_{St\,u} \sim \frac{M_0}{h+e} \text{ (Näherung)} \tag{7a}$$

$$N_B = C\,N_{St\,u} \qquad N_{St\,o} = N_{St\,u} - N_B \tag{8, 9}$$

$$M_B = D\,S_B\,N_{St\,u} \qquad M_{St\,o} = D\,S^o_{St}\,N_{St\,u} \tag{10, 11}$$

In diesen Gleichungen kommt außer den K und S nur noch der Abstand e der Plattenschwerachse von der Obergurtschwerachse und der Abstand h der Obergurtschwerachse von der Untergurtschwerachse vor.

Ist kein Kriechen zu berücksichtigen, so werden die mit $E_B = E_{B0}$ ermittelten Werte K und S eingesetzt. Ist aber Kriechen zu berücksichtigen, so muß mit

$$E_B \sim \frac{E_{B0}}{1+\varphi} \tag{12}$$

oder etwas genauer

$$E_B = \frac{E_{B0}}{1 + 1{,}1\,\varphi} \tag{13}$$

gerechnet werden. Die Näherungsformel (Gl. 7 a) für $N_{St\,u}$ ist nur dann genügend genau, wenn kein Kriechen berücksichtigt zu werden braucht.

Das Kriechen wirkt sich bei den Verbund-Fachwerkträgern fast nur örtlich, d. h. im Obergurt des Fachwerkes aus. Die Untergurtstabkraft $N_{St\,u}$ wird durch die kriechbedingten Spannungsumlagerungen wenig, i. d. R. nur um 1—3 % vergrößert. Bei den Verbund-Vollwandträgern dagegen beträgt die Vergrößerung der Stahlspannungen am unteren Trägerrand etwa 10—20 %.

3. Schwinden mit Kriecheinfluß. Für Schwinden der Fahrbahnplatte ergeben sich die Schnittkräfte aus

$$N_{St\,u} \sim 0, \quad N_{St\,o} = \varepsilon^0_s\,\frac{K^o_{St}\,K_B}{K^o_{St} + \left(1 + \dfrac{e}{h}\right)K_B} \text{ (Druck)} \tag{14}$$

$$N_B = -\,N_{St\,o} \text{ (Zug)} \tag{15}$$

$$M_B = N_{St\,o}\,\frac{e\,S_B}{S_B + S^o_{St}} \qquad M_{St\,o} = N_{St\,o}\,\frac{e\,S^o_{St}}{S_B + S^o_{St}} \tag{16, 17}$$

Die Stabkraft $N_{St\,u}$ wird negativ, d. h. eine Druckkraft. Da sie stets vernachlässigbar klein ausfällt, kann $N_{St\,u} = 0$ gesetzt werden.

Zur Berücksichtigung des durch das Schwinden ausgelösten Kriechens ist bei der Ermittlung von K und S mit

$$E_B \sim \frac{E_{B0}}{1 + \varphi/2} \quad \text{oder genauer} \quad E_B = \frac{E_{B0}}{1 + 0{,}52\,\varphi} \tag{18, 19}$$

zu rechnen.

4. Temperaturunterschied $\Delta t°$. Für eine Mehrerwärmung der Fachwerkuntergurtung um $\Delta t°$ erhält man die Schnittkräfte aus

$$N_{St\,o} = -\,\alpha_t\,\Delta t°\,\frac{\cdot\,K_B\,K^o_{St}}{h\left[K^o_{St} + \left(1 + \dfrac{e}{h}\right)K_B\right]} \text{ (Zug)} \tag{20}$$

$$N_B = -\,N_{St\,o} \qquad N_{St\,u} \sim 0 \tag{21}$$

$$M_{St\,o} = \frac{S^o_{St}}{h}\left(\alpha_t\,\Delta t° + \frac{N_{St\,o}}{K^o_{St}}\right) \qquad M_B = M_{St\,o}\,\frac{S_B}{S^o_{St}} \tag{22, 23}$$

Für $N_{St\,u}$ erhält man auch in diesem Fall eine stets vernachlässigbare kleine Druckkraft. Da Kriechen nicht be-

rücksichtigt zu werden braucht, kann mit $E_B = E_{B0}$ gerechnet werden.

Die an frei aufliegenden Verbund-Fachwerkträgern durch eine Mehrerwärmung der Untergurtung hervorgerufenen Schnittkräfte sind alle verhältnismäßig klein. Durch die Näherungsformel kann die Berechtigung ihrer Vernachlässigung von Fall zu Fall überprüft werden.

5. Schubkräfte T infolge Querkraft Q. Die auf eine Längeneinheit entfallende Schubkraft T in der Berührungsfuge von Platte und Obergurtstab ergibt sich aus

$$T = Q \frac{a_B F_B}{J_B^v} = Q \frac{a_B F_B}{S} E_B \tag{24}$$

$$a_B = \frac{e K_{St}^o + (h+e) K_{St}^u}{K_B + K_{St}^o + K_{St}^u} \tag{25}$$

II. Schnittkräfte N_{Sto}, N_{Stu}, N_B, M_B, M_{Sto} bei durchlaufenden Verbund-Fachwerkträgern.

1. Stützenmomente. Alle bisher eingeführten Bezeichnungen und Beziehungen lassen sich bei der Berechnung durchlaufender Verbund-Fachwerkträger verwerten. Führt man als Verbundquerschnitts-Steifigkeit S die der Fachwerkeigenart angepaßte Beziehung Gl. (4) ein, so kann man bei Bestimmung der als statisch Unbekannte gewählten Stützenmomente wie bei einem vollwandigen durchlaufenden Träger vorgehen.

$$l_r' M_{r-1} + 2 (l_r' + l_{r+1}') M_r + l_{r+1}' M_{r+1} = L_r \tag{26}$$

mit $l_r' = l_r S_c / S_r$.

a) Ständige Lasten und Verkehrslasten. Dafür läßt sich bei gleichmäßig verteilter Vollbelastung das Belastungsglied L_r aus

$$L_r = \frac{1}{4} (q_r l_r^2 l_r' + q_{r+1} l_{r+1}^2 l_{r+1}') \tag{27}$$

berechnen, wobei für den Kriechfall ist

$$E_B = \frac{E_{B0}}{1 + 1{,}1\,\varphi}$$

b) Schwinden mit Kriecheinfluß. Dafür sind die Belastungsglieder

$$L_r = -3\,\varepsilon_s^0 \frac{S_c}{h} (l_r + l_{r+1}) \tag{28}$$

wobei ist

$$E_B = \frac{E_{B0}}{1 + 0{,}52\,\varphi}$$

c) Temperaturunterschied $\Delta t°$. Für eine Mehrerwärmung der Fachwerkuntergurtung um $\Delta t°$ ist

$$L_r = -3\,\alpha_t\,\Delta t° \frac{S_c}{h} (l_r + l_{r+1}) \tag{29}$$

Die Steifigkeit S_c ist dabei mit $E_B = E_{B0}$ zu bestimmen.

d) Stützsenkungen Δ. Die Belastungsglieder für beliebige Stützensenkungen sind

$$L_r = +6\,S_c \left(\frac{\Delta_r - \Delta_{r-1}}{l_r} + \frac{\Delta_r - \Delta_{r+1}}{l_{r+1}} \right) \tag{30}$$

ohne Kriechen: $E_B = E_{B0}$, mit Kriechen: $E_B \frac{E_{B0}}{1 + 1{,}1\,\varphi}$

was mit der früheren Gl. (31) für Verbund-Vollwandträger übereinstimmt.

2. Bestimmung der Schnittkräfte erzeugenden Momente M für beliebige Trägerstellen. Die Momente M sind wie beim Verbund-Vollwandträger

$$M = M_0 + \frac{1}{l_r} [M_r x_r + M_{r-1} (l_r - x_r)] \tag{31}$$

Die dabei erforderlichen Momente M_0 der freiaufliegend angenommenen Einzelfelder ergeben sich für ständige Lasten und gleichmäßig verteilte Verkehrs-Vollastungen q_r aus

$$M_0 = \frac{q_r}{2} x_r (l_r - x_r) \tag{32}$$

Für Stützensenkungen Δ ist stets $M_0 = 0$ zu setzen.

3. Schnittkräfte N_{Sto}, N_{Stu}, N_B, M_B, M_{Sto}. Für die Berechnung der Schnittkräfte N_{Sto}, N_{Stu}, N_B, M_B, M_{Sto} der Fachwerkstäbe und der Platte eines durchlaufenden Verbund-Fachwerkträgers können die früheren Gleichungen sinngemäß verwendet werden. Es ist dabei nur an Stelle M_0 jetzt das Moment M des durchlaufenden Verbund-Fachwerkträgers einzuführen. Man erhält

$$N_{Stu} = \frac{M}{h + Ce + D(S_B + S_{St}^o)} \tag{7a}$$

$$N_{Stu} \sim \frac{M}{h+e} \text{ (Näherung)} \qquad N_B = C N_{Stu} \tag{8a}$$

$$N_{Sto} = N_{Stu} - N_B \tag{9a}$$

$$M_B = D S_B N_{Stu} \qquad M_{Sto} = D S_{St}^o N_{Stu} \tag{10a, 11a}$$

mit Kriechen: $E_B = \frac{E_{B0}}{1 + 1{,}1\,\varphi}$, ohne Kriechen: $E_B = E_{B0}$

Während bei der Bestimmung des Momentenverlaufes mit innerhalb der einzelnen Felder konstant angenommenen „Ersatz-Querschnittsgrößen" und „Ersatz-Steifigkeiten" S gerechnet werden konnte, ist dies bei der Berechnung der Spannungen aus den Momenten M nicht zulässig. Es müssen jetzt die jeweils örtlich vorhandenen Querschnittswerte eingesetzt werden.

III. Maßnahmen zur Erzielung einer rissefreien Fahrbahnplatte. Um auch bei den durchlaufenden Verbund-Fachwerkträgern eine rissefreie Fahrbahnplatte zu erhalten, kann man ebenso vorgehen wie bei den durchlaufenden Verbund-Vollwandträgern. Ergänzend sei auf das von Prof. Steinhardt angedeutete Verfahren zur teilweisen Ausschaltung der Kriech- und Schwindeinflüsse verwiesen. Vgl. Bauingenieur 25 (1950) S. 93 u. Bautechnik 27 (1950) S. 81.

C. Schlußbemerkungen.

Es ist selbstverständlich, daß bei den Ausführungsvorschlägen für durchlaufende Verbundträger auch die Frage der Wirtschaftlichkeit eine entscheidende Rolle spielt. Bei der Beurteilung muß man sich darüber klar sein, daß durchlaufende Verbundträger mit rissefreier und unmittelbar befahrbarer Fahrbahnplatte technisch höherwertigere Bauwerke darstellen als Durchlaufträger mit unbeabsichtigter Verbundwirkung, bei denen man Risse in der Fahrbahnplatte zu erwarten hat.

Der Stahlbauer, der mit der Berechnung von Verbundkonstruktionen zu tun hat, wird sich daran gewöhnen müssen, daß er nicht nur für den Stahlüberbau allein, sondern auch für das Verhalten der Stahlbetonteile, d. h. für eine rissefreie Fahrbahnplatte mitverantwortlich ist.

Vorsitzender: Das Referat gibt konkrete Vorschläge zur Berechnung durchlaufender Träger in Verbundbauweise, die auch auf andere statisch unbestimmte Systeme anzuwenden sind. — Wichtig ist nun, daß sich diese Vorschläge schnellstens praktisch auswirken.

Man darf bei einer neuen Bauweise die Wirtschaftlichkeit nicht von Anfang an zu sehr in den Vordergrund schieben. Natürlich müssen wir bei Aufstellung der Berechnungsgrundlagen vorsichtig sein. Wir sollten aber auch daran denken, daß kaum schwerwiegende Versager zu erwarten sind, wenn nicht gleich alles berücksichtigt wird. Hier läuft doch alles leichter und einfacher als seinerzeit bei Aufnahme des Schweißens im Stahlbau.

Der Vortrag von Herrn Prof. Dr.-Ing. K. **Klöppel**, Darmstadt: **Zur Theorie und Praxis der Verbund-Bauweise** lag bei Redaktionsschluß noch nicht vor. Der Aufsatz soll später erscheinen.

Schwinden und Kriechen bei Verbundträgern in statisch unbestimmten Systemen.

Von Dr.-Ing. M. Eßlinger und Dipl.-Ing. J. Endries, Saarbrücken.

1. Verbundträger ohne Schwinden und Kriechen. Unmittelbar nach dem Erstarren des Betons ist die Spannungsverteilung linear, Abb. 2 a.

2. Schwinden und Kriechen. Die Betondecke will sich verkürzen, wird aber behindert. Der statisch bestimmt gelagerte Träger würde sich dabei mit konstanter Krümmung verbiegen. Abb. 2 b zeigt die zugehörige Spannungsverteilung. Die Größen N, M_e und M_b sind nach [1] bis [3] zu berechnen. Für den statisch unbestimmt gelagerten Verbundträger bestimmt man sich zunächst das über die Trägerlänge konstante Hilfsbiegemoment

$$M_H = M_e \cdot \frac{J_v}{J_e}, \quad (1)$$

das notwendig wäre, um die Verbiegung wieder aufzuheben. Dieses Hilfsbiegemoment denkt man sich erst am Verbundträger allein und dann entgegengesetzt gleich groß an der ganzen statisch unbestimmten Konstruktion angebracht, Abb. 4. Für Deformationen und Spannungen infolge dieses Hilfsbiegemoments gelten dieselben Formeln wie beim Verbundträger ohne Schwinden u. Kriechen. Die Überlagerung: Schwinden im statisch bestimmten Träger, Hilfsbiegemoment am Verbundträgerallein und Hilfsbiegemoment an der ganzen Konstruktion ergibt die wirklichen Spannungen und Deformationen.

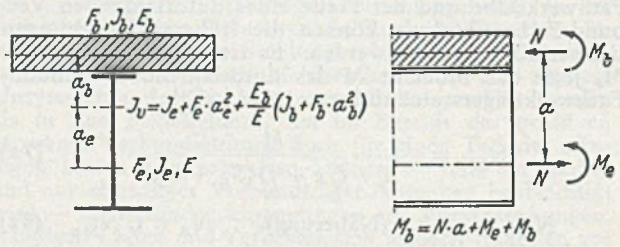


Abb. 1. Bezeichnungen.

3. Kriechen. Die Betondecke verformt sich infolge der andauernden Beanspruchung plastisch, so daß der ursprünglichen Verformung nicht mehr dasselbe innere Moment des Verbundträgers entspricht. Beim statisch bestimmt gelagerten Verbundträger würde das Biegemoment im Stahl und somit die Durchbiegung größer. Die Änderungen ΔN, ΔM_e und ΔM_b können nach [1] bis [3] berechnet werden. Die Spannungsverteilung ist nicht mehr linear, Abb. 2 c. Für den statisch unbestimmt gelagerten Träger berechnet man zunächst das Trägheitsmoment des Verbundträgers beim Kriechen

$$J'_v = J_v \cdot \frac{M_e}{M_e + \Delta M_e} \quad (2)$$

und aus diesem die Hilfsbiegemomente

$$M_H = \Delta M_e \cdot \frac{J'_v}{J_e}, \quad (3)$$

die notwendig wären, um die zusätzliche Verbiegung des Verbundträgers gerade wieder aufzuheben. Diese Hilfsbiegemomente sind genau so über die Trägerlänge verteilt wie die Biegemomente infolge der ständigen Last. Diese Hilfsbiegemomente denkt man sich nun erst am Verbundträger allein und dann entgegengesetzt gleich groß an der ganzen statisch unbestimmten Konstruktion angebracht, Abb. 5. Für die Berechnung der Deformationen und Spannungen gelten J'_v und die Spannungsverteilung Abb. 2 c. Die Überlagerung: Innere Kräfte aus der ständigen Last mit dem Zuschlag für das Kriechen, Hilfsbiegemomente am Verbundträger allein und Hilfsbiegemomente an der ganzen Konstruktion ergeben die wirklichen Spannungen und Deformationen.

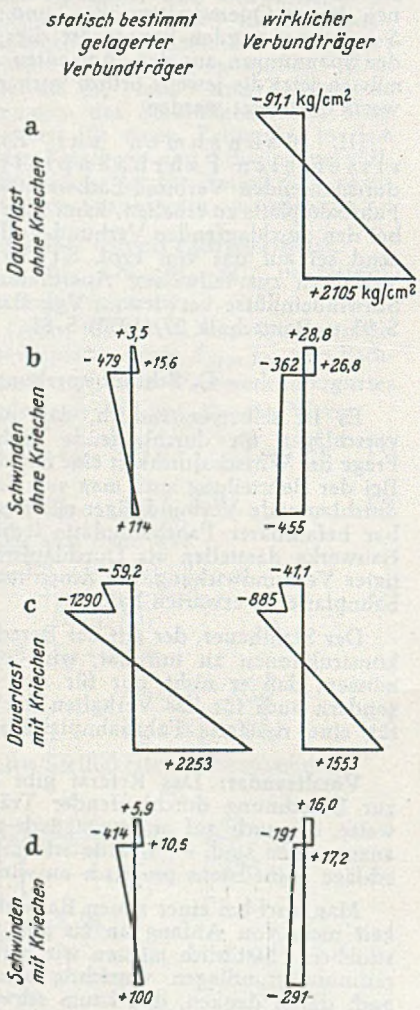
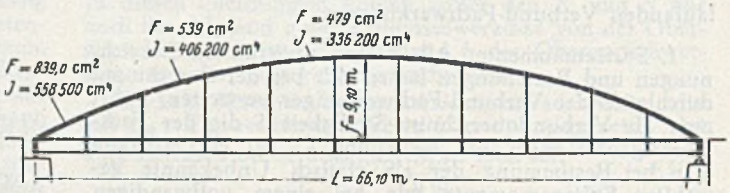


Abb. 2. Spannungsverteilung beim Verbundträger des Zahlenbeispiels. Die Spannungen im Beton sind im Verhältnis 1 : 10 aufgetragen, entsprechend dem Verhältnis der Elastizitätszahlen. (Die Spannungen sind gerechnet mit dem Biegemoment im Verbundträger, das sich im statisch unbestimmten System ohne Berücksichtigung des Kriechens ergibt, und mit der Spannungsverteilung, die dem Kriechen im statisch bestimmt gelagerten Verbundträger entspricht.)

4. Schwinden und Kriechen. Der Berechnungsgang ist grundsätzlich derselbe wie beim Schwinden ohne Kriechen. Für den statisch bestimmt gelagerten Verbundträger können die inneren Kräfte N', M_e und M'_b infolge Schwindens mit Kriechen nach [1] bis [3] berechnet werden. Für den statisch unbestimmt gelagerten Verbundträger berechnet man sich zunächst das über die Trägerlänge konstante Hilfsbiegemoment

$$M_H = M'_e \frac{J_v}{J_e}, \quad (4)$$

das notwendig wäre, um die Verbiegung des Verbundträgers gerade wieder aufzuheben. Dieses Hilfsbiegemoment denkt man sich erst am Verbundträger allein und dann entgegengesetzt gleich groß an der ganzen statisch unbestimmten Konstruktion angebracht, Abb. 4. Für die Berechnung der Deformationen und Spannungen infolge dieses Hilfsbiegemomentes gelten J'_v und die Spannungsverteilung nach Abb. 2 c. Die Überlagerung: Schwinden mit Kriechen im statisch bestimmt gelagerten Verbund-



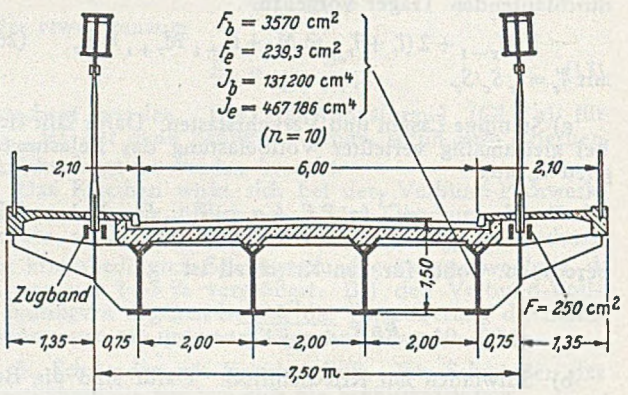


Abb. 3.

träger, Hilfsbiegemoment am Verbundträger allein und Hilfsbiegemoment an der ganzen Konstruktion ergibt die wirklichen Spannungen und Deformationen. Das Verfahren ist für alle statisch unbestimmten Konstruktionen brauchbar, in die Verbundträger eingebaut sind.

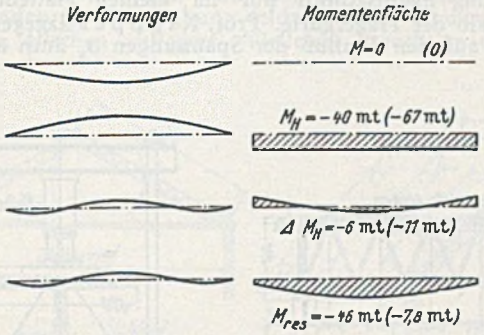


Abb. 4. Verformungen und Biegemomente des Verbundträgers infolge Schwinden, Kriechen berücksichtigt (eingeklammerte Zahlen für den Zustand vor dem Kriechen).

Anwendungsbeispiel.

Die Anwendung wird an einer Bogenbrücke gezeigt, die von Dipl.-Ing. Winckel, Saarbrücken, entworfen ist und sich im Bau befindet, Abb. 3. In den Ebenen der Bögen liegt je ein Zugband, das den Horizontalzug aufnimmt, aber keine Biegesteifigkeit hat. Die Versteifungsträger in Verbundkonstruktion beteiligen sich nicht an der Aufnahme des Horizontalzuges. Sie sind mit den Hängestangen durch Querträger verbunden, deren Biegesteifigkeit unendlich groß angenommen wird.

Die Stahlkonstruktion wird montiert und durch Anziehen der Zugbänder vorgespannt; dabei wird die obere Faser der Versteifungsträger auf Zug beansprucht. Dann wird die Betondecke aufgebracht. Das Eigengewicht der Stahlkonstruktion und der Betondecke wird zunächst vollständig von den Stahlträgern aufgenommen.

Der Beton erstarrt, schwindet und bekommt dadurch eine Zugvorspannung. Dann werden die Zugbänder wieder nachgelassen, so daß die obere Faser der Versteifungsträger Druck erfährt. Diese Druckvorspannung wird im Laufe der Jahre durch das Kriechen des Betons wieder teilweise abgebaut. Der verbleibende Rest muß ungefähr so groß sein wie die Zugspannungen aus den negativen Verkehrsmomenten.

Bei der statisch unbestimmten Rechnung wird die Biegesteifigkeit des Bogens berücksichtigt [4]. Die angeführten Werte beziehen sich immer nur auf einen Träger. Der Zahlenberechnung liegen die Fritzschen Formeln zugrunde.

Schwindmaß $\varepsilon_{s0} = 0{,}0003$,

Kriechmaß $\varphi_E = 2$.

1. Zustand unmittelbar nach Beendigung des Baues (Vorspannung und Schwinden, aber ohne Kriechen). Nachdem der Beton erstarrt ist, werden die Zugbänder nachgelassen, bis der Horizontalzug sich um 69 t vermindert hat. Dadurch ergibt sich eine parabelförmige Momentenverteilung mit

$$_{max}M = H \cdot {}_{max}y =$$
$$= 2 \cdot 69 \cdot 9{,}07 = 1254 \text{ mt}.$$

Diese Momentenbelastung wird entsprechend den Steifigkeitsverhältnissen auf die Bogen und die Verbundträger verteilt [4]. In letzteren wirkt in Brückenmitte das Biegemoment $M = 277$ mt.

Durch das Schwinden würden im statisch bestimmten Verbundträger die inneren Kräfte entstehen $N = -34{,}3$ t, $M_e = 24{,}7$ mt und $M_b = 0{,}7$ mt. Das Hilfsbiegemoment ergibt sich zu

$$M_H = 2470 \cdot \frac{1265 \cdot 106}{467 \cdot 186} = 67 \text{ mt}.$$

2. Zustand nach einigen Jahren (Vorspannung, Schwinden und Kriechen). Vor dem Kriechen ergibt das Vorspannungsmoment $M_0 = 277$ mt im Verbundträger die inneren Kräfte $N = 0{,}838\ M_0$ (M_0 in mt), $M_e = 0{,}369\,80\ M_0$ und $M_b = 0{,}010\,37\ M_0$. Nach dem Kriechen ergibt dasselbe äußere Moment im statisch bestimmt gelagerten Verbundträger $N = 0{,}624\ M_0$ (M_0 in mt), $M_e = 0{,}534\,10\ M_0$ und $M_b = 0{,}004\,49\ M_0$. Daraus ergibt sich das Trägheitsmoment des Verbundträgers beim Kriechen zu

$$J'_v = \frac{0{,}3698}{0{,}5341} \cdot J_v = 0{,}692\ J_v.$$

Das Hilfsbiegemoment ist

$$M_e = \Delta M_e \cdot \frac{J'_v}{J_e} = (0{,}5341 - 0{,}3698)\ M_0 \cdot \frac{J'_v}{J_e} = -85{,}4 \text{ mt}.$$

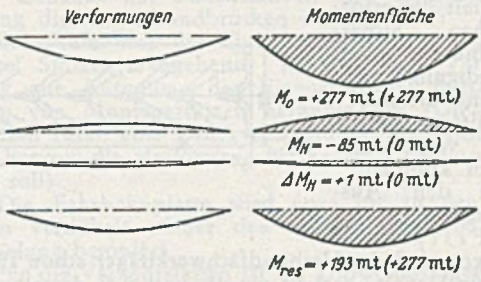


Abb. 5. Verformungen und Biegemomente des Verbundträgers infolge der Dauerlast, Kriechen berücksichtigt (eingeklammerte Zahlen für den Zustand vor dem Kriechen).

Durch das Schwinden mit Kriechen würden in statisch bestimmt gelagerten Verbundträger entstehen $N = -29$ t, $M_e = 21{,}4$ mt und $M_b = 0{,}3$ mt. Das Hilfsbiegemoment ist

$$M_H = M_e \cdot \frac{J'_v}{J_e} = 40{,}1 \text{ mt}.$$

Die Spannungen für die verschiedenen Zustände sind in Tabelle 1 zusammengestellt.

Literatur:

1. F. Dischinger: Bauingenieur 24 (1949) S. 321.
2. H. Fröhlich: Bauingenieur 24 (1949) S. 300.
3. B. Fritz: Bautechnik 27 (1950) S. 37.
4. K. Hoening: Der Stahlbau 15 (1942) S. 36.

Tabelle 1.

Biegemomente und Spannungen in Brückenmitte aus Dauerlast, Vorspannung und Schwinden nach dem Kriechen (eingeklammerte Zahlen für den Zustand vor dem Kriechen).

	Benennung	Biegemoment mt im ganzen Träger M_0	Spannungen kg/cm² im Beton σ_{bo}	im Beton σ_{bu}	im Stahl σ_{eo}	im Stahl σ_{eu}
	Anfangsspannung der reinen Stahlkonstruktion	(−132) −132	(0) 0	(0) 0	(+1756) +1756	(−1340) −1340
Dauerlast aus Vorspannung u. Betongewicht	Biegemoment im Verbundträger, gerechnet für das statisch unbestimmte System ohne Berücksichtigung des Kriechens	(+277) +277	(−91,1) −59 2	(−43 4) −37,4	(− 428) −1290	(+2105) +2253
	Hilfsbiegemoment im Verbundträger allein	(0) − 85	(0) +18,3	(0) +11,6	(0) + 410	(0) − 708
	Hilfsbiegemoment im ganzen System	(0) + 1	(0) − 0,2	(0) − 0,1	(0) − 5	(0) + 8
	Resultierende Spannung aus Dauerlast	(+277) +193	(−91,1) −41,1	(−43.4) −26,0	(− 4?8) − 885	(+2105) +1553
Schwinden	Schwinden im statisch bestimmt gelagerten Träger	(0) 0	(+ 3 5) + 5.9	(+15,6) +10,5	(− 479) − 414	(+ 114) + 100
	Hilfsbiegemoment im Verbundträger allein	(−67) −40	(+21,8) + 8,5	(+ 9,6) + 5,6	(+ 102) + 186	(− 491) − 327
	Hilfsbiegemoment im ganzen System	(−11) − 6	(+ 3.5) + 1,6	(+ 1,6) +. 1,1	(+ 15) + 36	(− 78) − 64
	Resultierende Schwindspannung	(−78) −46	(+28,8) +16,0	(+26,8) +17,2	(− 362) + 191	(− 455) − 291
	Resultierende Spannung aus Dauerlast, Vorspannung, Schwinden	(+67) +14	(−62,3) −25,1	(−16,6) − 8,8	(+ 956) + 680	(+ 310 − 78

Diskussion.

Prof. O. Steinhardt, Karlsruhe: Die zweite Arbeitstagung ist nicht zuletzt deshalb besonders interessant, weil immer wieder Zweifel aus der Praxis hörbar werden. Was Prof. Fritz vortrug, wurde durch die Ausführungen Prof. Klöppels in mancher Hinsicht als erweiterungsbedürftig angesehen, indem genannter auf die von Fall zu Fall sich ergebende Notwendigkeit der Betrachtung des gesamten Bauwerksquerschnittes aufmerksam machte. Frau Dr. Meßlinger hat in diesem Zusammenhang nach ihren eigenen theoretischen Ausführungen Zweifel bezüglich der allgemeinen praktischen Verwertbarkeit derselben geäußert. — Man glaubt, daß Verbundkonstruktionen, ohne Kontrollmessungen an fertigen Bauwerken, anscheinend nicht mit der erforderlichen Sicherheit und zur vollen Befriedigung des verantwortungsbewußten Ingenieurs verwirklicht werden könnten.

Zu den Ausführungen von Prof Fritz möchte ich sagen, daß der Verbundfachwerkträger schon 1949 von mir zur Debatte gestellt wurde, und daß derselbe, außer der Herabminderung der Kriech- und Schwindspannungen, bei Erreichung einer Verbundwirkung auch für Eigengewicht Unterstützungsgerüste bzw. Unterspannungen einzusparen ermöglicht, wenn man das neue Bau- und Montageverfahren anwendet. Überträgt man die Theorie auf die Verbundfachwerkträger, so erhält man — übrigens nur bei bestehenden Exzentrizitäten zwischen Fahrbahnplatte und Obergurt —, Untergurt-(Neben-) Spannungen von 1—3 %. Denkt man weiter an die Ausführungen von Prof. Klöppel, so sollte man derartige Nebenspannungen zu vermeiden trachten. — Man kann tatsächlich zu günstigeren Bauformen gelangen. Es müßte zunächst die Lage der Verdübelungen abgeändert werden. Bei Vollwandträgern könnten sie oberhalb oder auch neben der oberen Gurtung angebracht werden, wobei die Dübelschrägeisen aber bedeutend weiter seitlich ausgreifen sollten. Im Sinne der Ausführungen von Prof. Klöppel sollte man nicht nur mit Balken, sondern — gerade auch im Hinblick auf die Verdübelung — mit Scheiben rechnen. Bei Vollwandträgern bilden diese Träger selbst steife vertikale „Scheiben" und halten die Fahrbahntafel im Bereich der Verdübelung in vertikaler Richtung. — Bei Verbundfachwerkträgern fehlt in etwa diese vertikale Steifigkeit bei aufgelegter Platte, denn der normale Obergurt ist verhältnismäßig weich. Man könnte daher dazu übergehen, die Platte grundsätzlich seitlich an den Obergurt heranführen: letzteren z. B. in I-Form auszubilden, und die Verdübelung in horizontaler Ebene anzuordnen. Die Fahrbahntafel wirkt dann gewissermaßen für örtliche Belastung als Platte, für die Verbundwirkung mit den Hauptträgern jedoch als auf Druck beanspruchte, längliche Scheibe.

Bei den bisher bekannten Ausführungen wirkt die Verdübelung hauptsächlich nur im kleinen Plattenbereich oberhalb der Trägergurte. Prof. Klöppel dagegen wies außer auf den Einfluß der Spannungen σ_x auch auf die Spannungen σ_y und τ sowie auf die Dauerfestigkeit hin. Ungünstige Beanspruchungen können also auch neben den Stahlträgergurten in der Fahrbahntafel und in den Verdübelungselementen eine Rolle spielen. Die Schrägeisen sollten daher weiter in die Fahrbahntafel eingebunden verden. — Beim Verbundfachwerkträger bekommt man so Nebenspannungen unter 1 %, wenn man die Exzentrizitäten klein hält. Dann aber ist der Fachwerkträger den Vollwandträgern oft vorzuziehen.

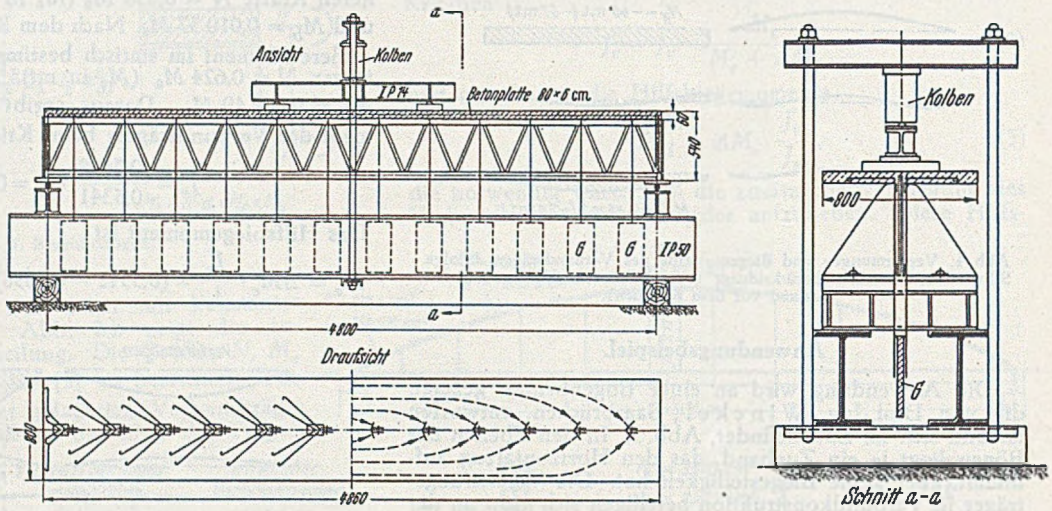


Abb 1.

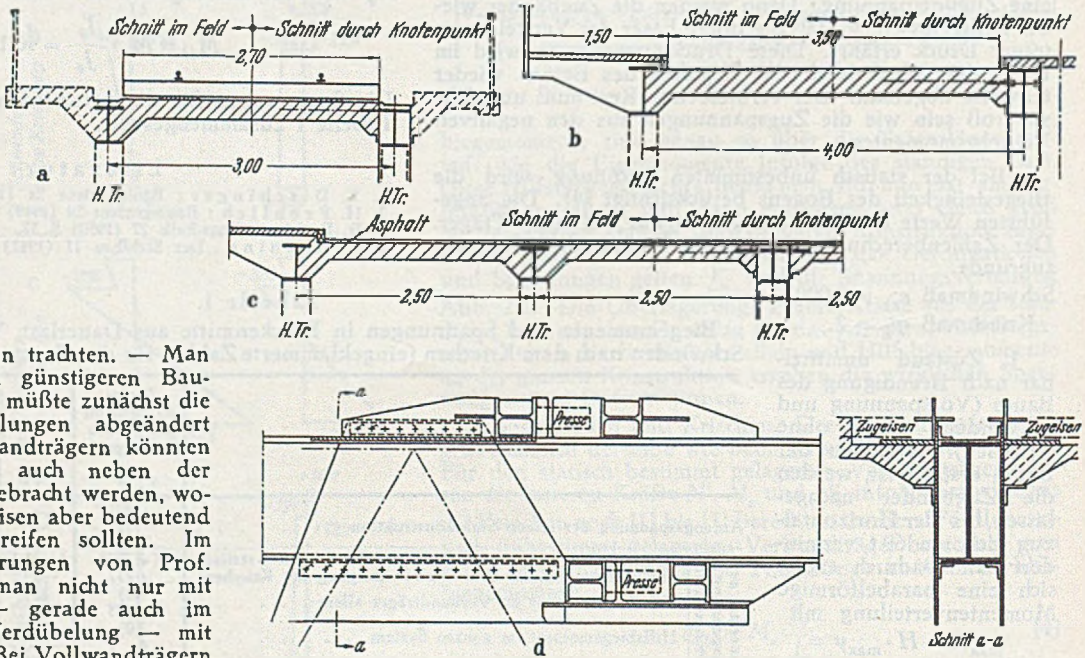


Abb. 2.

Abb. 1 zeigt einen Versuchsträger, der in der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine der Techn. Hochschule Karlsruhe beinahe fertiggestellt ist. Unter der Betonplatte liegt mittig der Fachwerkträger. An den oberen Strebenknotenpunkten sind einmal Druckbleche

angebracht, ein anderesmal weit ausladende Zugschrägeisen. Erstere Verdübelungsart entspricht etwa der üblichen bei Vollwandträgern. — Abb. 2 zeigt Fahrbahntafeln, die im wesentlichen horizontal durch Schrägeisen usw. seitlich des Gurtes angeschlossen sind. Hier kann man bei Anwendung des früher erwähnten Verfahrens einen weiteren Vorteil erreichen, wenn man die Fahrbahntafel zur Verminderung der Reibung feldweise auf dünnen, verzinkten Blechen auflagert. Vielleicht braucht man eine

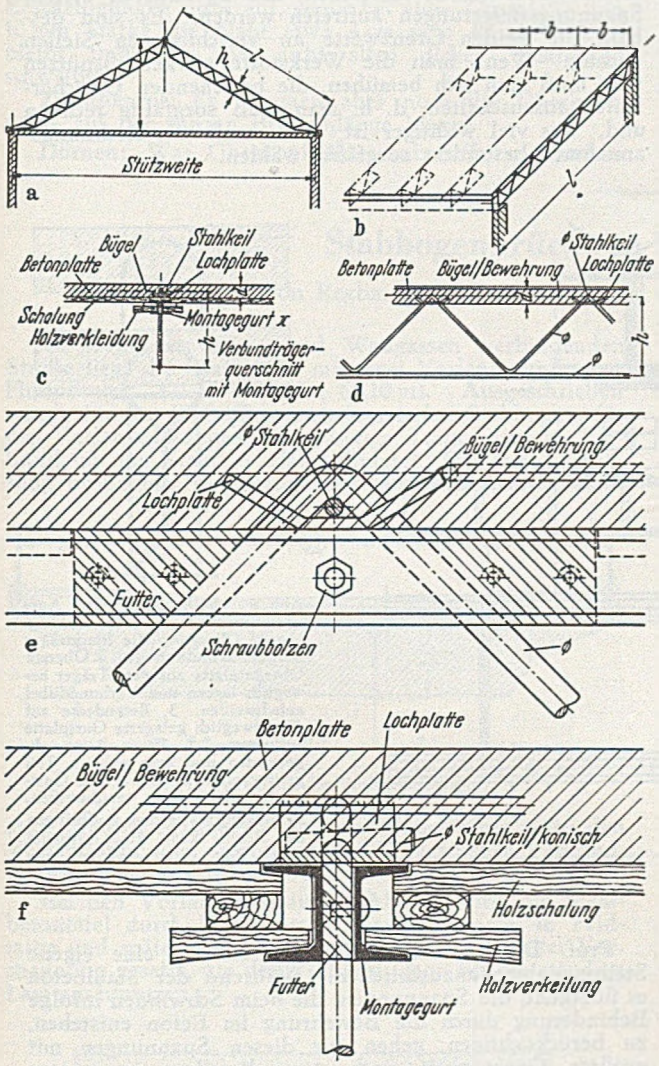


Abb. 3.

besondere Lagerung gar nicht, da die Reibung immer nur auf kurzen Strecken und unter geringer Last erzeugt wird. Durch doppelseitiges Ansetzen von Pressen bleiben letztere immer leicht erreichbar. — Besonders einfach ist eine derartige Ausführung für eine Fahrbahnbreite von nur 3,5 m, man spart dann sämtliche Querträger und Längsträger.

Auf Abb. 3 sehen Sie Anwendungsbeispiele des Stahlhochbaues. Das Detail zeigt das Fachwerk als Schalungsträger, wobei keine Gerüste und dergleichen notwendig sind. Auch gelangen die Eigengewichtsspannungen voll in den Verbundquerschnitt hinein. Im dargestellten Beispiel bildet ein geknicktes Blech mit Langloch sowie mit seitlich ausgreifenden Schrägeisen die Verdübelung. Die provisorische Befestigung erfolgt durch ein einziges konisches Rundeisen oder Rohrstück. Die Schalbretter werden im Hilfsobergurt aufgelegt. Dann wird die Platte betoniert. Nach dem Erhärten des Betons wird die einzige durchgesteckte Schraube an jedem Knotenpunkt gelöst, womit man an den Auflagern beginnt. Was dann als Deckenträger, Dachbinder oder Pfette übrig bleibt, ist gewissermaßen ein *R*-Träger ohne Obergurt, welch letzterer eingespart werden kann. Bei dieser Verbundbauweise hätte man keine Nebenspannungen und zudem keine Kriech- und Schwindspannungen. Die einfachste Statik reicht hier vollkommen aus.

Dr.-Ing. N. **Dimitrov**, Karlsruhe: Entwurf der Brücke Nr. 46 bei Biberach/Baden. Die Bauhöhe von 1,10 m ist sehr knapp gehalten. Die Gesamtlänge ist 76 m, die durch zwei Pfeiler eine Zwischenteilung in zwei Seitenöffnungen von 24 m und eine Mittelöffnung von 28 m erlaubt.

Es werden vier Stahlträger St 37 (Nasenprofile — mit oberem Flansch 250 / 20 und unterem 450 / 45), im Feld unsymmetrisch und über den Stützen symmetrisch ausgebildet. Die Trägerrostberechnung ist herangezogen worden, jedoch mit der Forderung, daß die Randträger genau so stark wie die beiden Mittelträger sein sollen. Vgl. Abb. 4 und 5.

Man hat somit zur Berechnung und Bemessung den halben Brückenquerschnitt als maßgebendes Verbundprofil herangezogen, d. h. Plattenbreite 5,4 m, Dicke 18 cm.

Eine wichtige Frage ist die der mitwirkenden Breite des Verbundquerschnittes. Ich verweise auf die Karlsruher Dissertation (1950) von A. W e i d t. Man kann danach in guter Annäherung folgendes sagen: Ist das Verhältnis der Breite des Betonquerschnittes b_0 zur Spannweite l kleiner oder gleich $l/10$, so ist die mitwirkende Breite $b = b_0$.

Der Gedanke zur konstruktiven und statischen Behandlung dieser Verbundbrücken ist folgender:

a) Zur Aufnahme der Eigengewichte ist der Balken auf zwei Stützen maßgebend. Es wird eine Verbundwirkung zur Aufnahme des Eigengewichtes durch Benützung von Montagestützen herangezogen (Die Montagestützen rufen eine Druckvorspannung im Betonquerschnitt hervor, die als Reserve für negative Feldmomente dienen soll).

b) Die Fahrbahnplatte wird etwa bis zu den Festpunkten verdübelt. Über den Stützen wird sie ohne Verdübelung betoniert.

c) Für die Verkehrslasten ist ein Durchlaufträger ohne Verbundwirkung über den Stützen maßgebend. Es ergibt sich ein durchl. Balken mit veränderlicher Biegesteifigkeit $E\,I$. Die Biegesteifigkeit ist über den Stützen kleiner als im Feld.

Einige Einzelheiten zeigen die Abb. 4 und 5.

Prof. Dr.-Ing. **Fritz**, Karlsruhe: Betonplatte, Obergurt und Längsträger wirken, wenn man sie als Einzelsystem auffaßt, gewissermaßen als durchlaufender Verbundträger auf elastischen Stützen, der einen seiner Steifigkeit entsprechenden Anteil der vom Gesamtsystem aufzunehmenden Momente übernimmt. Obwohl dieser Anteil gering ist, da das Gesamtsystem eine sehr viel größere Steifigkeit besitzt als die mit ihm gekoppelte durchlaufende Fahrbahnkonstruktion, so ist er doch für die Beurteilung der örtlichen Biegemomente von wesentlicher Bedeutung. Wäre die durchlaufende Verbundträger-Fahrbahnkonstruktion überall unverschieblich unterstützt,

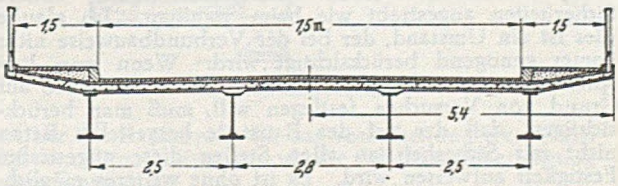


Abb. 4.

so würden über den Knotenpunkten negative Momente auftreten. Die beispielsweise bei einem freiaufliegenden Verbund-Fachwerkträger auftretenden lotrechten Knotenverschiebungen wirken sich nun aber wie Stützensenkungen aus. Die dadurch hervorgerufenen positiven Momente in der Fahrbahnkonstruktion sind i. d. R. so groß, daß über den Knotenpunkten sogar positive Momente auftreten. Es können daher zumindest unter der ständigen Belastung über den Knotenpunkten als Längsträgerstützen in der Betonplatte keine Zugspannungen auftreten. Die in Längsträger- oder Obergurtstabmitte entstehenden positiven Momente werden gleichzeitig aber größer als bei einer von Knoten zu Knoten freiaufliegenden Fahrbahnkonstruktion. Die rechnerische Berücksichtigung dieser Zusammenhänge bietet keine besonderen Schwierigkeiten.

Bei Bogenträgern mit einem aufgesetzten durchlaufenden Fahrbahnrost hat man ganz ähnliche Verhältnisse. Vgl. meinen Aufsatz in Der Stahlbau 17 (1944) H. 16/17.

Prof. Rüsch: Herr Prof. Klöppel hat lobende Worte für die Richtlinien für die Bemessung vorgespannter Bauteile gefunden: An der Ausarbeitung dieser Richtlinien wurde 8 Jahre lang intensiv gearbeitet. Dabei wurde eine Reihe von Problemen aufgedeckt, die vorher in ihrer Bedeutung gar nicht erkannt waren. Ich glaube, daß bei der Verbundbauweise eine ähnliche Situation vorliegt. Auch hier sollten zunächst Richtlinien ausgearbeitet werden. Beim Niederschreiben dieser Richtlinien werden die Probleme erst in ihrer Bedeutung erkannt werden. Man wird dabei auf manche Dinge kommen, die im Moment noch gar nicht beachtet werden.

Bei der Ausarbeitung der Richtlinien wurde soweit wie möglich von den physikalischen Grundlagen ausgegangen und die bisherigen Annahmen wurden auf ihre Richtigkeit erneut überprüft. Hinsichtlich der Berechnung wird eine sorgfältigere Ausarbeitung wie bei normalen Bauteilen verlangt und trotzdem noch eine sehr hohe Sicherheit auf der Betonseite gefordert.

Im Betonbau werden bekanntlich immer höhere Sicherheiten angestrebt wie beim Stahlbau. Ich glaube dies ist ein Umstand, der bei der Verbundbauweise nicht immer genügend berücksichtigt wird. Wenn man beispielsweise die zulässige Dübelkraft für einen B 400 auf Grund von Versuchen festlegen will, muß man berücksichtigen, daß der auf der Baustelle hergestellte Beton nicht mit Sicherheit an allen Stellen diese angestrebte Festigkeit aufweisen wird. Es ist ohne weiteres möglich, daß gerade hinter den Dübeln die Festigkeit, wenn nicht überall, so doch an wichtigen Stellen geringer ausfällt. Aus diesem Grunde wird auf der Betonseite im allgemeinen eine um 50 % größere Sicherheit wie auf der Stahlseite gefordert, um die derzeit noch nicht immer vermeidbaren Streuungen in der Festigkeit zu berücksichtigen. Es wäre deshalb richtiger, bei solchen Versuchen einen Beton mit einer auf $^2/_3$ des angestrebten Festigkeitswertes reduzierten Betongüte auszuführen. In diesem Falle kann die zulässige Last aus dem Ergebnis der Versuche mit Hilfe des im Stahlbau üblichen niedrigen Sicherheitsbeiwertes bestimmt werden.

Die Anregung von Herrn Prof. Klöppel möchte ich nicht in dem Sinne verstehen, daß die Bestimmungen für vorgespannte Konstruktionen besonders kühn sind und daß sich die Verbundbauweise daran ein Beispiel nehmen sollte. Soweit ich heute gehört habe, wird für die Verbundbauweise vielfach vorgeschlagen, von stark vereinfachten Annahmen und Berechnungsverfahren auszugehen und es werden nicht alle ungünstigen Kombinationen untersucht. Bei der Berechnung des Schwindens und Kriechens müssen wir davon ausgehen, daß genaue Zahlen für diese Einflüsse nicht angegeben werden können, so daß immer eine untere und obere Grenze berücksichtigt werden muß. Wenn dabei an einer Stelle die Spannungen abgebaut werden, kann man mit ziemlicher Sicherheit annehmen, daß an anderen Stellen Spannungssteigerungen auftreten werden. Es sind deshalb die beiden Grenzwerte an verschiedenen Stellen wichtig. Wenn man die Werkstoffe stärker ausnützen will, muß man sich bemühen, die bestehenden Unsicherheiten auszuschalten, d. h. man muß sorgfältig rechnen und, was viel wichtiger ist, man muß die Rechnungsannahmen besonders sorgfältig wählen.

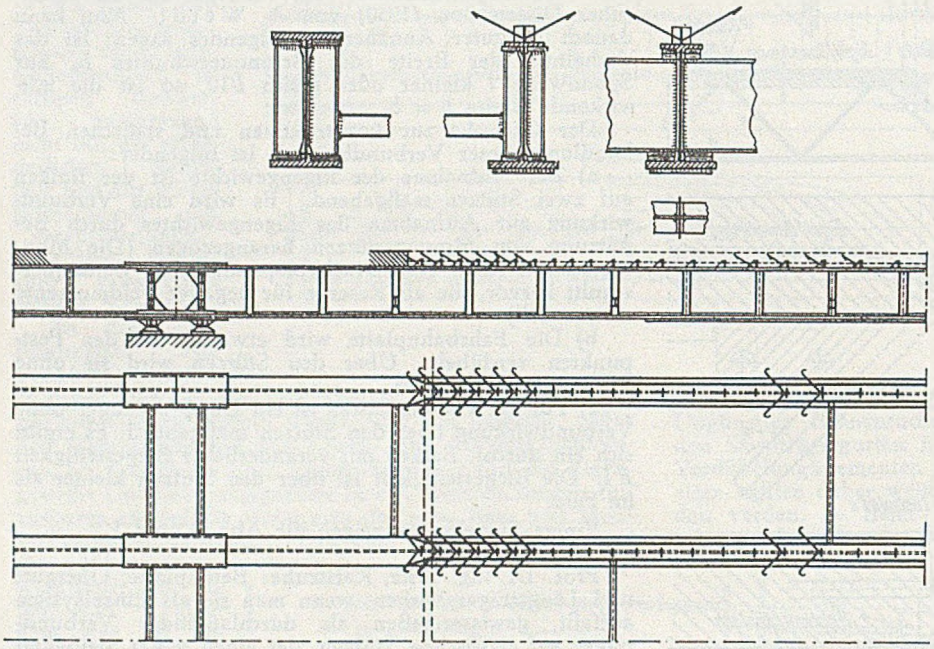


Abb. 5.

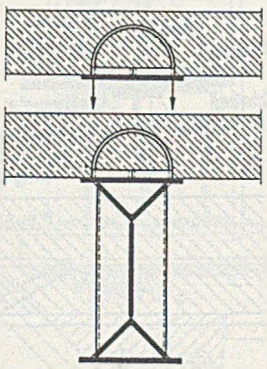


Abb. 6. Reihenfolge der Ausführungsarbeiten: 1. Bis auf die oberste Obergurtplatte Blechträger schweißen und verlegen. 2. Oberste Obergutplatte auf dem Träger beweglich lagern und Verbunddübel aufschweißen. 3. Betondecke auf die beweglich gelagerte Gurtplatte aufbringen. 4. Wenn Beton abgebunden und zum größten Teil geschwunden ist, bewegliche Gurtplatte mit Träger verschweißen. Bemerkung: Vor dem Aufbringen des Betons kann die Gurtplatte unter Zug gesetzt werden, um den Beton vorzuspannen.

Prof. Dörnen: Ich darf mir erlauben, eine eigene Stellungnahme anzuschließen. Während der Stahlbeton es übergeht, die Spannungen, die beim Schwinden infolge Behinderung durch die Bewehrung im Beton entstehen, zu berücksichtigen, gehen wir diesen Spannungen mit größter Genauigkeit nach, um dieselben in unsere statische Berechnung einzuführen. Wir wissen, daß die Schwindspannungen im Beton um so kleiner sind, je kleiner der das Schwinden behindernde Stahlquerschnitt im Verhältnis zum Betonquerschnitt ist. Um diesen Stahlquerschnitt möglichst klein zu halten, mache ich den Vorschlag, die mit den Verbunddübeln versehene Gurtplatte erst mit dem übrigen Stahlträger zu verschweißen, wenn der Beton aufgebracht, abgebunden und der Schwindvorgang zum größten Teile abgelaufen ist. Diese Gurtplatte selbst hält man zweckmäßig möglichst klein. Die Gurtplatte steht zunächst unter Druck. Dieser Druck wird, die Schwindspannungen im Beton weiter vermindernd, durch das Aufschweißen, d. h. durch die dabei auftretende Schrumpfung der Gurtplatte, in der Längsachse abgebaut. Dieser Abbau ist um so größer, je dicker die Schweißnähte sind, mit der sie aufgeschweißt wird. Unter Umständen müßte es möglich sein, den Druck in Zug umzukehren. Wenn man bedenkt, daß durch einen solchen Vorgang die Bewehrung des Betons verkleinert werden kann, sind auch wir berechtigt, wie der Stahlbeton die Schwindspannungen außer Ansatz zu lassen, sobald die Summe der Querschnitte, der verkleinerten Bewehrung und der angeschweißten Gurtplatte im Verhältnis zum Beton kleiner ist, als der Querschnitt der sonst üblichen Armierung zum Beton.

Dr. **Klingenberg**: Wie ist es mit dem Verbiegen der Gurtplatte beim Aufschweißen?

Dörnen: Wenn man zwischen Gurt und Stegblech einen Winkel zwischenschaltet, auf dessen Kanten die Gurtplatte aufliegt, macht das Verbiegen keine Schwierigkeiten, zumal die Gurtplatte durch die aufgeschweißten Dübel querversteift ist.

Klingenberg: Wird durch die örtliche Erwärmung der Beton nicht beschädigt?

Dörnen: Nach meinen Feststellungen treten solche Beschädigungen nicht auf, wenn bei einer Gurtplatte von 10 mm Stärke die Naht etwa 4 cm vom Rand entfernt bleibt und man mit nicht allzu dicken Elektroden schweißt.

Zwischenruf: Es kommen aber noch die Überkopfnähte auf der ganzen Brückenlänge hinzu!

Dörnen: Was Überkopfnähte anbetrifft, so machen diese mit den heute zur Verfügung stehenden Schweißdrähten keinerlei Schwierigkeiten.

Den geschilderten Vorgang kann man noch verfeinern, wenn man die lose Gurtplatte vor dem Aufbringen des Betons unter Vorspannung bringt, dann den Teil des Betons aufbringt, der im Bereich negativer Momente liegt, d. h. beim Balken auf mehreren Stützen zwischen den Wendepunkten der Momente, diese Deckenteile abbinden und schwinden läßt, die Vorspannung der Gurtplatte bis auf einen gewissen Rest ausläßt, den restlichen Beton aufbringt, nach dessen Abbinden und Schwinden die Gurtplatte losläßt und, wie oben geschildert, mit dem Träger verbindet. Auf diese Weise erreiche ich durch Vorspannen der losen Gurtplatte vorgespannten Beton auch ohne die besonderen bisher bekannten und teueren Maßnahmen. Ich kann mir vorstellen, daß dies für die Wirtschaftlichkeit unserer Bauweise nur von Vorteil sein kann.

Stabbogenbrücke in Verbund-Bauweise.

Von Regbm. a. D. **Steitz**, Vorstand des Staatl. Straßenbauamtes Saar.

Im Zuge der Bous und Wadgassen verbindenden Straße liegt die Saarbrücke mit zwei Vorland- und einer Flußöffnung (21,15 + 21,95 + 66,10 m). Ausgeschrieben wurde für die Flußöffnung ein versteifter Stabbogen, für die Vorlandöffnungen viersträngige Trägerroste in Verbund mit der Stahlbetonfahrbahntafel. Der zur Ausführung bestimmte Sondervorschlag der Firma Seibert sieht

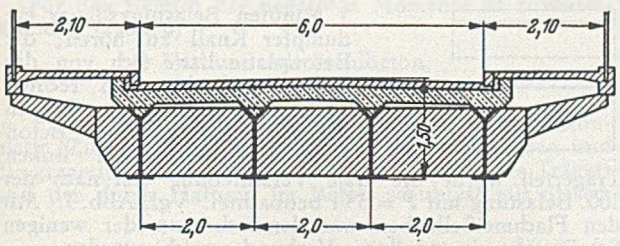


Abb. 1. Querschnitt der Vorlandöffnungen.

auch für den Stabbogen als Versteifungsträger einen den Vorlandöffnungen entsprechenden Trägerrost in Verbundbauweise vor (vgl. die Abb. 3 des Referates S. 278).

Bei den Vorlandüberbauten (Abb. 1) wird die Stahlbetontafel durch Unterstützen des Trägerrostes in Feldmitte und späteres Absenken auf die Auflager unter Vorspannung gesetzt, um den Verbund schon für die ständige Last auszunutzen.

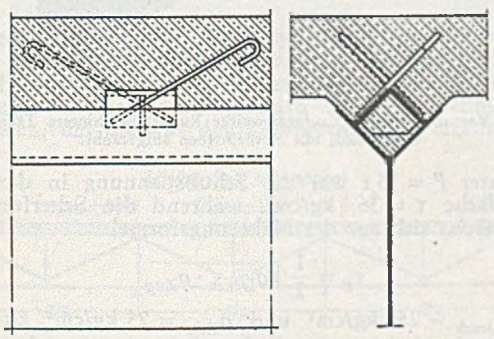


Abb. 2. Zugband-Spannvorrichtung.

Bei der Flußöffnung wird zu diesem Zweck ein neuartiges Verfahren angewendet werden, das durch die bauliche Trennung von Zugband und Versteifungsträger möglich ist. Wie Abb. 3 des Referates S. 278 zeigt, liegt die Stabbogenebene außerhalb der Randträgerebene. Die Stabbogenauflager sind zugleich die Lager des Flußüberbaues. Der Trägerrost des Versteifungsträgers hängt unter Vermittlung der auskragenden Querträger an den Hängestangen bzw. stützt sich mit seinem rechten Ende auf einen Endquerträger, der die Stabbogenenden gegeneinander aussteift. Am linken Auflager des Flußüberbaues ist der Versteifungsträger längsverschieblich auf den Trägerrost der Vorlandöffnung gelagert. Längenänderungen des Versteifungsträgers und des Zugbandes sind dadurch voneinander unabhängig. Durch Anspannen oder Nachlassen des Zugbandes können dem Versteifungsträger Formänderungen aufgezwungen werden, die wie folgt zum Vorspannen der Verbund-Fahrbahntafel dienen:

1. Die Zugbänder werden durch die in Abb. 2 dargestellte Vorrichtung so weit angespannt, daß dem Versteifungsträger negative Momente — also Zugspannungen im Obergurt — aufgeprägt werden.

2. In diesem Zustand wird die Stahlbetonfahrbahntafel hergestellt.

3. Nach dem Erhärten des Fahrbahnbetons werden die Zugbänder um das Maß der für die Fahrbahntafel vorgesehenen Vorspannkraft nachgelassen. Die Versteifungsträger arbeiten nunmehr schon für ständige Last im Verbund und erhalten gleichzeitig eine Vorspannung.

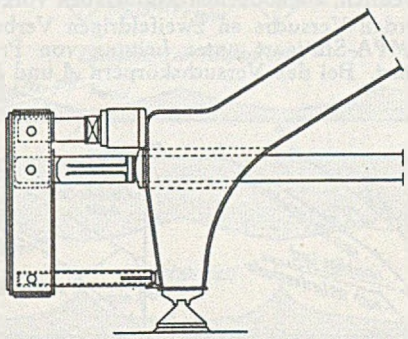


Abb. 3. Dübelausbildung.

Über das Kräftespiel vgl. das vorstehende Referat. An baulichen Einzelheiten ist noch die Schubkraftübertragung zu erwähnen.

Die Entscheidung fiel zugunsten starrer Dübel, weil für diese die Ergebnisse der Spannungs- und Durchbiegungsmessungen an den 1947 und 1948 ausgeführten Bauwerken Einöd und Wadgassen sprachen. In beiden Bauwerken der Brückenklasse I (Einöd 14,4 m Stützweite, 7 I 50 aus WGT-Stahl, Wadgassen 14,5 m Stützweite 4 I P 80 aus St 37) wurden Abschnitte aus I 45 bzw. I 50 als Schubanker verwendet.

Der Trägerrost des Bauwerkes Bous erhält zur Vermeidung von Quernähten im Obergurt einen V-förmigen Querschnitt.

Nach Abb. 3 dienen mit Längsnähten angeschlossene L-Abschnitte als Dübel. Die nur mit Längsnähten, also ohne Abbiegung, an letztere angeschlossenen Schrägstäbe sichern die Platte gegen Abheben und nehmen die restlichen Schubkräfte auf.

Gedanken zur baulichen Durchbildung von Durchlaufträgern in Verbund-Bauweise.

Von Dr.-Ing. F. Leonhardt, Stuttgart.

A. Versuche mit durchlaufenden Verbundträgern für eine Brückenfahrbahn (1939—1940).

Die Fahrbahntafel der Autobahnbrücke über den Rhein bei Köln-Rodenkirchen (Bauzeit 1938—1941) bestand aus einer 20 cm dicken unmittelbar befahrenen Stahlbetonplatte im Verbund mit Zwischenquerträgern, die auf Längsträgern im Abstand von 3,15 m gelagert waren. Die Verbundwirkung der Platte mit den über 7 Feldern von je 1,85 m durchlaufenden Zwischenquerträgern I 28 wurde durch zahlreiche Versuche erprobt. Der Verbund war mit aufgeschweißten, abgebogenen Rundstäben vorgesehen.

Es wurden Versuche an zweifeldrigen Verbundbalken bei der MPA-Stuttgart unter Leitung von Prof. Graf durchgeführt. Bei den Versuchskörpern *A* und *B* (Abb. 1) sollte zunächst ermittelt werden, ob die Schrägstäbe günstiger entlang einer Abbiegung mit Kehlnähten oder stumpf aufgeschweißt werden. Nur wenige Schrägstäbe wurden gewählt, um bestimmt Verschiebungen zu erhalten. Die Haftung des Betons auf dem Stahlträger wurde durch Inertolanstrich vermindert. Die Kehlnaht ist an der Aufbiegung um den Stab herumgeführt, um ein Abheben des Schrägstabes durch Biegung zu verhüten.

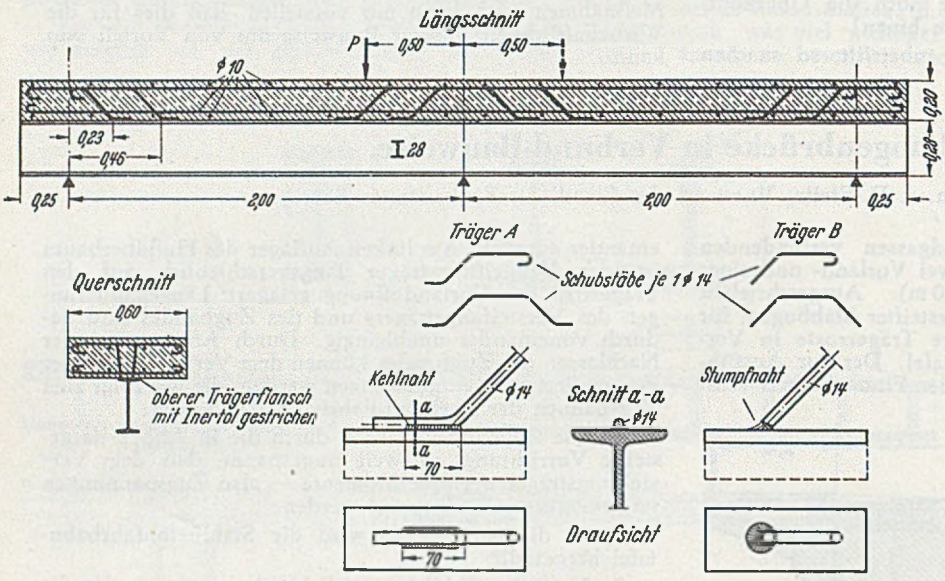


Abb. 1. Versuchskörper *A* u. *B*.

Nach Abb. 2 ergaben die Schubstäbe mit Kehlnähten eine bessere Verbundwirkung als die mit Stumpfnähten. In beiden Fällen stellten sich schon bei kleinen Lasten Verschiebungen ein, die Schrägstäbe allein gaben keinen brauchbaren Verbund.

An einem weiteren, sonst gleichen Versuchskörper *C* wurde die Oberfläche des Trägers auf halbe (linke) Trägerlänge mit eng aneinandergereihten Flachmeißelhieben von etwa 1 mm Tiefe, die rechte Hälfte durch einen Nutenmeißel mit Kerben in Abständen von 3 cm bis 4 mm tief aufgerauht. Das Aufrauhen der Stahlträger schadet diesen im allg. nicht, da der Trägerobergurt meist nahe der Nullinie liegt und wenig beansprucht ist. Die Last *P* wurde abwechselnd rechts und links der Mittelstütze je 100fach wiederholt. Bis zur 100. Last von 35 t war der Verbund trotz der wenigen Schrägstäbe gut. Erst bei $P = 45$ t rechts war nach 5 Minuten Belastungsdauer ein dumpfer Knall zu hören; die Betonplatte hatte sich von der Laststelle ab bis zum rechten Trägerende verschoben. Der in die Kerben eingreifende Beton war abgeschert. Am linken Trägerteil wurde die erste Verschiebung erst nach der 100. Belastung mit $P = 55$ t beobachtet. Vgl. Abb. 3. Mit den Flachmeißelhieben war demnach trotz der wenigen Schrägstäbe ein tadelloser Verbund erreicht worden.

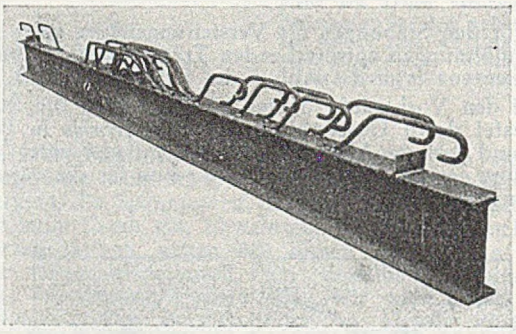


Abb. 4. Versuchskörper *D*, aufgeschweißte Rundstäbe, hintere Trägerhälfte Oberflansch mit Meißelhieben aufgerauht.

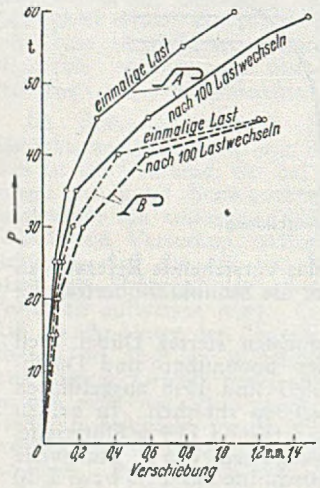


Abb. 2. Gemessene Verschiebung am linken Auflager zwischen Betonplatte und Träger *A* und *B*.

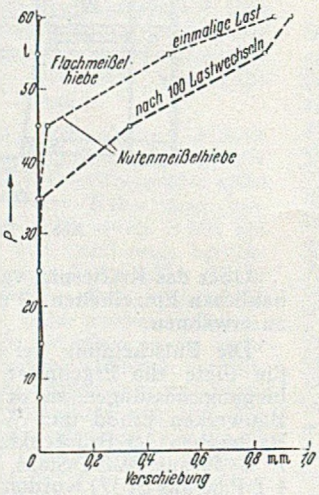


Abb. 3. Gemessene Verschiebungen am linken Auflager zwischen Betonplatte und Träger *C*.

Unter $P = 55$ t war die Schubspannung in der Verbundfläche $\tau = 36{,}4$ kg/cm², während die Scherfestigkeit des Betons sich aus der Näherungsformel

$$\tau_B = \frac{1}{2}\sqrt{\sigma_{Druck} \cdot \sigma_{Zug}}$$

mit $\sigma_{Druck} = 250$ kg/cm² und $\sigma_{Zug} = 25$ kg/cm² zu rund 40 kg/cm² ergab. τ_B war also ausgenützt worden, d. h. der erzielte Verbund war vollkommen.

Mit einem Versuchskörper *D* gleicher Abmessungen und aufgeschweißten Stäben nach Abb. 4 sollte die Rissesicherheit für negative Momente untersucht werden. Die Bewehrung über der Stütze bestand aus 6 Ø 20, die abgebogen und aufgeschweißt waren, und 4 Ø 16, die oben durchliefen. In der linken Öffnung waren außen nur 2 Ø 16 aufgeschweißt und die Trägerfläche mit Flachmeißelhieben aufgerauht; in der rechten Öffnung waren ohne Aufrauhung 7 Ø 20 aufgeschweißt. Über den Endlagern waren Querwinkel L 60·60·6 aufgeschweißt. Der

Beton hatte während der Versuche eine Festigkeit von etwa $W_B = 340\,kg/cm^2$. Bei 45 t zeigten sich die ersten Haarrisse im Beton oben über der Stütze. Bei 55 t traten im Steg des Stahlträgers unten über der Mittelstütze Fließfiguren auf, bevor Zugzone oder Verbund versagten. Durch die plastische Verformung wurden die Betonspannungen

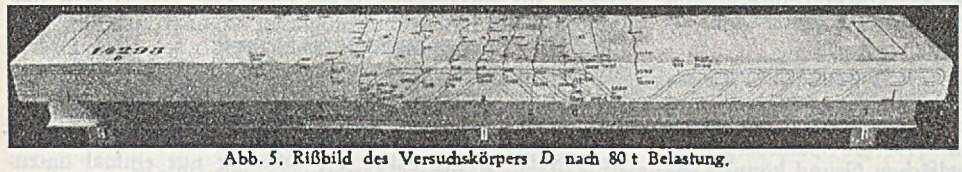


Abb. 5. Rißbild des Versuchskörpers *D* nach 80 t Belastung.

rasch höher und es entstanden oben mehr Risse. Erst bei 70 t war im Kreideanstrich zwischen Beton und Stahlträger links und bei 75 t auch rechts ein feiner Riß als Anzeichen des Nachgebens des Verbundes zu bemerken. Vgl. Abb. 5. Als Rißlast ist 45 t zu betrachten. Die Verbundmaßnahmen beider Hälften waren gleichwertig. Verglichen mit den 14 t des 1,4fachen DW-Rades ist die erzielte Rissesicherheit zu hoch, die obere Bewehrung konnte im Bauwerk verringert werden. Da die Flachmeißelhiebe billiger wurden als die vielen aufgeschweißten Stäbe, wurde für die Brücke das Aufrauhen mit Flachmeißeln bei wenigen Ankerstäben gewählt. Die Fahrbahnplatte ist während der 4jährigen Benutzung rissefrei geblieben.

B. Grundsätzliche Bemerkungen zu statisch unbestimmten Verbundträgern.

Für den Bereich der negativen Momente ist zu unterscheiden (Abb. 6)

a) Verbund mit Stahlbeton,
b) Verbund mit Spannbeton.

Im Fall a ist für Gebrauchslasten mit gerissener Betonplatte (Zustand II der Stahlbetontheorie) zu bemessen, und die gesamten Zuggurtkräfte sind dem Zuggurt des Trägers und der durch Haftung im Beton schubfest mit diesem

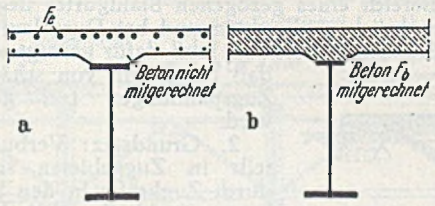


Abb. 6.
a) Verbund mit Stahlbeton, nur Hauptbewehrung darf zum Querschnitt gerechnet werden.
b) Verbund mit Spannbeton, Betonplatte gehört zum Querschnitt.

verbundenen Längsbewehrung der Platte zuzuweisen. Im Fall b wird die Betonplatte ungerissen mitgerechnet (Zustand I) und längs so vorgespannt, daß ihre nach Schwinden und Kriechen verbleibenden Druckvorspannungen ausreichen, um die aus den Gebrauchslasten errechneten

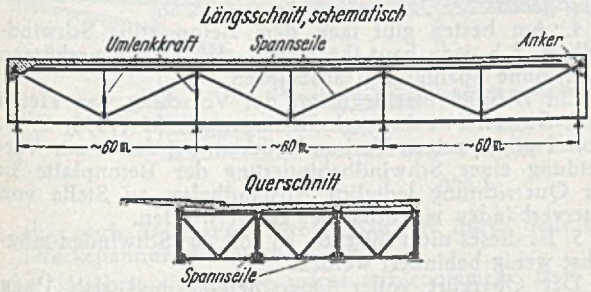


Abb. 7. Führung der Spannseile, überhöht dargestellt.

Zugspannungen auf die nach den „Richtlinien für vorgespannte Stahlbetonbauteile" zugelassenen Werte herabzusetzen. Die Betonplatte wird durch die Vorspannung zu einem zugfesten Körper gemacht und bleibt unter Gebrauchslasten rissefrei. Bei weiterer Laststeigerung fällt die Betonplatte mit dem Überschreiten der Betonzugfestigkeit durch Risse aus, die Spannungen ändern sich dann sprunghaft und sind nicht mehr den Lasten proportional. Deshalb genügt im Fall b das Einhalten zulässiger Spannungen nicht, und wir müssen auch die Bruchsicherheit nachweisen.

Das Beispiel unter A zeigt, daß wir bei Spannweiten bis etwa 5 m mit Fall a selbst für unmittelbar befahrene Platten ausreichende Rissesicherheit erzielen können. Schwinden braucht dabei erfahrungsgemäß rechnerisch nicht nachgewiesen zu werden, zudem es durch die starke Plattenbewehrung behindert und die Schwindspannung durch Kriechen abgebaut wird. Auch Temperaturdifferenzen schaden solchen hochbewehrten Platten erfahrungsgemäß nicht. Die Betonzugspannungen bleiben klein, insbes. solange die Nullinie in der Platte liegt und St 37-Träger verwendet werden. Die Bewehrung für die negativen Momente darf bei unmittelbar befahrenen Platten nur bis 1000 bzw. 1200 kg/cm^2 beansprucht werden (s. neue DIN 1075 § 8, 2).

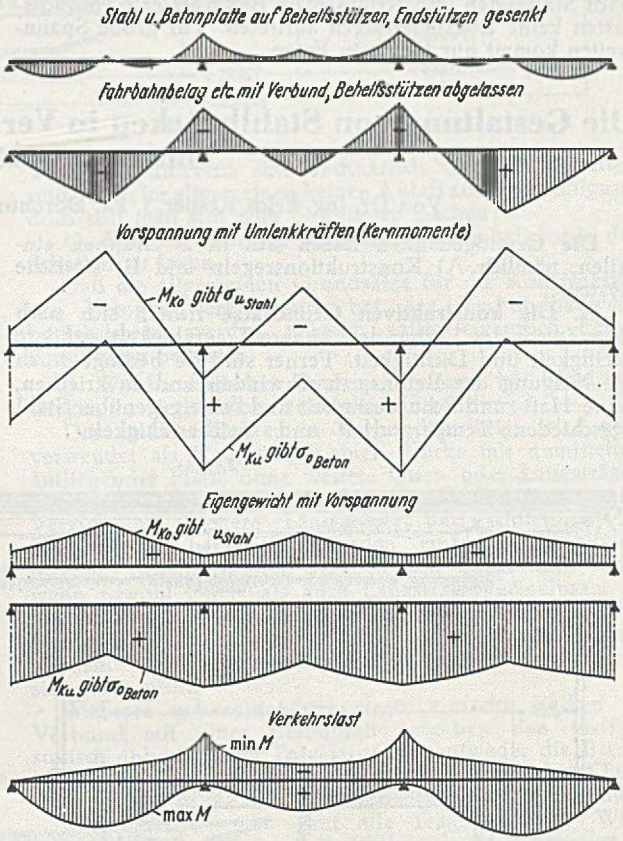


Abb. 8. Momentenlinien. Mit Rücksicht auf die Normalkraft wurden Kernpunktsmomente gewählt.

Bei größeren Spannweiten bis etwa 20 m wird man die Rissesicherheit erzielen durch Überlagerung von Druckspannungen, die durch Absenken der Zwischenstützen oder dergl. erreicht werden. Diese Druckspannungen werden aber durch Kriechen und Schwinden zu 50 bis 80 % abgebaut.

Größere Spannweiten sind mit Fall a durchaus möglich, wie die Schweizer Eisenbahnbrücken zeigen. Da die nach Zustand I gerechneten Betonzugspannungen jedoch dann meist die Zugfestigkeit überschreiten, muß mit Haarrissen gerechnet und deshalb eine Dichtung empfohlen werden.

Für Fall b müssen wir so vorspannen, daß die Abminderung der Druckspannungen durch Schwinden und Kriechen in mäßigen Grenzen bleibt. Man erreicht dies durch einen möglichst großen Federweg der Spannglieder, deren

elastische Dehnung beim Spannen so groß ist, daß die Verkürzungen durch Schwinden und Kriechen im Vergleich dazu gering sind und die Spannkraft nur wenig herabsetzen. Spannt man z. B. eine Betonplatte ohne diesen Federweg zwischen unnachgiebigen Widerlagern auf 100 kg/cm² vor, so verschwindet diese Vorspannung durch Schwinden und Kriechen. Schwinden allein kann 0,25 mm/m erreichen, was bei einem E-Modul von 400 000 kg/cm² schon allein einer Spannung von 100 kg/cm² gleichkommt.

Der Federweg von St 37 oder St 52 beträgt nur 0,6 bis 1,0 mm/m und ist im Vergleich zu den Schwind- und Kriechwegen gering. An dieser Tatsache sind die ersten Bestrebungen von Koenen (1907), Spannbeton zu machen, gescheitert. Aus dem gleichen Grund können wir Fall b, also die Mitwirkung der Betonplatte als Spannbeton mit Vorkrümmung der Träger, Stützensenkungen oder mit Vorspannung durch Pressen allein unter Benützung der Stahlträger als Spannbett nicht erreichen, sondern wir müssen mit hochfesten Stählen vorspannen. Der Federweg z. B. von Seilen aus St 180 ist rd. 6 mm/m, der Spannungsverlust durch Schwinden und Kriechen nur 8 bis 15 %.

Bei unmittelbar befahrenen Platten ist für Fall b zu empfehlen, die Platte so stark vorzuspannen, daß auch nach Schwinden und Kriechen im Beton unter Gebrauchslasten keine Zugspannungen auftreten. Für große Spannweiten kommt nur Fall b in Frage.

C. Vorschlag für durchlaufende Plattenträger mittlerer Spannweiten.

Dischinger legt die Stahlbetonplatte zunächst längsverschieblich auf die Stahlträger und verbindet sie erst nach dem Vorspannen schubfest mit diesen. Dies ist für große Brücken zweckmäßig. Bei Spannweiten zwischen 30 und 100 m kommt man nach Entwürfen des Verfassers auf einfacherem Wege zum Ziel, indem man den Obergurt der Stahlträger möglichst schwach ausbildet und die Platte sofort schubfest damit verbindet. Die Druckvorspannung erfolgt dann nach Dischinger durch in geeigneter Weise geführte Spannseile (Abb. 7). Es hat sich dabei als wirksam erwiesen, die Spannseile an den Enden in der Höhe der Fahrbahnplatte zu verankern und sie jeweils in der Mitte der Öffnung nur einmal umzulenken. In Abb. 8 sind die für eine dreifeldrige Balkenbrücke auftretenden Momente dargestellt, wobei zunächst in jeder Öffnung ein Montagejoch vorgesehen ist. Die Wirkung der Spannseile ist danach ausreichend, um die Betonplatte in den Feldern so weit zu entlasten, daß dort Druckspannungen aus Verkehr aufgenommen werden können. Umgekehrt wird die Druckspannung in der Betonplatte im Stützenbereich so weit erhöht, daß dort ausreichende Druckreserven verbleiben. Der Stahlobergurt wird einfach mit vorgespannt. Durch die Höhenlage der Endverankerung kann die im Feld verbleibende Betonspannung noch vermindert werden. Es ist damit ein verhältnismäßig einfacher Weg für durchlaufende Verbundträger mit mittleren Stützweiten aufgezeigt.

Die Gestaltung von Stahlbrücken in Verbund-Bauweise, insbesondere bei statisch unbestimmten Systemen.

Von Dr.-Ing. **Erich Kesper**, i. Fa. Dortmunder Brückenbau C. H. Jucho, Dortmund.

Die Grundgedanken lassen sich in 2 Gruppen einteilen, nämlich A) Konstruktionsregeln und B) statische Systeme.

A. Die konstruktiven Grundsätze richten sich nach dem Zweck des Verbundes: höhere Tragfähigkeit, größere Steifigkeit und Dichtigkeit. Ferner sind sie bedingt durch die Neigung des Betons, zu schwinden und zu kriechen, seine Haft- und Schubfestigkeit und seine gegenüber Stahl verschiedene Temperaturleit- und -speicherfähigkeit.

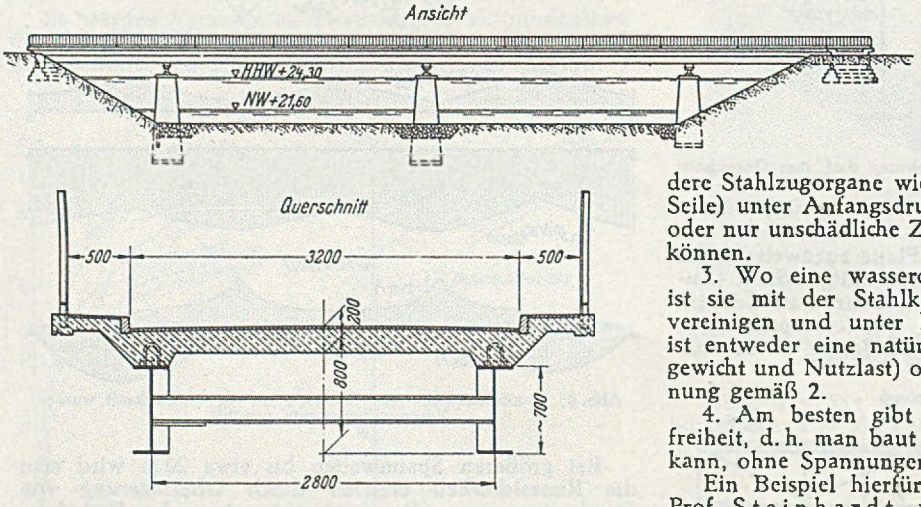


Abb. 1.

Wo auf einer Fläche Lasten aufzunehmen sind (z. B. Verkehrslasten auf einer Brückenfahrbahn, Schnee- und Windlasten auf einer Dachhaut, Eigengewicht und Nutzlasten auf der Geschoßdecke eines Hochbaues), wird man eine Stahlbetonplatte verwenden, die die Lasten auf die Stahlträger und Unterzüge überträgt. Was liegt nun näher, als die Betonplatte auch zur Erhöhung der Tragfähigkeit der sie unterstützenden Stahlträger heranzuziehen.

1. Grundsatz: Wo eine Betonplatte als lastaufnehmende Fläche verwendet und von Stahlträgern gestützt wird, soll sie mit diesen zu einem Verbundtragwerk vereinigt werden.

Das ist ein Gebot der Wirtschaftlichkeit, auch wenn der Walzstahl wieder billiger würde.

Die Verbundträger sind trotz des geringen Stahlverbrauches steifer und wohl auch dauerhafter als lose aufgelegte Betonkörper auf Stahlträgern. Diesen Vorteil will man sich auch nicht entgehen lassen, wenn die Betonplatte im Bereich eines gezogenen Stahlgurtes liegt, z. B. wie bei Trogbrücken allgemein und bei Durchlaufträgern über den Stützen. Allerdings muß dafür gesorgt werden, daß der Beton von schädlichen Zugspannungen frei gehalten wird.

2. Grundsatz: Verbundbauteile in Zuggebieten sind so durch Zugkräfte in den benachbarten Stahlteilen (Blechträgerzuggurt, Fachwerkzuggurt, besondere Stahlzugorgane wie Paralleldrahtbündel oder Spiral-Seile) unter Anfangsdruckspannung zu setzen, daß keine oder nur unschädliche Zugspannungen im Beton auftreten können.

3. Wo eine wasserdichte Betonplatte verlangt wird, ist sie mit der Stahlkonstruktion zum Verbundbau zu vereinigen und unter Druckspannung zu halten. Diese ist entweder eine natürliche Druckspannung (aus Eigengewicht und Nutzlast) oder eine künstliche Druckvorspannung gemäß 2.

4. Am besten gibt man dem Beton volle Schwindfreiheit, d. h. man baut ihn so ein, daß er sich verkürzen kann, ohne Spannungen auszulösen.

Ein Beispiel hierfür bietet der Vorschlag von Herrn Prof. Steinhardt, vgl. Bauingenieur 25 (1950) S. 93. Abb. 1 und 2 zeigen Verbundbrücken, bei denen zur Vermeidung einer Schwindbehinderung der Betonplatte in der Querrichtung lediglich Abstandhalter an Stelle von Querverbänden möglichst tief gelegt wurden.

5. Ist dieses nicht möglich, so soll das Schwinden möglichst wenig behindert werden.

Der Obergurt voller Querscheiben muß also einen ziemlichen Abstand von der Betonplatte haben, oder der Obergurt eines fachwerkartigen Querverbandes muß schwach gehalten werden (Abb. 3). Auch bedeutet dieser Grundsatz, daß der Obergurt eines mit der Betonplatte zum Verbundträger zusammengeschlossenen Stahlträgers so schwach bemessen werden muß, wie es gerade noch zulässig ist.

Um große Schwindspannungen dort zu vermeiden, wo ein großer Stahlgurtquerschnitt nötig ist (wie etwa über den Stützen durchlaufender Träger), führte dies zu folgenden Lösungen. Bei dem Fachwerkträger Abb. 4 führte er

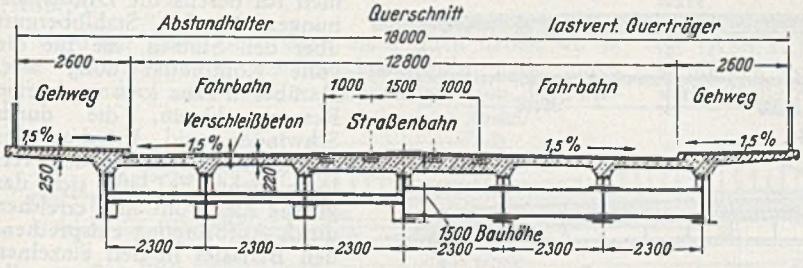


Abb. 2.

zum Verzicht auf Verbundwirkung über den Stützen. Eine ausreichende Druckvorspannung wäre hier nur mit großen Kosten hineinzubringen.

Bei dem Gerberträger Abb. 5 mit ausgedehntem Zugbereich im Obergurt wurde ein Teil des Stahlträgerobergutes durch Freyssinet-Seile in der Betonplatte ersetzt.

Maßnahmen, am Schwinden gehinderte Betonteile ausreichend unter Druck zu setzen. An solchen Stellen ist der Beton möglichst auf eine unter Zugvorspannung gebrachte Stahlfaser zu betonieren.

6. Grundsatz: Die mit dem Beton in Berührung kommende Stahlfaser ist unter Zugvorspannung zu setzen. Beispiele hierzu nachher.

7. Wo dieses nicht möglich ist, muß man versuchen, den Beton für sich allein vorzudrücken, etwa durch Seile oder hydraulische Pressen. Gewisse Maßnahmen erlauben gleichzeitig den Beton vorzu d r ü c k e n und den Stahl vorzu z i e h e n.

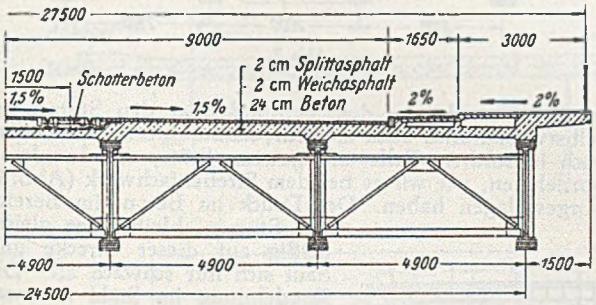


Abb. 3.

8. Sind beide Maßnahmen nicht angebracht, so kann man auch ein nachträgliches Unterdrucksetzen des Verbundquerschnittes vornehmen. Am einfachsten geschieht dies durch Absenken der Zwischenstützpunkte. Man kann

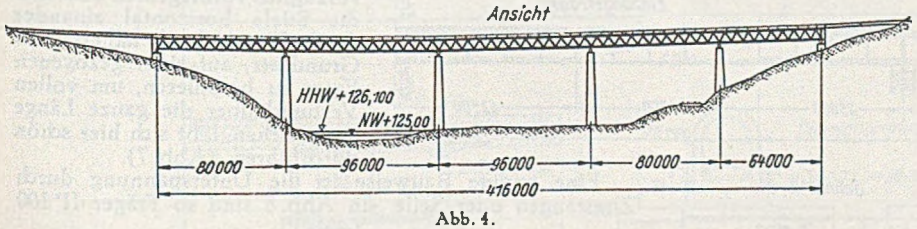


Abb. 4.

aber auch das fertige Verbundbauwerk durch Seile unter Druckspannungen setzen.

Hierbei schadet die sofort vorgenommene feste Verbindung des Betons mit der Stahlkonstruktion nichts. Diesen Vorteil hat vor allen Dingen die Maßnahme des Stützpunktabsenkens. Das andere Verfahren, die abgebundene Betonplatte allein unter Druck zu setzen, verlangt eine nachträgliche Verbindung der Betonplatte mit dem Stahlträger. Welches Verfahren das beste sein wird, werden die Versuche klarstellen.

9. Anordnung der Dübel und Anker: möglichst viele Verbindungen auf einen Träger und nicht allzu große.

10. Erwünscht sind möglichst viele Hauptträgerstränge, damit die Betonplatte öfter gefaßt wird. Häufig geht allerdings letzterer Grundsatz gegen das Bestreben, möglichst wenig Stegbleche nebeneinander zu setzen.

11. Konstruktive Ausbildung der Dübel. Die Schubsicherung und Verdübelung muß nicht nur für den Gebrauchslastenzustand, sondern auch für den Bruchzustand berechnet werden.

Ein Bauwerk, dessen Dübel etwa nur für Verkehrslast dimensioniert sind, wird in der Regel für den Bruchzustand nicht die notwendige Sicherheit aufweisen.

Der letzte Konstruktionsgrundsatz ist nötig, weil der Beton trotz guter Wärmeleitfähigkeit immer noch hinter der Temperaturänderung des Stahls zurückbleibt. Durch Messungen an der Rüdersdorfer Autobahnbrücke hat man ein Nachhinken um ± 15° zuverlässig festgestellt. Die Spannungen im Verbundbauwerk aus dieser

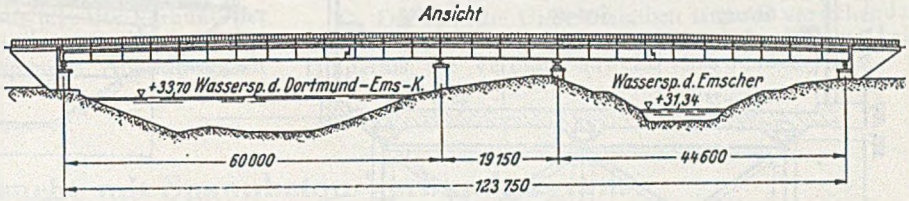


Abb. 5.

Temperaturdifferenz sind rechnerisch sicher zu ermitteln und geben im allgemeinen keinen Anlaß zur Beunruhigung, doch soll man sich zum Grundsatz machen:

12. Alle Stahlteile bei Verbundbauten möglichst in den Schatten zu legen.

Daß die allgemeinen Grundsätze für die Konstruktion von Betonbauwerken auch bei der Verbundbauweise berücksichtigt werden müssen, sollte eigentlich keiner Erwähnung bedürfen.

B. Welche statischen Systeme kommen bei Stahltragwerken in Verbundbauweise zur Anwendung?

Der einfache Balken in Verbundbauweise wird gern verwendet als Hauptträger einer Brücke mit unmittelbar aufliegender Platte ohne weitere Quer- oder Längsträger, ferner als Querträger zwischen 2 Hauptträgern, unter Verzicht auf weitere Längsträger und schließlich bei Längsträgern bei tieferliegenden einfachen Stahlquerträgern. Schwierigkeiten ergeben sich dabei auch nicht, wenn sowohl Quer- als auch Längsträger gemeinsam im Verbund mit der Platte arbeiten sollen, sofern dafür gesorgt wird, daß die negativen Biegemomente klein bleiben. Die Hauptspannungen in der Platte addieren sich dann nicht.

Mehrere nebeneinander gelegte einfache Balken im Verbund mit einer Betonplatte ergeben den vielfach statisch unbestimmten Trägerrost, wo entweder die Betonplatte allein oder besser noch besondere lotrechte Querverbände für die Lastverteilung auf alle Träger sorgen. Wirtschaftlicher als der Trägerrost ist besonders bei großen Brücken das System des Kastenträgers, wo entweder ein unteres Blech oder ein kräftiger Verband die 4. Fläche des Kastens schließt. Solche Kastentragwerke sind besonders wirtschaftlich, da alle exzentrischen Lasten nur wie zentrisch wirkende Lasten in Rechnung gestellt zu werden brauchen und das Drillmoment lediglich geringe Schubspannungen erzeugt.

Durchlaufträger. Den Vorschlägen von Herrn Prof. F r i t z entsprechend habe ich ein Beispiel genau durchgerechnet (Abb. 6). Zur Erzielung des gewünschten Spannungszustandes mußte ich dabei folgendermaßen vorgehen:

Die in der Werkstatt herzustellende Form ist nach unten ausgebogen; montiert wird nach oben durchgebogen, dann wird in dieser Form betoniert. Weiter wird auf

den Pfeilern nach Erhärten des Betons angehoben, wobei die negativen Momente im Stahlträger nochmals anwachsen und wobei die Verbundbereiche bereits unter positive Biegung kommen. Dann wird das Reststück über den Stützen betoniert und nach dem Erhärten die gesamte Brücke über den Zwischenpfeilern stufenweise abgesenkt. Durch diesen Bauvorgang erhielt ich bereits die Druckspannungen in den Stahlobergurt über den Stützen, die für die volle Kontinuität nötig war. Darüber hinaus kam noch eine Reserve hinein, die durch Schwinden und Kriechen des Betons allmählich wieder verloren geht. Es läßt sich das gleiche Ziel wohl auch erreichen durch Aufbringung entsprechenden Ballastes in den einzelnen Feldern, doch zeigten alle Kostenvergleiche, daß das erste Verfahren billiger ist.

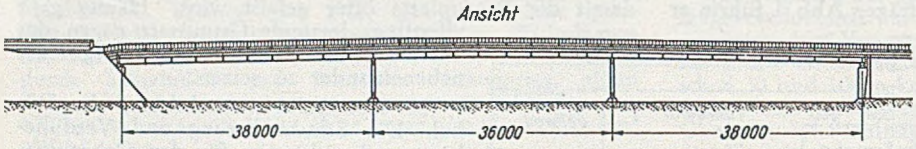
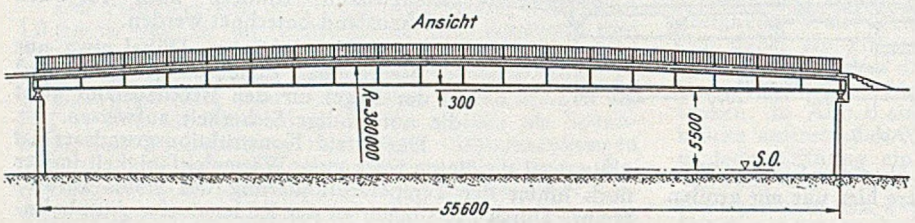
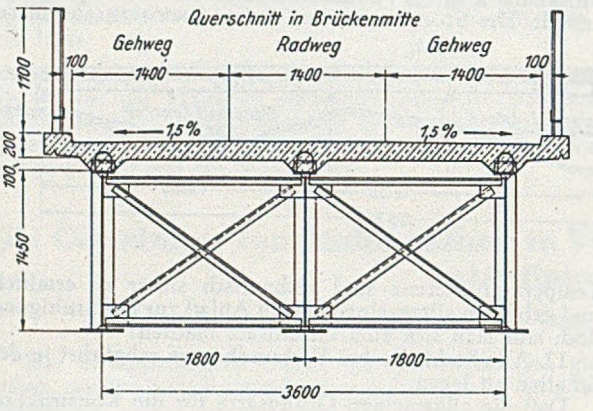


Abb. 6.





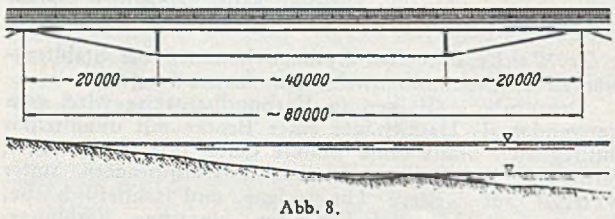


Abb. 8.

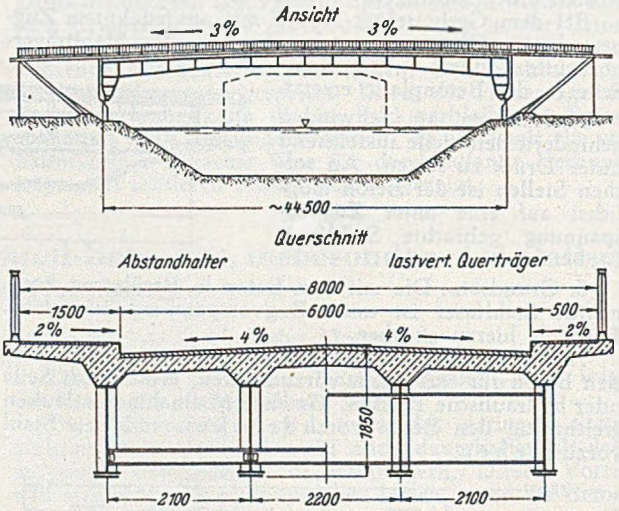
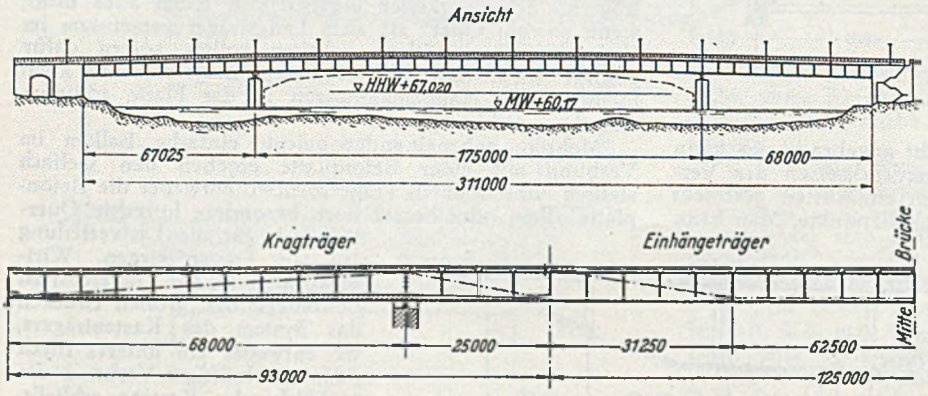


Abb. 7.

Der Verzicht auf den Verbund über den Stützen ist selbstverständlich auch möglich; man sollte aber trotzdem auch in solchem Falle eine gewisse Stützpunktabsenkung vornehmen, wie wir es bei dem Strebenfachwerk (Abb. 4) vorgeschlagen haben. Der Druck im Beton, im Bereich der Stützen, bleibt hier gleichmäßig auf dieser Strecke und baut sich nur schwach ab. Die Zugdehnung im Stahl ist zwar über der Stütze groß, daneben aber bis zu den Momentennullpunkten gering, so daß die Gesamtdehnung auf dieser Strecke nicht unerwünscht groß ist.

Rahmensysteme lassen sich vorzüglich vorbiegen, in dem man die Stiele horizontal einander durch Pressendruck nähert. Der Grundsatz, auf einer gezogenen Faser zu betonieren, um vollen Verbund über die ganze Länge zu erreichen, läßt sich hier schön durchführen (Abb. 7).



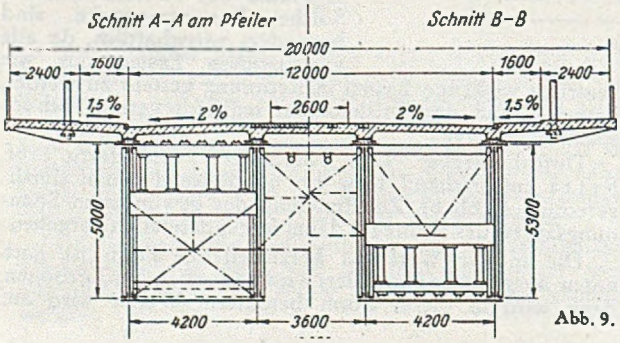


Abb. 9.

Eine andere Bauweise ist die Unterspannung durch Zugstangen oder Seile. In Abb. 8 sind so Träger IP 100

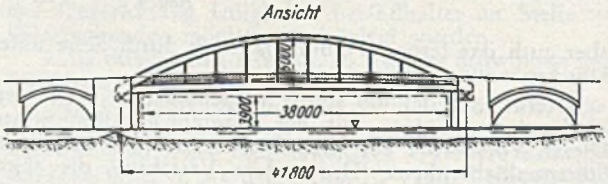


Abb. 10.

mit einer 20 cm starken Betonplatte tragfähig gemacht für Brückenklasse 1 auf eine Stützweite von rd. 80 m.

Die Unterspannung läßt sich auch so hoch legen, daß sie zwischen den Trägern verschwindet. In dieser Form wurde sie von Herrn Prof. Dischinger und von den Firmen Jucho und Demag in Koblenz vorgeschlagen (Abb. 9).

Wird der dritte Gurt, denn als solchen haben wir ja jede Unterspannung anzusprechen, nicht nach unten gelegt sondern nach oben, so kommen wir zum Bogentragwerk (Abb. 10). Wird auch hier der Verbund der Fahrbahnplatte mit der Stahlkonstruktion durchgeführt, so ist der ganze Untergurt vorzuspannen. Ähnlich verhält sich der Stabbogen mit einem Versteifungsbalken in Verbundbauweise und auch die Trogbrücke mit Fachwerkhauptträgern. In beiden Fällen müssen die Zugorgane mehr Kraft aufnehmen, als wenn kein Verbund vorhanden wäre.

Als letztes System führe ich die Hängebrücke an (Abb. 11.) Die Verbindung der Fahrbahn mit dem stählernen Versteifungsbalken zu einem Verbundtragwerk verlangt die Auflösung der üblichen 2 Versteifungsbalken in mehrere unter der Fahrbahn. Die notwendige Druckvorspannung im Beton ließ sich durch eine stark überhöhte Montage erzielen. Nach der Erhärtung des Betons wird durch Nachlassen der Seile in den Widerlagern dem Versteifungsbalken ein positives Biegungsmoment aufgedrückt, so daß der Beton der Fahrbahn unter Druckvorspanung kommt.

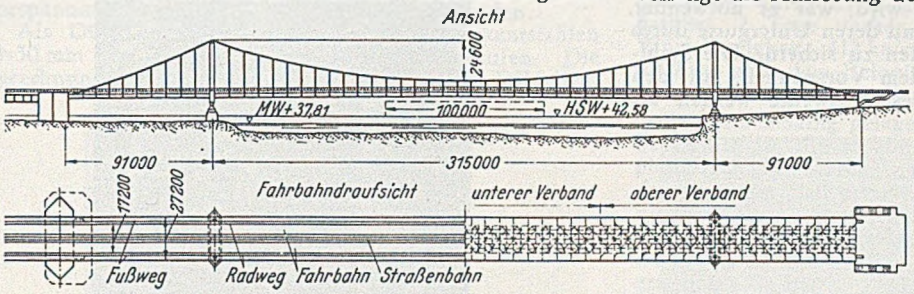


Abb. 11.

C. Die statische Unbestimmtheit ist nach vorstehenden Beispielen bei sorgfältiger Planung und Ausführung kein Hindernis, die Verbundbauweise anzuwenden.

Versuche mit Spannbeton-Verbundträgern.

Von Dr.-Ing. D. Fuchs, in Fa. Dortm. Union Brückenbau-A.-G., Dortmund.

Anläßlich der Projektbearbeitung für eine durchlaufende Trägerrostbrücke über 3 Öffnungen von 48 + 63 + 48 m wurde die Erkenntnis gewonnen, daß die direkte Vorspannung der Betonplatte im Bereich der Stützen das wirksamste Mittel zur Beseitigung der Zugspannungen darstellt. Sie ist gleichzeitig besonders wirtschaftlich. Nachdem dieser Entwurf in die engere Wahl gekommen war — er wurde inzwischen zur Ausführung bestimmt — wurden Versuche eingeleitet, um die vorgesehenen Vorspannmaßnahmen zu erproben und festzustellen, wieweit Rechnungsannahmen und Wirklichkeit übereinstimmen. Es galt nachzuprüfen, ob die vorberechnete Risse- und Bruchsicherheit wirklich vorhanden sind.

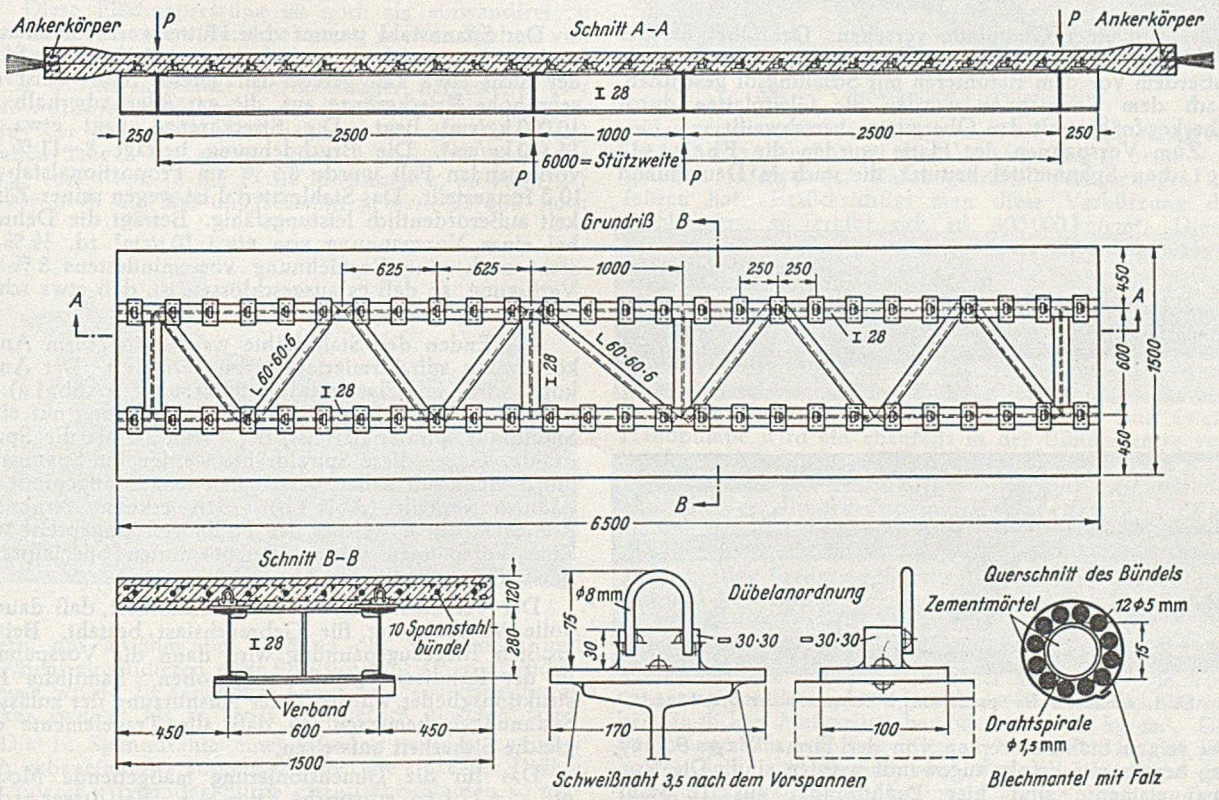


Abb 1. Versuchsanordnung.

Die Versuche wurden im Werk Dortmund der Dortmunder Union Brückenbau-AG. durchgeführt. Die Stahlbetonplatte und die Durchführung der Vorspannmaßnahmen übernahm die Firma Wayss & Freytag. Die

Versuchsanordnung hat Herr Dr.-Ing. Homberg entworfen, der auch die hier angewandte Art der Vorspannung von Verbundträgern entwickelte und die Anregung zu den Versuchen gegeben hat. Mit der Durchführung wurde das Staatliche Materialprüfungsamt Nordrhein-Westfalen in Dortmund beauftragt.

Der Versuchsträger (Abb. 1 u. 2) soll ein Abbild der Verbundbrücke im Bereich der negativen Stützenmomente sein. Unsere Platte besitzt keine Voute. Da der Stahlträger auf Druck beansprucht wird, war es notwendig, zwei Stahlträger anzubringen und deren Untergurte durch einen Verband gegen Ausknicken zu sichern. Die Stahlbetonplatte wird erst nach dem Vorspannen mit den Stahlträgern verdübelt. Zu diesem Zwecke werden die

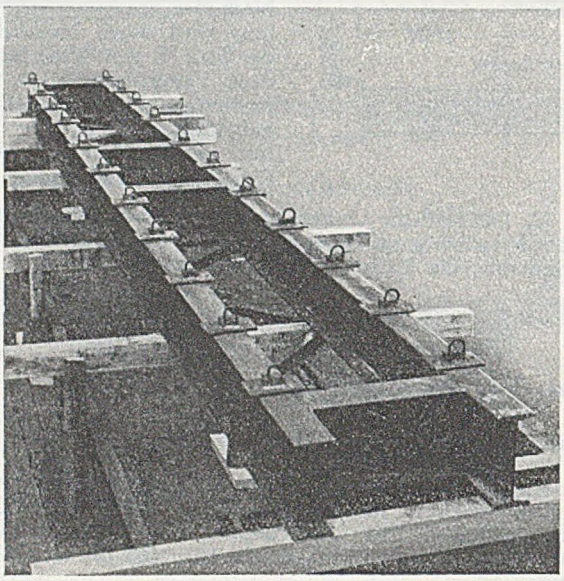


Abb. 2. Versuchsträger mit Schubdübeln.

Dübel mit einer Gleitplatte versehen. Der Obergurt des Stahlträgers erhielt einen Bleimennigeanstrich und wurde außerdem vor dem Betonieren mit Schalungsöl gestrichen. Nach dem Vorspannen wurden die Gleitplatten durch Überkopfnähte mit den Obergurten verschweißt.

Zum Vorspannen der Platte wurden die Freyssinetschen Spannmittel benutzt, die auch in Deutschland

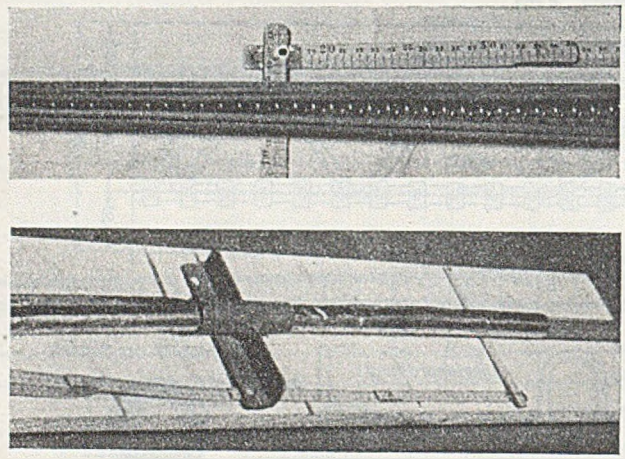


Abb. 3. a Bündeln der Spanndrähte, b Ummanteln der Drahtbündel.

bei reinen Stahlbauwerken von der Firma Wayss & Freytag bereits mit Erfolg angewandt worden sind. Die Vorspannelemente sind hier Drahtbündel aus 12 Stahldrähten St 15 von 5 mm ø (vgl. Abb. 1). Die Drähte werden um eine Drahtspirale herum parallel verlegt und mit einer Blechfolie umhüllt (Abb. 3). Die Hohlräume werden nach dem Vorspannen mit dünnflüssigem Zementmörtel verpreßt, der auch die Zwischenräume zwischen den Drähten durchdringt und sich an den Blechmantel anlegt, der seinerseits vom Beton umschlossen ist. Es wird dadurch ein monolithischer Spannbeton erzielt, bei welchem jedes Stahlelement vollständig mit Beton umhüllt und eine feste Verbindung zwischen den Stahlelementen und der Betonplatte hergestellt wird (vgl. Abb. 13).

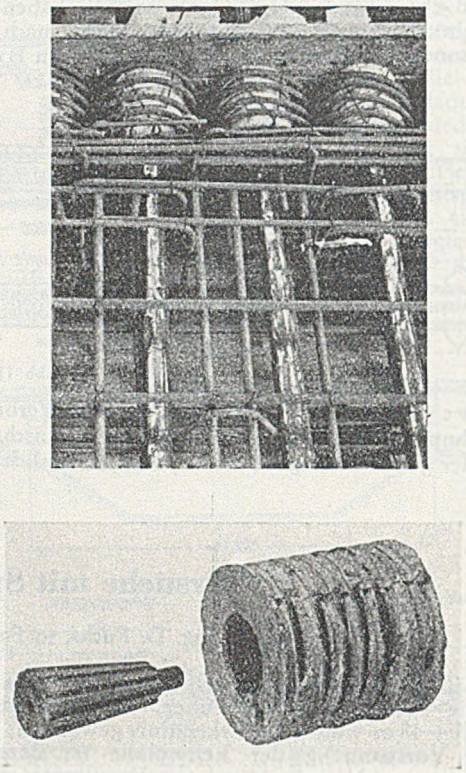


Abb. 4. a Bewehrung am Plattenende, b Ankerkörper mit Konus.

Der Spannstahl stammt vom Hüttenwerk Rheinhausen und ist ein gewalzter und dann vergüteter Stahl St 165, der nicht etwa kalt gereckt ist. Dieser Stahl weist eine sehr hohe Kriechgrenze auf, die garantiert oberhalb von 10 000 kg/cm² liegt. Die Streckgrenze liegt etwa bei 14 500 kg/cm². Die Bruchdehnung beträgt 8—11 %, im vorliegenden Fall wurde 8,5 % am Proportionalstab mit 10 δ festgestellt. Das Stahlmaterial ist wegen seiner Zähigkeit außerordentlich leistungsfähig. Beträgt die Dehnung bei einer Vorspannung von etwa 10 t/cm² rd. ½ %, so steht noch eine Restdehnung von mindestens 8 % zur Verfügung, so daß es ausgeschlossen ist, daß etwa schlagartig ein Sprödbruch auftritt.

Die Enden der Stahldrähte werden in einem Ankerkörper aus spiralarmierten Beton verankert. Der Ankerkopf wird im Plattenende einbetoniert (Abb. 4 a). Er besitzt eine konische Öffnung, deren Wandung mit einem Stahldraht spiralarmiert ist, der härter ist als die Spanndrähte. Gegen diese Spiraldrähte werden die Spannstähle durch einen mit Rillen versehenen Konus angepreßt und dadurch verkeilt (Abb. 4 b). Man erkennt ferner das Röhrchen, durch welches der Füllmörtel eingepreßt wird. Zum Vorspannen dienen die bekannten Spezialpressen Bauart Freyssinet (vgl. Abb. 7).

Der Versuchsträger war so dimensioniert, daß dauernd volle Vorspannung für Gebrauchslast besteht. Bei der größten Biegezugspannung wird dann die Vorspannung in der Randfaser gerade aufgehoben. Sämtliche Konstruktionsglieder wurden unter Ausnutzung der zulässigen Spannungen bemessen, so daß alle Tragelemente etwa gleiche Sicherheit aufweisen.

Das für die Dimensionierung maßgebende Moment $M_{g+p} = 27{,}1$ tm entspricht $2P = 24$ t. Bei dieser rechnerischen Gebrauchslast ist die obere Randspannung im Beton σ_{bo} = rd. 100 kg/cm², die untere Randspannung im Stahlträger σ_{eu} = rd. 1400 kg/cm². Diese Stahlspannung berücksichtigt noch nicht eine gewisse Mitwirkung des unteren Verbandes.

Die Stahldrähte wurden mit 10,3 t/cm² vorgespannt, kontrolliert durch Messung der Längenänderung der Stahldrähte (etwa 50 mm) und durch die Manometerablesung an den hydraulischen Pressen. Aus der gemessenen Vorspannung ergibt sich eine Vorspannkraft je Bündel von 243 t. Dem entspricht eine Vorspannung im Beton von 125 kg/cm², wobei der Kraftanteil der Längsbewehrung aus Betonstahl I bereits berücksichtigt ist. Im Zeitpunkt $t = 0$ ist also für Gebrauchslast noch eine Druckvorspannung von 125—100 = 25 kg/cm² vorhanden.

Als Dübel dienen Rippendübel aus Vierkantstählen 30·30 mm mit angeschweißten Rundstahlschlaufen. Die Berechnung der Schweißnähte erfolgte nach DIN 4101,

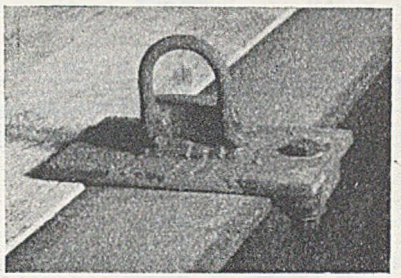


Abb. 5. Schubdübel — Gleitplatte.

und zwar für Schubkraft und Biegemoment. Die Gleitplatte wurde außerdem auf Torsion untersucht. Abb. 5 zeigt eine Gleitplatte mit Dübel während der Verschalungsarbeiten. An der rechten Seite ist der Klemmwinkel und die Schraube zu erkennen, mit welchen die Gleitplatte provisorisch am Trägerflansch befestigt wurde. Diese Hilfsmittel wurden nach dem Betonieren entfernt. Die Dübel liegen in Wirklichkeit etwa doppelt so eng als auf Abb. 2 zu sehen ist.

Der Flächendruck der Dübel im Beton aus den Schubkräften allein beträgt 115 kg/cm². Hierzu ist noch der Vorspanndruck von 125 kg/cm² zu addieren, so daß die Gesamtdruckspannung von 240 kg/cm² ungefähr $^1/_2 \cdot W_{b28}$ ist. Diese Flächenpressung ist noch als einwandfrei zu bewerten, da bei der Bruchbelastung nur ein Schlupf von 0,025 mm am Trägerende gemessen wurde.

Es wurden 2 gleiche Versuchsträger hergestellt. Der erste wurde bis zum Bruch, der zweite nur bis zum Auftreten der ersten Haarrisse belastet. Da die Risse beim zweiten Träger nur geringe Tiefe hatten und nur etwa 10 cm vom Rand in die Platte hineinragten, so kann der Träger noch als fast unbeschädigt gelten. Er soll noch

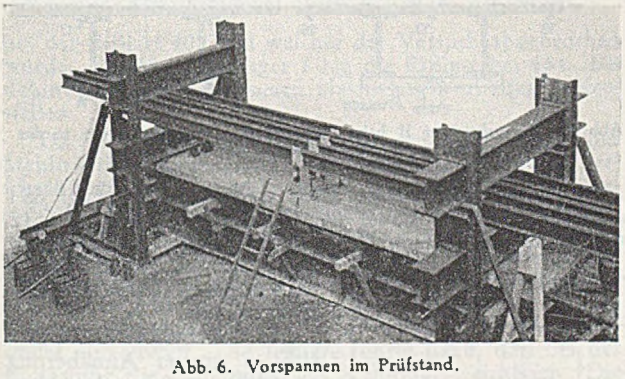


Abb. 6. Vorspannen im Prüfstand.

lagern, um an ihm die Wirkung des Schwindens und Kriechens zu studieren. Mit Rücksicht auf einen Torsionsversuch wurde die sekundäre Längs- und Querbewehrung stärker gewählt als es sonst erforderlich gewesen wäre.

Die 12 Spanndrähte eines Bündels wurden zunächst flach nebeneinander ausgelegt, wobei die einzelnen Drähte in größeren Abständen durch Eisendrahtschlaufen so miteinander verbunden wurden, daß zwischen ihnen noch kleine Zwischenräume vorhanden sind. Dann wurden die Drähte um die auseinandergezogene Innenspirale herumgelegt und anschließend mit einer dünnen Blechfolie ummantelt (vgl. Abb. 3). Zum Ummanteln und Falzen der Blechfolie wird eine Schablone benutzt, die auf Abb. 3 b zu erkennen ist. Die fertigen Drahtbündel wurden verlegt und im Zusammenhang damit die sekundäre Quer- und Längsbewehrung eingebracht.

Abb. 6 zeigt die fertige Platte im Prüfstand. Am rechten Kopfende sind die Enden der Spanndrähte zu erkennen.

Bei dem Beton *B* 450 entfallen 406 kg Zement Z 425 von Dyckerhoff auf 1 m³ Fertigbeton. Zuschläge aus Rheinkies wurden in 4 Körnungen eingebracht. Die Vorspannung wurde 21 Tage nach dem Betonieren durchgeführt. 4 Tage vorher, also nach 17 Tagen war die Würfelfestigkeit 412 kg/cm². Der Biegeversuch wurde 31 Tage nach dem Betonieren durchgeführt. Die 28 Tage alten Probewürfel ergaben im Mittel $W_{b28} = 565$ kg/cm² beim normenmäßig gelagerten Würfel und 454 kg/cm² bei Probewürfeln, die an derselben Stelle wie die Versuchsplatte gelagert waren, nämlich in einer Werkshalle, in der zu dieser Zeit zwar kein Frost, aber verhältnismäßig niedrige Temperaturen herrschten. Die Biegezugfestigkeit nach 31 Tagen wurde bei den normengelagerten Probebalken zu 47 und bei den natürlichgelagerten zu 58 kg/cm² ermittelt. Sie betrug i. M. 53 kg/cm².

Die Bestimmung des Elastizitätsmoduls des Betons wurde auf verschiedene Arten versucht. Einmal wurden an einem Probekörper im Materialprüfungsamt Dehnungsmessungen vorgenommen, die jedoch wegen gewisser Exzentrizitäten als nicht ganz einwandfrei anzusehen sind. Der hierbei aus voneinander stark abweichenden Einzelwerten ermittelte Mittelwert war etwa $E = 300\,000$ kg/cm².

Zum anderen konnte der *E*-Modul der Versuchsplatte aus ihrer Verkürzung beim Vorspannen ermittelt werden. Diese Verkürzungen wurden in der Weise gemessen, daß die Verschiebungen zwischen Plattenköpfen und Träger-

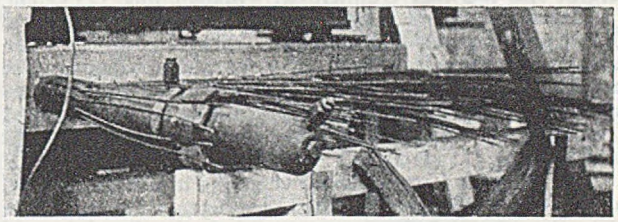


Abb. 7. Vorspannen mit Freyssinet-Presse.

enden gemessen wurden. Der betr. Wert von 480 000 kg/cm² ist jedoch zu hoch, weil auch der Stahlträger beim Vorspannen infolge der Reibungskräfte Verkürzungen erfahren hat. Berücksichtigt man diese Verkürzung des Stahlträgers, so ergibt sich rd. 400 000 kg/cm². Dieser Wert wurde der Ermittlung der rechnerischen Spannungen zugrunde gelegt.

Die Freyssinetschen Bündelpressen wurden von der Fa. Wayss & Freytag zur Verfügung gestellt (Abb. 7). Die Einzeldrähte werden an der Außenwandung des Preßzylinders festgekeilt. Durch Betätigung der hydraulischen Pressen an beiden Enden wird der Zylinder mitsamt den Drähten herausgezogen. Durch eine zweite Handpumpe wird ein ebenfalls in der Bündelpresse vorhandener, besonderer Kolben betätigt. Mit diesem wird der Konus in den Ankerkörper hineingetrieben und dadurch die Verkeilung der Spanndrähte bewirkt. Bei der Verkeilung tritt ein Rutschen der Drähte um etwa 0,4 mm ein, was wie andere Nebeneinflüsse bei der Bestimmung der Vorspannung berücksichtigt wird. Nach der Vorspannung wurden die Hohlräume verpreßt, dann die Drahtenden umgebogen und in einem Betonkopf einbetoniert.

Während der Vorspannung wurden die Dehnungen in der Betonplatte und im Stahlträger gemessen. Die Vorspannung der Betonplatte (mit $E = 400\,000$ berechnet) lag bei sämtlichen Meßstellen bei oder über 125 kg/cm². Die Spannungen im Stahlträger liegen bei 0—100 kg/cm², ein Beweis dafür, daß die Stahlbetonplatte tatsächlich auf den Obergurten praktisch unbehindert gleiten konnte. Dies war erreicht worden durch den erwähnten Anstrich, ferner dadurch, daß der Stahlträger vor dem Vorspannen von der Betonplatte losgerüttelt wurde. Bei dem Versuchsträger I, der nicht in genau derselben Weise behandelt war, wurden allerdings Stahlspannungen von mehreren 100 kg/cm² gemessen.

Die Belastung wurde stufenweise gesteigert, zunächst bis zur Gebrauchslast von 24 t. Zwischendurch vorgenommene Entlastungen zeigten ein vollkommen elastisches Verhalten. Die Belastung wurde dann weiter gesteigert, bis die ersten feinen Haarrisse beobachtet wurden. Dies war der Fall bei 44 t Belastung beim Versuchsträger I und bei 40 t beim Versuchsträger II. Diese ersten Anrisse traten an den Plattenrändern auf und waren in der Längsrichtung gleichmäßig verteilt. Bei weiterer Belastungs-

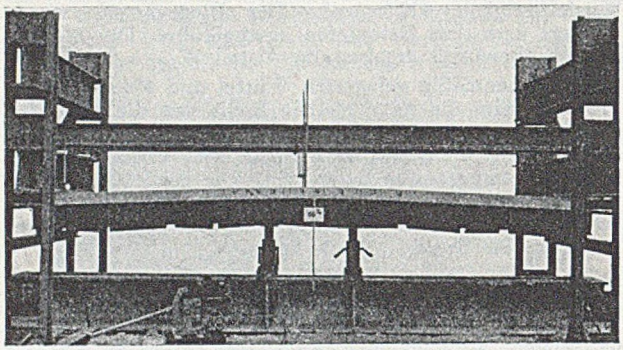


Abb. 8. Bruchbelastung.

steigerung traten weitere Risse hinzu, die sich dann vom Rand nach der Plattenmitte zu fortsetzten. In diesem Stadium wurde nochmals entlastet. Hierbei schlossen sich die Risse im Beton wieder vollkommen.

Aus der Rißbelastung von i. M. 42 t folgt eine 42/24 = 1,75fache Rissesicherheit. Die rechnerische Rissesicherheit ergibt sich aus den Quotienten: Vorspannung 125 kg/cm² + Biegezugfestigkeit 50 kg/cm², zusammen 175 kg/cm² durch Randspannung bei Gebrauchslast 100 kg/cm² = 1,75. Tatsächliche und rechnerische Rissesicherheit stimmen also zufällig ganz überein. Die aus den Dehnungsmessungen mit $E = 400\,000$ errechnete Randspannung bei Rißbelastung betrug i. M. 168 kg/cm², also etwas weniger als die rechnerische 175 kg/cm².

Bei weiterer Laststeigerung vergrößerte sich die Anzahl und Weite der Risse. Die Durchbiegungen nahmen rascher zu. Bei 66 t Belastung war praktisch der Bruchzustand erreicht, Unterflansche und Stege der Stahlträger verformten sich in sichtbarer Weise. Gleichzeitig platzten einige Stücke des Betons an der Plattenunterseite heraus. In diesem Stadium betrug die Durchbiegung des Verbundträgers 12 cm, das ist 1/50 der Stützweite (Abb. 8). Da die Risse nur eine geringere Breite hatten, bot der Versuchsträger ein außerordentlich eindrucksvolles Bild.

Schlupf während des Biegeversuches mit Versuchsträger I

Belastung in t	Veränderung in mm an Meßstelle			
	10	11	12	13
24	— 0,01	— 0,02	— 0,02	— 0,02
44	— 0,03	— 0,05	— 0,04	— 0,04
66	— 0,04	— 0,08	— 0,04	— 0,08

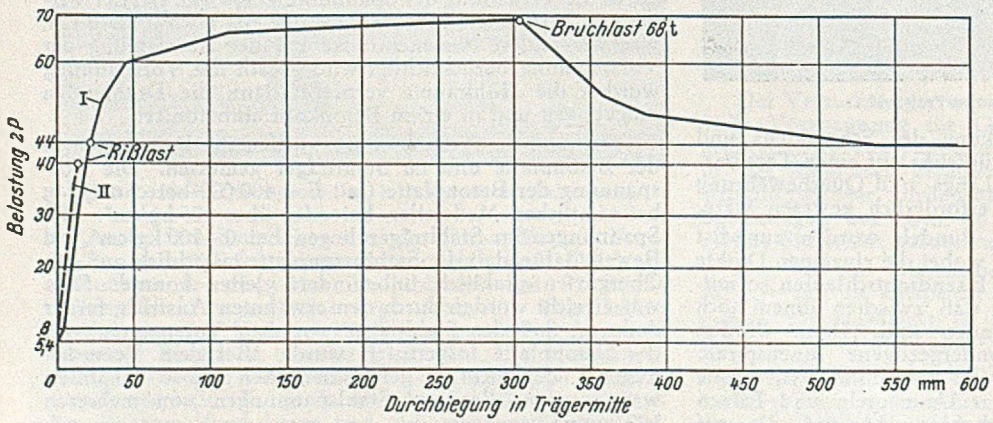


Abb. 9. Durchbiegung der Versuchsträger I und II.

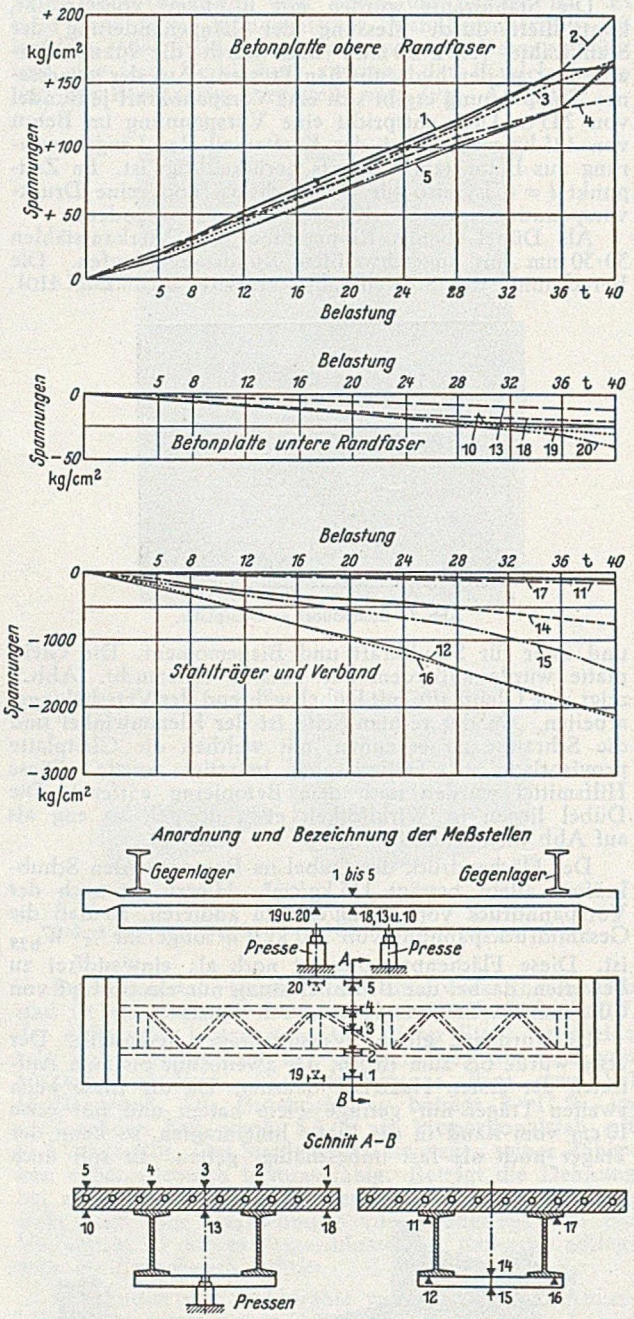


Abb. 10. Versuchsträger II beim Biegeversuch, Längsspannungen in der Betonplatte, im Stahlträger und in der Verstrebung.

Die Belastung konnte noch weiter von 66 t auf 68 t gesteigert werden, wobei die Durchbiegung sich von 12 auf 30 cm vergrößerte. Es brachen weitere Betonstücke aus, und im Beton konnte ein starkes Knistern vernommen werden.

Die Bruchsicherheit ergibt sich in grober Annäherung zu 68/24 = 2,8. Aus dem Verhältnis des Bruchmomentes 82 tm zum Nutzmoment 27 tm ergibt sich rd. 3fache Bruchsicherheit. Zum Vergleich wurde die rechnerische Bruchsicherheit berechnet. Der Beton wird dabei als gerissen nicht mitgerechnet. In Rechnung gesetzt werden nur die Stahlquerschnitte (Stahlträger, ein Anteil aus dem Verband, Plattenbewehrung aus Betonstahl I und Vorspanndrähte St 165), die jede mit ihrer

Streckgrenze eingesetzt werden, und zwar der St 37 mit 2400 und die Spannstähle mit 14 500 kg/cm². Das rechnerische Bruchmoment ist damit 66 tm und die rechnerische Bruchsicherheit 66/27 = 2,45. Die tatsächliche Bruchsicherheit war rd. 20 % größer als die rechnerische.

Das Belastungs-Durchbiegungsdiagramm (Abb. 9) zeigt bei beiden Versuchsträgern einen geradlinigen Verlauf bis zur Rißlast. Die Linie für den Versuchsträger II endet bei der Rißlast 40 t, bei welcher der Versuch abgebrochen wurde. Bei Versuchsträger I lag die Rißlast bei 44 t. Bis dahin war ein vollkommen elastisches Verhalten festzustellen.

Da die Rißlast ungefähr mit der Fließgrenze des Stahlträgers zusammenfällt, so beginnen bei ihrer Überschreitung die Durchbiegungen sich deutlich zu vergrößern. Die großen Bruchdehnungen des St 37 und des Spannstahls St 165 kommen ausgezeichnet zur Geltung. Erst mit 68 t war die Höchstlast erreicht. Bei Beendigung des Biegeversuches war durch die gewaltsame Aufbiegung um 60 cm eine weitgehende Auflockerung des Betongefüges und eine starke seitliche Verformung der Stahlträger eingetreten. Die letztere führte dazu, daß bei der Entlastung die Untergurte des Stahlträgers einrissen. Die Risse im Beton hatten sich bis zu 6 mm geöffnet.

Das Ergebnis der Dehnungsmessungen und der daraus abgeleiteten Spannungen ist in Abb. 10 auszugsweise dargestellt. Bei den Meßstellen 1, 2 und 5 tritt schon bei 36 t Belastung ein Knick ein. Es ist daher möglich, daß schon da feinste Anrisse aufgetreten sind, die mit dem bloßen Auge noch nicht erkannt wurden.

Auch bei den Längsspannungen im Stahlträger und in der Diagonalverstrebung zeigt sich ein nahezu geradliniger Verlauf bis zur Rißlast von 40 t.

Abb. 11 zeigt Spannungsdiagramme für die Gebrauchs- und Rißlast. Es liegen die genaueren Messungen am Verbundträger II zugrunde, die jedoch von denen an Versuchsträger I nicht wesentlich abweichen.

Gebrauchslast von 24 t. Im gesamten Betonquerschnitt sind noch Druckvorspannungen vorhanden. Von der Druckvorspannung 125 kg/cm² geht die gemessene Zugspannung von i. M. 95 kg/cm² ab, welcher Wert mit dem rechnerischen von 96 kg/cm² gut übereinstimmt. Es verbleibt sonach eine Druckspannung von 125—95 = 30 kg/cm². Über die Querschnittshöhe gesehen verlaufen die Spannungen praktisch geradlinig. Ein kleiner Sprung ist am Übergang zwischen Beton und Stahlträger vorhanden. Ein vollkommenes Zusammenpassen ist auch nicht zu erwarten, da alle Messungen und die Umrechnungen mit kleinen Unsicherheiten behaftet sind.

Für die Rißlast wurde eine mittlere Biegezugspannung von 167 kg/cm² gemessen. Zieht man davon die Vorspannung von 125 kg/cm² ab, so verbleibt eine mittlere Randspannung von 167—125 = + 42 kg/cm² (Zug). Es sei daran erinnert, daß an den Probebalken eine Biegezugfestigkeit von 48—58 kg/cm² erreicht wurde.

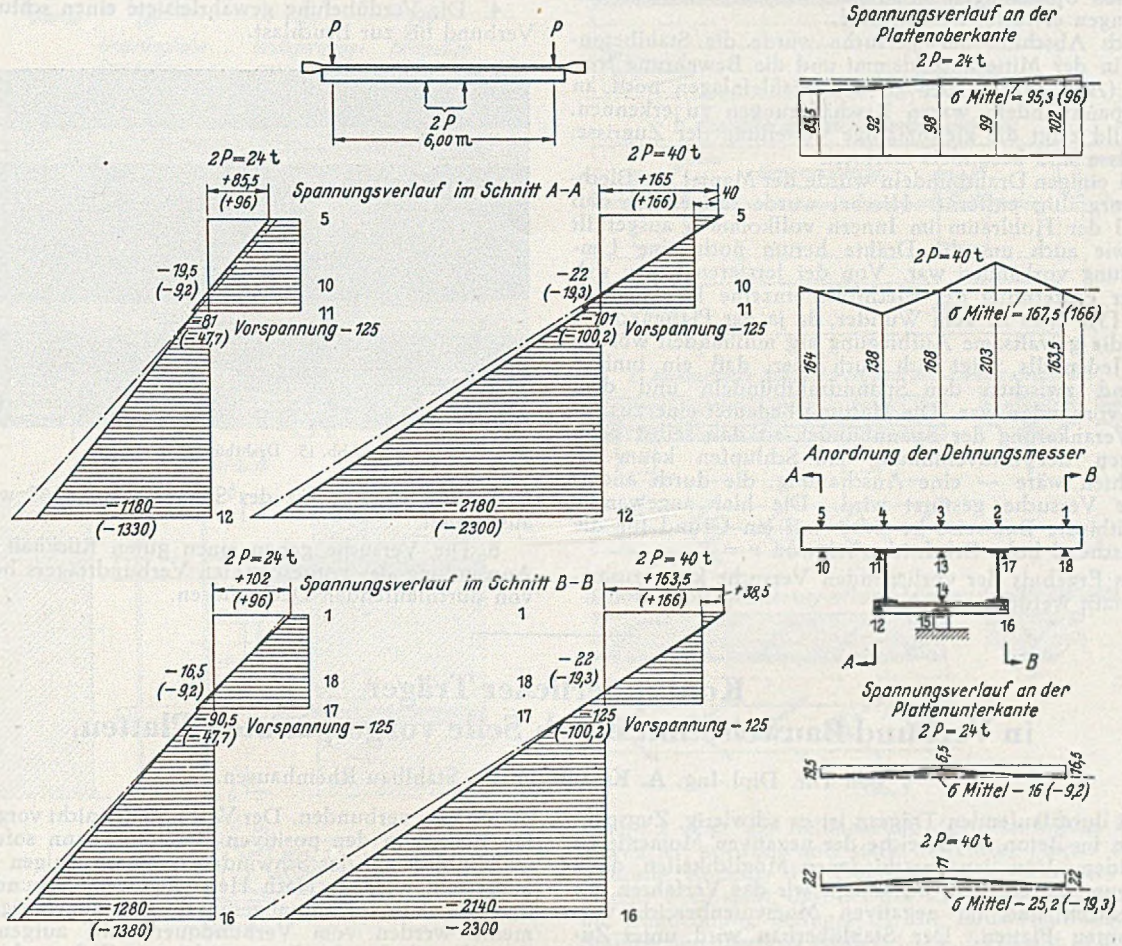


Abb. 11. Spannungsdiagramme für Gebrauchs- und Rißlast. Rechnungswerte für E_b = 400 000 kg/cm² in ().

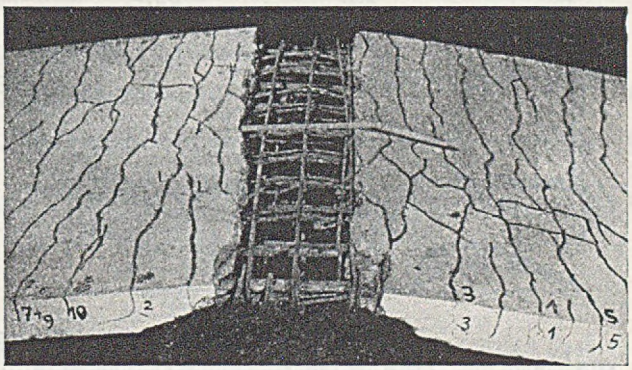


Abb. 12. Plattenmitte aufgestemmt.

In sämtlichen Diagrammen sind die Dehnungsmessungen den aus der statischen Berechnung ermittelten Werten gegenübergestellt, ( )-Werte. Bei der Spannungsberechnung ist die Mitwirkung des unteren Diagonalverbandes soweit berücksichtigt, daß die Winkelquerschnitte mit ihrem halben Wert eingesetzt sind, was etwa den Dehnungsmessungen an den Diagonalstäben entspricht.

Die Übereinstimmung zwischen gemessenen und gerechneten Spannungen ist so gut, wie sie bei derartigen Messungen erwartet werden darf.

Nach Abschluß der Versuche wurde die Stahlbetonplatte in der Mitte aufgestemmt und die Bewehrung freigelegt (Abb. 12). Weder an den Stahleinlagen noch an den Spannbündeln waren Beschädigungen zu erkennen. Das Bild zeigt die gleichmäßige Verteilung der Zugrisse. Die Risse sind besonders markiert.

Bei einigen Drahtbündeln wurde der Mantel aus Blechfolie sorgfältig entfernt. Hierbei wurde festgestellt, daß sowohl der Hohlraum im Innern vollkommen ausgefüllt war, wie auch um die Drähte herum noch eine Ummantelung vorhanden war. Von der letzteren lösten sich bei der Entfernung der Blechfolie einzelne Plättchen ab (Abb. 13). Dies ist kein Wunder, da ja der Plattenkörper durch die gewaltsame Aufbiegung arg mißhandelt worden war. Jedenfalls zeigt sich auch hier, daß ein inniger Verbund zwischen den Spanndrahtbündeln und dem Beton vorhanden war. Die Haftung bedeutet eine zusätzliche Verankerung der Spannbündel, so daß selbst beim Versagen der Endverankung ein Schlupfen kaum zu befürchten wäre — eine Anschauung, die durch anderweitige Versuche gestützt wird. Die hier angewandte monolithische Bauweise ist sicher mit ein Grund für die überraschend hohe Bruchsicherheit von $\nu = 3$.

Das Ergebnis der vorliegenden Versuche kann zusammengefaßt werden:

1. Die praktische Durchführung der Vorspannung ist einwandfrei gelungen.

2. Gute Übereinstimmung von Vorberechnung und Messung, hinsichtlich Rißlast und Bruchlast ebenso wie beim Spannungsverlauf.

3. Bis zur Rißlast, die etwa mit der Streckgrenze des Stahlträgers St 37 zusammenfällt, zeigte der vorgespannte Verbundträger ein vollkommen elastisches Verhalten.

4. Die Verdübelung gewährleistete einen schlupffreien Verbund bis zur Bruchlast.

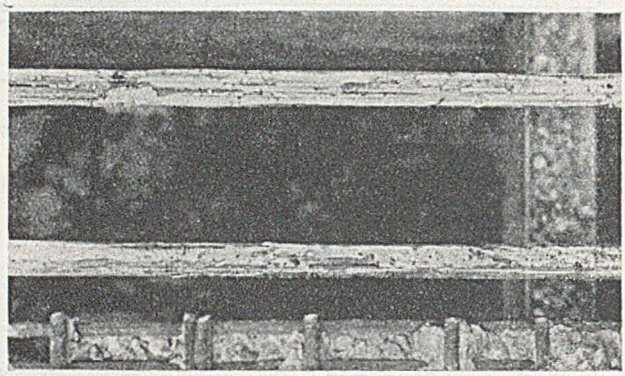


Abb. 13. Drahtbündel freigelegt.

5. Die Streckgrenze des Spannstahls St 165 wird voll ausgenutzt.

6. Die Versuche geben einen guten Rückhalt für die Anwendung des vorgespannten Verbundträgers beim Bau von durchlaufenden Deckbrücken.

Kontinuierlicher Träger in Verbund-Bauweise mit durch Seile vorgespannten Platten.

Von Dir. Dipl.-Ing. A. Kramer, in. Fa. Stahlbau Rheinhausen.

Bei durchlaufenden Trägern ist es schwierig, Zugspannungen im Beton im Bereiche der negativen Momente zu vermeiden. Von den verschiedenen Möglichkeiten, diese Forderung zu erfüllen, behandeln wir das Verfahren mit Hilfsstützen und im negativen Momentenbereich vorgespannten Platten. Der Stahlüberbau wird unter Zuhilfenahme der Zwischenstützen montiert. Sodann wird die Platte betoniert, wobei wenigstens in dem Bereich, in dem negative Momente entstehen, die Platte vorerst lose aufliegen muß. Dann werden die Betonplatten im negativen Momentenbereich mit Seilen, welche in Röhrchen liegen, vorgespannt. Die Röhrchen werden mit Zementmörtel ausgepreßt, die Platte mit den Obergurten der Stahlträger verbunden. Der Verbund der nicht vorgespannten Platten in den positiven Bereichen kann sofort oder im Hinblick auf das Schwinden erst nach einigen Wochen hergestellt werden. Nach Herstellen des Verbundes werden die Hilfsstützen abgesenkt. Die zugehörigen Momente werden vom Verbundquerschnitt aufgenommen, dasselbe gilt für das Restgewicht, wie Fußwegabdeckung, Bordsteine usw., sowie für die Verkehrslast.

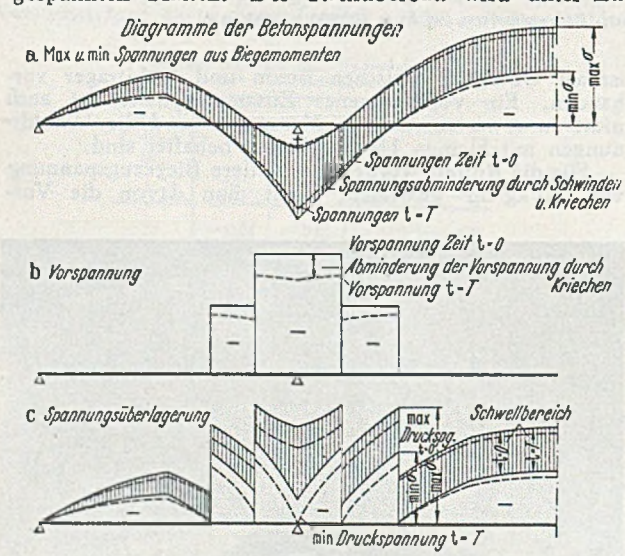


Abb. 1

Das Vorspannen kann in mehreren Stufen erfolgen. Von den im gesamten Brückenquerschnitt liegenden Seilen geht beispielsweise ein Teil nur über einen kürzeren Bereich über den Stützen hinweg, der Rest ist länger (Abbildung 1 b). Die maximalen und minimalen Betonspannungen, die lediglich aus den Biegemomenten entstehen, vgl. Abb. 1 a. Die schraffierte Spannung bedeutet den Schwellbereich. Durch Überlagerung von a) und b) erhält man die maximalen und minimalen Betonspannungen. Die strichlierten Linien geben die Spannungen nach der Umlagerung durch Schwinden und Kriechen. d. h. $t = T$.

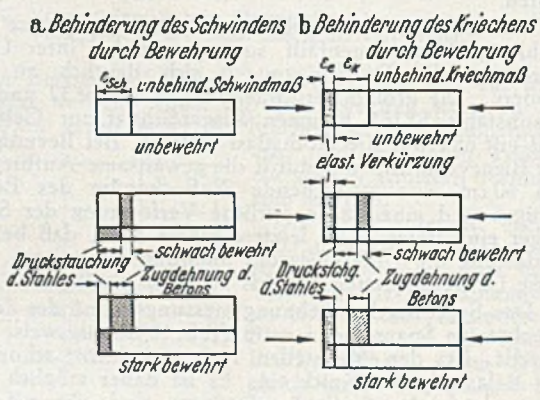


Abb. 2.

Ein Vorzug dieser Methode besteht darin, daß dem Verbundquerschnitt nicht nur die Verkehrslast, sondern

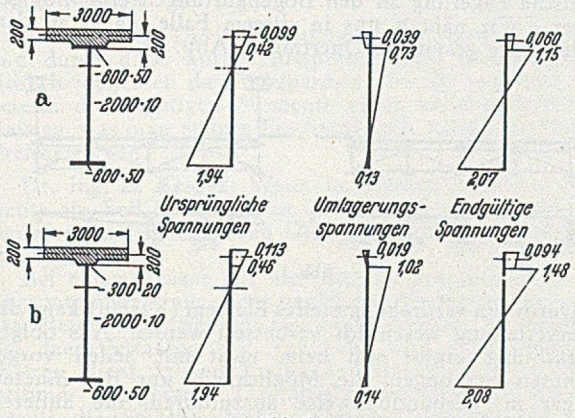


Abb. 3.

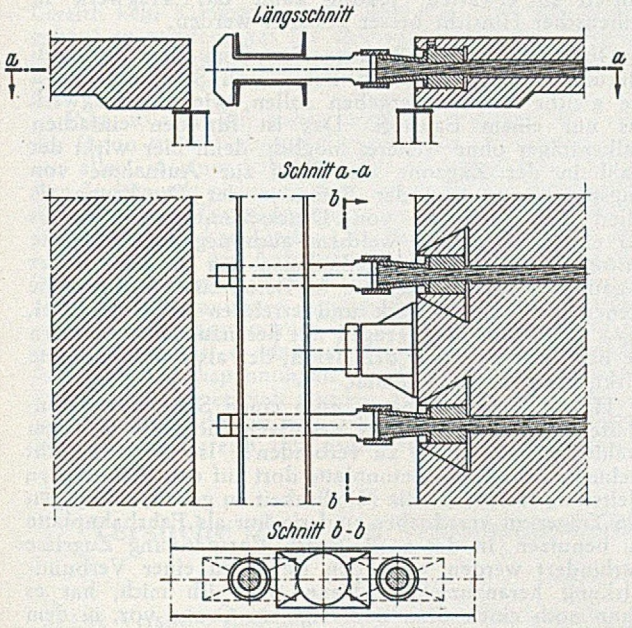


Abb. 4.

ein großer Teil der ständigen Last zugewiesen wird. Es steht frei, ob man dem Stahlträger mehr oder weniger Momente zuweist durch teilweises Absenken der Hilfsstützen vor Herstellung des Verbundes mit dem Stahlträger.

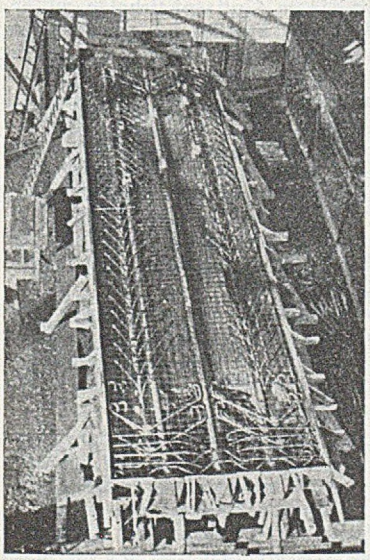


Abb. 6.

Wichtig ist, daß die Obergurte der Stahlträger im Verhältnis zum Plattenquerschnitt schwach sind, weil dadurch die Behinderung von Schwinden und Kriechen und damit der Druckspannungsabfall verringert werden kann. Abbil-

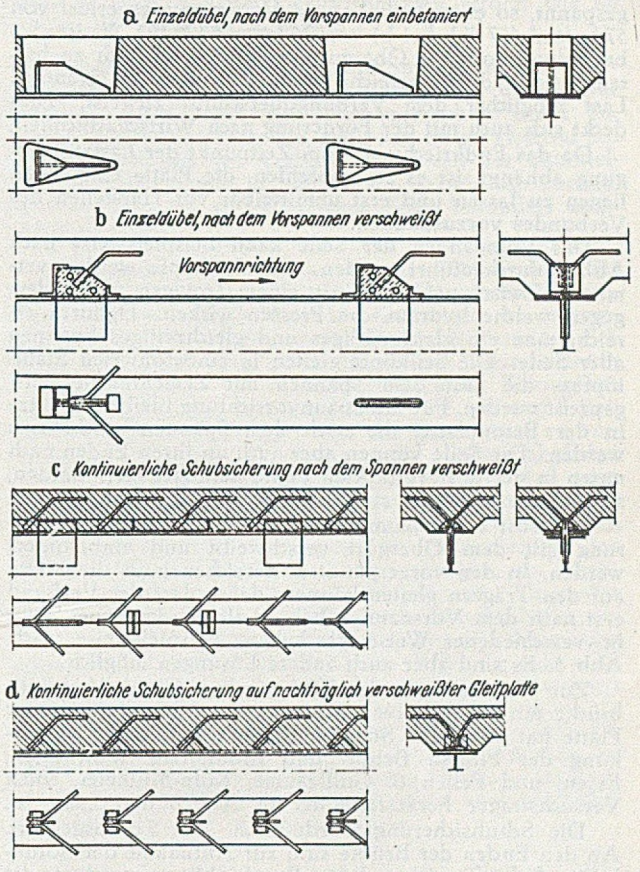


Abb. 5.

dung 2 a zeigt die Behinderung des Schwindens bei unbewehrter, schwach und stark bewehrter Platte. Als Bewehrung ist auch der Obergurt des Stahlträgers aufzufassen. Man sieht, daß bei der schwach bewehrten Platte die Zugdehnung geringer ist, die Druckstauchungen des Stahles sind dagegen größer. (Abb. 2 b) stellt in ähnlicher Weise die Behinderung des Kriechens in Abhängigkeit von der Stärke der Bewehrung dar.

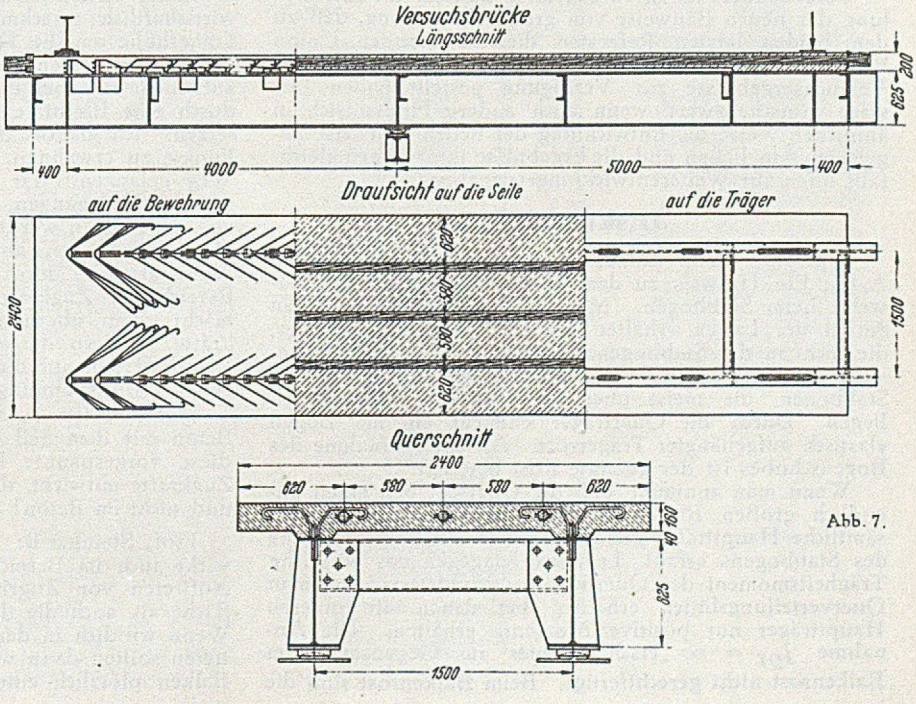


Abb. 7.

Abb. 3 zeigt für a) das Beispiel eines Verbundquerschnittes mit starker Obergurtplatte und b) eines ähnlichen mit schwacher Obergurtplatte, wie die Betondruckspannungen sich durch Schwinden und Kriechen reduzieren. Wird die Betonplatte mit 100 kg/cm² vorgespannt, so entsteht bei a) ein Vorspannungsverlust von 57 kg/cm² (57 %), bei b) von 26 kg/cm² (26 %). Es ist also bedeutungsvoll, die Obergurte möglichst schwach zu halten, was dadurch erreicht wird, daß man die ständige Last möglichst dem Verbungquerschnitt zuweist. Dies deckt sich auch mit der Forderung nach Wirtschaftlichkeit.

Da das Endkriechmaß vom Zeitpunkt der Lastaufbringung abhängt, ist es zu empfehlen, die Platte einige Zeit liegen zu lassen und erst unmittelbar vor Herstellen des Verbundes vorzuspannen.

Das Vorspannen der Seile kann beispielsweise nach Abb. 4 durchgeführt werden. Die Seilköpfe werden vermittels Zwischenstücken mit einer Traverse verbunden, gegen welche hydraulische Pressen wirken. Dadurch erreicht man ein gleichmäßiges und gleichzeitiges Spannen aller Seile. Die Seilköpfe gleiten in einbetonierten Stahltöpfen, die nach dem Spannen mit Zementmörtel ausgepreßt werden. Für die Spannvorrichtung bleiben Schlitze in der Betonplatte, die nach dem Spannen geschlossen werden. Die Seile können aber auch an ihren Enden nach unten in der dort verdickten Platte herabgezogen werden, so daß die Seilköpfe außerhalb der Platte liegen.

Im nicht vorgespannten Bereich kann die Schubsicherung mit dem Obergurt verschweißt und einbetoniert werden. In den vorgespannten Bereichen muß die Platte auf den Trägern gleiten können, daher darf der Verbund erst nach dem Vorspannen hergestellt werden. Dies kann in verschiedener Weise geschehen, beispielsweise nach Abb. 5. Es sind aber auch andere Lösungen möglich.

Zur Untersuchung der Wirkungsweise einer Verbundbrücke mit im negativen Momentenbereich vorgespannter Platte hat die Firma Stahlbau Rheinhausen unter Mitwirkung der Firmen Beton- und Monierbau West A.G., Essen, und Felten & Guilleaume, Köln-Mülheim, einen Versuchsträger hergestellt, der in Abb. 6 dargestellt ist.

Die Schubsicherung wurde nach Abb. 5 c ausgeführt. An den Enden der Brücke sind zur Aufnahme der Schubkräfte fächerförmig verlegte Rundstähle angeordnet, die ihre Kräfte über Stahlsättel unmittelbar an besonders kräftig gehaltene Enddübel abgeben. Auf den Obergurt ist als Korrosionsschutz eine Dynagen-Bahn von 1,8 mm Stärke mit Bitumenkaltkleber aufgeklebt. Damit der Beton hieran nicht anbindet, liegt darüber eine Mipolamfolie von 0,25 mm Stärke.

Die Versuchsergebnisse werden zur gegebenen Zeit veröffentlicht werden.

Vorsitzender: Es ist zu begrüßen und für die Entwicklung der neuen Bauweise von großer Bedeutung, daß zu den beiden letzten Referaten die Dortmunder Union Brückenbau-A.G. bzw. der Stahlbau Rheinhausen die Versuchsergebnisse zur Verfügung gestellt haben. Es wäre wünschenswert, wenn auch andere Firmen sich in ähnlicher Weise die Entwicklung der neuen Bauweise angelegen sein ließen und die Ergebnisse ihrer Arbeit gleichfalls offen zur Weiterentwicklung freigäben.

Diskussion.

Dipl.-Ing. **Erich Lautz**, Maschinenfabrik Wiesbaden A. G.: Ein Hinweis zu dem Problem der Verbund-Bauweise beim Stabbogen. Man muß sich fragen, welchen Anteil der Lasten erhalten die Hauptträger des Rostes, die nicht in der Stabbogenachse liegen. Das System besteht aus einer Anzahl von Hauptträgern und den beiden Stabbogen, die meist über den äußeren Hauptträgern liegen. Durch die Querträger entsteht ein am Bogen elastisch aufgehängter Trägerrost. An der Aufnahme des Bogenschubes ist der gesamte Rost beteiligt.

Wenn man annimmt, daß die Querscheiben einen unendlich großen Biegewiderstand haben, dann werden sämtliche Hauptträger gleichmäßig von der Bogenwirkung des Stabbogens erfaßt. Legt man dagegen das wirkliche Trägheitsmoment der Querträger zugrunde, so kann man Querverteilungslinien erhalten, bei denen die inneren Hauptträger nur positive Momente erhalten. Die Annahme $J_{QT} = \infty$ erscheint hier im Gegensatz zum Balkenrost nicht gerechtfertigt. Beim Balkenrost sind die Querträger an allen Hauptträgern nahezu gleichmäßig elastisch gelagert, beim Stabbogenträgerrost dagegen ist die elastische Lagerung an den Bogengurtungen erheblich geringer. Wir nähern uns in diesem Falle einem an den Enden starr gestützten Querträger (Abb. 1).

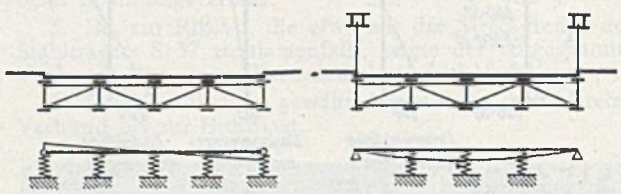


Abb. 1.

Durch ein verdrehungssteifes Element (Kasten) kann die Querverteilung wesentlich verbessert werden. Aus obiger Betrachtung ergibt sich beim nicht mit Seilen vorgespannten Stabbogen die Möglichkeit, nur die inneren Träger in Verbundbauweise auszuführen, die äußeren dagegen nicht. Wirtschaftlich ist hiervon kein bedeutender Vorteil zu erwarten, jedoch kann das Tragwerk in ästhetischer Hinsicht besser gestaltet werden.

Oberreichsbahnrat **Seeger:** Der Sinn der Verbundwirkung ist doch der, daß Beton und Stahl zusammen die gleiche Wirkung ergeben sollen, wie ein Tragwerk aus nur einem Baustoff. Das ist für den einfachen Balkenträger ohne weiteres möglich, denn hier wirkt der Stahl in der Zugzone als Glied zur Aufnahme von Zugspannungen und der Beton in der Druckzone als Glied zur Aufnahme von Druckspannungen. Anders bei einem Träger, in welchem auch negative Momente auftreten und bei den Maßnahmen, um im Bereich der negativen Momente Zugrisse im Beton zu vermeiden. Sie dienen nicht dem Zweck und erreichen nicht das Ziel, etwa den Beton zum Tragen mit heranzuziehen, sondern sie bewirken nur, daß der Beton, der als Fahrbahnplatte wirkt, keine Risse bekommt.

Hat es dann überhaupt noch einen Sinn, die Betonplatte in dem Bereich der negativen Momente mit dem Stahlträger auf Schub zu verbinden? Ist es dann nicht vielmehr richtig, die Betonplatte dort auf den Stahlträgern gleiten zu lassen, ihr die Möglichkeit zu geben, sich gegen die Träger zu verschieben und sie nur als Fahrbahnplatte zu benutzen, in der z. B. durch Vorspannung Zugrisse verhindert werden, ohne den Beton zu einer Verbundwirkung heranzuziehen? Dann frage ich mich, hat es dann noch einen Sinn und liegt ein Grund vor, in dem Bereich der negativen Momente überhaupt Beton aufzubringen? Denn der Beton trägt ja nicht mit. Er wirkt ja nicht als Hauptträgerteil und könnte nur als Fahrbahntafel wirken. Dann fragt es sich weiter, ob es nicht wirtschaftlich zweckmäßiger ist, über den Stützen die Trägerhöhe um die Dicke der Betonplatte zu vergrößern und die negativen Momente ganz durch die Stahlträger aufzunehmen, aber die Betonfahrbahntafel hier vielleicht durch eine Blechtafel mit einem Gußasphaltbelag zu ersetzen. Ich glaube, daß es zweckmäßig ist, einmal diese Punkte zu erwähnen, damit wir nicht auf einen falschen Weg gelangen. Wir sind bisher stets von der Voraussetzung ausgegangen, daß dem Beton keine Zugspannungen zugewiesen werden sollen. Im Bereich der negativen Momente wirken aber im Obergurt Zugspannungen. Wenn also die durch Seile vorgespannte Betonplatte im Bereich der Zugkräfte die Dehnung der Zuggurte mitmacht, dann übernimmt der Beton ja noch keine Zugkräfte, sondern die Zugkräfte übernimmt das Seil. Im Beton werden nur die durch das Vorspannen aufgezwungenen Druckspannungen vermindert.

Das Seil ist ein Stahltragglied. Ich mache aus dem Beton mit dem Seil eine Art neuen Baustoffes. Wenn diese vorgespannte Betonplatte an der Aufnahme der Zugkräfte mitwirkt, dann stecken diese Zugkräfte im Seil und nicht im Beton!

Prof. **Steinhardt:** Eine vorgespannte Fahrbahnplatte wirkt auch im Bereich der negativen Momente bis zum Auftreten von Zugrissen voll mit. Sowohl die Betonfläche als auch die der Vorspannstähle ist einsetzbar. — Wenn wirklich in der Nähe der Gebrauchslast Risse auftreten sollten, dann würde das ergeben, daß der Verbund-Balken plötzlich eine niedrigere Steifigkeit zeigt. — Es

kann Rissefreiheit für Gebrauchslast verlangt und erreicht werden; man darf dann mit vollem ideellen Querschnitt rechnen.

Vorsitzender: Die Anschauungen von Herrn Seeger sind durch diese kurze Aussprache nicht erledigt. Tatsächlich bedeutet das Vorspannen der Betonplatten im Bereich der negativen Momente einen außerordentlichen Umweg, was man meines Erachtens auch auf andere Weise erreichen kann.

Dr. Ing. E. Kesper: Wenn im Bereich negativer Momente ein Seil in den Beton gelegt wird, so entsteht ein Baukörper mit ganz neuen Dehnungsverhältnissen als bei reinem Beton.

Bei einem Träger auf vier Stützen brauchen aber die Zugspannungen aus den negativen Momenten nicht in den Beton oder Spannbeton hineingebracht zu werden. Bei dem Verfahren des Anhebens und Absenkens der Stützen dient letzten Endes der Beton nur zur Versteifung. Die gesamte Tragfähigkeit hat über den Stützen bereits die Stahlkonstruktion allein. Wird dieses Verfahren richtig angewandt, so braucht deswegen im Feldbereich kein Kilogramm Stahl über das Maß hinaus eingebaut zu werden, was für den nicht abgesenkten Durchlaufträger aus den Feldmomenten für den Verbundquerschnitt notwendig ist.

Prof. Rüsch: Wir gehen von der Annahme aus, daß der Beton unter Gebrauchslast mitwirkt. Dies wirkt sich vor allem in einer Erhöhung der Steifigkeit aus. Trotzdem ändern wir nichts an der Grundlage des Stahlbetons, daß sämtliche Zugspannungen des Betons durch Stahleinlagen zu decken sind. Der Beton beteiligt sich also nicht direkt an der Aufnahme der Zugkräfte. Wenn im Bereich der negativen Momente mit Hilfe der Vorspannung Druckspannungen erzeugt werden, so beteiligt sich zwar der Betonquerschnitt an der Aufnahme des negativen Momentes, es darf aber nicht übersehen werden, daß diese Druckspannungen erst durch die Zugkräfte der Vorspannglieder erzeugt wurden, so daß die Biegungszugkraft letzten Endes doch vom Stahl getragen wird. Wenn wir also im Bereich der Stützmomente die Betonplatte als Verbundplatte ausführen, dann geschieht dies in erster Linie aus an sich sehr gesunden Erwägungen, die dahinzielen, die ganze Brücke aus einem einheitlichen Baustoff herzustellen. Es ist bestimmt nicht schön, wenn die Ausführung der Fahrbahn im Bereich der positiven Momente nach anderen Gesichtspunkten erfolgt wie im Bereich der negativen Momente.

Klingenberg: Wir wollen keine Sprünge in der Fahrbahn haben und wir wollen die Betontafel unmittelbar befahren. Auch wenn ein bißchen Asphalt drauf ist, müssen wir darauf bestehen, daß der Beton rissefrei ist. Diese Verbindung des Verbundträgers mit der unmittelbar befahrenen Platte ist, glaube ich, gerade die Lösung, die eben von der wirtschaftlichen Seite besonders empfehlenswert ist.

Vorsitzender: Wir nehmen für den Unterschied der Temperatur zwischen Stahl und Beton für unsere Berechnungen 15° an. Diese Annahme stützt sich im wesentlichen auf die Messungen an der Brücke Rüdersdorf. Ich glaube nicht, daß man deren Ergebnisse ohne weiteres übernehmen kann. In Rüdersdorf liegt die Betonplatte auf den Obergurten der Hauptträger auf. Um die Reibung zwischen den Trägern und der Betonplatte zu vermindern, hat man Oelpapier oder etwas ähnliches zwischengeschaltet. Ich bin der Auffassung, daß man das nicht so ohne weiteres vergleichen kann mit den Verhältnissen bei der Verbundbauweise. Die auf den Stahl aufgeschweißten und in den Beton hineinfassenden Dübel erleichtern, und ich möchte glauben, in erheblichem Ausmaße, den Wärmeaustausch. Im Gegensatz dazu wird der Wärmeaustausch durch Zwischenlagen aus Ölpapier oder dergleichen erheblich gehemmt. Man kann daher die in Rüdersdorf gemessene Zahl für uns nicht ohne weiteres übernehmen. Sie ist zu hoch. Wenn wir die vielen Einflüsse — von denen der Betonbau allerdings im Gegensatz zu uns manches außer acht läßt — nach der schwierigen Seite jedoch auch nur etwas überschätzen, so kann die Folge sein, daß wir die neue Bauweise dadurch erledigen. Wir sollten uns wirklich etwas von der Kühnheit des Stahlbetons zu eigen machen.

Versuche über den Verschiebewiderstand von Dübeln für Verbundträger.

Von Otto Graf, Stuttgart.

Die Versuche sind auf Vorschlag des Unterausschusses „Verbundträger" für den deutschen Ausschuß für Stahlbau und für die Abteilung Wasserbau des Bundesverkehrsministeriums im Institut für Bauforschung an der Techn. Hochschule Stuttgart ausgeführt worden[1])[2]). Sie betreffen den Verschiebewiderstand von Verbindungsmitteln zu Verbundträgern, beobachtet an Probekörpern nach Abb. 1 bis 9. Die Verbindungsmittel waren an 1200 mm langen, durch zwei 10 mm dicke Stegbleche verstärkte IP 24 geschweißt. Diese Stücke wurden mit zwei 800 mm breiten, 200 mm dicken und 1300 mm langen Stahlbetonplatten versehen.

Die Versuchsanordnung ist die gleiche wie bei den schweizerischen Versuchen, die im Bericht 149 der Eidgen. Materialprüfungs- und Versuchsanstalt für Industrie, Bauwesen und Gewerbe im Jahr 1944 von M. Roš beschrieben und u. a. von A. Albrecht in der Schweiz. Bauzeitung 125 (1945) S. 11 u. f. erörtert sind. Vgl. auch den Bericht von F. Schleicher, Bauingenieur 25 (1950) S. 101—105. Die Anordnung nach Abb. 1 wurde mit Rücksicht auf die Dringlichkeit der Versuche (bei zwei Bauwerken war über die Bauart der Verbindungsmittel zu entscheiden) und wegen der Kosten gewählt; Biegeversuche wären zweckmäßiger, aber mit höheren Kosten verknüpft gewesen.

1. Bauart der Versuchskörper.

Zwei Proben *a* (im folgenden a_1 und a_2 genannt) nach Abb. 1 und 2 hatten quer stehende Dübel aus 40 mm brei-

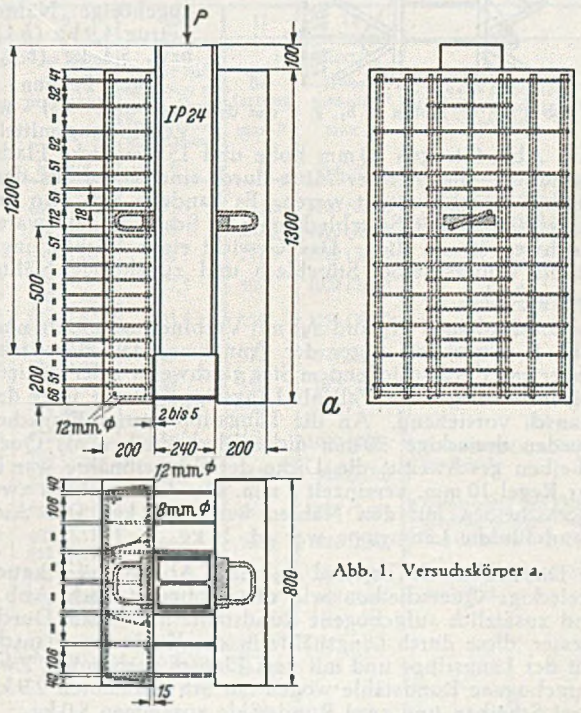


Abb. 1. Versuchskörper a.

---

[1] Die Stahlträger mit den angeschweißten Verbindungsmitteln hat Herr Prof. Dr.-Ing. e. h. Dr.-Ing. Dörnen zur Verfügung gestellt. Den Bewehrungsstahl lieferte das Techn. Landesamt, Abt. Autobahnen, in Stuttgart, den Zement und die Zuschlagstoffe zum Beton die Wasser- und Schiffahrtsdirektion in Stuttgart und das Techn. Landesamt in Ludwigsburg.

[2] Die Ausführung der Versuche besorgte Obering. Munzinger, unterstützt von Meister Reiner. Die Betonarbeiten hat Dipl.-Ing. Schäffler mit Meister Reif ausgeführt. Allen Mitarbeitern sei hier für ihre aufmerksame und tatkräftige Mitarbeit gedankt. Herr Munzinger hat mich außerdem bei der Berichterstattung unterstützt.

tem und 50 mm hohem Rechteckstahl, mit 10 mm bzw. 6 mm dicken Kehlnähten an die Träger IP 24 geschweißt, darüber stehende Ösen aus 19 mm Rundstahl, diese mit Kehlnähten am IP 24 und an den Dübeln befestigt. Das Gewicht eines Verbindungsmittels (Dübel, Öse und zugehörige Schweißnaht) betrug 4,5 kg.

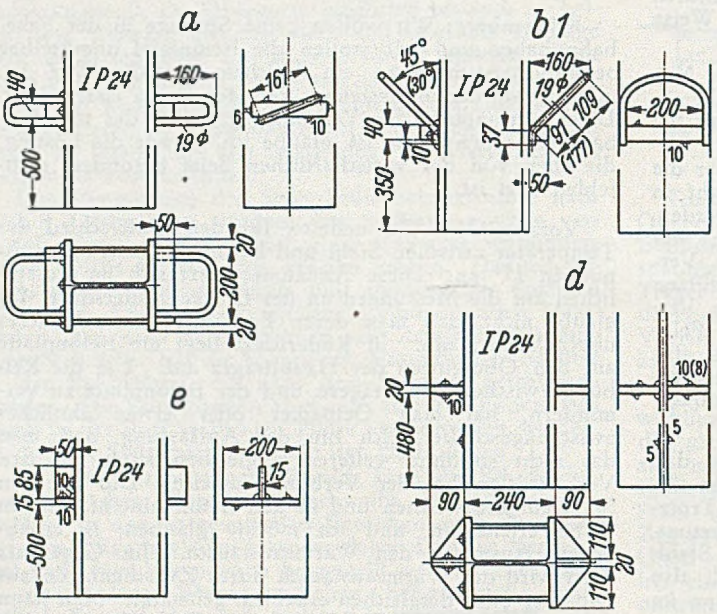


Abb. 2 bis 6. Proben a, b_1, e, d und ds.

Die Proben $b\,1$ ($b\,1_1$ und $b\,1_2$) mit Verbindungsmitteln nach Abb. 3 besaßen die gleichen Dübel wie die Proben a, außerdem unter 30° (Probe $b\,1_2$) oder 45° (Probe $b\,1_1$) schräg liegende Ösen aus Rundstahl von 19 mm Durchmesser. Das Gewicht eines Verbindungsmittels (Dübel, Öse und zugehörige Nähte) betrug 4,9 kg ($b\,1_1$) bzw. 5,3 kg ($b\,1_2$).

Die Proben e (e_1 und e_2) mit Verbindungsmitteln nach Abb. 4 trugen 50 mm hohe und 15 mm dicke Flacheisendübel, die in ihrer Mitte durch eine Rippe aus dem gleichen Stahl versteift waren. Es handelte sich also um Querscheiben mit Stützblechen. Die Schweißnähte waren durchweg 10 mm dick. Das Gewicht eines Verbindungsmittels (Querscheibe, Stützblech und zugehörige Nähte) waren 2,2 kg.

Die Proben d (d_1 und d_2) mit Verbindungsmitteln nach Abb. 5 entstanden unter der Annahme, daß der Stahlträger mit durchschießendem Steg geschweißt oder genietet sei, im vorliegenden Fall als Längsrippe 90 mm über den Flansch vorstehend. An die Längsrippen und Flanschen wurden dreieckige, 20 mm dicke Blechscheiben als Querscheiben geschweißt; die Dicke der Schweißnähte war in der Regel 10 mm, vereinzelt 8 mm. Das Gewicht von zwei Blechscheiben mit den Nähten betrug 2,0 kg. Der Aufwand für die Längsrippe war rd. 16 kg.

Die Proben ds (ds_1 und ds_2) nach Abb. 6 und 7 hatten dreieckige Querscheiben wie die Proben d nach Abb. 5 und zusätzlich aufgebogene Rundstähle mit 19 mm Durchmesser, diese durch Längsnähte in der Kehle des Flanschs mit der Längsrippe und mit dem Flansch verbunden. Zwei aufgebogene Rundstähle wogen mit Schweißnähten 2,9 kg, zwei Scheiben und zwei Rundstähle zusammen 5,0 kg.

Die bisher beschriebenen Proben besaßen links und rechts je einen Dübel, ohne oder mit zusätzlicher Verankerung durch Ösen oder aufgebogene Rundstähle. Die weiteren Proben erhielten je 2 hintereinander angeordnete Dübelpaare.

Die Proben $b\,2$ ($b\,2_1$ und $b\,2_2$) mit Verbindungsmitteln nach Abb. 8 hatten die gleichen Verbindungsmittel wie die Proben $b\,1$ nach Abb. 3. Je ein Paar dieser Verbindungsmittel saß links und rechts in 260 mm Abstand. Das Gewicht eines Paares der Verbindungsmittel (mit Schweißnähten) betrug 9,8 kg ($b\,2_1$; 45°) bzw. 10,6 kg $b\,2_2$; 30°).

Die Proben c (c 1 und c 2) mit Verbindungsmitteln nach Abb. 9 enthielten die gleichen Dübel wie die Proben $b\,2$; jedoch waren die Ösen längs stehend angeordnet. Der Stahlaufwand für ein Paar Verbindungsmittel mit Schweißnähten war 10,4 kg.

Die Trägere IP 24 waren auch an den Berührungsflächen der Stahlbetonplatten mit Ölfarbe gestrichen, damit die Haftfestigkeit und der Gleitwiderstand des Trägers am Beton klein blieb. Die Längsrippen auf den Trägern der Proben d und ds waren nicht gestrichen; auch alle Verbindungsmittel blieben ohne Anstrich.

Die Stahlbetonplatten waren nach Abb. 1 und 7 bewehrt; die Rundstähle mit 12 mm Durchmesser waren aus Betonstahl I, die Rundstähle mit 8 mm Durchmesser aus Betonstahl II. Im Bereich der Verbindungsmittel der anderen Proben wurde sinngemäß wie in Abb. 1 und 7 bewehrt.

Der Beton der Platten hatte die Eigenschaften eines guten Straßenbetons, wie unter 2) und 3) beschrieben wird.

2. Herstellung der Stahlbetonplatten.

Die Herstellung der 14 Proben geschah in der durch Abb. 1 und 7 gekennzeichneten Stellung an drei verschiedenen Tagen im Dezember 1949 und im Januar 1950.

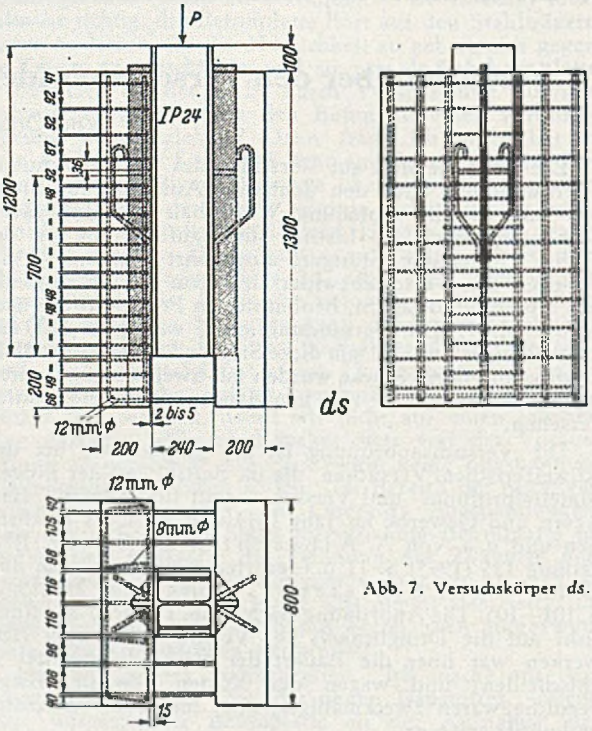


Abb. 7. Versuchskörper ds.

Verwendet wurden Portlandzement Z 225 aus Lauffen am Neckar, ferner Flußsand 0/3 und 0/7 mm, dazu Flußkies 7/30 mm.

Der Beton enthielt rd. 340 kg Zement je m³. Die Kornzusammensetzung lag im besonders guten Bereich.

Die Prüfung des Zements nach DIN 1164 lieferte

	im Alter von	7	28 Tagen
die Biegezugfestigkeit	zu	54	70 kg/cm².
die Druckfestigkeit	zu	245	405 kg/cm².

Der frische Beton hatte einen Wasserzementwert von 0,47 bis 0,50 und ein Eindringmaß von rd. 3 bis rd. 6 cm. Die Verdichtung des Betons der Stahlbetonplatten erfolgte mit einem schweren Innenrüttler des Losenhausenwerks. Gleichzeitig mit den Proben nach Abb. 1 bis 9

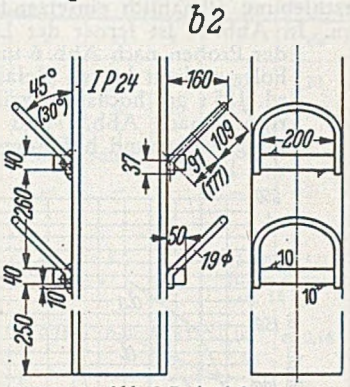


Abb. 8 Probe *b* 2.

sind an jedem der drei Herstellungstage 12 Würfel von 20 cm Kantenlänge, ebenfalls unter Rütteln des Betons hergestellt worden. Alle Proben standen in einer Halle, die in der Regel tagsüber geheizt wurde; sie wurden 7 Tage mit feuchten Säcken bedeckt, dann trocken gelagert.

3. Durchführung der Versuche.

Die Prüfung begann, sobald der Beton der Würfel eine Druckfestigkeit von rd. 380 bis 400 kg/cm² erreicht hatte. Das Alter des Betons war dabei 2 bis 3 Wochen. Im Einzelnen sind die Druckfestigkeiten in Spalte 7 der Tabelle 1 angegeben.

Beobachtet wurden die Verschiebungen der Träger gegenüber den Stahlbetonplatten, und zwar eines Trägerquerschnitts, der 50 mm unter der Druckfläche des Trägers und 45 mm über der oberen Stirnfläche der Stahlbetonplatten lag, ferner die Rißbildung auf allen sichtbaren Plattenflächen. Um das Auffinden der Risse zu erleichtern, wurden die Stahlbetonplatten mit Schlemmkreide dünn gestrichen.

Die Belastung der Proben nach Abb. 1 bis 9 geschah in Stufen; ausgehend von $P = 4$ t folgten nacheinander $P = 18.5$ t, 37, 55,5, 74, 92,5, 111, 129,5, 148, 166,5, 185, 203,5, 222, 240,5, 259, 277,5, 296, 333, 370 t.

Nach den fettgedruckten Lasten wurde in der Regel auf $P = 4$ t entlastet, um die bleibenden Verschiebungen festzustellen.

4. Versuchsergebnisse.

a) Abb. 10 bis 12 zeigen die an den 14 Proben gemessenen gesamten Verschiebungen. Aus den Ergebnissen der zusammengehörigen Proben sind jeweils die Mittelwerte errechnet und durch Linienzüge dargestellt worden.

Zunächst sei auf die Linienzüge *d* (Proben nach Abb. 5) und *e* (Proben nach Abb. 4) in Abb. 10 verwiesen. Hiernach waren die Proben *e*, insbesondere bei niederen Lasten, viel nachgiebiger als die Proben *d*, obwohl die Proben *d* Stützflächen von 2 · 98 cm² gegenüber 2 · 104 cm² bei den Proben *e* besaßen. An diesem Unterschied der Verschiebungen ist der Reibungswiderstand der Längsrippen in den Proben *d* beteiligt. Dieser Umstand ist an dem Verlauf der Linienzüge *d* und *e* zu erkennen, weil sich die beiden Linienzüge mit steigender Last relativ nähern.

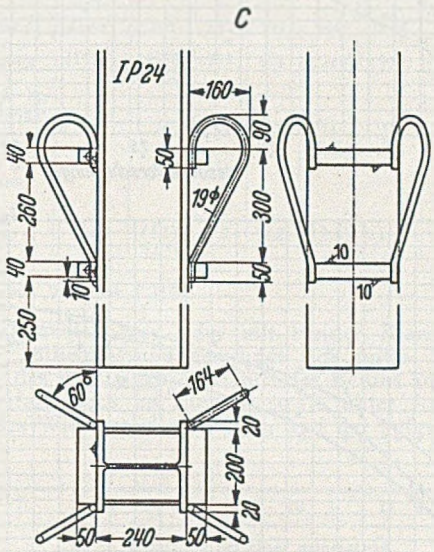


Abb. 9 Probe *c*.

Der oberste Linienzug in Abb. 10, zu den Proben *ds* gehörig, verläuft anfänglich wie der Linienzug *d*. Unter den Gebrauchslasten ($P_{zul} = 37$ t) und noch darüber hinaus blieben demnach die aufgebogenen Stäbe nach Abb. 6 ohne Wirkung auf die Größe der Verschiebungen. Eine Teilnahme der aufgebogenen Stäbe zeigte sich erst, als die Belastung etwa $P = 80$ t erreicht hatte und die Ver-

Tabelle 1.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Bauart der Probekörper nach Bild	Bezeichnung der Probekörper	Zahl der Dübelpaare	Gewicht der Dübel, Ösen und aufgebogenen Stäbe samt zugehörigen Schweißnähten kg	Prüfungstag	Alter Tage	Druckfestigkeit der Würfel[1] kg/cm²	Erster Riß im Beton: Belastung P_R t	Erster Riß im Beton: Dübelpressung[2] p_R kg/cm²	Erster Riß im Beton an den äußeren Breitflächen der Platten t	Höchstlast: Belastung max P t	Höchstlast: Dübelpressung[2] max p kg/cm²	Teile des Probekörpers, die beim Bruch zerstört wurden
1 und	a1	1	4,5	9. 1. 50	18	392	92,5	462 (1,18)	203,5	203,5	1020 (2,60)	Beton unter den Dübeln zerdrückt, dann Öse am linken Dübel gebrochen
2	a2		4,5	30./31. 1. 50	27	455	74	374 (0,82)	>185	237,5	1200 (2,64)	
3	$b1_1$	1	4,9	26. 1. 50	22	455	92,5	455 (1,00)	222	277,5	1370 (3,01)	Beton unter den Dübeln gedrückt, dann Ösen gerissen
8	$b2_1$	2	9,8	6. 2. 50	17	419	111 [3] 148 [4]	278 (0,66) 370 (0,88)	277,5	399	1000 (2,39)	
3	$b1_2$	1	5,3	10. 1. 50	19	392	129,5 [3] 203,5 [4]	647 (1,65) 1020 (2,60)	203,5	250	1250 (3,19)	
8	$b2_2$	2	10,6	11. 1. 50	20	392	148 [3] 203,5 [4]	368 (0,94) 506 (1,29)	333	370	920 (2,35)	
9	c1	2	10,4	12. 1. 50	21	392	92,5	230 (0,59)	333	370	920 (2,35)	
	c2		10,4	7. 2. 50	18	419	93	235 (0,56)	240,5	370	937 (2,24)	
5	d1	1	2,0	23. 1. 50	19	455	92,5 [3] 111 [4]	472 (1,04) 567 (1,25)	148	197	1000 (2,20)	Beton unter den Dübeln zerdrückt
	d2		2,0	3. 2. 50	14	419	92,5 [3] 111 [4]	475 (1,13) 570 (1,36)	148	185	949 (2,26)	
6 und	ds1	1	5,0	24. 1. 50	20	455	111	569 (1,25)	203,5	247	1270 (2,79)	Beton unter den Dübeln zerdrückt, dann aufgebog. Rundstähle gerissen
7	ds2		5,0	4. 2. 50	15	419	92,5 [3] 111 [4]	467 (1,11) 551 (1,34)	166,5	240,5	1210 (2,89)	
4	e1	1	2,2	12. 1. 50	21	392	92,5	443 (1,13)	—	148	709 (1,81)	Beton unter den Dübeln zerdrückt
	e2		2,2	25. 1. 50	21	455	55,5	272 (0,60)	—	155,5	762 (1,67)	

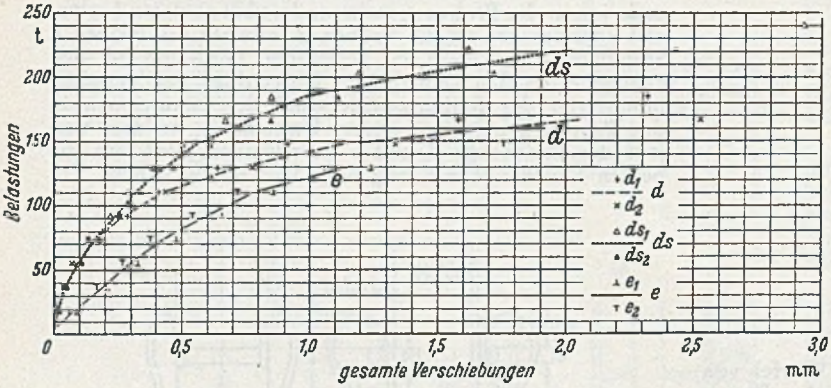
[1] Zur Zeit der Prüfung der Körper nach Abb. 1 bis 9.

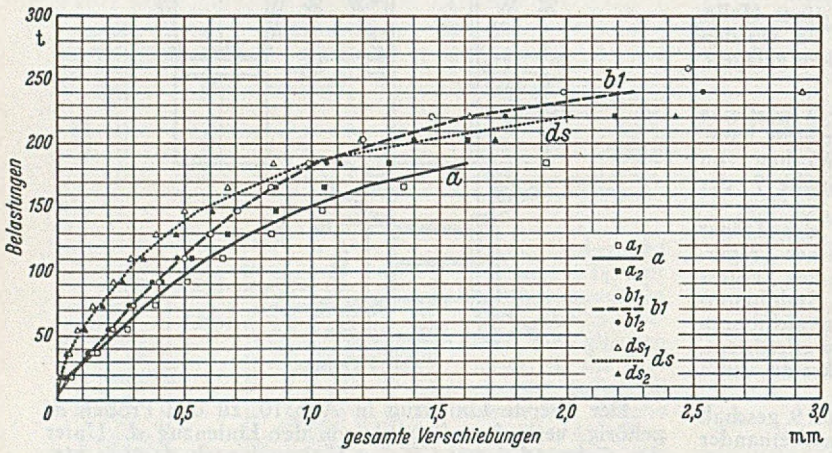
[2] Ohne Berücksichtigung der Ösen und aufgebogenen Stäbe. In Klammern: Verhältnis $\frac{\text{Dübelpressung}}{\text{Würfeldruckfestigkeit}}$

[3] Nur 5 mm lange Schrägrisse.

[4] 9 bis 36 mm lange Risse.

schiebungen mehr als 0,2 mm betrugen. Dabei ist zu beachten, daß die aufgebogenen Stäbe nachgiebiger sind als die Dübel; sie können bei der gewählten Versuchsanordnung erst nach entsprechenden Verschiebungen der Dübel zu erheblicher Wirkung kommen; die Anspannung der aufgebogenen Stäbe beginnt erst, wenn die Verschiebung des Stahlträgers an der Aufbiegestelle einsetzt.





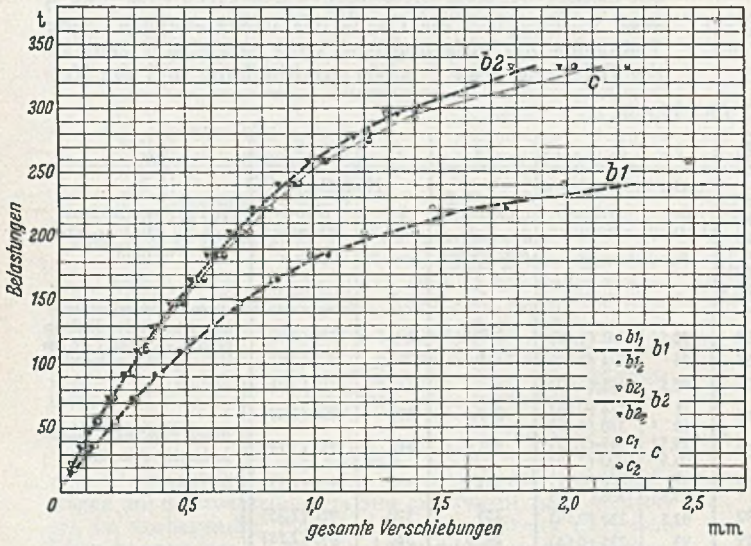
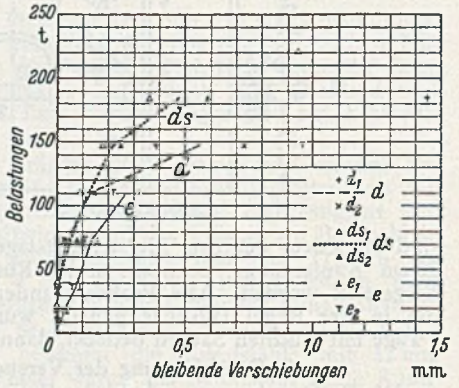
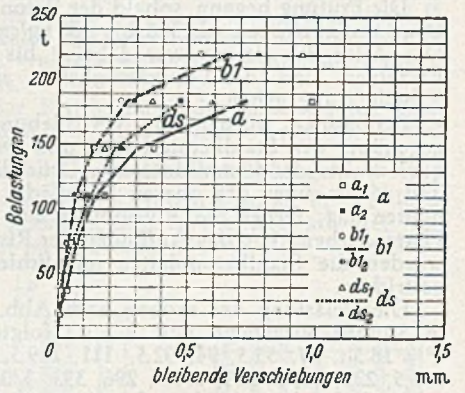


Abb. 10 bis 12.
Gesamte Verschiebungen an den Proben a, b_1, b_2, c, d, e und ds.

Hierbei ist weiter zu berücksichtigen, daß die Verschiebungen bei den Dübeln kleiner sind als bei den Meßstellen an den oberen Stirnflächen der Stahlbetonplatten[3]).

Lehrreich ist sodann Abb. 11. Die Proben $b\,1$ nach Abb. 3 (mit schräg liegenden Ösen) lieferten kleinere Verschiebungen als die Proben a nach Abb. 1 und 2 (mit stehenden Ösen). Die bessere Wirkung der schräg liegenden Ösen war anfänglich verhältnismäßig sehr klein; sie wurde mit steigender Last erheblich, entsprechend der durch die Verschiebung allmählich einsetzenden Anspannung der Ösen. In Abb. 11 ist ferner der Linienzug ds der Proben nach Abb. 6 und 7 wiederholt; er liegt bis zu Belastungen von rd. 185 t am höchsten, weil die Längsrippen nach Abb. 6 und 7 den Reibungswiderstand besonders hoch werden ließen.





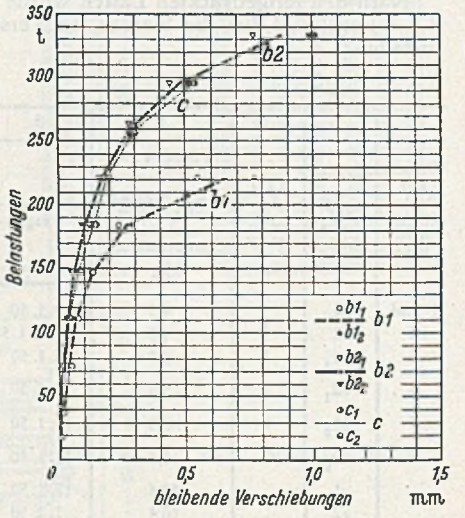


Abb. 13 bis 15. Bleibende Verschiebungen an den Proben a, b_1, b_2, c, d, e und ds.

In Abb. 12 sind zunächst die Linienzüge $b\,1$ (Proben nach Abb. 3) und $b\,2$ (Proben nach Abb. 8) zu vergleichen. Die Proben zu $b\,2$ enthielten zwei Dübelpaare mit schräg liegenden Ösen, die Proben $b\,1$ nur ein solches Paar. Die Verdoppelung der Verbindungsmittel brachte eine bedeutende Steigerung des Verschiebewiderstands, jedoch keine Verdoppelung desselben, wie zu erwarten stand. Der Linienzug c zeigt, daß die Ösen nach Abb. 9 (Proben c) ebenso wirksam waren wie diejenigen nach Abb. 8 (Proben $b\,2$).

[3] Wenn die Stahlbetonplatten vom oberen Stirnende bis zum Dübel als spannungslos vorausgesetzt werden (was nicht möglich ist, da die Reibung wirkt), so entsteht bei einer Belastungssteigerung um 100 t im Falle des Bildes 7 eine federnde Verschiebung von 0,113 mm, im Falle des Bildes 3 etwa die doppelte Verschiebung.

Weitere Aufschlüsse bringt der Vergleich der Verschiebungen, die bei bestimmten Lasten gemessen worden sind, ebenso der Lasten, die bei bestimmten Verschiebungen vorhanden waren. Hierzu gibt Tabelle 2 Auskunft. Daraus ist folgendes entnommen:

Proben	a	b1	e	d	ds	b2	c
Dübel { Dicke	40	40	15	20	20	2 · 40	2 · 40 mm
Dübel { Höhe	50	50	50	0/90	0/90	50	50 mm
Öse	1 querstehende	1 schräge	—	—	—	2 schräge	2 längsstehende
aufgebogene Stäbe	—	—	—	—	2	—	—
Gewicht der Verbindungsmittel[4]	4,5	5,1	2,2	2,0	5,0 (dazu Rippe rd. 16 kg)	10,2	10,4 kg
Gesamte Verschiebung unter $P = 74$ t[5] bzw. 148 t[5]	0,34	0,29	0,43	0,16	0,16	0,45	0,47 mm
Belastung bei einer gesamten Verschiebung von 0,50 mm	98,5	113,5	81,5	116	140,5	159,5	153,5 t

[4] Auf einer Seite des I P 24.

[5] Beim Entwurf der Proben als zweifache Nutzlast angenommen, wobei $\sigma_{zul} = {}^1/_3$ der Würfelfestigkeit des Betons im Alter von 28 Tagen $= {}^1/_3 \cdot 370$ kg/cm².

Die schrägen Ösen von *b* 1 erwiesen sich wirksamer als die quer stehenden von *a*, die längs stehenden von *c* ebenso brauchbar wie die schrägen in *b* 2. Die aufgebogenen Stäbe *ds* gaben eine Steigerung des Verschiebewiderstands. Auch die Längsrippe der Proben *d* und *ds* brachte eine Steigerung des Verschiebewiderstands; doch war der Stahlaufwand für die Rippe verhältnismäßig groß.

Unter sonst gleichen Umständen erscheinen die Dübel *a* und *b* 1 reichlich bemessen, weil der Dübel *e* mit viel kleinerem Gewicht und nachgiebigerer Form ohne Öse noch mehr als ⁴/₅ von *a* trug. Hierauf soll später eingegangen werden, wenn die weiteren, inzwischen begonnenen Versuche ausgeführt sind.

b) Über die bleibenden Verschiebungen geben Abb. 13 bis 15 sowie Tabelle 2 Auskunft. Die Ergebnisse decken sich mit denen, die unter a) für die gesamten Verschiebungen beschrieben sind.

c) Weitere Aufschlüsse lassen sich durch den Vergleich der Höchstlasten gewinnen, also durch die Gegenüberstellung der Lasten, mit denen der Widerstand der Proben erschöpft war. Die Einzelwerte finden sich in der Zahlentafel 1. Hieraus ist die folgende Aufstellung entnommen.

Proben	a	b1	e	d	ds	b2	c
Dübel { Dicke	40	40	15	20	20	40	40 mm
Dübel { Höhe	50	50	50	0/90	0/90	50	50 mm
Öse	1 querstehende	1 schräge	—	—	—	2 schräge	2 längsstehende
aufgebogene Stäbe	—	—	—	—	2	—	—
Gewicht der Verbindungsmittel[6]	4,5	5,1	2,2	2,0	5,0 (dazu Rippe rd. 16 kg	10,2	10,4 kg
Höchstlast	220,5	264	152	191	244	384,5	370 t
Dübelpressung	(1110)	(1310) [1050]	735	974	(1240)	(960)	(928) kg/cm²
Höchstlast je kg der Verbindungsmittel	24	26	35	47 (5,3)	24 (5,8)	19	18 t
Verhältnis der Dübelpressung zur Würfelfestigkeit des Betons	(2,6)	(3,1) [2,5]	1,7	2,2	(2,8)	(2,4)	(2,3 t)

[6] Auf einer Seite des I P 24.

Die ohne Klammer oder mit runder Klammer angegebene Dübelpressung errechnet sich unter Vernachlässigung des Reibungswiderstands des Betons am Träger, gegebenenfalls auch an Rippen, sowie unter Außerachtlassung des Widerstands der Ösen und der aufgebogenen Stäbe. Der Widerstand der Ösen und Stäbe unter der Höchstlast der Versuchskörper kann höchstens mit der Zugbelastung bei der Fließgrenze erwartet werden, d. h. bei 4 Stäben von 19 mm Durchmesser und $\sigma_S = 30$ kg/mm² zu höchstens rd. 35 t in Richtung der Stabachse. Mit der Anspannung der schrägen Ösen und der schräg aufgebogenen Stäbe wird zusätzlich der Reibungswiderstand der Stahlbetonplatten am Stahlträger erhöht, da die Zugkraft in den schräg liegenden Stäben eine Pressung der Stahlbetonplatten gegen den Stahlträger verursacht. Endlich geben die am Träger liegenden Stirnflächen und Endstücke der Ösen und aufgebogenen Stäbe unmittelbare Druckflächen, die wie die Dübelflächen wirken. Alle genannten Wirkungen können für ein Paar der Verbin-

Tabelle 2.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Bezeichnung der Probekörper	Verschiebungen[1] des I P 24 unter $P = 37$ t bei 1 Dübelpaar und unter $P = 74$ t bei 2 Dübelpaaren[2]			unter $P = 74$ t bei 1 Dübelpaar und unter $P = 148$ t bei 2 Dübelpaaren[2]			Belastung bei einer gemessenen gesamten Verschiebung[1] des I P 24 von 0,20 mm		0,50 mm	
	gesamte	bleibende	federnde	gesamte	bleibende	federnde	$P_{0,2}$	Dübelpressung[3] $p_{0,2}$	$P_{0,5}$	Dübelpressung[3] $p_{0,5}$
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	t	kg/cm²	t	kg/cm²
a_1	0,16	0,04	0,12	0,39	0,09	0,30	43	215 (0,55)	91	455 (1,16)
a_2	0,13	0,03	0,10	0,30	0,06	0,24	51	258 (0,57)	106	536 (1,18)
$b1_1$	0,14	0,02	0,12	0,30	0,05	0,25	51	251 (0,55)	111	547 (1,20)
$b2_1$	0,20	0,02	0,18	0,47	0,07	0,40	74	185 (0,44)	155	388 (0,93)
$b1_2$	0,12	0,01	0,11	0,28	0,03	0 25	55,5	277 (0,71)	116	580 (1,48)
$b2_2$	0,19	0,01	0,18	0,43	0,05	0,38	79	196 (0,50)	164	408 (1,04)
c_1	0,20	0,02	0,18	0,46	0,06	0,40	74	184 (0,47)	157	391 (1,00)
c_2	0,21	0,03	0,18	0,49	0,09	0,40	71	180 (0,43)	150	380 (0,91)
d_1	0,05	0,01	0,04	0,18	0,05	0,13	77,5	395 (0,87)	118	602 (1,32)
d_2	0,04	0	0,04	0,14	0,03	0,11	83,5	428 (1,02)	114	585 (1,40)
ds_1	0,05	0	0,05	0,14	0,03	0,11	88	451 (0,99)	148	759 (1,67)
ds_2	0,04	0	0,04	0,18	0,08	0,10	78,5	397 (0,95)	133	672 (1,60)
e_1	0,21	0,09	0,12	0,48	0,16	0,32	35,5	170 (0,43)	76	364 (0,93)
e_2	0,17	0,06	0,11	0,38	0,11	0,27	42,5	208 (0,46)	87	426 (0,94)

[1] Gesamte und federnde Verschiebungen auf $P_u = 4$ t bezogen; bei $P_u = 0$ t sind die Verschiebungen 0,01 mm größer.

[2] $P = 37$ t galt beim Entwurf der Versuchskörper als zulässige Last für ein Dübelpaar.

[3] Unter Außerachtlassung der Wirkung der Ösen oder der aufgebogenen Stäbe.

In Klammern: Verhältnis $\frac{\text{Dübelpressung}}{\text{Würfeldruckfestigkeit}}$

dungsmittel mindestens etwa 50 t betragen. Die Versuche zeigten diese Wirkung unmittelbar bei den Proben *d* und *ds* mit 244—191 = 53 t. Bei günstigerer Lage der Ösen, das ist über den Dübeln, z. B. im Falle *b* 1 nach Abb. 3, ist mehr zu erwarten. Dementsprechend wären bei den Proben *b* 1 als Last, die den Dübeln zuzuschreiben ist, höchstens 210 t, wahrscheinlich weniger einzusetzen.

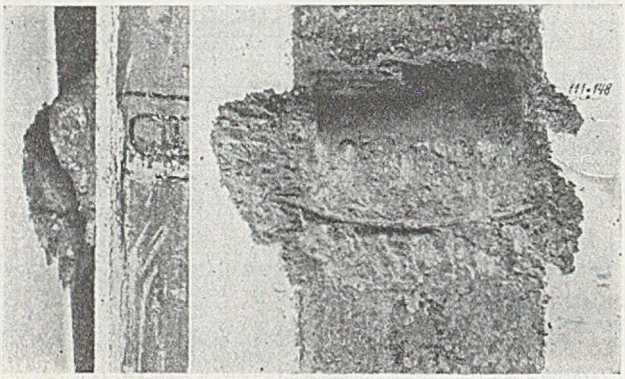


Abb. 16 und 17. Bruchstelle der Probe a 1.

Mit der so geschätzten Dübelkraft von 210 t sind die Dübelpressungen bei *b* 1 auf die in eckigen Klammern eingetragenen 1050 kg/cm² zurückzusetzen.

Die Beurteilung der Tragfähigkeit des Betons unter den Dübeln kann mit den Proben *d*, *e* und *b* 1 geschehen. Den kleinsten Wert lieferten die Proben *e* mit 735 kg/cm², entsprechend dem 1,7fachen der Würfelfestigkeit. Die Übertragung der Druckkraft geschah mit einem Flachstahldübel, der an seinen Flügeln viel nachgiebiger war als in der gestützten Mitte. Die Lastübertragung war ungünstiger als bei den gleich hohen, aber viel dickeren Dübeln der Proben *a* und *b* 1, auch ungünstiger als bei

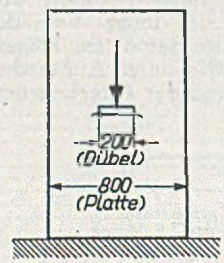


Abb. 18.

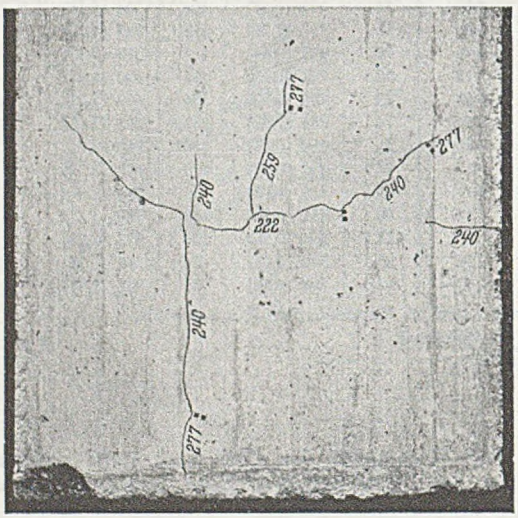


Abb. 19. Außenfläche der Probe *b* 1₁.

den dreieckigen Stützscheiben der Proben *d*. Dementsprechend betrug die rechnerische Dübelpressung

bei den Proben *d* 974 kg/cm²,
d. i. die 2,2fache Würfelfestigkeit,
bei den Proben *b* 1 1050 kg/cm²,
d. i. die 2,5fache Würfelfestigkeit.

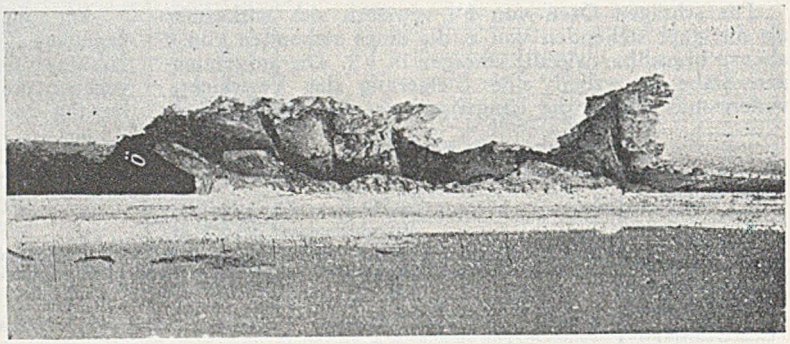
Daß die Dübelpressung das Mehrfache der Würfelfestigkeit erreichen kann, ist durch frühere Versuche bekannt. Vgl. O. Graf: Die Eigenschaften des Betons, Berlin 1950, S. 129.

d) Praktisch wichtig ist sodann der Vergleich der Verbindungsmittel nach dem Stahlaufwand für die Schweißnähte. Dazu ist rechnerisch das Gewicht der Schweißnähte bestimmt worden.

Es fand sich

bei den Proben	das Gewicht der Schweißnähte						
	a	*b* 1	*e*	*d*	*ds*	*b* 2	*c*
für die Nähte an 1 Dübel zu	0,34	0,21	0,49	0,50	0,50	—	— kg
für die Nähte an 2 Dübeln zu	—	—	—	—	—	0,62	0,62 k
für die Nähte an den Ösen und aufgebogenen Stäben zu	0,07	0,10	—	—	0,22	0,20	0,34 kg
für alle Schweißnähte der an einer Trägerfläche verwendeten Verbindungsmittel zu	0,41	0,41	0,49	0,50 (o. Stegnaht)	0,72	0,82	0,96 kg
Höchstlast	220,5	264	152	191	244	384,5	370 t
Höchstlast bezogen auf 1 kg der Schweißnähte	540	640	310	380	340	470	390 t

In den ersten zwei Gruppen der Verbindungsmittel (Proben *a*, *b* 1, *e*, *d* und *ds*) steht die Bauart *b* 1 nach Abb. 3 an erster Stelle (wie bei der Dübelpressung); dann folgt das Verbindungsmittel *a* nach Abb. 2. In der dritten



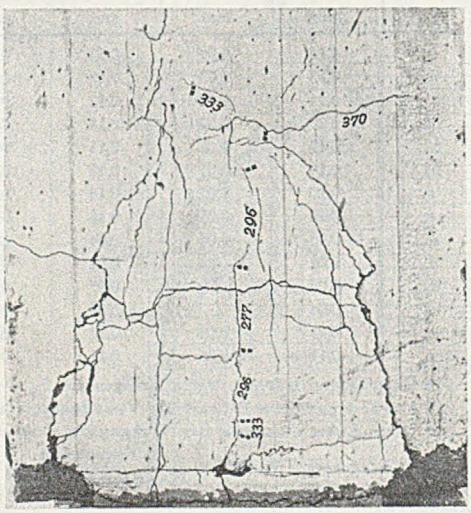


Abb. 20 u. 21. Probe *b* 2₁

Gruppe sind die Verbindungsmittel *b* 2 und *c* nach Abb. 8 und 9 deutlich verschieden; der Unterschied entstand im wesentlichen durch die verschieden langen Nähte der Ösen.

e) Weiterhin ist aufmerksam zu machen, daß an den Dübeln, bzw. an deren Schweißnähten keinerlei Zerstörung beobachtet wurde. Die Schweißverbindungen waren hiernach alle ausreichend. Um ein Bild der Tragfähigkeit zu erhalten, sind inzwischen einige Dübel durch direkte Belastung geprüft worden.

f) Schließlich seien zur Erläuterung des Gesagten Photographien wiedergegeben, die das Bruchbild einiger Proben zeigen. In Abb. 16 und 17 ist die Bruchstelle der

Probe a 1 nach Abb. 1 und 2 dargestellt. Unter dem Dübel ist der Beton steil abgeschert. Die stehende Öse ist nahe dem Dübel gebrochen. Rechts in Abb. 17 ist das Ende eines der ersten Risse sichtbar; der erste Riß fand sich bei dieser Probe (vgl. Zahlentafel 1) unter 92,5 t an der anderen Stahlbetonplatte etwa in gleicher Höhe. Das Beispiel kennzeichnet alle ersten Risse; sie erschienen in der Regel

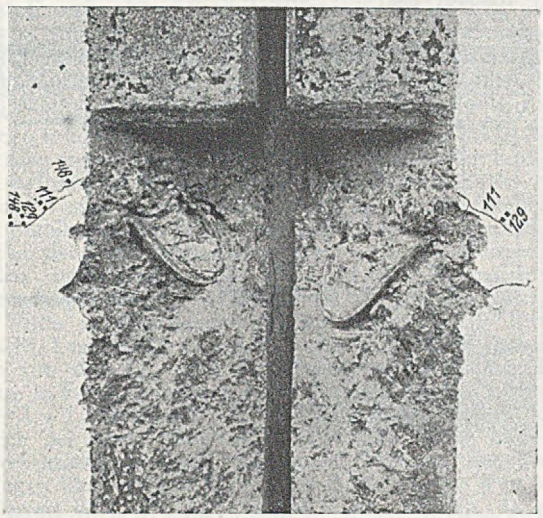


Abb. 22. Bruchstelle der Probe d_2.

nach Abb. 18 in der Höhe des Dübels als feine, kurze, etwas schräg nach unten verlaufende Anrisse. Dabei handelt es sich um die Folge der Zugspannungen, die durch die örtliche Dübelbelastung im Übergang zum nicht belasteten Plattenteil auftreten.

In Abb. 19 findet sich die Außerfläche einer Stahlbetonplatte der Probe $b\,1_1$ nach Abb. 3. Unter hohen Lasten ($P = 222$ t) erschienen im unteren Plattenbereich zunächst quer, gekrümmt verlaufende, dann senkrecht, nahezu gerade verlaufende feine Risse.

Abb. 20 zeigt die Probe $b\,2_1$ nach Abb. 8. Die Ösen sind abgerissen (bei Ö). Abb. 21 gehört zur gleichen Probe; die Platte wurde unter hohen Lasten weitgehend zertrümmert.

In Abb. 22 ist die Probe d_2 nach Abb. 5 dargestellt. Die Zerstörung ist von gleicher Art wie bei der Probe a_1 in Abb. 16 und 17.

5. Schlußbemerkung.

Den beschriebenen Versuchen läßt sich für den dadurch gedeckten Bereich u. a. folgendes entnehmen:

a) Unter den dicken Dübeln der Proben a und b 1 ertrug der Beton höhere Pressungen als unter den Flacheisendübeln der Proben d und e.

b) Die Tragfähigkeit des Betons erreichte unter den gewählten Verhältnissen bei den Proben b 1 das 2,5fache der Würfelfestigkeit, wenn die Wirkung der Ösen beachtet wird, und das 3,1fache, wenn die Wirkung der Ösen außer acht bleibt.

c) Schräg liegende Ösen nach Abb. 3 und 8, sowie längs stehende nach Abb. 9 und aufgebogene Stäbe nach Abb. 6 erwiesen sich wertvoller als quer stehende Ösen.

d) Die Beurteilung der Verbindungsmittel ist sowohl nach der Größe der Verschiebungen als auch nach der Höchstlast durchzuführen wie unter 4 gezeigt ist. Dabei ist zu beachten, daß die Dübel ihre Belastung unmittelbar aufnehmen, während die Lastaufnahme der Ösen nacheilt, weil zwischen der Stützfläche und ihrer Verankerungsfläche durch die Dehnung der Ösenstäbe eine Verzögerung eintritt.

e) Hintereinandergeschaltete Verbindungsmittel (Proben b 2 und c) kommen bei der gewählten Versuchsanordnung nicht voll zur Geltung. Hier ist aufmerksam zu machen, daß für Verbindungsmittel auf Trägern günstigere Bedingungen gelten. Wir können außerdem aus den von Leonhardt beschriebenen Versuchen für die Rodenkirchener Brücke entnehmen, daß schon sehr niedere Dübel die Verschiebung verhindern können. Dazu müßten aber in allen Fällen Ösen oder aufgebogene Eisen treten, damit die Platte gegen den Träger gepreßt bleibt.

f) In bezug auf den Aufwand an Schweißnähten erwiesen sich die Verbindungsmittel b 1 nach Abb. 3 und a nach Abb. 2 am günstigsten.

g) Die Schweißnähte sind in keinem Fall gebrochen.

Eine weitere Stellungnahme wird erfolgen, wenn die zusätzlichen, schon eingeleiteten Versuche ausgeführt sind. Sie betreffen Flachstahldübel verschiedener Form mit Ösen aus Flachstahl.

Ältere Messungen an ausgeführten Brücken.

Von Dr.-Ing. Hellmut Homberg, Hagen/Westf.

1. Schwedische Untersuchungen.

Die erste bedeutende Veröffentlichung, Verbundträger betreffend, ist der 1936 erschienene Bericht von Kolm [1]. Kolm sagt u. a.: Zur Klärung der Spannungsverteilung in einem Brückenbau aus Stahlträgern mit Betonplatte sind an einigen Straßenbrücken Spannungsmessungen vorgenommen worden. Einige der Brücken sind statisch bestimmt, andere wieder als Durchlaufbalkenbrücken ausgebildet. Die Querschnitte sind aus der Quelle [1] zu ersehen. Die Hauptträger bestehen entweder aus gewalzten Breitflanschträgern oder aus geschweißten Blechträgern. An einigen Brücken sind Verankerungseisen eingesetzt, bei anderen nicht. Die Meßpunkte sind etwa über die Feldmitte oder über die Zwischenstützen gelegt worden. Zum Vergleich wurden die Spannungen unter folgenden Annahmen berechnet: Im 1. Fall wird vorausgesetzt, daß keine Zusammenwirkung zwischen Betonplatte und Stahlträger stattfindet. Im 2. Falle wird eine vollständige Zusammenwirkung angenommen; dabei ist die ganze Plattenbreite als mitwirkend vorausgesetzt, das Verhältnis der Elastizitätsmoduli wird zu 10 angenommen. Die Einzelwerte vgl. [1] S. 1026/27. Die gemessenen Spannungen sind im allgemeinen geringer als die unter Voraussetzung völliger Zusammenwirkung berechneten Werte. Dies kann darauf zurückgeführt werden, daß der Wert $n = 10$ nicht zutrifft. In einem Falle sind die abgelesenen Spannungen größer als die berechneten. Dies ist hierauf zurückzuführen, daß die zusammenhaltenden Kräfte zwischen Platte und Trägern teilweise überwunden wurden und eine völlige Zusammenwirkung demnach nicht vorhanden war. Die für sehr breite Brücken erhaltenen Resultate deuten darauf hin, daß die Betonplatte nicht in dem Maße mitgewirkt hat, wie bei den Berechnungen angenommen wurde.

Für negative Momente treten Zugspannungen in der Betonplatte auf. Sobald die Zugfestigkeit des Betons überschritten wird, ist das Bestehen der Betonplatte gefährdet und dieselbe kann mit den Stahlträgern bei der Kräfteübertragung nicht weiter zusammenarbeiten. Voraussetzung für ein Zusammenwirken von Betonplatte und Stahlträgern ist folglich, daß die Zugbeanspruchungen der Platte begrenzt werden. Die Erfahrung hat gelehrt, daß die Gefahr der Rissebildung in der Betonplatte an Stellen, an denen sie den negativen Momenten ausgesetzt ist, vorliegt. Bei Brückenbauten mit durchlaufenden Hauptträgern sind nämlich in einzelnen Fällen über den Stützen Risse entstanden. Die vorhandene Eiseneinlage, welche nur für die örtlichen Lasten dimensioniert war, hat das Entstehen von Rissen nicht verhindern können. Es ist daher eine wesentlich größere Eiseneinlage notwendig, wenn die Eisen die Zugspanungen aufnehmen sollen, die bei der Zusammenwirkung zwischen Platte und Träger entstehen.

2. Amerikanische Beton-Holz-Brücken.

Zur gleichen Zeit kam aus Amerika die Kunde über den Bau von Verbundtragwerken in Beton-Holz-Bauweise [2]. Schon 1936 waren über 100 Brücken derartiger

Bauwerke hergestellt worden. Abb. 1a zeigt den Querschnitt einer amerikanischen Talbrücke in Beton-Holz-Bauweise. Das Tragwerk besteht aus Holzbalken mit 8,84 m Stützweite. Der Querschnitt der Holzbalken beträgt 61 · 17,8 cm. Die Fahrbahn wird von 10 Holzbalken

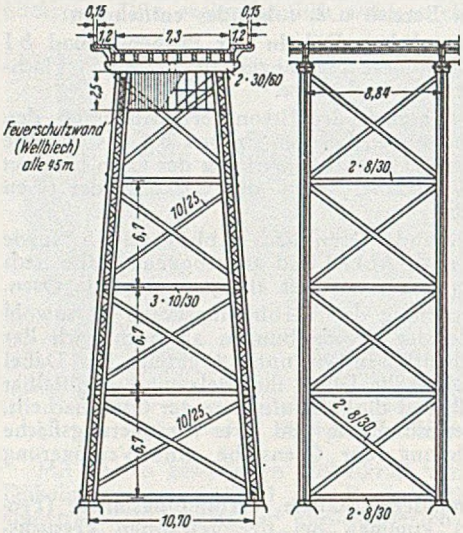


Abb. 1a.

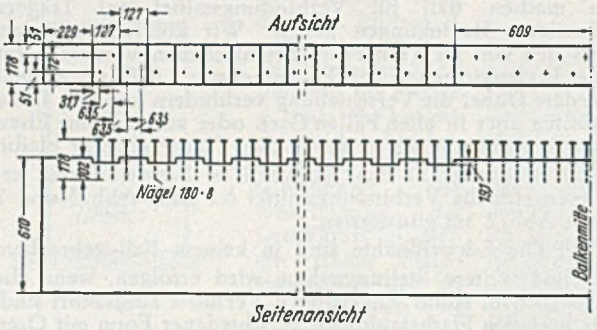


Abb. 1b.

unterstützt, die an der Oberfläche Einkerbungen von 12,7 cm Breite haben, in welche der Beton hineingreift und somit eine natürliche Verdübelung ermöglicht. Um ein Abheben des Betons von dem Balken zu verhindern, sind zahlreiche Nägel 180 · 8 in die Oberfläche der Balken eingenagelt. Die unmittelbar befahrene Betonfahrbahntafel hat eine Stärke von etwa 16 cm.

Versuche über das Zusammenwirken von Stahlbetonplatten und Holzbalken ergaben, daß die Tragfähigkeit verdoppelt und die Steifigkeit vervierfacht wurden. Auch unter wiederholten und wechselnden Belastungen haben sich die Konstruktionen bewährt.

Die Wirtschaftlichkeit beurteilt der Amerikaner nach folgenden Gesichtspunkten. Ein Bauwerk kostet in der vorbeschriebenen Ausführung etwa halb so viel wie ein massives Bauwerk. Die Lebensdauer der Massivbrücke wird mit 80 Jahren angenommen, während man für die Beton-Holz-Brücke eine Dauer von 30 bis 35 Jahren als sicher erreichbar zugrundelegt, da sämtliche Holzteile nach erfolgter Bearbeitung mit Teeröl getränkt werden. Damit werden die gesamten Jahreskosten (Verzinsung, Abschreibung und Unterhaltung) trotz der höheren Unterhaltungskosten geringer als für ein massives Bauwerk.

3. Erzherzog-Johann-Brücke in Bad Aussee.

Eine Brücke in Beton-Stahl-Bauweise wurde 1938 von Krebitz veröffentlicht [3]. Krebitz sagt: „Bei Straßenbrücken, deren Tragwerke aus 2 oder mehreren unter der Fahrbahn liegenden vollwandigen Stahlträgern gebildet werden, über welche eine Eisenbetonplatte für die Fahrbahntafel angeordnet ist, bleiben die Durchbiegungen der Probelast wesentlich hinter den gerechneten Werten zurück, wenn dafür gesorgt wird, daß ein zuverlässiges Zusammenwirken der Fahrbahnplatte mit den Stahlträgern gewährleistet wird. Diese Beobachtung wurde mehrfach dazu verwendet, die Durchbiegungen des Tragwerkes bei gedrückter Bauhöhe auf ein geringes Maß herabzusetzen."

Die Stützweite der Brücke in Aussee betrug 22 m, konstruktive Einzelheiten vgl. [3] S. 228. Die Verdübelung wurde durch auf dem Oberflansch der Träger aufgeschweißte Flacheisen und durch Löcher in denselben eingezogene Rundeisenbügel bewirkt (Abb. 2).

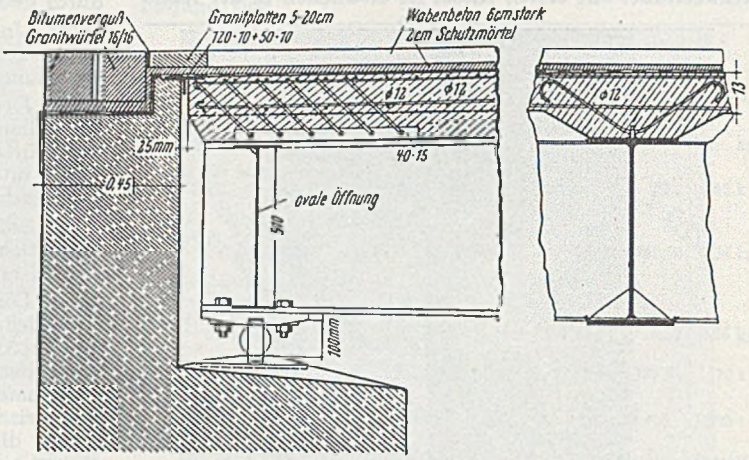


Abb. 2.

Die rechnungsmäßige Durchbiegung ($n = 10$) unter Zugrundelegung des Zusammenwirkens von Beton und Stahl beträgt 4,4 mm, ohne Mitwirkung der Platte 11 mm. Der Belastungsversuch ergab gute Übereinstimmung von Rechnung und Messung.

4. Eisenbahnbrücke in Zürich-Wollishofen.

Über Messungen an einer Beton-Stahl-Eisenbahnbrücke wurde 1941 von Stüssi berichtet. Das durchgehende Schotterbett dieser Brücke wird von einem Stahlbetontrog aufgenommen, dessen Tragkonstruktion durch einbetonierte Querträger gebildet wird. Diese sind Breitflanschträger und bilden mit dem Beton und einer zusätzlichen Armierung in Längs- und Querrichtung zusammen eine stark schiefe, in den beiden Tragrichtungen ungleiche steife Platte von 36 cm Stärke. Einzelheiten vgl. [4]. Die Fahrbahntafel ist mit den Hauptträgern in feste Verbindung gebracht.

Die Messungen bei Belastungsversuchen ergaben bei Annahme voll mitwirkender Plattenbreite Übereinstimmung zwischen Messung und Rechnung ($n = 8$), trotzdem der Beton hauptsächlich in der Zogzone liegt. Bei der Bemessung der Hauptträger durfte die Verbundwirkung nicht berücksichtigt werden, da an einzelnen Stellen mit Rißbildung im Beton gerechnet werden muß. Dagegen zeigen diese Ergebnisse, daß bei der Berechnung der Formänderungen die Verbundwirkung auch mit Beton auf Zug zu berücksichtigen ist.

5. Elbe-Brücke, Dömitz.

Die Stromöffnung [5] wird durch einen Stabbogen überbrückt, dessen Versteifungsträger auch über die benachbarten Seitenöffnungen durchläuft. Die Fahrbahntafel liegt in Höhe des Hauptträgerobergurtes. Die Flutöffnungen bestehen aus zusammen 4 Vollwandträgern, auf denen eine Stahlbetonfahrbahntafel liegt. Die Versuche zeigten deutlich, wie stark die Fahnbahntafel mit den Stahlträgern zusammenwirkt, wurden doch die Durchbiegungen auf die Hälfte und weniger der gerechneten Werte herabgesetzt. Von besonderem Interesse ist dies bei dem Stabbogen, bei dem keine direkte Verbindung der Fahrbahntafel aus Stahlbeton mit den Hauptträgern besteht. Einzelheiten vgl. [5].

Literatur.

1. R. C. Kolm: Intern. Ver. Brückenbau und Hochbau. Berliner Kongreß 1936, Vorbericht. S. 1023.
2. Simons: Bauingenieur 17 (1936) S. 564.
3. Krebitz: Beton und Eisen 37 (1938) S. 227.
4. Stussi: Schweiz. Bauzeitung (1941) S. 295.
5. Wreden u. Klingberg: Die Bautechnik 14 (1936) S. 365.

Der Temperatureinfluß bei der Verbund-Bauweise.

Von Prof. Dr.-Ing. habil. K. Hirschfeld, Aachen.

Der wesentliche Inhalt des Vortrages ist bereits in [1]: Bauingenieur 25 (1950) S. 191, erschienen.

Der Stahlbeton wird in der Technik als homogener Baustoff angesehen. Streng genommen ist er das nicht, denn es stimmen nicht einmal die linearen Ausdehnungskoeffizienten der beiden Grundstoffe Stahl und Beton völlig überein. Diese Koeffizienten betragen für Stahl $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} = \text{konst.}$ und für Beton, abhängig von der Güte, $\alpha = 10^{-5}$ bis $14 \cdot 10^{-6}$. Die Unterschiede bis $\pm 20\,\%$ läßt man unter den Tisch fallen und rechnet der Einfachheit halber mit gleichen Ausdehnungskoeffizienten und verschafft sich damit die Berechtigung zu der Annahme, den Stahlbeton als homogenen Baustoff zu behandeln.

Bei der Verbundbauweise sind noch die Wärmeleitzahlen zu beachten. Für Stahl ist die Wärmeleitzahl praktisch konstant, $\lambda = 50$ kcal/m h °C, dagegen steht sie für Beton in Zusammenhang mit Feuchtigkeit, Raumgewicht, Temperatur und noch anderen Faktoren, ist somit auch von der Zeit nach dem Betonieren abhängig. Für Beton in Fahrbahnplatten kann man wohl einen mittleren Wert $\lambda = 1{,}0$ annehmen. Es sei ausdrücklich bemerkt, daß es sich bei dieser Zahl um unbewehrten Beton handelt. Bewehrungsprozentsatz, Lage und Führung der Stahleinlagen üben wesentlichen Einfluß auf diesen Wert aus; inwieweit läßt sich zahlenmäßig nicht angeben, da entsprechende Versuche noch ausstehen. Eine letzte hier noch interessierende Wärmeleitzahl ist die der Luft, die in unseren Breitengraden im Mittel zu $\lambda = 0{,}02$ kcal/m h °C angenommen werden kann. Das besagt, daß die Wärmeleitzahl des Stahls rund 2500mal größer ist als die der Luft, und daß der Stahl, wenn er frei liegt, praktisch sofort die Temperatur der Luft annimmt. Demgegenüber wird der viel trägere Beton der Temperaturbewegung des Stahls mit erheblicher Phasenverschiebung nachhinken.

Um die Spannungen ermitteln zu können, müssen zunächst die Temperaturen an den Deckflächen der Betonplatte bekannt sein. Bei der Temperaturbestimmung an der oberen Deckfläche sind auch die durch die Sonne eingestrahlte Wärme sowie die Rückstrahlung der Körpertemperatur an die umgebende Luft zu berücksichtigen. Zur Durchführung des Rechnungsganges ist die Kenntnis zweier weiterer Stoffkonstanten erforderlich:

1. Die Strahlungsintensität ist von der geographischen Lage und den meteorologischen Verhältnissen abhängig. Nicht zuletzt sei auf den Einfluß des Neigungswinkels der Fläche zu den auftreffenden Sonnenstrahlen hingewiesen. Im ungünstigsten Falle kann man für einen Ort 50° nördl. Breite am 1. Juli, mittags 12 Uhr, bei wolkenlosem Himmel eine Strahlungsintensität von etwa $J = 730$ kcal/m² h annehmen.

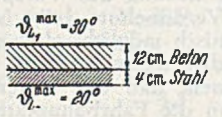


Abb. 1. Schnitt durch Beton- und Stahlplatte.

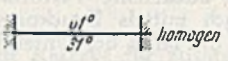


Abb. 2. Stab mit beiderseitiger Endeinspannung.

Abb. 3. Gegenüberstellung der Temperaturen in Wirklichkeit und nach den Bestimmungen

2. Die Absorptionszahl ist im wesentlichen abhängig von der Farbe und Beschaffenheit der angestrahlten Fläche und von ihrer Neigung zur Sonnenrichtung. Ferner spielen auch Lufttemperatur, Größe der Luftbewegung und Wärmeleitzahl der Platte eine Rolle. Für eine dunkelgrau bis schwarze Farbe beträgt $A \sim 0{,}9$, und da zu erwarten ist, daß die Fahrbahn im Laufe der Zeit eine solche Farbe annehmen werden wird, so kann man als ungünstigsten Wert $A = 0{,}9$ setzen.

Mit diesen Werten ergeben sich die Temperaturen $\vartheta_1 = 61°\,\text{C}$ an der oberen Deckfläche der Platte und $\vartheta_2 = 31°\,\text{C}$ an der unteren Deckfläche. Die dadurch ausgelösten Spannungen betragen z. B. beim beiderseitig eingespannten Stab (Abb. 1 u. 2)

$$\sigma_\vartheta^{\max} = \sigma_\vartheta^N + \sigma_\vartheta^M = 65{,}1 + 31{,}5 = 96{,}6\ \text{kg/cm}^2.$$

Vergleicht man mit den Bestimmungen, so zeigt sich, daß für das Beispiel die mittlere tatsächliche Temperatur 46/15, also rund dreimal so groß ist wie die nach den Bestimmungen (Abb. 3). In dem Aufsatz [1] wurde wie auch hier mit $n = 10$ gerechnet. Bei Fahrbahnplatten wird meist n zwischen 6 und 7 liegen.

Man sollte sich nicht scheuen, die wirklichen Temperaturen in die Rechnung einzuführen. Es erscheint mir richtiger, lieber die Beanspruchung durch Temperatur als Nebeneinfluß zu betrachten und die zulässigen Spannungen dafür höher anzunehmen, z. B. bis etwa an die Bruchgrenze zu verlegen.

Eine Herabminderung der Temperaturunterschiede in der Betonplatte läßt sich nur erreichen, indem man die Fahrbahnplatte mit einem wärmedämmenden Belag versieht. Unter der Voraussetzung einer einwandfreien Betonausführung ist ein Asphaltbelag sowohl in wärme- als auch schalltechnischer Hinsicht nur zu empfehlen. Es hat keinen Sinn, einen dämpfenden Baustoff zwischen Betonplatte und Stahlkonstruktion anzuordnen, da dann durch die ungünstigeren statischen Verhältnisse die Wirtschaftlichkeit der Bauweise stark herabgesetzt und das Wärmeproblem dabei keiner günstigeren Lösung zugeführt wird.

Für den Fall der Temperaturbelastung soll der Nachweis an einem Beispiel geführt werden. Aus Vergleichsgründen wird die in [1] behandelte Platte, die jetzt zusätzlich mit einer 4 cm starken Asphaltabdeckung versehen sein möge, zur Untersuchung herangezogen.

Der Wärmedurchgangswiderstand

$$\frac{1}{k} = \frac{1}{\alpha_1} + \sum \frac{\delta}{\lambda} + \frac{1}{\alpha_2} = \frac{1}{12} + \frac{0{,}04}{0{,}70} + \frac{0{,}12}{2{,}0} + \frac{0{,}04}{50} + \frac{1}{12} = 0{,}2846$$

liefert die Wärmedurchgangszahl $k = 3{,}52$ kcal/m² h °C. Damit errechnen sich die Randtemperaturen

$$\vartheta_1 = \frac{\alpha - k}{\alpha}\left(\frac{J\,A}{\alpha} + \vartheta_{L_1}^{\max} - \vartheta_{L_2}^{\max}\right) + \vartheta_{L_2}^{\max} = \frac{12 - 3{,}52}{12}\left(\frac{730 \cdot 0{,}9}{12} + 30 - 20\right) + 20 = 65{,}8°\,\text{C}$$

und

$$\vartheta_2 = \frac{1}{F}\frac{Q}{\alpha} + \vartheta_{L_2}^{\max}$$

wobei mit

$$Q = \frac{k\,\alpha}{k + \alpha}(\vartheta_1 - \vartheta_{L_2}^{\max})\,F = \frac{3{,}52 \cdot 12}{3{,}52 + 12}(65{,}8 - 2{,}0) = 124{,}5\,\text{kcal}$$

$$\vartheta_2 = \frac{124{,}5}{12} + 20 = 30{,}4°\,\text{C}$$

wird (Abb. 4). Bei Annahme gleichen Wärmestroms durch

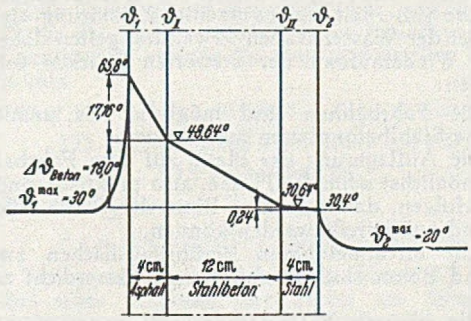


Abb. 4. Temperaturverlauf in einer mit Asphalt abgedeckten Stahlbetonfahrbahnplatte (aus Gründen der Übersichtlichkeit ist das Bild um 90° gedreht).

alle Schichten ergibt sich die Wärmemenge aus der Kontinuitätsbedingung zu

$$Q_S = -\frac{\vartheta_1 - \vartheta_2}{\sum \frac{\delta}{\lambda}} = -\frac{35{,}4}{0{,}118} = -300\,\text{kcal}.$$

Umgekehrt läßt sich der Temperaturunterschied zwischen den Grenzflächen einer Schicht gemäß

$$\vartheta_{n-1} - \vartheta_n = -Q_S \frac{\delta_n}{\lambda_n}$$

bestimmen, und man erhält

$$\vartheta_1 - \vartheta_I = 300 \frac{0{,}04}{0{,}70} = 17{,}16°,$$

$$\vartheta_I - \vartheta_{II} = 300 \frac{0{,}12}{2{,}0} = 18°,$$

$$\vartheta_{II} - \vartheta_2 = 300 \frac{0{,}04}{50} = 0{,}24°,$$

ein Ergebnis, das für die Betonplatte günstiger geworden ist.

Durch das verschiedenartige Temperaturspiel in Betonplatte und Stahlkonstruktion treten wegen der verschiedenen Wärmeleitfähigkeiten der beiden Stoffe an der Verbundstelle Zwängungen auf. Wenn man sich nicht dazu entschließt, die Platte vorzuspannen, werden sich Risse kaum vermeiden lassen. Die ersten Risse werden durch Kriechen und Schwinden des Betons und auch durch Temperaturspannungen ausgelöst werden und in der Querrichtung verlaufen, d. h. in Richtung der Hauptbewehrung der Platte. Um diese Rißbildung zu verhindern, ist eine Vorspannung in der Längsrichtung erwünscht. Bei großen Brücken wird es sich empfehlen, auch in der Querrichtung von der Möglichkeit der Vorspannung Gebrauch zu machen. Bei der Festsetzung der Größe der Vorspannkraft ist zu beachten, daß die eine Vorspannung die andere jeweils ungünstig beeinflußt. Die Behandlung dieser Fragen ist noch in Fluß. Die Ergänzung und Erhärtung der theoretischen Überlegungen durch Messungen an geeigneten Bauwerken wäre erwünscht.

Stahlbrücken mit unten liegender vorgespannter Stahlbeton-Fahrbahnplatte.

Von Min.-Rat Dr.-Ing. Hampe, Offenbach/Main.

Die Entwicklung im Straßenbrückenbau ist darauf gerichtet, einerseits die Baustoffe voll auszunutzen, andererseits möglichst leichte Fahrbahnkonstruktionen anzuwenden. Beides zielt darauf ab, Baustoffe zu sparen, also wirtschaftlicher zu bauen. Zwei weitere Forderungen dürfen dabei nicht vergessen werden: die Bedingung einer möglichst billigen aber trotzdem wirksamen Unterhaltung und weitgehende Sicherheit gegen eine vorzeitige Zerstörung einzelner Teile. Der an vielen im Krieg zerstörten Brücken sichtbar gewordene Zustand verdeckter Teile hat deutlich gemacht, welche Mängel der alten Brücken nicht wiederholt werden dürfen. Im besonderen haben die aufgesprengten Fahrbahnplatten den Glauben an die unbegrenzte Haltbarkeit der bituminösen Abdichtungen zerstört oder mindestens erschüttert. Durch Versprödung des Bitumens und Reißen der unelastisch gewordenen Dichtungsschicht über den Rissen der tragenden Unterlage ist das Wasser von der Fahrbahn, oft gesättigt mit den Alkalien des Zements, auf die verdeckten Stahlflächen gelangt. Besonders an den Fahrbahnrändern waren daher stärkere Zerstörungen der Stahlteile auch bei Brücken aus jüngerer Zeit nicht selten und bei den äußeren Randblechen vor ausgekragten Fußwegen war trotz Asphaltbelag und trotz des „Mannes mit der Bitumengießkanne" die Anfressung durch Rost die Regel. Auch die mit Beton bedeckten, aber nicht fest verbundenen Stahlflächen, wie z. B. die Auflagerflächen unter den Fußwegplatten, zeigten bei möglichem Wasserzutritt entsprechende Rostschäden.

Diese Feststellungen und die guten Erfahrungen mit Betondecken im Straßenbau führten zwangsläufig zur unmittelbar befahrenen Stahlbeton-Fahrbahnplatte in Straßenbrücken. Es gibt zwar leichtere Fahrbahnkonstruktionen, aber sie erfüllen mehr oder weniger nicht die genannten Bedingungen der billigen Unterhaltung und geben nicht die gleiche Sicherheit gegen vorzeitige Zerstörung einzelner Teile. Bei der Wasserstraßenverwaltung gelten daher z. Z. für den Wiederaufbau der zerstörten Brücken folgende Richtlinien:

1. Die Fahrbahnen sind möglichst als unmittelbar befahrene Stahlbetonplatten auszubilden.

2. Die Auflagerung der Platte auf dem Fahrbahnrost soll in möglichst schmaler Fläche, also praktisch eindimensional erfolgen, damit etwaige Risse der Platte sofort erkannt und ausgepreßt werden können.

3. Alle unvermeidbaren Berührungsflächen zwischen Stahl und Beton sind schubfest und wasserdicht zu verbinden.

4. Alle übrigen Betonflächen sind so weit von den Stahlflächen abzusetzen, daß die Stahlflächen in einfacher Weise gepflegt werden können.

5. Soweit sich diese Bedingung nicht voll erfüllen läßt, wie z. B. bei den Endquerträgern und den Fahrbahnübergängen, ist zu prüfen, ob durch Metallisieren der unzugänglichen Stahlflächen ein sicherer Rostschutz erzielt werden kann.

Eine wesentliche Voraussetzung für diese Bauweise ist die Rißsicherheit der Fahrbahnplatte. Bei Deckbrücken ergibt sich die Lösung dafür aus der Verbundbauweise in idealer Weise, wenn es sich um einfache Balkenbrücken handelt. Die in der Druckzone des Haupttragwerkes liegende Platte nimmt einen wesentlichen Teil der Druckspannungen auf. Sie spart damit Stahl und schützt sich auch selber gegen Risse. Erheblich ungünstiger sind die Verhältnisse bei untenliegender Fahrbahn, weil hier aus dem Haupttragwerk Zugbeanspruchungen auf die Platte übertragen werden und dadurch die Gefahr der Rißbildung durch Schwinden noch erheblich vergrößert wird. Es ist klar, daß hier nur durch Vorspannung der Betonplatte die Rißbildung vermieden werden kann, solange es einen schwindfreien oder geeigneten Quellbeton nicht gibt. Es ist selbstverständlich, daß die mit der Vorspannung verbundenen Kosten in mäßigen Grenzen bleiben müssen und ein wirtschaftliches Verfahren für die Herstellung rißfreier Stahlbeton-Fahrbahnplatten bei Trogbrücken gesucht werden muß.

Es liegt nahe, so vorzugehen, daß die Fahrbahnplatte zunächst lose und verschieblich auf dem Rost gelagert, nach dem Erhärten vorgespannt und erst danach mit dem Rost schubfest verbunden wird. Wir haben schon vor längerer Zeit diese Möglichkeit erwogen und auch praktische Lösungen dafür gefunden. Das Verfahren befriedigt jedoch kaum. Umständliches Überkopfschweißen oder nachträgliches Ausbetonieren von Dübelaussparungen und nicht wasserdicht verschlossene Berührungsflächen der Stahlteile sind dabei nur schwer vermeidbar. Im besonderen haben uns die Kosten an einer Probeausführung gehindert.

Von vornherein erschien eine Lösung des Vorspannproblems mit sofortiger fester Verdübelung beim Aufbetonieren besser und, falls technisch möglich, auch wirtschaftlicher. Dabei wurde zunächst daran gedacht, den Fachwerküberbau so zu verformen, daß der Untergurt möglichst stark gedehnt und dann die Fahrbahnplatte in diesem Zustande fest aufbetoniert werden sollte. Dabei wurde das Anhängen von Kästen mit Wasserballast oder bei Montage auf den Rampen auch eine Verformung mittels Erdankern erwogen. Auch mittels Druckpressen auf behelfsmäßigen Druckstäben, die längs der Untergurte knicksicher mit diesen zu verbinden wären, würde eine Dehnung der Untergurte vor dem Aufbetonieren der Platte erreichbar sein. Eine einfache Überlegung zeigt, daß auf diesem Wege mit Sicherheit die aus dem Eigengewicht und der vollen Verkehrslast in die Platte übertragenen Zugbeanspruchungen durch Druckvorspannung ausgeglichen werden können. Die Druckvorspannung genügt jedoch nicht, um auch die zusätzlichen Zugspannungen durch Schwinden, Kriechen und Temperaturunterschiede zu beseitigen. Wenn eine Überbeanspruchung des Untergurtes für diesen einmaligen Montagefall mit 300 kg/cm² noch als zulässig angenommen wird, könnte damit doch nur eine Kürzung der Betonplatte durch Schwinden um 0.14 mm je m ausgeglichen werden, während mit einer Kürzung durch Schwinden und Kriechen infolge der Vorspannung sowie Temperaturkürzungen um mindestens 0,4 mm je m, also dem dreifachen Wert, gerechnet werden

muß. Auch kostenmäßig würde das Verfahren nur befriedigen, wenn die Vorrichtungen zum Verformen des Stahlüberbaues serienmäßig Verwendung finden könnten.

Es erscheint nun möglich, durch sinngemäße Übertragung der Verbundbauweise auf Trogbrücken eine brauchbare Lösung zu finden. Auch für Stahlbrücken mit untenliegender Fahrbahn ist die Möglichkeit einer Verbundwirkung gegeben, wobei es sich hier selbstverständlich nicht um die Mitwirkung des Betons, sondern nur um die Beteiligung der Längsbewehrung der Platte an der Aufnahme der Zugkräfte des Haupttragwerkes handeln kann. In welcher Weise diese Beteiligung erreicht und zugleich die Fahrbahnplatte so vorgespannt werden kann, daß im Betonquerschnitt unzulässige Zugbeanspruchungen nicht auftreten, soll in einem vereinfachten Rechnungsbeispiel dargelegt werden.

Es sei eine Brücke von 50 m Stützweite mit einer 5,00 m breiten und 0,24 m dicken Fahrbahnplatte angenommen. Die beiden Fachwerkhauptträger haben eine Systemhöhe von 6,25 m. Sie bestehen aus St 52 und die Längsbewehrung der Platte aus Rundstahl St 90. Das Stahlgewicht des Überbaues betrage 100 t, das Gewicht der Platte 150 t und die Verkehrslast 150 t

Die Beanspruchung aus dem Eigengewicht des Überbaues und der Platte soll im Bauzustand allein dem Untergurt zugewiesen und dessen Querschnitt so bemessen werden, daß dabei eine Überschreitung der zulässigen Zugspannungen für diesen einmaligen Fall bis auf 2700 kg/cm² eintritt. Diese Überschreitung ist im Hinblick auf Schwinden, Kriechen und Temperaturunterschiede der Platte erwünscht. Der Querschnitt der Plattenbewehrung in St 90 ist dann so zu bemessen, daß dieser im endgültigen Zustand die Zugbeanspruchungen aus der Verkehrslast und die Überbeanspruchungen im Untergurt aus der Eigenlast aufnehmen kann.

Die aus dem Gewicht der Platte und der Verkehrslast aufkommenden und von der Art der Plattenlagerung abhängigen örtlichen Biegezugspannungen sollen hier nicht berücksichtigt und die zul. Spannung für St 90 bei der Vorspannung mit 4500 kg/cm² angenommen werden. Der Elastizitätsmodul sei für beide Stahlsorten 2 100 000 kg/cm².

Aus den angenommenen Abmessungen und Belastungen ergibt sich in Brückenmitte für den gesamten Querschnitt in Höhe des Untergurtes für Eigengewicht und Verkehrslast die Zugkraft

$$Z_{g+p} = M/h = 1/8 \cdot (100 + 150 + 150) \cdot 50/6{,}25 = 400 \text{ t},$$

die Zugkraft aus Eigengewicht allein $Z_g = 250$ t und die Zugkraft aus der Verkehrslast $Z_p = 150$ t.

Der Stahlquerschnitt der beiden Untergurte (der Einfachheit halber über die ganze Länge konstant angenommen) ist

$$F_n = 250/2{,}7 = 93 \text{ cm}^2$$

und der (ebenfalls konstante) Stahlquerschnitt der Plattenbewehrung

$$F_{ep} = \frac{150 + 93 \cdot (2{,}7 - 2{,}4)}{4{,}5} = \frac{150 + 27{,}9}{4{,}5} = \text{rd. } 40 \text{ cm}^2.$$

Im endgültigen Zustand kann von dem Stahlquerschnitt dann eine Zugkraft von

$$Z = 93 \cdot 2{,}4 + 40 \cdot 4{,}5 = 403 \text{ t}$$

aufgenommen werden, wobei in der Bewehrung der Platte eine Reserve für zusätzliche örtliche Biegezugspannungen nicht enthalten ist und je nach Lagerung der Platte durch Erhöhung des Stahlquerschnitts noch geschaffen werden müßte.

Der Querschnitt der Platte sei 12 000 cm². Durch einen verhältnismäßig einfachen Bauvorgang kann die endgültige Verteilung der Zugkraft auf den Untergurt und die Plattenbewehrung erreicht werden. Die Platte wird mit dem Fahrbahnrost unmittelbar beim Betonieren durch Dübel schubsicher verbunden. Die Längsbewehrung der Platte wird in dünnwandigen Stahlrohren in der bekannten Weise spannungslos verlegt. Beim Aufbringen der Platte auf den frei aufliegenden Überbau erfährt der Untergurt die Beanspruchung bis zu 2700 kg/cm² und entsprechend eine Dehnung gegenüber der Nullspannung von angenähert

$$\Delta l_1 = 2700 \cdot 50\,000/2\,100\,000 = 64 \text{ mm}.$$

Ohne Schwinden, Kriechen und Temperaturunterschiede erhält die Platte gegenüber dem Spannungszustand 0 eine Mehrlänge von 64 mm und gegenüber der Beanspruchung 2400 kg/cm² im Untergurt von 7 mm. Die Vorspannung würde in folgender Weise auszuführen sein. Da bei voller Verkehrslast der Untergurt mit 2400 kg/cm² und die Bewehrung der Platte mit 4500 kg/cm² beansprucht werden sollen, entspricht der im Untergurt vorhandenen Spannung von 2700 kg/cm² in der Bewehrung eine Spannung von 4800 kg/cm², d. h. die Bewehrung muß gegenüber dem Spannungszustand 0 durch Spannen im Verhältnis zum Untergurt und der Platte um

$$\Delta l_2 = 4800 \cdot 50\,000/2\,100\,000 = 114 \text{ mm}$$

gelängt werden. Die dadurch in die Platte und den Untergurt übertragene Druckkraft verursacht eine Kürzung um Δx. Aus der Gleichheit der Zugkraft in der Bewehrung mit der Druckkraft in Platte und Untergurt, sowie der Beziehung der gegenseitigen Längenänderung ergibt sich für $n = 10$:

$$40 \cdot \sigma_{90} = 12\,000 \cdot \sigma_b + 93 \cdot 10 \cdot \sigma_b = 12\,930 \cdot \sigma_b;$$

$$114 - \Delta x = \sigma_{90} \cdot 50\,000/2\,100\,000; \quad \Delta x = \sigma_b \cdot 50\,000/210\,000;$$

$$\sigma_b = \frac{40 \cdot \sigma_{90}}{12\,930}; \quad \Delta x = \frac{40 \cdot \sigma_{90} \cdot 50\,000}{12\,930 \cdot 210\,000};$$

$$\sigma_{90} = \frac{(114 - \Delta x) \cdot 2\,100\,000}{50\,000}; \quad \sigma_{90} = \frac{\Delta x \cdot 12\,930 \cdot 210\,000}{40 \cdot 50\,000};$$

$$(114 - \Delta x) \cdot 10 = \Delta x \cdot 12\,930/40 = \Delta x \cdot 323{,}25;$$

$$\Delta x \cdot (10 + 323{,}25) = 114 \cdot 10.$$

Hieraus ergibt sich:

$$\Delta x = 3{,}42 \text{ mm},$$

$$\sigma_b = 14{,}4 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Druck)},$$

$$\sigma_{90} = 4650 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Spannung im Untergurt ermäßigt sich daher zunächst nur um 144 kg/cm². Die restlichen Überbeanspruchungen würden durch Schwinden und Kriechen abgebaut.

1. Es sei angenommen, daß die Platte durch Schwinden, Kriechen und Temperaturunterschiede einschl. der elastischen Verformung aus der restlichen Druckspannung eine Kürzung um $\Delta l = 20$ mm erfährt. Die Spannungen im Untergurt und der Bewehrung ermäßigen sich dadurch um durchschnittlich

$$\sigma = 2\,100\,000 \cdot 20/50\,000 = 840 \text{ kg/cm}^2,$$

d. h. im Untergurt auf 1860 kg/cm² und in der Bewehrung auf 3960 kg/cm².

Die gesamte Zugkraft beträgt dann

$$\Sigma Z = 93 \cdot 1{,}860 + 40 \cdot 3{,}960 = 173{,}0 + 158{,}4 = 331{,}4 \text{ t}.$$

Da hiervon 250 t auf die Zugkraft aus Eigenlast entfallen, verbleiben als Druckkraft in der Fahrbahnplatte 81,4 t und als Druckvorspannung

$$\sigma_b = 81\,400/12\,000 = 6{,}8 \text{ kg/cm}^2.$$

2. Zum Vergleich sei festgestellt, bei welcher Kürzung der Platte die Druckvorspannung in Brückenmitte allein für Eigengewicht vollständig abgebaut werden würde. Es müßte sein

$$93 \cdot (2700 - \Delta\sigma) + 40\,(4800 - \Delta\sigma) = 250\,000 \text{ kg},$$

$$133 \cdot \Delta\sigma = 251\,100 + 192\,000 - 250\,000,$$

$$\Delta\sigma = 1452 \text{ kg/cm}^2$$

und die dazu gehörende Kürzung

$$\Delta x = 1452 \cdot 50\,000/2\,100\,000 = 34{,}6 \text{ mm}.$$

3. Ferner sei festgestellt, welcher Anteil der Verkehrslast bei einer Kürzung der Platte um 20 mm durch Schwinden und Kriechen die Druckvorspannung von 6,8 kg/cm² aufheben würde. Die Druckbeanspruchung entspricht

$$\Delta x = 6{,}8 \cdot 50\,000/210\,000 = 1{,}62 \text{ mm}.$$

Dadurch ergibt sich

$$\Delta\sigma_e = 2\,100\,000 \cdot 1{,}62/50\,000 = 68{,}0 \text{ kg/cm}^2,$$

$$Z = (93 + 40) \cdot 68 = 9044 \text{ kg},$$

$$\Sigma Z = 173{,}0 + 158{,}4 + 9{,}0 = 340{,}4 \text{ t}.$$

Davon auf Verkehrslast 340,4—250,0 = rd. 90,0 t oder 3/5 der gesamten Verkehrslast. Damit wäre aber für Brücken, deren Lage eine volle Verkehrslast kaum erwarten läßt, eine ausreichende Sicherheit gegen Risse in der Platte gegeben.

4. Bei voller Verkehrslast würden Untergurt und Bewehrung der Platte bis zur Spannung 2400 bzw. 4500 kg/cm² beansprucht, wenn die Platte als gerissen angenommen wird. Falls sich jedoch der Beton an der Aufnahme der Zugkraft aus der restlichen Verkehrslast beteiligt, würde sich ergeben

$$400\,000 - 340\,000 = 12\,000 \cdot \sigma_{bz} + (93 + 40) \cdot 10 \cdot \sigma_{bz},$$

$$\sigma_{bz} = 60\,000/13\,330 = 4{,}5 \text{ kg/cm}^2.$$

Eine Rißbildung wäre mithin auch bei voller Verkehrslast nicht zu erwarten. Die Spannungen würden dann bei voller Verkehrslast

im Untergurt $\sigma_u = 1860 + 68 + 45 = 1973$ kg/cm² und

in der Bewehrung $\sigma = 3960 + 68 + 45 = 4173$ kg/cm²

betragen und damit 427 kg/cm² unter der zul. Spannung bleiben. Aus Gründen der Sicherheit wird jedoch eine Querschnittsverminderung nicht vertretbar sein.

5. Es soll noch untersucht werden, welche Betonzugspannungen aus der Hauptträgerwirkung zu erwarten wären, wenn die Kürzung der Platte nicht 20 mm, sondern das unwahrscheinlich hohe Maß von 34,6 mm erreichen und damit die Vorspannung des Betons bis auf die aus der Eigenlast der Brücke kommende Dehnung ausgleichen würde. In diesem Falle würde sich die nicht gerissene Platte an der Aufnahme der gesamten Zugkraft aus der vollen Verkehrslast beteiligen müssen.

$$150\,000 = 12\,000\,\sigma_{bz} + (93 + 40)\,10 \cdot \sigma_{bz} = 13\,330\,\sigma_{bz},$$

$$\sigma_{bz} = 11{,}3 \text{ kg/cm}^2.$$

Auch in diesem Falle würde mindestens bei Brücken, bei denen die volle Verkehrslast praktisch nicht vorkommen wird, angenommen werden können, daß die bei etwa 3/5 der vollen Verkehrslast entstehende Zugbeanspruchung des Betons aus der Hauptträgerwirkung mit rd. 7,0 kg/cm² noch ausreichende Sicherheit gegen Risse bietet.

Eingehende Untersuchungen über das Schwinden, Kriechen und die Temperatureinflüsse bei derartigen Fahrbahnplatten werden demnächst eine sicherere Berechnung der Spannungen ermöglichen. Die vorgeschlagene Lösung wird dadurch jedoch grundsätzlich nicht an Wert verlieren. Selbst wenn sich eine größere Kürzung der Platte ergeben oder wenn zur Erhöhung der Rißsicherheit die vollständige Vermeidung von Zugspannungen aus der Hauptträgerwirkung gefordert werden sollte, besteht die einfache Möglichkeit, durch entsprechend stärkere Längsbewehrung die Druckvorspannung in der Platte so zu erhöhen, daß auch bei voller Verkehrslast keine Zugspannungen auftreten. So würde bei dem untersuchten Beispiel durch Erhöhung der Querschnittfläche der Längsbewehrung um 50 %, also von 40 auf 60 cm², folgendes erreicht werden können:

Bei gleicher Längung der Bewehrung um 114 mm würde die Vorspannkraft um 50 % höher und damit die Druckvorspannung im Beton von 13,8 auf rd. 20,7 kg/cm² steigen. Bei 20 mm Kürzung der Platte aus Schwinden und Kriechen würde sie abfallen auf 13,8 kg/cm² und bei 34 mm Kürzung auf 7,0 kg/cm². Im ersten Falle wäre bei voller Verkehrslast noch eine restliche Druckvorspannung von 2,5 kg/cm² und in dem zweiten Falle der unwahrscheinlich großen Kürzung von 34 mm eine Zugspannung von etwa 4,0 kg/cm² zu erwarten. Dabei würde eine stärkere Umlagerung der Zugkraft aus dem Untergurt in die Bewehrung und nicht mehr volle Ausnutzung des Untergurtquerschnittes und der Bewehrung bei voller Verkehrslast in Kauf zu nehmen sein. Man hat es also in der Hand, durch Änderung der Längsbewehrung sich den tatsächlichen Schwind- und Kriechwerten anzupassen, so daß, falls gefordert, auch bei voller Belastung keine Zugspannungen im Beton aus der Hauptträgerwirkung entstehen und die Platte für die örtliche Verkehrslast wie üblich berechnet werden kann.

Das Rechnungsbeispiel zeigt in großen Zügen, daß sich in dieser für die Praxis sicherlich einfachen Weise durch das Vorspannen eine rißfreie Platte und durch die Verbundbauweise zugleich eine Stahlersparnis für den Untergurt erzielen läßt. Das Beispiel zeigt aber auch die Grenzen, die bei untenliegender Fahrbahn und sofortiger Verdübelung durch Längung des Untergurtes überhaupt erreicht werden können, denn diese Längung findet ihre Grenzen in der zulässigen Beanspruchung und ist daher proportional der Stützweite. Die Anwendung des Verfahrens ist also von der Stützweite unabhängig. Bei der genaueren Berücksichtigung der in praktischen Fällen veränderlichen Spannungen und Flächen ergeben sich natürlich gewisse Veränderungen der Zahlen, die aber die Schlußfolgerungen nicht grundsätzlich verschieben und deshalb zur Vereinfachung weggeblieben sind.

Und nun ein kurzer Blick auf die praktische Seite. Es kann selbstverständlich auch höherwertigerer Stahl, als Rundstahl oder als Seil, verwendet werden. Bei der genauen Berechnung muß berücksichtigt werden, daß die Schwerpunkte des Untergurtes und der Bewehrung nicht auf gleicher Höhe liegen, also eine Abminderung für die Bewehrung vorgenommen werden muß. Dabei entspricht die Verwendung niedriger Querträger der bei solchen Brücken gegebenen Bedingung möglichst niedriger Bauhöhen.

Aufgabe des Konstrukteurs wird es sein, eine zweckmäßige Ausbildung für die Endquerträger zu finden, weil hier ein sicherer Übergang der waagrechten Zugkraft der Hauptträger in die Bewehrung gewährleistet und ein einfaches Spannen der Längsbewehrung ermöglicht werden muß. Die übrigen Querträger müssen so angeschlossen werden, daß der stufenförmige Übergang der Zugkraft aus den Knotenpunkten in die Bewehrung mit entsprechenden waagrechten Beanspruchungen einwandfrei möglich ist. Besonders günstig werden die Verhältnisse, wenn die Querträgerabstände so gering sind, daß die Platte in der Längsrichtung von Träger zu Träger gespannt werden kann. Bei Fachwerkbrücken mit kleinen Stützweiten können die Feldweiten entsprechend gewählt werden. Bei größeren Stützweiten würde ein Fachwerk mit unterteiltem System in Frage kommen. Die Platte kann aber auch quer oder vierseitig gelagert werden. Das Verfahren ist sinngemäß auch für Blechträgerbrücken und sowohl für Stabbögen mit Versteifungsträger wie auch Bögen mit Zugband mit beliebigem Querträgerabstand anwendbar. Bei größeren Fachwerkbrücken kann auf eine Lagerung der Querträger oder auch der Platte auf dem Untergurt bei biegungssteifer Ausbildung in Frage kommen.

Eine wesentliche Bedingung für das Verfahren ist, daß der Beton so lange plastisch bleibt, bis die Platte voll aufbetoniert ist. Nach Untersuchungen von Sommer [Die Bautechnik 22 (1944) S. 143/148] ist es möglich, mit Zusatz von Phosphorsäure diese Bedingung zu erfüllen. Diese Frage muß jedoch noch eingehend untersucht werden. Eine leistungsfähige Betonieranlage wird daneben immer vorteilhaft sein. Für den Zement wird ein möglichst geringes Schwindmaß verlangt werden müssen, weil der Erfolg damit verbessert werden kann. Dem Schwinden der Platte wird man zweckmäßig sofort nach dem Abbinden durch eine geringe Vorspannung folgen müssen, um auch im Anfangsstadium Risse zu vermeiden. Auch ein späteres Nachspannen kann in Frage kommen.

Falls sich eine konstruktiv einwandfreie Lösung für den zunächst akademischen Vorschlag ergeben sollte, habe ich keine Bedenken, danach zu verfahren und Trogbrücken mit unmittelbar befahrenen Platten zu bauen.

Vorsitzender: Die Ausführungen von Herrn Ministerialrat Dr.-Ing. Hampe bilden eine konsequente Weiterentwicklung der Frage, mit der wir uns befassen. Man wird an die Zeiten erinnert, wo das Schweißen, dessen Domäne ja ursprünglich die vollwandigen Gebilde waren, anfing, sich auch mit Fachwerkgebilden zu befassen. Wir wissen, daß das mit gewissen Schwierigkeiten verbunden war. Diese Schwierigkeiten werden wir auch in diesem Falle haben, und man darf wohl annehmen, daß wir auch hier damit fertig werden. Das Risiko, was wir hier eingehen, ist in jedem Falle kleiner als das, was wir damals beim Schweißen einkalkulieren mußten.

Tannwaldbrücke über die Aare bei Olten.

Von Dir. Dipl.-Ing. Lauterburg, Brugg/Schweiz.

Im Auftrage der Schweiz. Bundesbahnen führt die Wartmann & Cie. A.-G. in Brugg gegenwärtig eine bemerkenswerte Eisenbahnbrücke in Verbundbauweise aus. Einige Angaben über die Planbearbeitung dürften interessieren.

Es handelt sich um einen durchlaufenden Balken in Verbundbauweise mit 3 Öffnungen von je 36 m. Die Brücke wird mit Ausnahme der Montagestöße vollständig geschweißt und die größte geschweißte Brücke im Netze

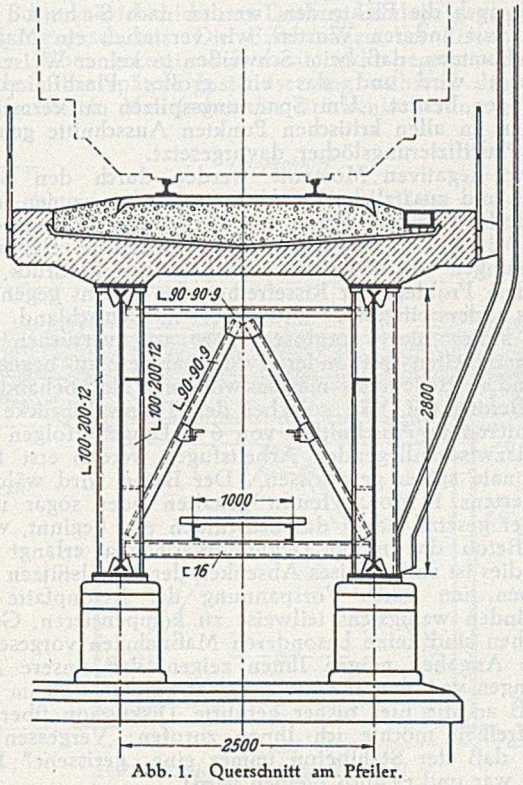


Abb. 1. Querschnitt am Pfeiler.

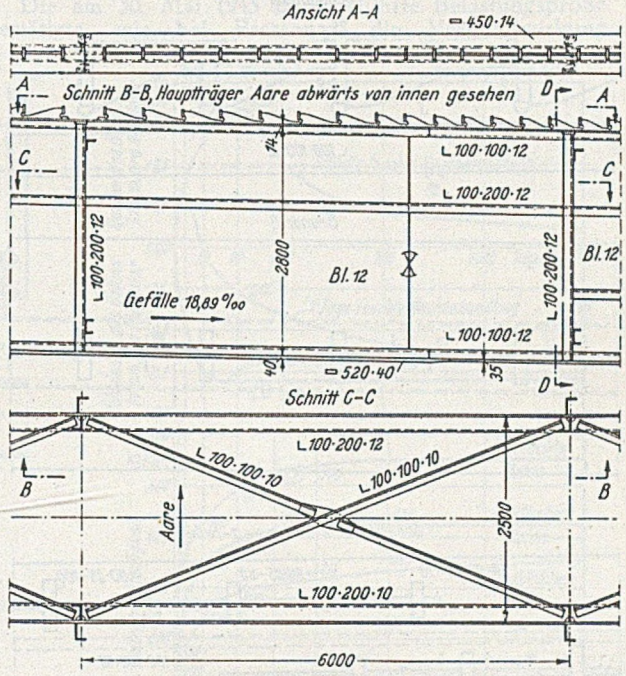


Abb. 2. Hauptträger.

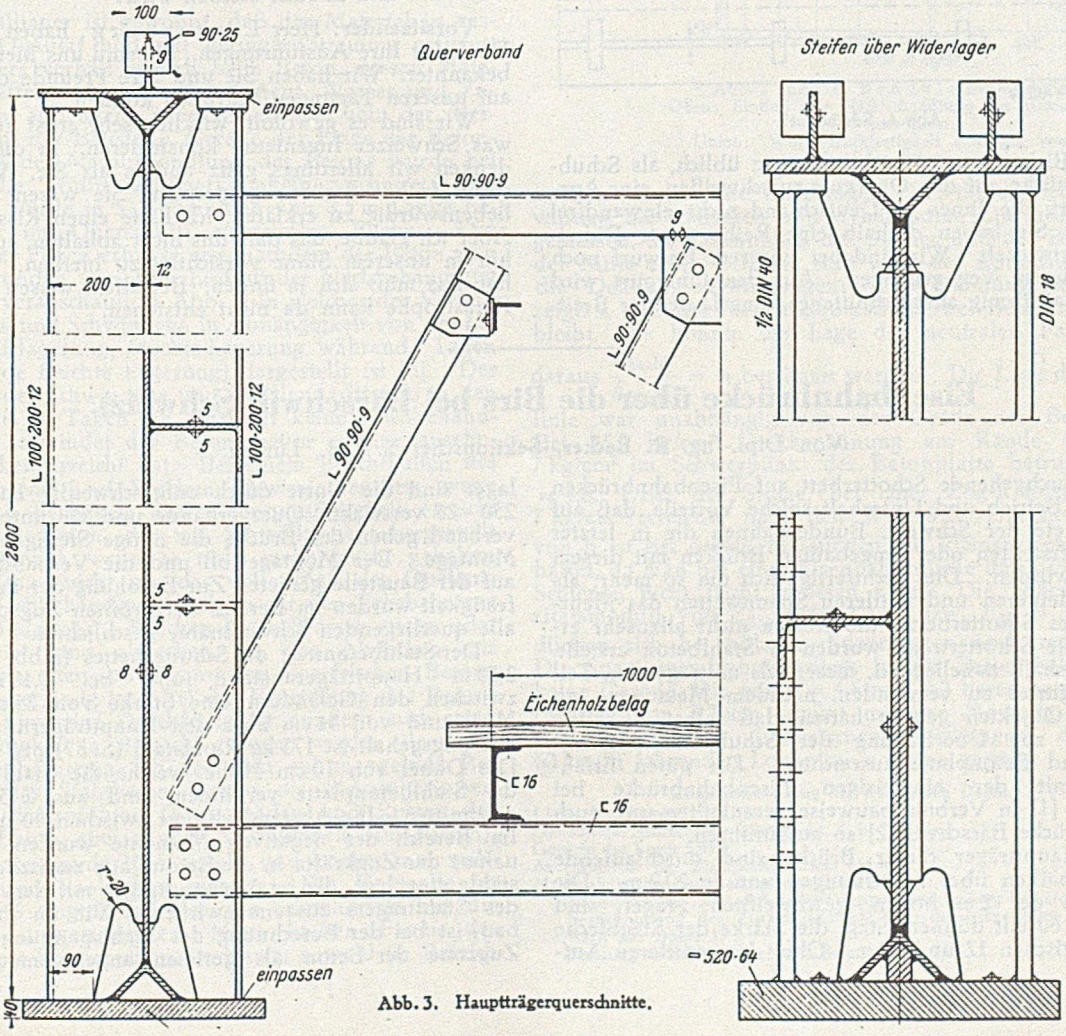


Abb. 3. Hauptträgerquerschnitte.

der Schweiz. Bundesbahnen sein. Die Trägerhöhe ist 2,80 m, der Obergurt ist 450 mm breit und 14—20 mm dick, der Untergurt 520 mm breit und 30—64 mm stark. Die Betonplatte ist in der Mitte 25 cm stark und dient gleichzeitig als Windverband. Immer bei den lotrechten Steifen sind Querverbände vorhanden, während der Montage ist auch noch ein Windverband nötig (Abb. 1).

Abb. 2 u. 3 zeigen einige Einzelheiten des Hauptträgers. Beachten Sie die Ausbildung der Schubsicherungen. Bisher war es in der Schweiz üblich, als Schubdübel I-Stücke auf den Obergurt zu schweißen, eine Ausführungsart, die Ihnen in Deutschland nicht einwandfrei erscheint. Sie haben deshalb eine Reihe neuer Dübelformen entwickelt. Wir sind bei unserem Entwurf noch einen anderen Weg gegangen. Auf den Obergurt wird ein sägeblattförmig ausgeschnittener, längslaufender Breitflachstahl geschweißt, der Druckplatten trägt (Abb. 4). Dadurch werden Quernähte auf dem Obergurt vermieden, und wir versprechen uns eine sehr starre Verbindung zwischen Stahlträger und Betonplatte.

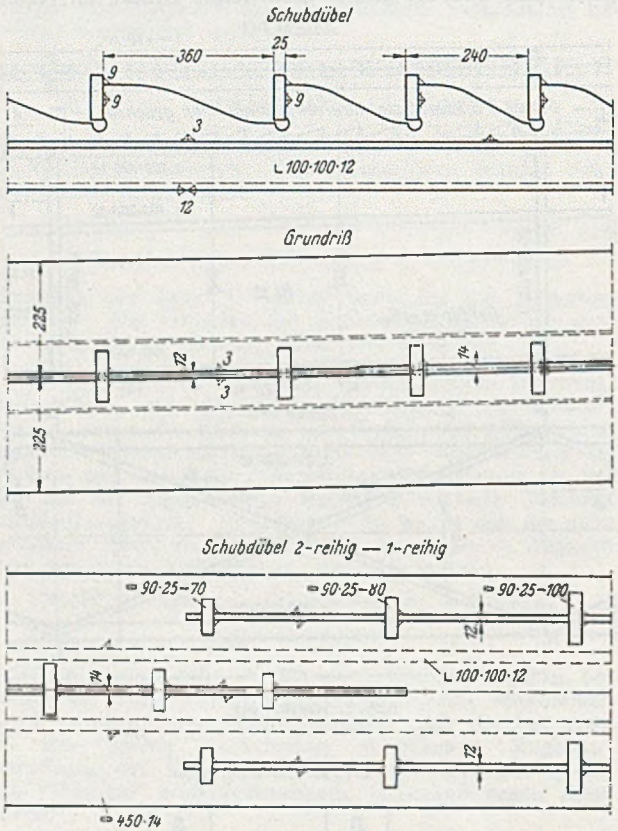


Abb. 4. Schubdübel.

Das Material ist St 37, nach den besonderen Vorschriften der SBB. Für die hochbeanspruchten Teile wird mit Aluminium beruhigter Stahl verwendet und alles Material, auch die Elektroden, werden nach Schnadt geprüft, mit anderen Worten, wir versuchen ein Material zu bekommen, daß beim Schweißen in keiner Weise aufgehärtet wird und das ein großes Plastifizierungsvermögen besitzt. Um Spannungsspitzen zu vermeiden, werden an allen kritischen Punkten Ausschnitte gemacht und Plastifizierungslöcher davorgesetzt.

Die negativen Momente werden durch den Stahlträger und zusätzliche Bewehrungen aufgenommen, ohne daß rechnerisch der Beton zur Mitwirkung herangezogen ist. Mit $n = 10$ ergeben sich rechnerische Betonzugspannungen von 48 kg/cm². Ich habe den Eindruck, daß wir dem Problem der Rissefreiheit des Betons gegenüber etwas anders eingestellt sind als Sie in Deutschland. Wir sind sicher nicht sorgloser, aber wir versuchen den Schwierigkeiten mit anderen Maßnahmen zu begegnen. Besondere Bedeutung messen wir einer Nachbehandlung des Betons bei. So soll bei der Tannwaldbrücke das Betonieren in Abschnitten von 6 m Länge erfolgen und die dazwischenliegenden Arbeitsfugen werden erst 1 bis 2 Monate später geschlossen. Der Beton wird während mindestens 1 Monat feucht gehalten oder sogar unter Wasser gesetzt, damit das Schwinden erst beginnt, wenn der Beton das nötige Dehnungsvermögen erlangt hat. Überdies ist stufenweises Absenken der Mittelstützen vorgesehen, um durch Vorspannung der Betonplatte das Schwinden wenigstens teilweise zu kompensieren. Gegen Kriechen sind keine besonderen Maßnahmen vorgesehen. Diese Angaben mögen Ihnen zeigen, daß unsere Auffassungen von den Ihrigen etwas abweichen und im Anschluß an die hier bisher geführte Diskussion über die Rissefreiheit möchte ich Ihnen zurufen: Vergessen Sie nicht, daß der Stahlbeton immer eine „gerissene" Bauweise war und es auch bleiben wird!

Vorsitzender: Herr Lauterburg, haben Sie vielen Dank für Ihre Ausführungen. Sie sind uns hier kein Unbekannter. Wir haben Sie und Ihre Freunde des öfteren auf unseren Tagungen begrüßen können.

Wir sind es gewohnt, wirklich sehr ernst zu nehmen, was Schweizer Ingenieure konstruieren. In diesem Falle denken wir allerdings ganz anders als Sie. Wir haben schon früher darüber gesprochen, Sie waren damals so liebenswürdig zu erklären, ich hätte einen Rissekomplex. Aber ich glaube, das darf uns nicht abhalten, auch weiterhin in unserem Sinne vorsichtigt zu bleiben. Wer recht hat, das muß sich ja finden. Bei allem wissen wir: Eine Katastrophe kann da nicht entstehen.

Eisenbahnbrücke über die Birs bei Bärschwil (Schweiz).

Von Dipl.-Ing. R. Becker, Sektionschef S. B. B., Luzern.

Das durchgehende Schotterbett auf Eisenbahnbrücken bietet für Betrieb und Unterhalt solche Vorteile, daß auf dem Gebiete der Schweiz. Bundesbahnen die in letzter Zeit neu erstellten oder umgebauten Brücken mit diesem versehen wurden. Dies rechtfertigt sich um so mehr, als bei den kleineren und mittleren Spannweiten das Mehrgewicht des Schotterbettes die Kosten nicht allzusehr erhöhte. Die Schottertröge wurden in Stahlbeton erstellt. Es war deshalb naheliegend, diesen als mittragenden Teil des Obergurtes zu verwenden, nachdem Messungen an kleineren Objekten gezeigt hatten, daß selbst die Nietköpfe oft zur Übertragung der Schubkraft zwischen Träger und Betonplatte ausreichten. Die guten Erfahrungen mit der eingleisigen Eisenbahnbrücke bei Bressonaz [1] in Verbundbauweise veranlaßten uns, auch die Birsbrücke Bärschwil [2] so auszuführen.

Die Hauptträger dieser Brücke sind durchlaufende Vollwandbalken über 2 Öffnungen von je 20,2 m. Die Gurtungen der 2 m hohen, geschweißten Träger, sind halbe I P 60 mit dünnem Steg, die Stärke der Stegbleche variiert zwischen 12 und 15 m. Über dem mittleren Auflager sind die Gurte durch aufgeschweißte Lamellen ▭ 250 · 25 verstärkt. Querverbände und ein unterer Windverband geben der Brücke die nötige Steifigkeit bei der Montage. Der Montagestoß und die Verbände wurden auf der Baustelle genietet. Zur Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit wurden im Bereich der größten Zugspannungen alle querliegenden Schweißnähte geschlichtet.

Der Stahlbetontrog des Schotterbettes (Abb. 1) hat bei 2,50 m Hauptträgerabstand und bei 4,40 m Breite zwischen den Geländern eine Stärke von 25 cm in der Mitte und von 34 cm über den Hauptträgern. Der Armierungsgehalt ist 173 kg Rundstahl (St 37) pro m³ Beton. Die Dübel von 10 cm Höhe, welche die Stahlträger mit der Stahlbetonplatte verbinden, sind aus I 30 herausgeschnitten. Ihr Abstand variiert zwischen 40 und 70 cm. Im Bereich der negativen Momente wurden zur Aufnahme der Zugkräfte in die Betonplatte zusätzliche Rundstähle eingelegt, die im Verbundträger mit dem Obergurt des Stahlträgers zusammenwirken. Wie im Stahlbetonbau, ist bei der Berechnung der Stahlspannungen in der Zugzone der Beton als gerissen angenommen worden.

Es wurde also hier auf die Vorspannung des Betons verzichtet. Die Armierung der Platte längs beiden Seiten der Dübel und quer zu diesen wurde reichlich bemessen, um die hier möglichen Risse auf ein Minimum zu beschränken. Eine Isolierschicht aus 2 Lagen Bitumen-Juteplatten mit 3 Bitumenanstrichen schützt die Betonplatte gegen Wasser. Diese Isolierschicht ist durch eine 4 cm starke Schutzmörtelschicht mit Drahtnetzeinlage gegen Beschädigung geschützt. Die Erfahrungen bei Eisenbahnbrücken haben gezeigt, daß daran nicht gespart werden soll, denn die spätere Instandsetzung während des Betriebs kostet ein Mehrfaches der Brückenisolierung.

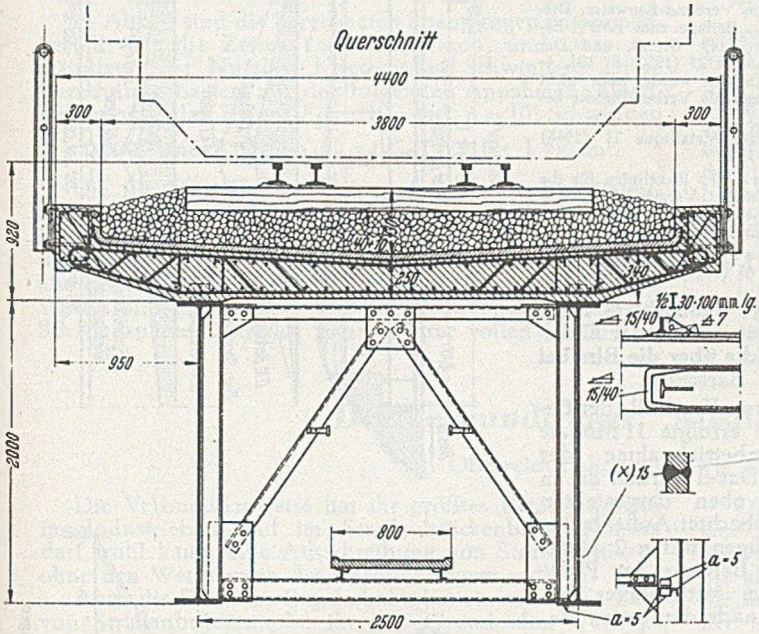


Abb. 1. Eisenbahnbrücke bei Bärschwil.

Der Stahlbauer ist gewohnt, daß das Material in ausreichender Qualität und mit geringer Streuung geliefert wird. Anders verhält es sich beim Beton, dessen Materialeigenschaften nicht nur von Zement, Wasser und Zuschlagstoffen abhängen, sondern ebenso von der Verarbeitung auf der Baustelle. Gerade der Frage der Betonqualität und der Nachbehandlung des Betons wurde bei Bärschwil die größte Aufmerksamkeit geschenkt. Die Betonplatte wurde in 5 Abschnitten von 8,5 m Länge betoniert mit im Querschnitt verzahnten Fugen. Das Schließen der Fugen erfolgte erst, nachdem der Beton zum Teil geschwunden war. Den Einfluß der Nachbehandlung des Betons veranschaulicht Abb. 2, in welcher der Verlauf des Quellens und Schwindens in Abhängigkeit von der Lagerung (Luftlagerung, feuchte Lagerung während 7 Tagen und dauernde feuchte Lagerung) dargestellt ist [3]. Der größte Teil des Schwindens und Quellens tritt also in den ersten 15 bis 30 Tagen ein. Erfolgt keine Nachbehandlung, dann schwindet der Beton, bevor er eine ansehnliche Festigkeit erreicht hat. Bei einem Feuchthalten des Betons während 2—4 Wochen schwindet er erst, wenn eine gewisse Festigkeit und Dehnungsfähigkeit erreicht wurde. Auch Beton, der mit Schwellzement hergestellt wurde, schwindet, wenn er nicht mehr feucht gehalten wird, allerdings nicht um das volle Maß des Quellens [4]. Zur Nachbehandlung ließ ich oft den Fahrbahntrog während mindestens 2 Wochen unter Wasser setzen oder mit feuchtem Sand abdecken, da das Abdecken mit Zementsäcken oder das Besprengen des frischen Betons zu wenig zuverlässig ist. Bei der Beurteilung des Betons sollte nicht nur seine Druckfestigkeit, sondern auch seine Frostbeständigkeit in Betracht gezogen werden, denn die von mir beobachteten Schäden sind auf mangelnde Beständigkeit des Stahlbetons gegen die atmosphärischen Einflüsse zurückzuführen (Frostschäden und Rosten des Eisens im Beton, speziell bei Anwesenheit von Rissen).

Die Brücke wurde 1945 erstellt und konnte nun während 5 Jahren beobachtet werden. Die Kontrolle im Februar 1946 zeigte, daß sich die Schwindrisse auf die nachträglich ausgestampften, 14 cm breiten Fugen des Schottertroges beschränkten, und zwar sowohl im Bereich der negativen, als auch der positiven Momente. Einzig über dem Mittelpfeiler konnten neben dem Gurt 3 bis 4 feine Haarrisse beobachtet werden. Eine kürzliche Kontrolle zeigte, daß sich diese Risse mit den Jahren vermehrt und vergrößert haben. Auch konnten nun auf der Oberfläche der Schotterabschlüsse auf die ganze Brückenlänge feine Haarrisse festgestellt werden, die auf der Seite 5 cm hinunterreichten. Es soll deshalb in nächster Zeit wieder eine Belastungsprobe mit genauen Messungen durchgeführt werden.

Die am 30. Mai 1945 durchgeführte Belastungsprobe bestätigte, wie bei Bressonaz, die Verbundwirkung

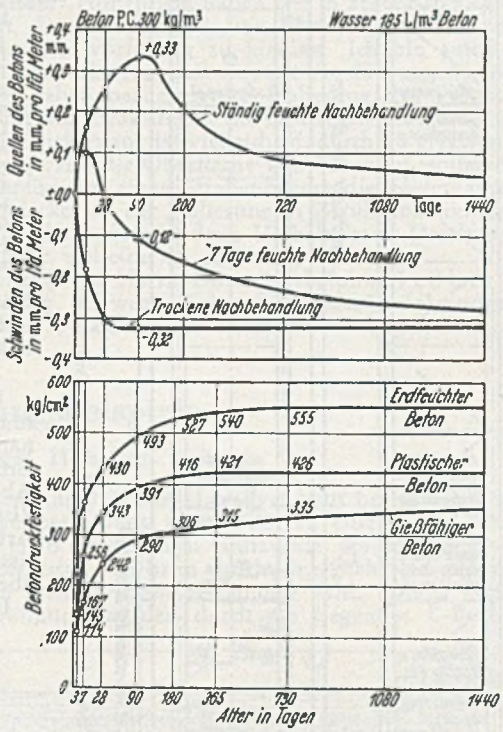


Abb. 2 (nach L. Bendel: Betonrichtlinien).
Oben: Einfluß der Nachbehandlung des Betons auf das Schwinden.
Unten: Würfeldruckfestigkeit abhängig vom Alter des Betons.

zwischen Beton und Stahlträger. Bei dieser Gelegenheit wurden die statischen und dynamischen Durchbiegungen gemessen, die Dehnungen des Stahles und des Betons in der Mitte einer Öffnung und über der Mittelstütze und die Dehnungsschwingungen. Die Dehnungsmessungen zeigten, daß der Verbundquerschnitt bei Belastung eben bleibt. Es konnte die Lage der neutralen Faser und daraus $\frac{E_{Stahl}}{E_{Beton}} = n$ bestimmt werden. Die Lage der Nullinie war unabhängig von der Größe der Belastung. Bei 25,2 kg/cm² Druckspannung am Rande und rd. 7 kg/cm² im Schwerpunkt der Betonplatte betrug $n_{Druck} = 4{,}6$. Über der Stütze, bei einer Zug-Randspannung 7 kg/cm² erreichte n_{Zug} den Wert 9,2. Die Ermittlung von n ist bei diesen Messungen mit kleinen Fehlern behaftet, da man bei einer Eisenbahnbrücke den Einfluß der Schienen nicht leicht erfassen kann. Die hohen Elastizitätsmoduli von $E_{BD} = 450$ t/cm² bzw. $E_{BZ} = 230$ t/cm² dürften sich bei höheren Spannungen noch reduzieren. Die Spannungs-Dehnungslinie ist für Beton bekanntlich keine Gerade. Die mit $n = 4{,}6$ und 9,2 berechnete Durchbiegung von 3,7 mm stimmt mit der Messung überein. Die gemessenen dynamischen Wirkungen der mit 60 km/St fahrenden Lokomotive waren gering.

Zusammenstellung der technischen Daten.

Länge der Hauptträger 41,06 m,
Gewicht der Stahlkonstruktion 43,6 t, d. h. 1,08 t/m,
Gewicht der Lager 3,95 t,
Anstrichfläche der Stahlkonstruktion 655 m².
Maximale vorhandene Beanspruchung des Stahles:
Randspannung 1,05 t/cm², Vergleichsspannung im Steg 1,18 t/cm²,
Beanspruchung der Zusatzrundstähle über der Mittelstütze 0,95 t/cm²,
Kraft pro Dübel 15 t,
Pressung zwischen Dübel und Beton 125 kg/cm².

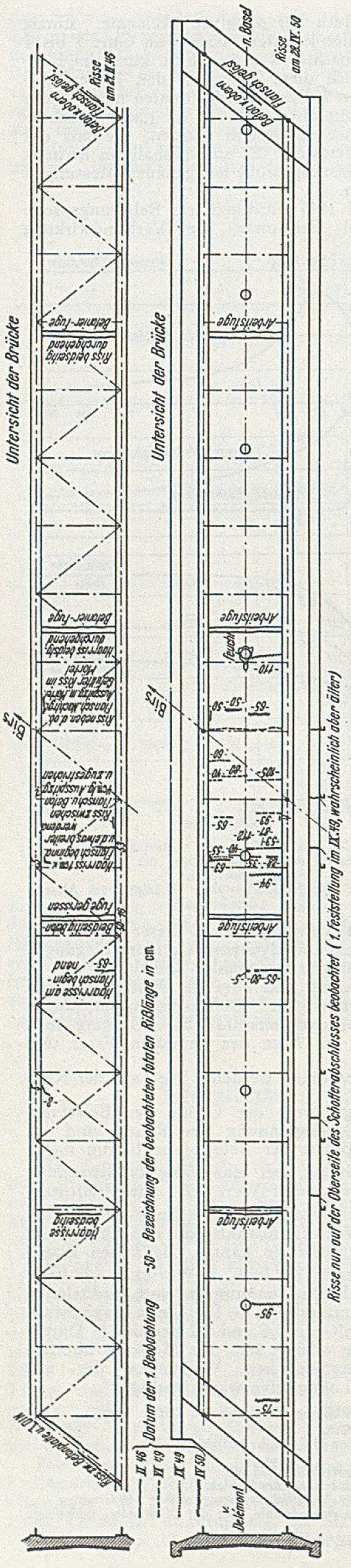


Abb. 3. Rißbildungen in der Betonplatte der Eisenbahnbrücke bei Bärschwil.

Vorhandene Druckspannung in der Betonplatte aus Verband 40 kg/cm² für $n = 10$.
Kubatur der Betonplatte 58 m³ hochwertiger Beton,
Fläche der Betonplatte $4{,}4 \cdot 42{,}4 = 186$ m²,
Schalung 225 m².
Armierung der Platte 10 t Rundstahl,
Zusatzarmierung über der Stütze 0,5 t Rundstahl.

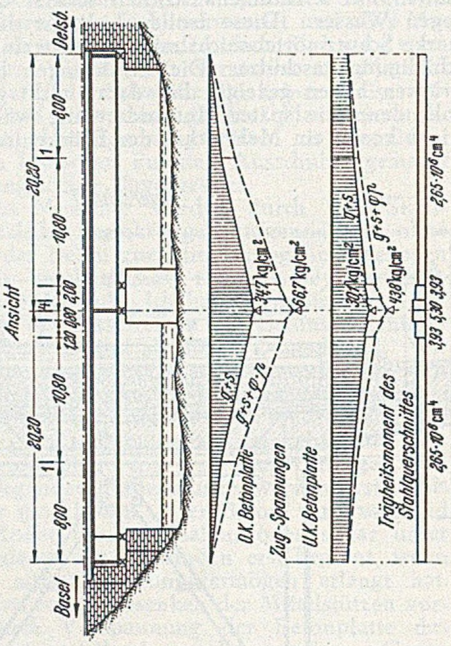
Die Bauleitung lag in den Händen des Brückenbaubüros des Kreises I der S B B. in Lausanne. Die Lieferung und Montage der Stahlkonstruktion, sowie die Planbearbeitung des Überbaues erfolgte durch die Firma Buß A.-G., Basel.

Literatur:

1. Träger in Verbund-Bauweise, Diskussion. Beilage zum EMPA-Bericht Nr. 149 S. 13, und Der Bauingenieur 25 (1950) S. 104. — Diese Brücke wurde noch nicht konsequent als Verbundbrücke bemessen.
2. L'Ossature Metallique 11 (1946) S. 155—158.
3. L. Bendel: Richtlinien für die Herstellung, Verarbeitung und Nachbehandlung von Beton (Betonrichtlinien), 5. Aufl., Zürich 19.
4. H. Lossier: Schweiz. Bauzeitung 65 (1947) S. 281.

Nachtrag: Beobachtete Risse in der Betonplatte der Eisenbahnbrücke über die Birs bei Bärschwil.

Die erste Kontrolle der Betonplatte erfolgte 11 Monate nach Inbetriebnahme der Brücke. Dabei wurden die in Abb. 3 oben dargestellten Risse beobachtet. Außer in den Arbeitsfugen traten 2 Haarrisse im Bereiche der Platte über dem Mittelpfeiler auf. 5 Jahre nach der ersten Be-



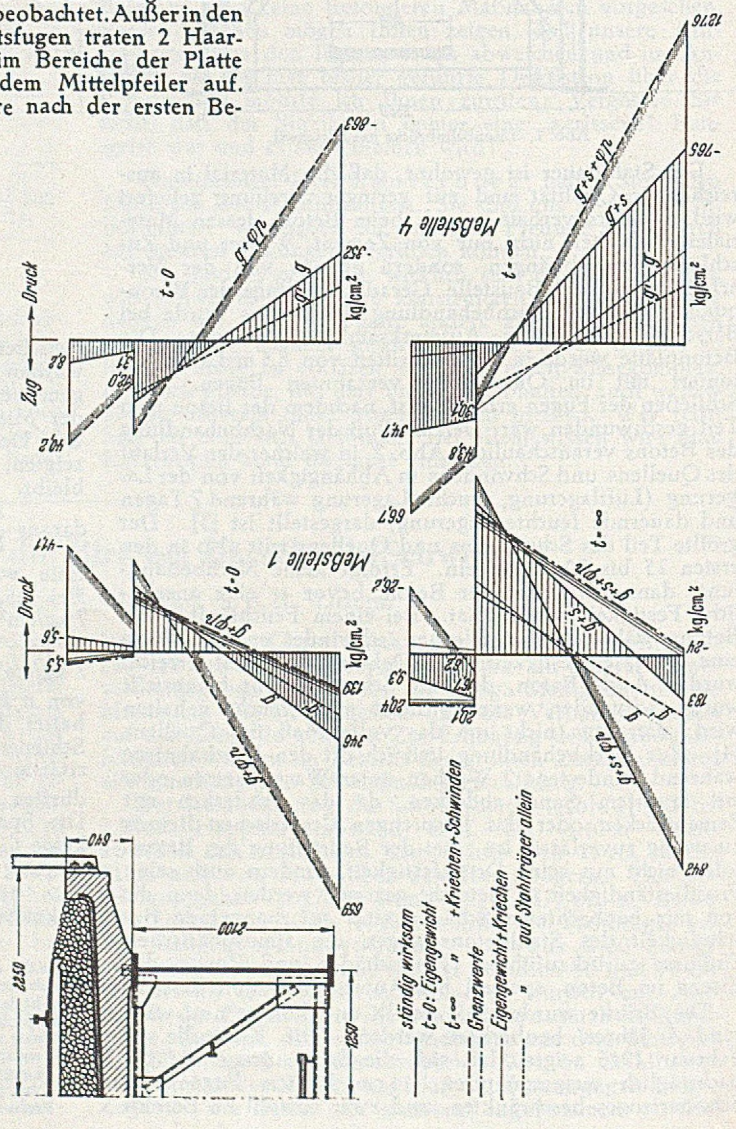


Abb. 4. Berechnete Spannungen.

lastung wurden die in Abb. 3 unten eingetragenen Risse festgestellt, die sich auf den Teil der Betonplatte je 4 m beidseitig des Mittelpfeilers konzentrieren. Auf der oberen Seite der Schotterabschlüsse befinden sich wenige feine Haarrisse. Die Unterseite des auskragenden Teiles der Betonplatte wurde nicht kontrolliert. Es ist auffallend, daß die Risse in der Hauptsache auf der Unterseite der Betonplatte beobachtet wurden und auf der Oberseite der Schotterabschlüsse sich nur feine Haarrisse zeigten. Nach den berechneten max. Zugspannungen im Beton wären die Risse eher auf der oberen Seite der Platte zu erwarten gewesen.

In Abb. 4 sind die berechneten Spannungen zusammengestellt für die Zeiten $t = 0$ und $t = \infty$, und zwar aus ständiger Last, Nutzlast, Kriechen und Schwinden. Diese Berechnung basiert auf den folgenden Annahmen: Elastizitätsmodul das Betons $E_b = 210$ t/cm²; $n = 10$; Schwinden $\varepsilon_s = 0{,}0003$ und Kriechen $\varepsilon_K = 0{,}5 \cdot 10^{-5}$ für 1 kg/cm².

Die für Nutzlast und Schwinden berechneten Betonzugspannungen sind so groß, daß eine größere Anzahl Risse zu erwarten gewesen wäre, als tatsächlich am Bauwerk aufgetreten sind. Die Nutzlast dürfte normalerweise nur bis zur Hälfte des der Berechnung zugrunde gelegten Wertes aufgetreten sein, und es wird vermutet, daß die Schwindspannungen sich nicht in ihrer vollen Größe auswirkten. Ferner wurden in Abb. 4 die Betonzugspannungen in ihrem Verlauf längs der Brücke dargestellt.

Durch die Beobachtung an ausgeführten Verbundbrücken dürfte es möglich sein, über den Einfluß des Schwindens näheren Aufschluß zu erhalten. Bei einem einfachen Balken von 20 m Stützweite müßte sich der Stahlträger infolge des Kriechens und Schwindens um ca. 10 mm innerhalb 5 Jahren durchbiegen. Bei der Birsbrücke Bärschwil ist aber lediglich eine Durchbiegung von 0,5—1 mm zu erwarten. Diese Beobachtungen haben uns dazu geführt, bei der Aarebrücke Tannwald die Betonplatte durch Absenken der Auflager vorzuspannen.

Vorsitzender: Hoffentlich haben wir in absehbarer Zeit Gelegenheit, Ihnen auch bei uns Eisenbahnbrücken in Verbundbauweise vorführen zu können. Ich bin autorisiert worden zu erklären, daß sich die Ausführungen, die Sie gemacht haben bezüglich der Isolierung des Troges, sich nicht mit den Erfahrungen der Deutschen Bundesbahn decken. Die Diskrepanz ist vielleicht dadurch zu erklären, daß in einem Falle die Oberfläche von Beton zu isolieren bleibt, während bei einer Straßenbrücke die Unterkante der Straßendecke mit der Isolierung in Berührung kommt. Das sind durchaus verschiedene Verhältnisse. Damit ist die Diskrepanz vielleicht zu erklären.

Der Vortrag von Herrn Oberreichsbahnrat Jeßberger, Hamburg, fiel wegen Erkrankung aus. Im folgenden ist eine gekürzte Fassung des Vortrages wiedergegeben.

Der Verbundträger. Ausführungsbeispiele.

Von Oberreichsbahnrat Ludwig Jeßberger, Hamburg.

Die Verbundbauweise hat ihr größtes Betätigungsfeld im Industriebau und im Straßenbrückenbau. Künftig darf wohl kaum eine Ausschreibung von Straßenbrücken ohne den Wettbewerb des Verbundträgers rechnen.

Auch die Deutsche Bundesbahn hat eine stattliche Zahl von Straßenbrücken, die ihr auf Grund alter Verträge gehören und zur Last liegen. Bei vielen macht sich unangenehm bemerkbar, daß sie seinerzeit mit Zoreseisen abgedeckt wurden, die im Laufe der Zeit infolge Undichtigkeit der Fahrbahn und der Einwirkung der Rauchgase verrottet sind und nun ersetzt werden müssen. Für diese Fälle ist die Verbundbauweise ein glänzendes Hilfsmittel. Ein Vorläufer und Beispiel für diese Art der Sanierung alter Straßenbrücken bildet die Quaibrücke in Zürich, die schon vor 20 Jahren umgebaut und verstärkt wurde. Vgl. Albrecht im Sonderheft „Der Verbundträger", Schweiz. Bauzeitung 63 (1945).

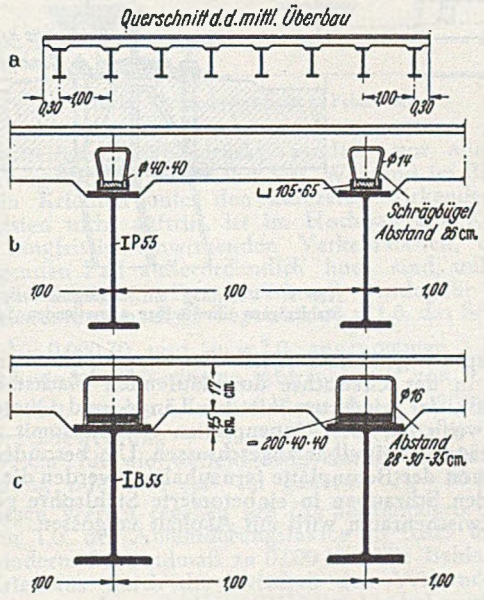


Abb. 1. Straßenbrücke bei Bückeburg.
a) Querschnitt durch den mittleren Überbau,
b) Querschnitt in der kleinen Öffnung,
c) Querschnitt in der großen Öffnung.

Die Eisenbahndirektion Hannover baut bei Bückeburg eine Straßenüberführung mit 3 schiefen Überbauten von 8,80 bzw. 11,70 bzw. 8,80 m Stützweite um und ersetzt die alte Zoreseisen-Fahrbahn durch eine Stahlbetonplatte, die mit den alten Trägern verbunden wird. Die I P 50 der Nebenöffnung werden durch ein liegendes [-Profil verstärkt, das die Dübel trägt. Die Profile der Mittelöffnung B 50 benötigen keine Verstärkung; ihre Verdübelung besteht aus ⌴ 40/40/200 mit angeschlossenen Schrägbügeln.

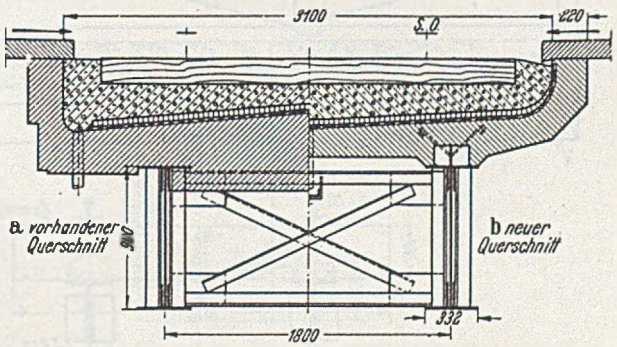


Abb. 2. Überbau in einem Hamburger Güterschuppen.
a) Alter Querschnitt (ohne Verbund),
b) neuer Querschnitt (Verbundbauweise).

Im folgenden möchte ich an einigen Beispielen zeigen, daß die Verbundbauweise auch für Eisenbahnbrücken ge-

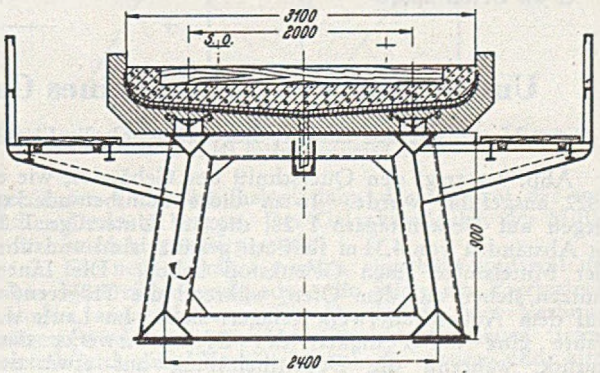


Abb. 3. Auebrücke bei Bargstedt. Querschnitt.

eignet ist. Die 1937 erbaute Eisenbahnbrücke der Schweiz. Bundesbahn bei Bressonaz ist im Bauingenieur 25 (1950) S. 104 besprochen. Die Brücke hat sich bis heute bewährt.

Von der Deutschen Bundesbahn vorgesehene Ausführungen.

In Anbetracht der wirtschaftlichen Vorteile erscheint es angebracht, die Verbundbauweise anzubringen, wo immer sich Gelegenheit dafür bietet. Es sind mehrere Eisenbahnbrücken in Verbundbauweise vorgesehen, von denen einige wiedergegeben werden sollen.

a) Instandsetzung der Überbauten eines Güterschuppens in Hamburg. Über dem Güterschuppen liegen auf die Länge von 400 m mehrere Gleise, die Abstellzwecken dienen. Die einzelnen Überbauten haben Stützweiten von 10 m; mehrere Überbauten sind durch Bomben zerstört; ihre Hauptträger können jedoch

b) Eisenbahnbrücke über die Aue bei Bargstedt. Bei der Sprengung am Ende des Krieges blieben nur die Widerlager stehen. Die Fundamente der Pfeiler wurden so stark beschädigt, daß sie nicht verwendet werden können. Beim Wiederaufbau wird ein stählerner Überbau von 24 m Stützweite vorgesehen (Abb. 3). Die Widerlager müssen verstärkt werden. Da genügend Bauhöhe vorhanden ist, wird der Überbau als Verbundträger ausgebildet. Die Verbundplatte trägt wannenartig das Schotterbett. Die Wanne ist nur so breit, als sie statisch erforderlich und in Rechnung gestellt ist. Sie wird nach den Grundsätzen der AIB abgedichtet. Das Wasser wird feldweise gesammelt und durch Tüllen nach unten abgeführt. Die Gehwege werden seitlich an die Hauptträger angehängt.

c) Brücke in Göttingen. Die Eisenbahndirektion Hannover baut im Bahnhof Göttingen eine Eisenbahnbrücke über die Uferstraße von 10,20 m Stützweite (Abb. 4). Wegen der geringen Bauhöhe soll das Schotterbett nicht durchgeführt werden. Die Schienen werden ebenso wie beim Stahlbetonschwellen-Oberbau mit Hartholz-Rillendübeln in der Verbundplatte befestigt. Um jedoch eine gewisse Elastizität zu erreichen, sollen besondere Gummi-Zwischenlagen angeordnet werden. Dieser Überbau soll besonderen Prüfungen durch das EZA München unterzogen werden, u. a. soll er auch mit dem Pulsator Dauerbeanspruchungen unterworfen werden.

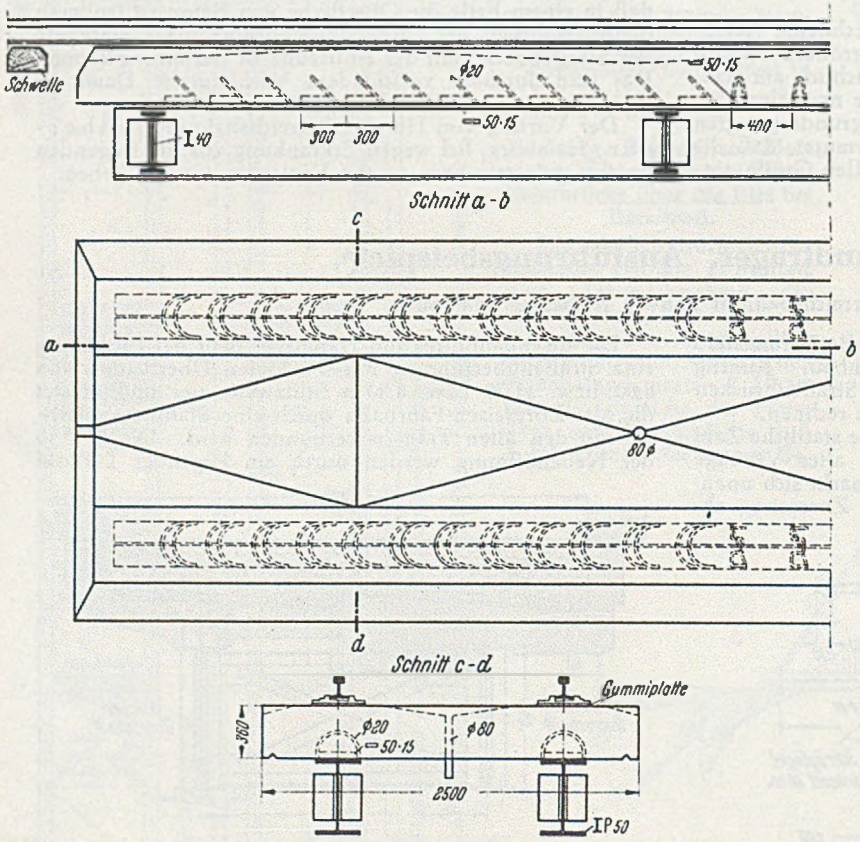


Abb. 4. Brücke in Göttingen.

Bei der Ausführung des Überbaues ohne Schotterbett kann die Schienenbefestigung auch nach Abb. 5 erfolgen: Die vertikalen und horizontalen Kräfte aus den Schienen werden durch die Dübel unmittelbar dem Stahlträger zugeleitet, ohne daß hierfür der Beton

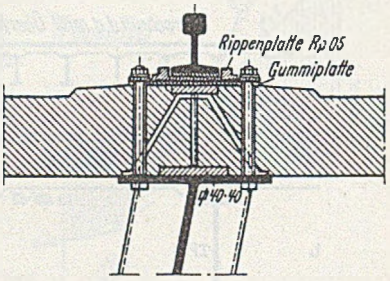


Abb. 5. Vorschlag mit durchgehenden, an den Stahlträgern unmittelbar angreifenden Schrauben.

größtenteils wieder verwendet werden. Der neue Querschnitt muß sich dem alten Querschnitt angleichen. Vgl. Abb. 2. Wenn auch die erhöhte Tragkraft des Verbundträgers nicht in Rechnung gestellt wird, so erscheint es doch wertvoll, mit diesem Beispiel Erfahrungen in Bau und Betrieb zu sammeln. Außerdem ist der neue Querschnitt wirtschaftlich, da er an Beton spart.

in Anspruch genommen wird. Die Rippenplatten sind mit einem in der Gleisachse durchlaufenden Flachstahl verschweißt, der wiederum mit den Längs- und Querdübeln verschweißt ist. Die Rippenplatten werden somit an den Stahlträger unmittelbar angeschlossen. Um besondere Einflüsse von der Betonplatte fernzuhalten, werden die durchgehenden Schrauben in einbetonierte Stahlrohre gesteckt. Der Zwischenraum wird mit Asphalt vergossen.

Umbau und Verstärkung eines Gasofengebäudes in Verbund-Bauweise.

Von Ing. Hans Sander, Siegener A.-G. für Eisenkonstruktion, Brückenbau und Verzinkerei, Geisweid.

Abb. 1 a zeigt den Querschnitt des Gebäudes, wie es 1922 ausgeführt wurde. 16 cm dicke Stahlbetondecken liegen auf Deckenträgern I 28, die auf Unterzüge I 50 in Abständen von 4,34 m fünffach gestützt sind und über der Mittelstütze einen Gelenkstoß haben. Die Innenstützen stehen auf dem Ofen, während die Trägerenden auf dem Außenmauerwerk gelagert sind. Im Laufe der Jahre ging die Festigkeit des Ofenmauerwerks stark zurück, während die Deckenbelastung auf etwa den doppelten Betrag stieg. Es zeigten sich gefährliche Formänderungen, welche die Gefahr eines Einsturzes immer größer werden ließen. Die seitlichen Stützen stellten sich schief und drohten von der Ofenkante abzurutschen, an den Mittelstützen wurden Senkungen bis zu 16 cm beobachtet, wobei die Decken aber noch keine Schäden aufwiesen.

Abb. 1 b zeigt das System, welches für die Wiederherstellung des Gebäudes gewählt wurde. Es braucht nur für lotrechte Lasten steif zu sein, da die Windkräfte durch Decken und Umfassungsmauern abgeleitet werden. Die

rechnerische Verkehrslast der unteren Decke beträgt 2200 kg/m², die im Hinblick auf die einzuhaltende Durchbiegung von 1/500 als Verbundträger ausgeführt wurde. Die Stahlersparnis betrug gegenüber einem reinen Stahlträger auf 2 Stützen rd. 35 %, gegenüber einem geschlossenen Stahlrahmen rd. 5 %. Für die Verbundträger konnten vorhandene Behelfsbrückenträger verwendet werden.

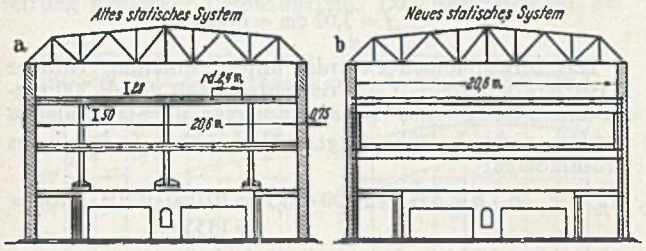


Abb. 1. a) altes, b) neues System.

Abb. 2 zeigt den Querschnitt in Feldmitte.

Die Betonplatte erhält in der höchstbeanspruchten Zone eine Druckbewehrung, die durch Bügel verankert ist. Auch der vorhandene Unterzug I 50 wurde als Druckbewehrung herangezogen und durch angeschweißte Bügel mit der Betonplatte vereinigt. Hierdurch wird nicht nur die Breite des neu zu betonierenden

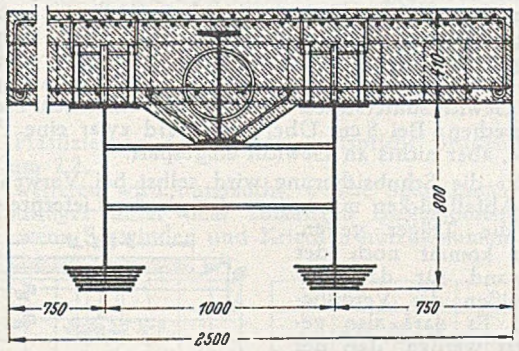


Abb. 2. Verbundquerschnitt in Feldmitte.

Plattenstreifens herabgedrückt, sondern vor allem der Kriechvorgang erheblich behindert. Während im Brückenbau ein Kriechen unter den kurzzeitig wirkenden Verkehrslasten nicht auftritt, ist im Hochbau das Kriechen unter langfristig einwirkenden Verkehrslasten, die im vorliegenden Fall außerordentlich hoch sind, unbedingt zu berücksichtigen. Das Kriechmaß wurde für B 300 und Ausrüstung nach 45 Tagen zu $\varphi_F = 1{,}6$, das Schwindmaß $\varepsilon_s^0 = 0{,}000\,30$ und $n_0 = 7{,}0$ angenommen. Kriech- und Schwindmaß dürfen in Abhängigkeit von $n_0 \cdot F_e/F_b$ abgemindert werden. In der Platte ist $F_e = 200$ cm² für die Druckbewehrung + 180 cm² für den I 50 Träger, dazu 54 cm² für die wellenförmig durchlaufende Schubbewehrung oder 434 cm² im ganzen. $F_b = 10\,050$ cm². Mit diesen Werten ergeben sich das abgeminderte Kriechmaß zu 1,0, der Abminderungsfaktor zu 0,625 und das abgeminderte Schwindmaß zu 0,000 19. Die Behinderung des Kriechens durch die zwischen den Verbundtragern verbliebenen alten Deckenstreifen ist hierbei noch nicht berücksichtigt. Die Druckbewehrung wurde bis zu den Trägerenden durchgeführt. Der Stahlträgeruntergurt wurde den Momenten entsprechend durch aufgeschweißte Lamellen verstärkt.

Durch die einbetonierten Deckenträger wird die Druckplatte teilweise zerschnitten. Für die Schubübertragung wird deshalb an den Stegen eine Schubbewehrung aus Dübeln in Form eingeschweißter Steifen vorgesehen.

Die Deckenträger sind an den Stegen der alten Unterzüge I 50 gelenkig angeschlossen und auf den Obergurten der neuen Stahlträger aufgelagert, auf diese Weise also eingespannt. Die Einspanung ist infolge der Erhöhung der rechnerischen Verkehrslast erforderlich. Die alte Stahlbetonplatte war noch ausreichend. Der alte Unterzug I 50 wurde durch Traversen mit den beiden Stegen des Verbundträgers verbunden, wodurch der Zusammenhang gewährleistet ist.

Die Schubbewehrung auf den Stahlträgern (Abb. 3) besteht aus je 3 parallellaufenden sinuslinienartig gebogenen Quadratstählen 30·30 und an den Trägerenden je zwei weichen Dübeln L 100·100·14 je Welle. Diese Anordnung der Schrägeisen hat den Vorzug, Schubkräfte

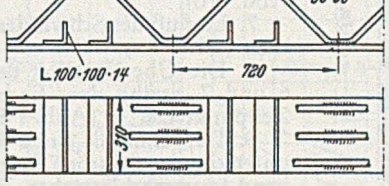
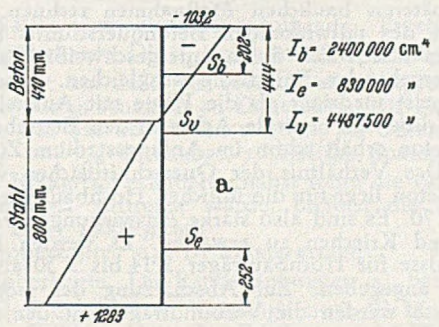


Abb. 3. Schubbewehrug.

in beiden Richtungen aufnehmen zu können und gleichzeitig das Abheben der Platte zu verhindern. Ferner wird ein einwandfreier Schweißanschluß ermöglicht, was bei Rundeisen nicht in gleichem Maße der Fall ist. Die Schubbewehrung ist so reichlich, daß auch Schrägeisen oder Dübel allein genügen würden. Unter der letzten Welle an den beiden Trägerenden wurde ein besonders kräftiger Dübel (aufgestellter 8 cm langer I P 30-Abschnitt mit ausgesteiften Flanschen) angeordnet.

Bei der statischen Berechnung des Verbundträgers sind entsprechend dem Baufortschritt folgende Zustände zu untersuchen:

1. Unter den vorhandenen Innenstützen werden hydraulische Hebeböcke eingebaut, mit denen die beiden Decken ohne Verkehrslast wieder in ihre ursprüngliche Lage gebracht werden. Hierauf wird zu beiden Seiten der alten Unterzüge I 50 der unteren Decke ein Streifen von je 1,25 m Breite herausgebrochen. Die fünffach



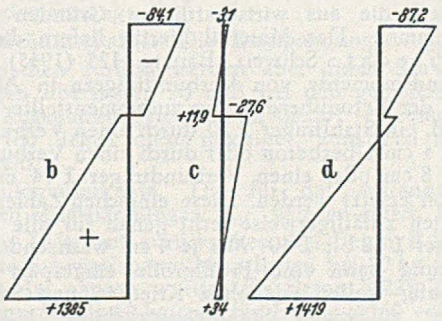


Abb. 4. Spannungsdiagramme des Verbundquerschnitts in Trägermitte, a—d für Belastungszustand 5—8.

gestützten Unterzüge haben dann das Gewicht der restlichen Decke zu tragen. Der Gelenkstoß über der Mittelstütze wird biegesteif gemacht.

2. Die neuen Träger werden eingebaut und mit den alten Unterzügen verbunden, die Stiele der Zweigelenkrahmen angeschlossen. Die Druckplatte des Verbundträgers wird betoniert. Das Gewicht des neuen Betons verteilt sich im J-Verhältnis auf die neuen und alten Träger.

3. Nach 45 Tagen werden die 3 Innenstützen entfernt. Die umgekehrten Stützendrücke belasten den Verbundträger ($_{max}M = 249$ mt).

4. Der Verbundträger mit Verkehrslast ($_{max}M = 505$ mt.)

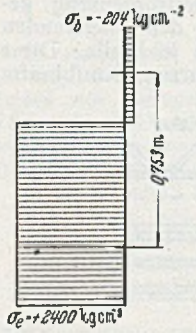


Abb. 5.

5. Die Überlagerung der Zustände 2 bis 4 ergibt Endzustand im Zeitpunkt $t = 0$. Spannungsdiagramm für den Querschnitt in Feldmitte s. Abb. 4 a.

6. Einfluß des Kriechens. Spannungsermittlung nach Fritz (s. Abb. 4 b).

7. Einfluß des Schwindens mit Kriechen (Abb. 4 c).

8. Die Überlagerung der Zustände 6 und 7 ergibt den Endzustand im Zeitpunkt $t = \infty$ (Abb. 4 d).

9. Der Einfluß eines Temperaturunterschiedes zwischen Riegel und Zugband ist vernachlässigbar. Ein nennenswerter Temperaturunterschied im Verbundträger selbst kann nicht auftreten.

Bei angenäherter Berücksichtigung des Kriechens erhält man nach Fröhlich $n = n_0 \cdot (1 + \varphi_E) = 7{,}0\,(1 + 1{,}0) = 14{,}0$, $J_v = 3864\,000$ cm^4 (mit $n = 14{,}0$ auf Stahl bezogen) und mit $_{max}M_p = 505$ mt für den abgestuften Träger eine größte Durchbiegung von etwa

$$_{max}f = 3{,}02 \text{ cm} = l/680.$$

Das Bruchmoment wurde unter Annahme völliger Plastizität berechnet. Der Prismenfestigkeit von B 300 entsprechend ist $\sigma_b = 0{,}85 \cdot K_b$ angenommen, die Stahleinlagen werden nicht berücksichtigt. Nach Abb. 5 folgt das Bruchmoment

$$M_{Br} = F_e \cdot \sigma_s \cdot h = 854{,}4 \cdot 2{,}400 \cdot 0{,}753 = 10\,050 \cdot 0{,}204 \cdot 0{,}753 = 1533 \text{ mt}$$

und die Bruchsicherheit

$$\nu = \frac{M_{Br}}{M_{g+p}} = \frac{1533}{754} = 2{,}05 \;(> 1{,}8).$$

Verbund-Bauweise im Hochbau.

Von Dr.-Ing. H. Kriesche, Bonn.

Die folgenden Untersuchungen über freiaufliegende Träger sollen die Auswirkungen von Schwinden und Kriechen zeigen, ferner wirtschaftliche Bauformen sowie allgemeine Bemessungsgrundsätze aufweisen.

Die Größenverhältnisse der Brücken rechtfertigen in jedem Fall genauere statische Untersuchungen. Für Hochbauten ist die Rentabilität solcher Berechnungen dagegen nicht ohne weiteres gegeben. Bei Hochbauten, namentlich im Industriebau, liegt die Festsetzung der Verkehrslasten häufig im Ermessen des Bauherrn. Die Verkehrslasten sind hier in hohem Maße Dauerlasten und beeinflussen deshalb das Kriechen der Verbundträger. Auch muß man mit späteren baulichen Maßnahmen rechnen. Veränderungen des mitwirkenden Betonquerschnitts bei Durchbrüchen lassen sich durch untergeschweißte Lamellen bei vorübergehender Entlastung ausgleichen. Hochbauträger sind meist niedriger als die Platte mit Aufstelzung. Dadurch rückt die neutrale Achse in den Betonbereich, und der Beton erhält schon im Anfangsstadium Zugspannungen. Das Verhältnis der Querschnittflächen von Träger und Beton liegt für die üblichen Hochbauträger bei 1 : 25 bis 1 : 70. Es sind also starke Auswirkungen von Schwinden und Kriechen zu erwarten. Es werden Rechnungsergebnisse für Hochbauträger I 14 bis I 30 als Verbundträger angegeben. Zur Abschätzung der möglichen Ersparnisse werden die Verbundträger mit denjenigen einfachen Trägern verglichen, die sie zu ersetzen vermögen.

Es werden von vornherein jene Kombinationen ausgeschlossen, die aus wirtschaftlichen Gründen nicht in Frage kommen. Das Material hierfür liefern die Tafeln von Albrecht: Schweiz. Bauztg. 125 (1945), der die Widerstandsmomente von Verbundträgern in Abhängigkeit von der Betonüberdeckung zusammenstellte. Danach kann z. B. ein Stahlträger I 20 durch einen Verbundträger I 18 mit 4 cm Überbeton oder durch einen Verbundträger I 16 mit 8 cm oder einen Verbundträger I 14 mit 12 cm Überbeton ersetzt werden. Diese einfachen Zahlenverhältnisse gelten zufälligerweise recht genau für alle Normalprofilträger I 12 bis I 40: Mit je 4 cm wachsender Betonüberdeckung kann eine Profilgröße eingespart werden.

Vorläufig wollen wir ohne Kriechen und Schwinden mit einer zulässigen Stahlbeanspruchung 1400 kg/cm² rechnen, obwohl unsere Vorschriften für in Beton eingebettete oder sonst im Oberflansch seitlich gestützte Träger 1600 kg/cm² erlauben. Die Gewichtszunahme von Profil zu Profil beträgt zwischen 15 und 20 %. Praktisch bedeutet dies daher, daß bei 4 cm Überbeton für Verbundträger die gleichen Profile in Frage kommen, die mit einfachen Trägern ohne Verdübelung anwendbar sind.

Bei 8 cm Überdeckung kann der Stahlträger dagegen wirklich um eine Nummer verkleinert werden. Hinzu kommt aber der Gewichtsaufwand für die Schubsicherung. Für symmetrische Belastungsfälle ohne Wanderlasten ist die halbe Querkraftfläche gleich dem Biegungsmoment in Trägermitte. Die Schubkraftfläche und damit der Aufwand für die Schubsicherung sind also nur abhängig vom Maximalmoment, aber unabhängig von der Trägerlänge. Trotzdem sei diese Tatsache hier vernachlässigt und ein Erfahrungswert zugrundegelegt, wonach bei kleineren Trägern die Schubsicherungen etwa 20 %, bei größeren 15 % des Trägergewichts ausmachen und damit genau dem Gewichtsunterschied zwischen den einzelnen Profilen entsprechen: Bei 8 cm Überbeton wird zwar eine Profilgröße, aber nichts an Gewicht eingespart.

Für die Schubsicherung wird selbst bei Verwendung von Abfallstücken mindestens der gleiche Lieferpreis wie für die Träger gelten. Dazu kommt noch der Aufwand für das Anschweißen der Verdübelung. Es darf also geschätzt werden, daß der Schweißaufwand nochmals einem Profilsprung nahekommt, so daß erst bei 12 cm Überbeton Kostengleichheit mit einfachen Trägern erzielt wird.

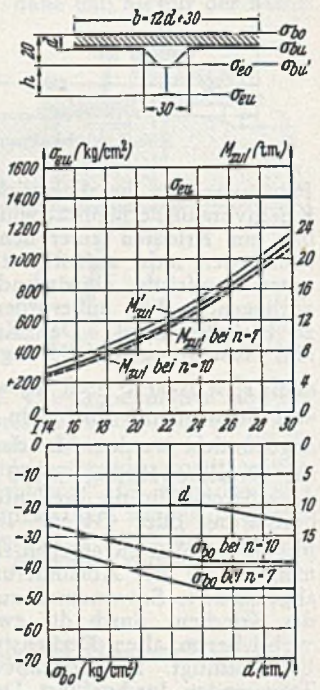


Abb. 1. Zulässige Biegemomente und dabei auftretende Randspannungen bei gerissener Betonzugzone. M_{zul} gilt für einfache Träger mit $h' = h + 10$ bei $\sigma_{zul} = 1{,}6$ t/cm².

Wir fassen zusammen: Bei 4 cm Überbeton noch gleiches Profil, bei 8 cm gleiches Gewicht, bei 12 cm gleiche Kosten und erst darüber hinaus wirkliche Ersparnis gegen einfache Träger.

Den weiteren Zahlenrechnungen wird Abb. 1 zugrundegelegt. Wenn die Träger mit $\sigma_{eu} = 1400$ kg/cm² ausgenutzt werden und man für Beton B 160 mit $n = 10$ bzw. für Beton B 225 mit $n = 7$ rechnet, so differieren die zulässigen Biegemomente bis 3 %, die Betondruckspannungen um 13 bis 14 %. Sie erreichen jedoch nicht die zulässige Höhe von 50 bzw. 70 kg/cm². Für die Bemessung kann also in jedem Falle mit $n = 10$ gerechnet werden. Die Betondruckspannung ist nur bei größeren Trägern oder enger Trägerlage zu beachten.

Ausreichende Plattenbreite vorausgesetzt, kann nach Abb. 1 bei 20 cm Überbeton jeder Verbundträger einen

10 cm höheren Stahlträger ersetzen, also der Verbundträger I 18 den Stahlträger I 28. Ein Verbundträger mit 20 cm Überbeton hat eine 5 cm größere Bauhöhe als der zugehörige Stahlträger mit 5 cm Betonüberdeckung. Diese Höhe steht wohl immer zur Verfügung.

Die zulässigen Biegemomente gelten unter Voraussetzung gerissener Betonzugzone. Das Bruchmoment, bei

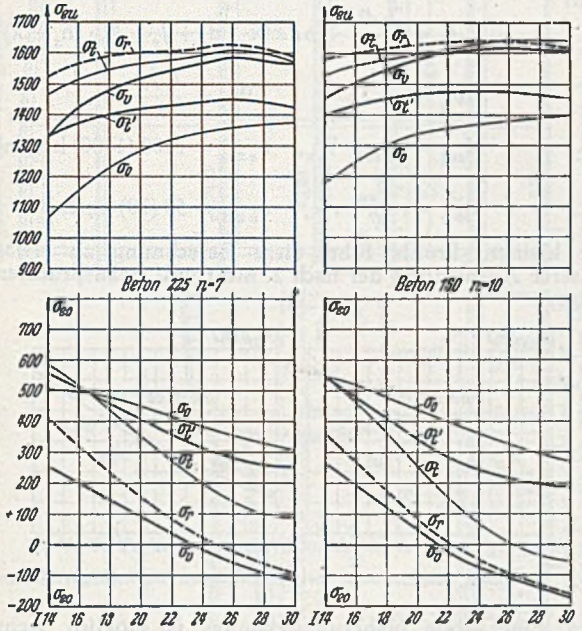


Abb. 2. Eisen-Randspannungen σ_e (kg/cm²).

voller Plastizierung des Trägers, entspricht Bruchsicherheiten um 2,2.

Im weiteren wird untersucht, welche Spannungen die Verbundträger unter dem zulässigen Biegemoment erhalten, wenn Schwinden und Kriechen hinzukommen.

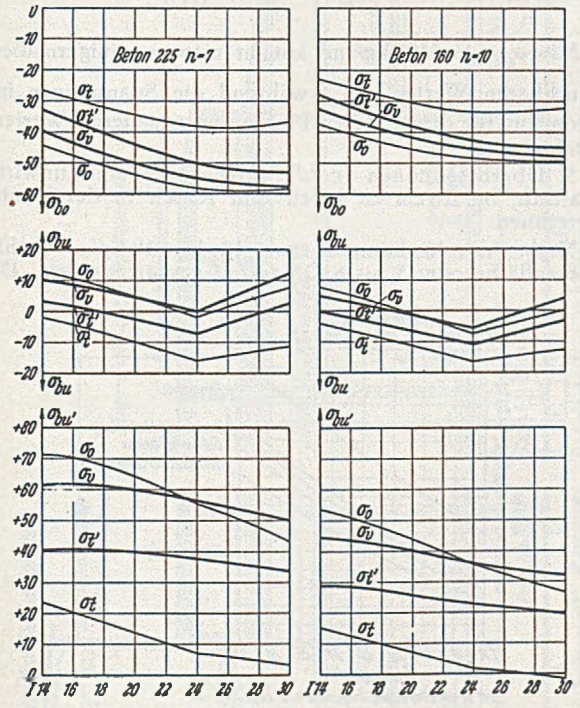


Abb. 3. Beton-Randspannungen σ_b (kg/cm²).

Mit den Formeln von Fritz wurden unter Einschluß der Betonzugspannungen die Abb. 2 und 3 errechnet. σ_0 gilt für das Anfangsstadium, σ_t sind die theoret. Endspannungen, wenn M_{zul} als Dauerlast auftreten würde. Die praktischen Endwerte σ_t' liegen dazwischen, und zwar wurden die Dauerlasten bei Verbundträgern I 14 zu 65 % der Gesamtlast angenommen, abnehmend um je 5 % bis I 30 mit 25 %. Für andere Verhältnisse könnten diese Spannungen durch Interpolation bestimmt werden.

Hinzu kommen die Spannungen aus Schwinden mit Kriechen. Die Größtspannungen nach Abschluß der

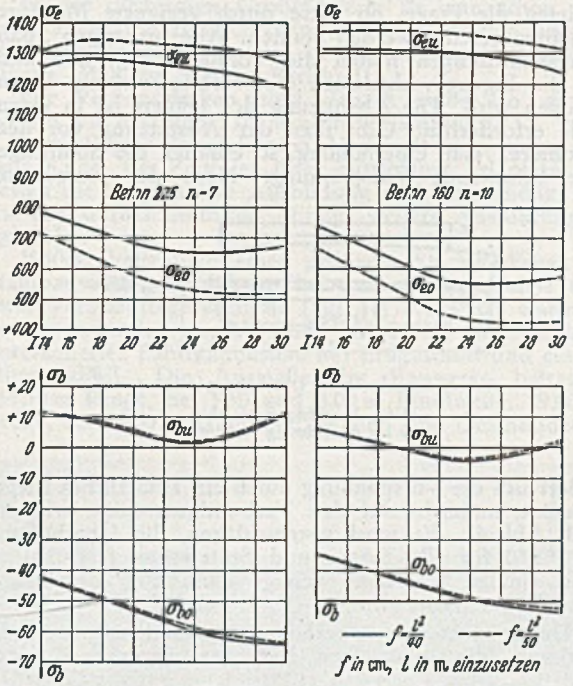


Abb. 4. Spannungen bei Überhöhungen und 5 cm tief gerissener Voute.

inneren Vorgänge unter Vollast sind σ_v (Verbundspannung). Endschwindmaß $\varepsilon_s = 0{,}0003$, Endkriechmaß $\varphi_E = 2{,}5$. Die Linien σ_r gelten bei eingerissener Betonvoute.

Wir erhalten im einzelnen folgende Ergebnisse:

1. Trägerunterkante. Die σ_{eu} wachsen durch Kriechen bei voller Dauerlast auf 1470 bis 1640 kg/cm², entsprechend den oben erörterten Anteilen an Dauerlasten auf 1320 bis 1475 kg/cm². Für das Schwinden wurden, als Unterschied zwischen σ_t und σ_v erkennbar, zusätzliche Spannungen von 300 bis 365 kg/cm² ermittelt. Selbst wenn die Gesamtlast als Dauerlast auftreten würde, bleiben die Stahlspannungen unter 1800 kg/cm².

2. Trägeroberkante. σ_{eo} ist uninteressant.

3. Betonoberkante. Die Randspannungen σ_{bo} betragen nach Abschluß der inneren Vorgänge noch 92 bis 99 % der früheren Größen. Die erste Bemessung ohne Betonzugspannungen führt zu brauchbaren Werten für die Betondruckspannungen.

4. Plattenunterkante. Die Zugspannungen σ_{bu} gehen durch Kriechen zurück, werden aber durch Schwindzugspannungen überlagert, so daß bei den getroffenen Annahmen Zugspannungen bis 12 kg/cm² entstehen. Für Beton B 160 liegen diese niedriger, zum Teil noch im Druckbereich.

5. Voutenunterkante. Die für das Anfangsstadium errechneten Zugspannungen σ'_{bu} würden durch Kriechen auf 40 bis 30 kg/cm² zurückgehen, bei Beton B 160 noch mehr. Die Schwindspannungen liegen bei 20 kg/cm² bzw. 15 kg/cm². Im ganzen wurden für Beton B 225 Zugspannungen von 50 bis 62 kg/cm², für Beton B 160 von 32 bis 44 kg/cm² errechnet. Schätzt man die Biegezugfestigkeit hoch auf ein Viertel der Würfelfestigkeit, also auf 56 kg/cm² bzw. 40 kg/cm², so werden auch diese Größen bei den leichten Profilen noch überschritten, bei den größeren aber nicht ganz erreicht. Ganz roh mag man festhalten, daß Zugrisse unvermeidlich sind, wenn die Betonüberdeckung größer ist als die Trägerhöhe. Diese Risse haben aber wie beim Stahlbeton keine Bedeutung für die Tragfähigkeit, doch es erscheint verfehlt, feste Dübel in die Zugzone einzubetten, den Beton gewissermaßen zu zerschneiden und damit die Neigung zu Rissen auch in den Bereich näher den Auflagern hineinzutragen.

Zugrisse bei den Dübeln beeinträchtigen ihre Wirksamkeit. So sollte man für Verbundträger mit aufgestelzter Decke nur in der Druckzone verankerte Schrägeisen und lediglich an den Trägerenden einen sehr kräftigen Dübel anbringen.

Die hohen Zugspannungen an der Trägerunterkante gebieten die Frage, ob diese durch geeignete Montagevorgänge gesenkt werden können. Alle bisherigen Spannungsermittlungen hatten die Voraussetzung, daß auch für die Eigengewichtslasten die Verbundwirkung herangezogen wird. Die Abstützung des Trägers ist in jedem Falle erforderlich. Gibt man der Abstützung vor dem Betonieren eine Überhöhung, so erhalten die Stahlträger eine entlastende Vorspannung. Nach der Ausrüstung

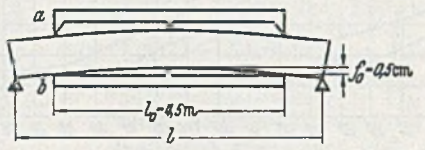


Abb. 5. Schablonen für Überhöhungen mit $f = \frac{l^2}{40}$

a) für Ausrichtung von oben,
b) für Ausrichtung von unten.

äußert sich die Vorspannung durch ein zusätzliches Biegemoment, nunmehr auf den Verbundquerschnitt wirkend (vgl. Abb. 4). Es wird vorgeschlagen, die Überhöhung $f = l^2 : 40$ für alle Träger und Stützweiten festzuhalten. Eine einzige Schablone genügt dann zur Ausrichtung aller Träger (Abb. 5).

Durch passende Überhöhung gelingt es also, die Wirkung der plastischen Betonveränderungen auszu-

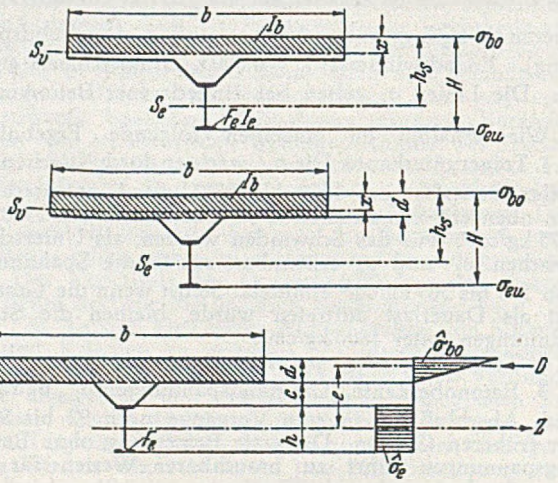


Abb. 6. a) Bemessung von Verbundträgern ohne Betonzugspannungen, b) Bemessung von Verbundträgern mit Zugspannungen in der Betonplatte, c) Näherungsberechnung für Verbundträger.

gleichen, die Stahlspannungen zu senken und die Betonbeanspruchung in vertretbaren Grenzen zu halten. Dies führt zu folgenden Bemessungsregeln:

1. Bei Überhöhung mit $f = l^2 : 40$ können die Verbundträger ohne Nachweis von Schwind- und Kriechspannungen berechnet werden.

2. M_{zul} wird unter Ausschluß aller Betonzugspannungen errechnet (Abb. 6 a).

$$n = \frac{E_e}{E_b}, \quad x = \frac{n \cdot F_e}{b} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2\, b\, h_s}{n F_e}} - 1 \right), \quad d \geqq x$$

$$J_v = \frac{b\, x^3}{3\, n} + J_e + F_e \cdot (h_s - x)^2$$

$$W_u = \frac{J_v}{H - x}, \qquad W_o = \frac{n\, J_v}{x}$$

$$M_{zul} = \sigma_{e\,zul} \cdot W_u, \quad \sigma_{e\,zul} = 1400\,(1600)\ \mathrm{kg/cm^2}$$

$$\sigma_{bo} = \frac{M_{zul}}{W_o}, \qquad \sigma_{b\,zul} = 50\,(70)\ \mathrm{kg/cm^2}$$

3. Das zulässige Biegemoment kann auch so bestimmt werden, daß nur die Voute ausgeschaltet wird, geringe Zugbeanspruchungen an der Unterkante der Platte jedoch zugelassen werden. Mit Abb. 6 b folgt

$$n = \frac{E_e}{E_b}, \quad x = \frac{\frac{b\, d^2}{2} + n F_e h_s}{b\, d + n F_e}, \qquad d \leqq x$$

$$J_x = \frac{b\, d^3}{3\, n} + b\, d\, x (x - d) + J_e + F_e \cdot (h_s - x)^2$$

$$W_u = \frac{I_v}{H - x}, \qquad W_o = \frac{n\, J_v}{x}$$

$$\overline{M}_{zul} = \sigma_{e\,zul} \cdot W_u, \quad \sigma_{e\,zul} = 1400\,(1600)\ \mathrm{kg/cm^2}$$

$$\sigma_{bo} = \frac{\overline{M}_{zul}}{W_o}, \qquad \sigma_{b\,zul} = 50\,(70)\ \mathrm{kg/cm^2}$$

Für kleinere Profile führt diese Berechnung zu etwas besserer Ausnützung der nach 2. nicht voll beanspruchten Träger.

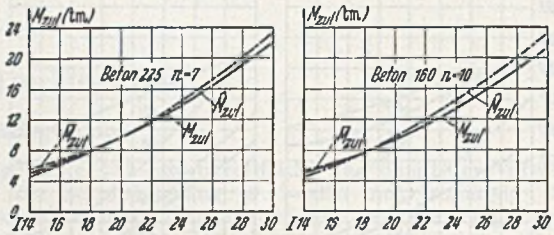


Abb. 7. Zulässige Biegemomente bei verschiedenen Bemessungsverfahren.

4. Eine grobe Näherungsrechnung ist möglich, wenn man nach Abb. 6 c rechnet.

$$e = \frac{h}{2} + c + \frac{2\, d}{3}$$

$$Z = F_e \cdot \hat{\sigma}_{e\,zul} \quad \hat{\sigma}_{e\,zul} = 1100\,(1260)\ \mathrm{kg/cm^2}$$

$$\hat{M}_{zul} = Z \cdot e \qquad D = -Z \quad \left| \sigma_b \cong \frac{2 \cdot D}{b \cdot d} \right|$$

Mit $\hat{\sigma}_{e\,zul} = 1100\ \mathrm{kg/cm^2}$ kommt man zu einigermaßen brauchbaren Werten $\hat{M}_{zul}$, während die Spannungen im Beton nur für die größeren Profile den genaueren Werten nahekommen.

5. Überbetonhöhen $(c+d)$ unter 12 cm sind unwirtschaftlich, bei 20 cm ist bereits mit Rissen in der Voute zu rechnen.

Nach Abb. 10 können etwa 12 bis 18 kg/m² Stahl/Deckenfläche oder 5 bis 8 DMark/m² gespart werden. Da

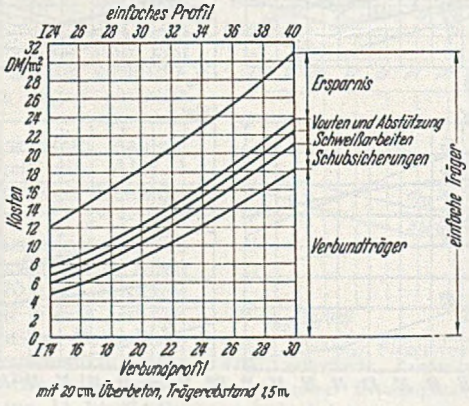


Abb. 8. Kostenvergleich zwischen Verbundträger und einfachem Träger (ohne Kosten für die Betonplatte).

die Verbundträger wesentlich größere Biegesteifigkeit haben als gleich tragfähige Stahlträger, ist ihre wirtschaftliche Stützweite größer. Hier bietet sich die Möglichkeit, durch Verringerung der Zahl der Unterzüge, Stützen und Fundamente weitere Kostensenkungen zu verwirklichen.

Die konstruktive Gestaltung und Ausführung der Verbundträgerdecke im Industriehochbau.

Von Regbmstr. Karl Zendler, Obering., BASF., Ludwigshafen a. Rh.

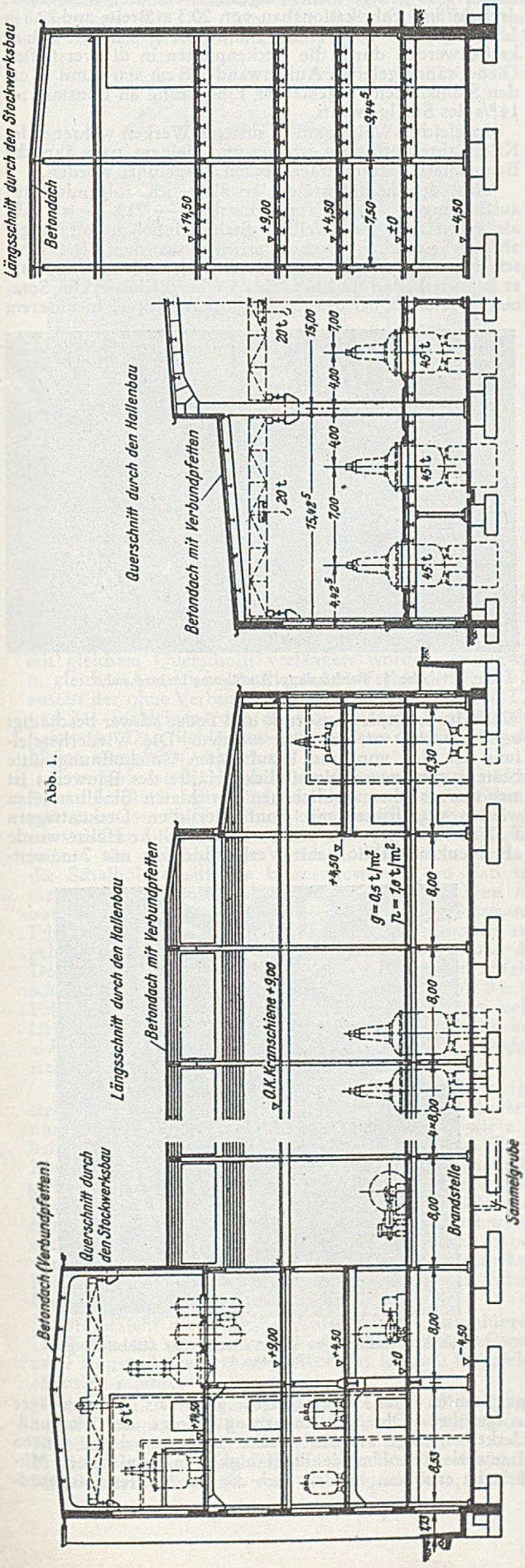


Abb. 1.

In der chemischen Großindustrie ist man schon seit etwa 15 Jahren dazu übergegangen, die betonierten Decken über stählernen Trägerrosten in Verbundbauweise auszuführen. Man vgl. meinen Bericht [1].

Für Verbunddecken sind danach selbst so große Weiten wie 8,00 und 9,00 m noch wirtschaftlich.

Ausgeführte Beispiele von Verbundträgerdecken, geordnet nach der Zeitfolge ihrer Entstehung, erläutern am besten die konstruktive Ausbildung und Anordnung, sowie die Wirtschaftlichkeit. Einige weitere Ausführungen vgl. [1].

1940/41 hatten wir einen größeren Stockwerksbau in Stahlbauweise auszuführen, bei dem die Ergebnisse unserer Verbundträgerversuche (vgl. [1] S. 88) das erstemal voll angewendet worden sind. Es ist ein fünfschiffiger unterkellerter Fabrikationsbau mit Erdgeschoß und einem Obergeschoß. Die Ausmaße des Bauwerks betragen 144,50 m Länge, bei 5,50 und 6,00 m Bundweite, 29,00 m Breite, bei 15,00 m Traufhöhe. Keller- und Geschoßdecke

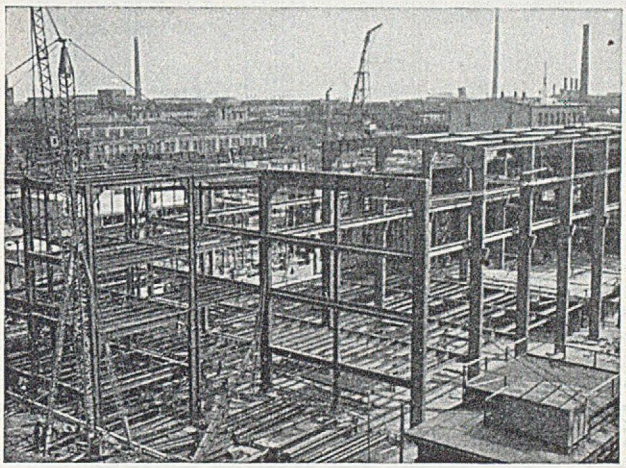


Abb. 2.

sind für 0,5 t/m² Eigen- und 1,00 t/m² Nutzlast als Verbundträger mit Endwinkeln und Rundeisenbügeln bemessen worden. Auch die Stahlbetondachdecke mit einer Iporit-Isolierschicht ist von Verbundpfetten getragen. Bei diesem verhältnismäßig langem Bauwerk, bei dem die Deckenträger klinkungsfrei, also einige cm unter der Unterzugsoberkante, mit schwarzen Schrauben angeschlossen waren, ordneten wir außer den Betonierfugen über jedem Unterzug keine besonderen Schwind- oder Dilatationsfugen an. Die Außenstützen stehen 15 cm hinter der Vorderkante des 38 cm starken Backsteinmauerwerkes, in dessen Fugen dort sicher kleine Bewegungsmöglichkeiten sind. Nachteile oder Beanstandungen haben sich in 3½jährigem Betrieb nicht gezeigt. Durch die Verbundträgerbauweise sind bei diesem Bauwerk rd. 200 t Baustahl, oder 11 % des Stahlgewichts eingespart worden, was einer Einsparung von 2½ % der Gesamtbausumme entspricht. Das Tragvermögen des Bauwerks ist dabei noch merklich erhöht worden.

Ein weiterer großer Fabrikbau gemäß Abb. 1 und 2 wurde in Ludwigshafen zur gleichen Zeit ausgeführt, ein dreischiffiger, unterkellerter, im Mittelschiff überhöhter Hallenbau von 3 × 15 m Breite und 65 m Länge, mit schweren Kranen. Dem Hallenbau ist am nördlichen Kopfende ein Geschoßbau mit 25,50 m Traufhöhe vorgelagert. Da wir bei diesem Bauwerk alle Decken mit Verbundträgern ausführen wollten, hatten wir Bundweiten von 8,00 bis 9,30 m gewählt, was sich für die Aufstellung der Apparatur besonders günstig auswirkte. Deckenfugen wurden über den Unterzügen sowie in der Linie der Trennwände längs der Innenstützen angeordnet. In diesem Bauwerk entstand 1943 im Kellerraum ein gefährlicher Betriebsbrand. Es entzündeten sich rd. 10 m³ höchst feuergefährliche Flüssigkeit mit einem Heizwert von 10^8 Wärme-

einheiten. Die Verbundträgerdecke hat die Feuerprobe bestens überstanden. Das Deckenfeld über der Sammelgrube mußte teilweise ersetzt werden, da hier der Beton brüchig wurde, doch die benachbarten Felder der Verbunddecken mit mehr oder weniger Hitzestauchung des Untergurts konnten bleiben. Die geringen Reparaturen haben wir selbst ausgeführt, so daß nach wenigen Wochen Betriebsunterbrechung wieder fabriziert werden konnte.

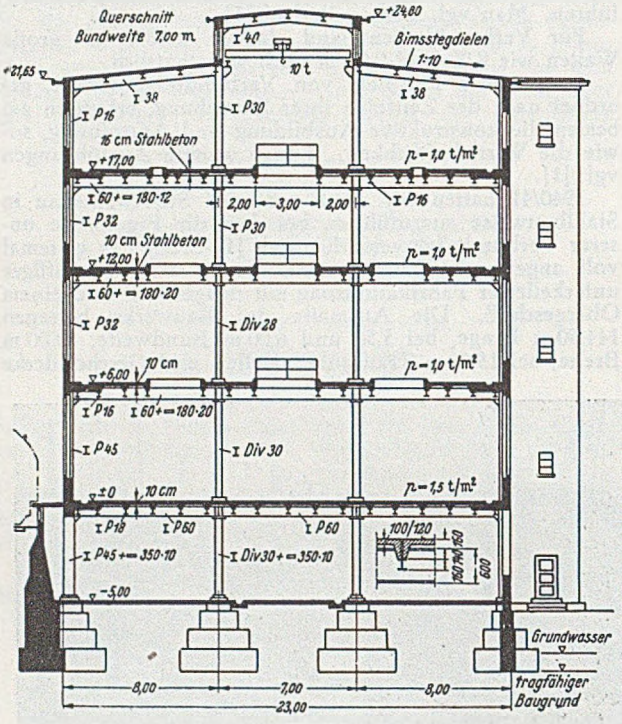


Abb. 3.

Der Bau ist später in genau gleicher Weise in einem Ostwerk nochmals ausgeführt worden. Dabei wurde die Kellerdecke auf 45 m Breite der Eile wegen vermutlich ohne Fugen ausgeführt, denn es zeigten sich verschiedentlich dünne Risse parallel zu den Deckenträgern. Bei diesen Bauwerken lieferte die Firma Fries, Frankfurt/M., die geschweißte Stahlkonstruktion. Die Stahleinsparung je m² Decke beträgt 29, 27, 21 kg und je m² Dachfläche 10 kg.

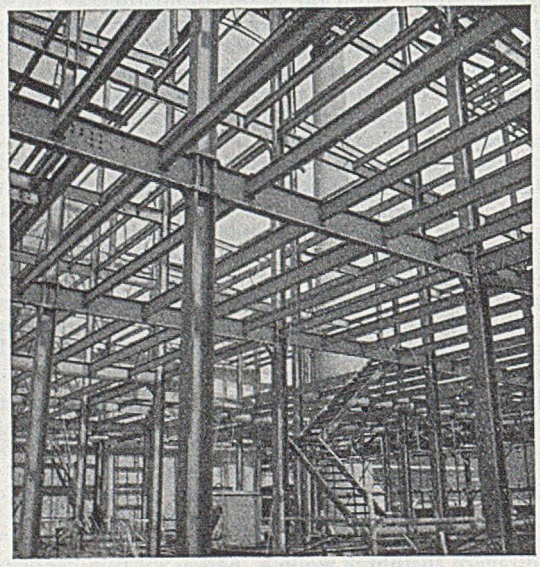


Abb. 4.

Das gesamte Baustahlgewicht betrug etwa 1800 t, die Einsparung infolge Verbundträger betrug etwa 200 t ~ 10% des Stahlgewichts einer einfachen Konstruktion.

1942 entwarfen wir den Fabrikationsbau nach Abb. 3. Das Baustahlgewicht beträgt 520 t, der infolge Verbundträger eingesparte Baustahl 120 t ~ 18%. Die Stahlbauteile hat die Firma Gebr. Knauer, Mannheim, angefertigt.

Ein weiteres Verbundträger-Bauwerk — 859 — wurde 1942 entworfen und von der Maschinenfabrik Wiesbaden 1943 geliefert und aufgestellt, ein dreigeschossiger, dreischiffiger Fabrikationsbau von 20,3 m Breite und 20,3 m Länge bei etwa 20 m Höhe, Bundweite 6,50 m. Die Windkräfte werden durch die Deckenplatten in die versteiften Giebelwände geleitet. Außenwände 38 cm stark und 15 cm den Stahlstützen vorgemauert. Einsparung an Baustahl rd. 14% des Stahlgewichts.

In gleicher Weise sind in unseren Werken während der Kriegsjahre noch viele größere und kleinere, ganz ähnliche Bauten mit Verbundträgerdecken ausgeführt worden.

Aus der heutigen Zeit erwähne ich folgende Bauausführungen. Der Fabrikationsbau — 219 — ist 1933 als vollständig geschweißter Stahlgerippebau mit aufgestelzten einfachen Decken errichtet worden. Bei fünfschiffiger Anordnung ist er 30 m breit und 10 · 7 m lang, er ist unterkellert und hat 2 bis 3 Obergeschosse. Im Sommer 1948 ist er bei der Explosionskatastrophe in unserem

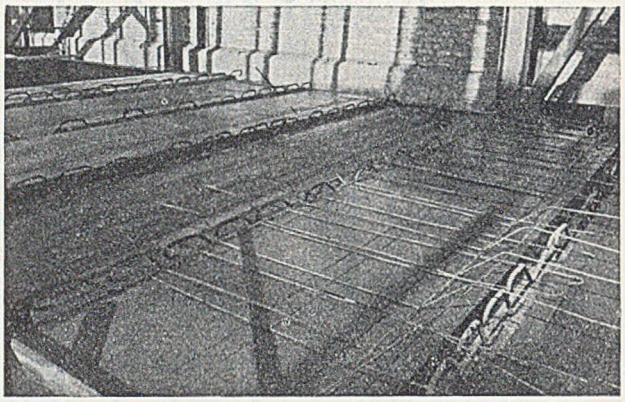


Abb. 5. Stahlschalung, Ausführung Luchterhand.

Werk durch Explosionsdruck und Feuer schwer beschädigt und teilweise total zerstört worden. Die Wiederherstellung ist der von uns beauftragten Gutehoffnungshütte bestens gelungen. Die südliche Hälfte des Bauwerks ist aus den erhalten gebliebenen gerichteten Stahlbauteilen wieder wie früher mit kontinuierlichen Deckenträgern I 32 u. 34 aufgebaut worden. Die nördliche Hälfte wurde als Neukonstruktion mit Verbunddecken mit 7 m weit-

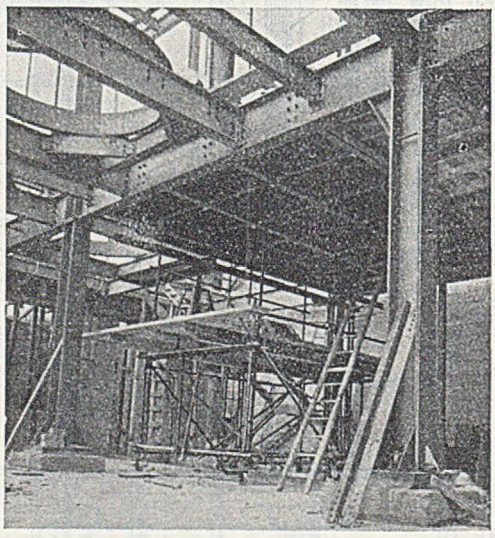


Abb. 6. Verschubwagen zum Versetzen der Stahlschalung (Ph. Holzmann A.-G.).

gespannten frei aufgelagerten I 26 als Deckenträger ausgeführt. Die Stahleinsparung infolge der Verbunddecken beträgt 14 kg/m² Decke, insgesamt beim ganzen Bauwerk 50 t. Um die Tragfähigkeit mit einfachsten Mitteln zu erhöhen, wurden auch die durchlaufend angeord-

neten Deckenträger I 32 der südlichen Hälfte über den Bereich der positiven Momente mit aufgeschweißten Rundeisenbügeln als Verbundträger ausgebildet. Fugen wurden in üblicher Weise angeordnet über sämtlichen Unterzügen und längs der Deckenträger in den Deckenfirstpunkten alle 10—12 m. Die Betondecken sind nun etwa ¾ Jahr fertiggestellt, die Fugen arbeiten alle wie

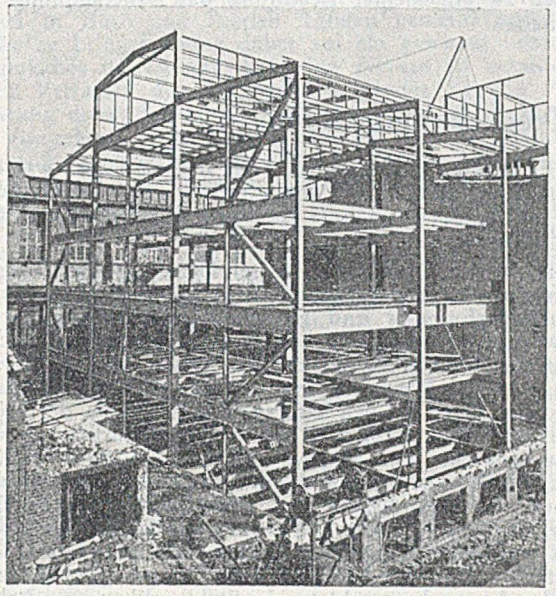


Abb. 7.

von uns vorgesehen. Trotz genauester Kontrolle sind in den Betondecken keine wilden Risse festgestellt worden.

Der beschriebene Bau ist nach Süden um 7 Bundfelder mit gleichem Querschnitt verlängert worden, und zwar in gleicher Art mit frei aufliegenden Verbundträgern I 26 anstatt der ohne Verbundträgerwirkung erforderlichen I 32 und 34. Stahleinsparung rd. 60 t bei 630 t Gesamtstahllieferung. Das Stahlgerippe wurde von der Dortmunder Union ausgeführt, Abb. 4.

Die Holznot der vergangenen Jahre zwang uns öfters Betonschalplatten verschiedener Systeme und Ausführungen zu verwenden. Auch mit Stahlschalung wollten wir es versuchen, doch das Ausschalen unter den Decken konnte nie richtig gelöst werden. Inzwischen sind ja die Schalholzverhältnisse besser geworden, so daß wir meistens wieder mit Holzschalungen arbeiten. Nun hat uns bei diesem Bauwerk — 21 — die Firma Ph. Holzmann, Filiale Mannheim, auf unsere früheren Anregungen eingehend, einen preiswerten Vorschlag zur Ausführung der Decken mit einer für alle Ausmaße regelbaren Stahlschalung mit Luchterhandschaltafeln gemacht (Abb. 5 u. 6). Falls eine geeignete Stahlschalung zur Verfügung steht, lassen sich die Preise für die Herstellung der Decken sicher noch verbilligen. Zur Zeit kommt 1 m² aufgestelzte Betondecke auf 11—13 DMark/m².

Eine gewisse Normung der Ausmaße für die aufgestelzten Decken von Industriebauten kann dabei allerseits nur Vorteile bringen. In gleicher Weise führen wir z. Z. bei dem Fabrikationsbau — 159 —, einem dreischiffigen, 25 m breiten und 3 · 6 m langen mehrgeschossigen Stahlgerippebau, die Verbunddecken aus (Abb. 7). Ebenso beim Bau — 238 —, bei dem die Bundweite nur 5,20 m beträgt, da er auf vorhandenen Fundamenten errichtet wurde mit Deckenträgern I 18 (Abb. 8). Bei diesem Bau haben wir auch eine massive Verbunddachdecke vorgesehen. Beide Bauten wurden von der Firma Donges Stahlbau, Darmstadt geliefert und aufgestellt.

Oft besteht die Aufgabe, Aufstockungen auszuführen. Hierbei lassen sich durch die Verbundbauweise sehr sparsame Konstruktionen ermöglichen, was ich an 2 Beispielen erläutern möchte:

Zwischen 2 Stahlgerippebauten 24 und 29 war seither ein Raum von 18 · 18 m freitragend überspannt mit Holzdachhaut und darunter gehängter Rabitzdecke. Die Tragkonstruktion hierzu bestand aus einem freitragenden Mittelunterzug I P 80 von 18 m Spannweite, der die Pfetten I 30 trug, auf denen die Holzdachhaut liegt bzw. die Unterdecke hing. Führen wir die neue Geschoßdecke auf den I 30 als Verbunddecke aus, so können wir diese Decke mit 800 kg/m² Nutzlast belasten. Unter den bestehenden Unterzug I P 80 lassen sich in den 2 äußeren Viertelspunkten neue Stützen einbauen, so daß ohne große Änderungen der bestehende Dachträgerrost als Deckenträgerrost für diesen Lagerraum bleiben kann. Die Mehrlasten der Deckenträger werden an den Außenwänden durch Verstärkungsunterzüge aufgenommen.

Ein weiteres Beispiel (Abb. 9): Ein mehrgeschossiger Fabrikationsbau soll aufgestockt werden. Der Dachunterzug für das schwere Holzzementdach besteht aus 2 I 34, die Bundweite beträgt 5 m. Der Bauherr wollte die ganze Dachkonstruktion entfernen, dort eine neue Decke auf neuen Unterzügen einziehen und darüber eine neue, freitragende Dachkonstruktion errichten. Es wurde ein

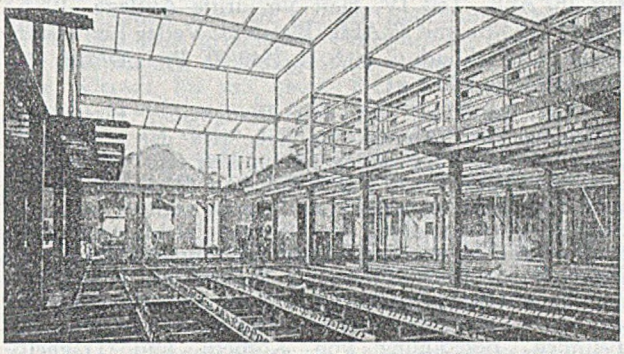


Abb. 8.

Gegenvorschlag eingereicht. Werden nämlich die Dachunterzüge als Verbundträger ausgebildet, so ist es möglich, die Aufgabe mit einer 14 cm starken Stahlbetonplatte auf einfachste Weise unter Belassung der alten Dachunterzüge zu lösen. Die Mittelstütze erhält zur Verstärkung eine Stahlbetonummantelung. Auf den erhöhten Außenmauern ist der neue freitragende Dachbinder aufgelagert.

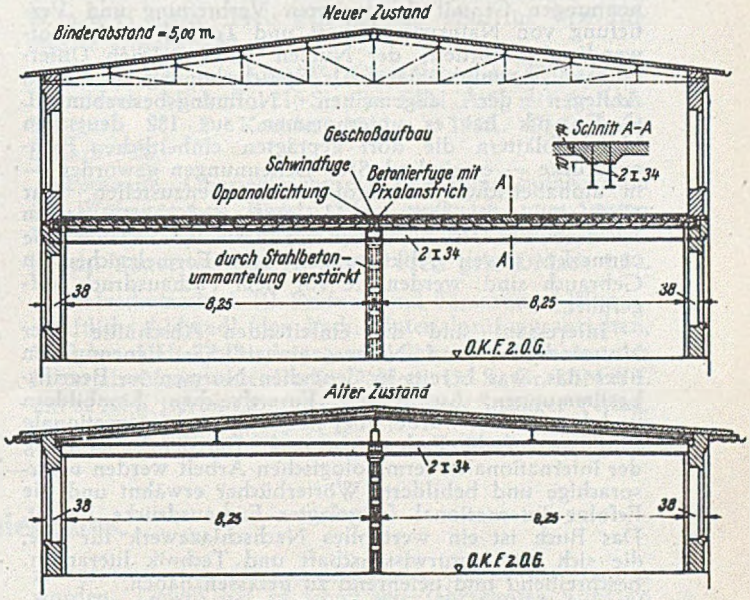


Abb. 9. Aufstockung.

Die beschriebenen Beispiele führen deutlich vor Augen, wie einfach und elementar die Probleme der Verbundträgerbauweise im Industriehochbau von uns gelöst worden sind. Verfeinerte Berechnungsmethoden sind nur im Brückenbau berechtigt, während im Hochbau der Anwendung von stark vereinfachten Berechnungsverfahren nichts im Wege steht.

Literatur.

1. Bauingenieur 25 (1950) S. 88—91, auf den zur Ergänzung der vorliegenden Ausführungen verwiesen wird.

Aus dem Schlußwort des Vorsitzenden:

Eine nochmalige, umfassende Aussprache über die Verbund-Bauweise soll als besonderer Punkt auf die Tagesordnung der Wissenschaftl. Tagung des Deutschen Stahlbau-Verbandes am 14., 15. und 16. September 1950 in Karlsruhe gesetzt werden. Da das zweite Sonderheft „Verturid-Bauweise" des BAUINGENIEUR schon einige Zeit vorher erscheint, dürfte die Aussprache dadurch an Fruchtbarkeit noch gewinnen.

Als wesentlichen Erfolg dieser Tagung sehe ich an, daß wir weitgehend zu einer gemeinsamen konkreten Auffassung über die Grundlagen der Berechnung und der Ausbildung von Verbundtragwerken gekommen sind. Es ist nun die Aufgabe, diese Ergebnisse möglichst schnell in dem Ausschuß Verbund-Träger durchzuarbeiten und in die Form von „Richtlinien" umzuarbeiten, sowie ihnen zu allgemeiner Beachtung und Anerkennung zu verhelfen.

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen.

Rothe †, Prof. Dr. Rudolf, Techn. Hochschule Berlin: Höhere Mathematik. Für Mathematiker, Physiker, Ingenieure. Teil III, vierte Auflage. 236 S., Gr. 21 · 14,5 cm, mit 167 Abb. Teil IV, Heft 5/6, dritte Auflage. 108 S., Gr. 21 · 14,5 cm, mit 59 Abb. Bielefeld: Verlag für Wissenschaft und Fachbuch G. m. b. H. 1949/50. Preis DMark 7,— bzw. DMark 3,50 kart.

Dem Ingenieur, der mit Festigkeits-, Elastizitäts-, Strömungslehre usw. zu tun hat, wird der vorliegende Band mit dem zugehörigen Übungsheft sehr willkommen sein. In klarer Weise geht R. hier zu Flächen im Raum und Mehrfachintegralen über. Daran schließt sich eine ausgedehnte Behandlung der Differentialgleichungen. Auch hier werden die mathematischen Erörterungen durch viele Beispiele aus den Gebieten der Technik und Physik dem Ingenieur nahe gebracht. Aus den Anwendungen seien aus dem Gebiet des Bauwesens genannt: Schicht- und Fallinien, Berechnung von Körpern und Trägheitsmomenten, Durchbiegungen und Schwingungen von Stäben, Platten usw. Das didaktisch gut aufgebaute und gut ausgestattete Werk kann bestens empfohlen werden.

Horst Müller, Bremen.

Frank, Dr.-Ing. Otto: Genormte Fachausdrücke und Zeichen. Normenheft 9. 218 S., Gr. DIN A 5. Berlin/Köln: Beuth-Vertrieb G. m. b. H., 1949. Preis geh. DMark 9,—.

Ordnung der Begriffe und der sie deckenden Benennungen ist mit der weiteren Verbreitung und Vertiefung von Naturwissenschaft und Technik immer notwendiger geworden; der Nutzen eines solchen Unterfangens ist unbestritten. Als Sprachnormung ist es ein Anliegen der allgemeinen Normungsbestrebungen. O. Frank hat es unternommen, aus 182 deutschen Normenblättern die dort geprägten einheitlichen Fachausdrücke — es sind rd. 8500 Benennungen geworden — in alphabetischer Reihenfolge zusammenzustellen. Zur Nachforschung über die Herkunft sind hinter jedem Ausdruck die DIN-Nummern mit Blatt- und Seitenangabe vermerkt, soweit Abkürzungen und Formelzeichen in Gebrauch sind, werden sie vor dem Fachausdruck aufgeführt.

Interessant sind die einleitenden Abschnitte über Notwendigkeit und Nutzen einheitlicher Benennungen über das, was bereits in deutschen Normen an Begriffsbestimmungen, Ausdrücken, Formelzeichen, Sinnbildern u. dgl. erarbeitet wurde, über nationale und internationale Einflüsse auf die Fachsprache u. ä. Bei der Behandlung der internationalen terminologischen Arbeit werden mehrsprachige und bebilderte Wörterbücher erwähnt und die Erfolge international festgelegter Fachausdrücke betont. Das Buch ist ein wertvolles Nachschlagewerk für alle, die sich mit Naturwissenschaft und Technik literarisch, beschreibend und belehrend zu befassen haben.

O. Wundram, Hamburg.

Kersten †, Baurat C.: Der Stahlhochbau. Ein Leitfaden für Studium und Praxis. Band I. Fünfte neubearb. Aufl. 234 S., Gr. DIN A 5, mit 616 Textabb. u. 29 Rechnungsbeispielen. Berlin: W. Ernst & Sohn. 1949. kart. DMark 14,—, geb. DMark 15,60.

Nach dem Kriege hat Kersten eine Neubearbeitung seiner bekannten Einführung in den Stahlhochbau in Angriff genommen, nachdem die 4. Auflage von 1932 seit längerem vergriffen ist. Das Buch erscheint nunmehr in zwei Teilen. K. konnte die Neubearbeitung nicht mehr zu Ende führen. Bei seinem Tode im Jahre 1947 war das Manuskript zum 1. Teil abgeschlossen. Die Drucklegung des vorliegenden Bandes besorgte Baurat Tramitz, Holzminden.

Der Band I umfaßt im wesentlichen die Grundlagen. Zunächst wird der Werkstoff Stahl in seiner Herstellung, seiner Vorformung und in seinen wesentlichen Eigenschaften besprochen. Es folgt eine Darstellung der Einrichtung von Stahlbauwerkstätten, sowie der Arbeitsvorgänge in der Werkstatt und auf der Montage. Sodann wird der Leser mit den handwerklichen Regeln der zeichnerischen Darstellung und der Entwurfsbearbeitung vertraut gemacht. Die folgenden Abschnitte über Verbindungsmittel, über Laschen- und Knotenblechverbindungen geben die Grundlagen zur statisch-konstruktiven Entwurfsbearbeitung. Die Darstellung der beiden im Hochbau wichtigsten Tragelemente, der Balkenträger und der Stützen, bilden den Abschluß des I. Bandes. (Der II. Band ist den Anwendungsgebieten des Stahlhochbaues vorbehalten.) Auch in der neuen Auflage ist die elementare Darstellung beibehalten. Theoretische Entwicklungen und Ableitungen von Formeln sind auf das Notwendigste beschränkt. Dem Leser soll alles das vermittelt werden, was ihn in Stand setzt, „möglichst bald auf dem Zeichenbrett" zu arbeiten. Diese Absicht wird durch die Art der Darstellung und durch die Verwendung von Abbildungen wirkungsvoll unterstützt. Das Buch wendet sich nicht nur an den mittleren Techniker, auch der Student der Hochschule wird es mit Gewinn bearbeiten, um sich die erforderlichen praktischen und konstruktiven Kenntnisse auf dem Gebiet des Stahlhochbaues zu erwerben.

Ein Buch, das als „Leitfaden für Studierende und Praxis" bezeichnet wird, darf an den DIN nicht vorbeigehen. Im Kersten ist auch weitgehend auf die jeweiligen Normen hingewiesen worden, zum Teil sind auch Auszüge gebracht. Es würde jedoch den Wert des Buches für die Entwurfsbearbeitung erhöhen, wenn die diesbezüglichen Normen vollständig für den Leser greifbar wären. Dies könnte durch eine Wiedergabe im Anhang des Buches bzw. durch den käuflichen Erwerb der einzelnen DIN erreicht werden. Leider ist weder das eine noch das andere angesichts der hohen Kosten möglich. Es sei an dieser Stelle darauf hingewiesen, daß für die Lehre sowohl an den Fach- als auch an den Hochschulen, die Normen nicht außer acht gelassen werden dürfen. Schließlich finden doch die gesicherten und anerkannten Regeln der Baukunst fortgesetzt ihren Niederschlag in den DIN. Der Studierende muß sich dabei im dauernden Besitz der Norm befinden, da er sich nur bei fortgesetzter Beschäftigung mit den DIN allmählich in sie hineinfinden kann. Wichtig ist dabei der preislich tragbare Einzelbezug von den DIN, da für jeden nur ein beschränkter Bereich der Baunormen in Betracht kommt. Es kann sich aber heute keine Lehrstuhlbücherei, geschweige denn ein Studierender leisten, auch nur den wichtigsten Teil der Baunormen anzuschaffen. Es ist unverständlich, weshalb der DNA der vielfach an ihn ergangenen Forderung nach einer Verbilligung der Normen bisher nicht entsprochen hat. Der DNA erweist sich schließlich selbst einen schlechten Dienst, wenn er es durch eine falsche Preispolitik verhindert, daß die Normungsarbeit in breitesten Kreisen Beachtung findet. Der Hinweis des DNA auf die hohen Kosten der Normung vermag angesichts der Tatsache, daß die Fachkreise, die die Normungsarbeit tragen, dies ohne Entschädigung für die aufgewendete Arbeit tun, nicht zu überzeugen.

Philipp Stein, Aachen.

Fahrenbach, Dr.-Ing. Wolfgang, Berlin: Widerstandsschweißen. 2. verb. Aufl. (= Werkstattbücher) Heft 73. Herausgeber: Dr.-Ing. H. Haake, Hamburg, 64 S., Größe 8° mit 144 Abb. und 9 Tabellen. Berlin, Göttingen, Heidelberg: Springer-Verlag. 1949. Preis DMark 3,60 geh.

Die Schriftenreihe „Werkstattbücher" hat sich die Aufgabe gestellt, das gesamte Gebiet der Werkstattstechnik allen in Büro und Betrieb Tätigen gemeinverständlich nahe zu bringen, ohne dabei auf ein gewisses betriebstechnisches und wissenschaftliches Niveau zu verzichten. Dem Verfasser des vorliegenden Bandes ist die Ausführung dieses Grundsatzes besonders gut gelungen.

Ausgehend von den Grundlagen der Widerstandsschweißung werden die vier Schweißarten: Punktschweißen, Nahtschweißen, Buckelschweißen, Stumpfschweißen behandelt. Sowohl auf die Verfahren, als auch auf die dazugehörigen Maschinen und ihr Verhalten im Betrieb wird gründlich eingegangen. Anschauliche Zeichnungen ergänzen den Text.

Die Schrift kann jedem empfohlen werden, der sich mit dieser Schweißart, über die oft noch recht unklare Vorstellungen herrschen, befassen muß.

Albert Vierling, Hannover.

Sudasch, Dr.-Ing. Erich: Schweißtechnik. XV u. 543 S., Gr. 8°, mit 457 Abb. München: Carl Hanser Verlag. Preis DMark 29,— Leinen.

Diese neue Darstellung der gesamten Schweißtechnik enthält alles Wissenswerte über die Herstellung der Schweißverbindungen und nicht zuletzt ein wertvolles, 533 Nummern umfassendes Literaturverzeichnis. Auch Brennschneiden, Brennhärten und Lösen sind kurz berücksichtigt.

Für die Abschnitte, die den konstruierenden Bauingenieur, vor allem den Stahlbauer besonders interessieren, stehen, wie in anderen ähnlichen Fällen auch, natürlich nur wenige Seiten zur Verfügung. Z. B. Abschnitt XII „Schweißspannungen" umfaßt nur 19 und XIII „Berechnung von Schweißkonstruktionen" 30 Seiten. Die Berechnungsbeispiele müssen deshalb z. T. verhältnismäßig primitiv bleiben. Da es im Rahmen eines derartigen umfassenden Buches offenbar nicht möglich ist, auch die den Konstrukteur angehenden Gesichtspunkte ausreichend zu berücksichtigen, empfindet man immer stärker die hier vorhandene Lücke, zumal das Buch von Klöppel-Stieler seit langer Zeit auf dem Markte fehlt und ein anderes Werk dieser Art nicht vorhanden ist.

Das Buch von Sudasch, das bei seinem großen Umfang als preiswert bezeichnet werden muß, wird den Bauingenieuren im Betrieb und auf der Baustelle sehr nützlich sein können.

Ferd. Schleicher, Düsseldorf.

Whittick, Arnold: European Architecture in the Twentieth Century. Volume One. Part I. Historical Background and the Early Years of the Century. Part II. Transition from war to Peace 1919—24. London: Crosby Lockwood & Son. LTD. 1950. Preis 30 sh Ganzleinen.

Der erste Band dieses auf drei Bände abgestellten Werkes behandelt nach kurzem Rückblick bis in das frühe 19. Jahrhundert das erste Viertel unseres Jahrhunderts. Der Verfasser betrachtet die Bauten dieses Zeitraumes in chronologischer Ordnung. Mit verblüffender Sachkenntnis, auch der intimsten Einzelheiten und deren Entwicklung in der Architekturgeschichte, führt uns Wh. durch die europäische Architektur. Von der Westminster Cathedral bis zu den Bauten Gustav Perret's und Oud's ziehen alle markanten Bauten und Architekten Europas an uns vorüber.

Es kommt Wh. nicht so sehr auf die Zeit der Fertigstellung des Bauwerkes an als vielmehr auf die Planung und Entwurfsarbeiten, da eine „Geschichte der Architektur" in der Hauptsache von der Entwicklung des architektonischen Denkens abhängt.

Aber nicht nur die Entwicklung der rein formalen Prinzipien an sich wird behandelt, Wh. geht dabei viel tiefer. Lange Abschnitte sind den technischen Einflüssen (Stahl — Stahl und Glas — Stahlbeton) gewidmet. Weiter folgen tiefgehende Untersuchungen sozialer Bauprobleme, die im ausgehenden 19. und beginnenden 20. Jahrhundert von der gleichen Bedeutung waren wie heute. Erst nach gründlicher Untersuchung dieser Dinge geht Wh. zu den Grundlagen der modernen Architektur über. Gerade für uns heute, die wir immer noch im Kampf und auf der Suche nach einer lebendigen Architektur stehen, ist dieses erste Jahrhundertviertel so ungemein interessant und aufschlußreich. Deshalb können wir Whitticks Buch zu den aktuellen Baubüchern zählen.

Ernst Neufert, Darmstadt.

Die Deutsche Bautagung anläßlich der Leipziger Messe im Frühjahr 1950 am 8. März 1950. Veranstalter: Ministerium für Aufbau der Deutschen Demokratischen Republik, Kammer der Technik Berlin, Leipziger Messeamt, Leipzig: Herausgegeben vom Leipziger Messeamt 1950. 62 S., Gr. DIN A 5.

Luckey, Dr. Paul, Oberstudienrat i. R.: Nomographie (Praktische Anleitung zum Entwerfen graphischer Rechentafeln). 6. Auflage. 106 S., Gr. 13,5 · 19 cm, mit 57 Abb. Leipzig: B. G. Teubner. 1949. Preis 4,20 DMark kart.

Lorenz, Otto: Der Ingenieurberuf. Voraussetzungen — Ausbildung — Laufbahnen. 153 S. mit 4 Bildern, Gr. DIN A 5. Düsseldorf: Deutscher Ingenieur-Verlag G. m. b. H. 1950. Preis geh. DMark 4,80, für VDI-Mitglieder DMark 4,30.

Gesler, Dr.-Ing. Kurt W.: Grundlagen der Chemie für Ingenieure. 11. Aufl., 216 S., Gr. DIN A 5, mit 51 Abb. Stuttgart: K. F. Koehler Verlag. 1950. Preis kart. DMark 5,20.

Pergande, Oberregierungsrat Dr., Bundesministerium für Wohnungsbau Bonn: Was muß ich vom ersten Wohnungsbaugesetz wissen? 39 S., Gr. 12×18 cm, Wiesbaden: Bauverlag GmbH. 1950. Preis geh. DMark 1,20.

Holzschutzmittel. III. Prüfung und Forschung (-Wissenschaftliche Abhandl. der dtsch. Materialprüfungsanstalten, II. Folge, Heft 7) Herausgeg. vom leitenden Direktor des Materialprüfungsamtes Berlin-Dahlem. 132 S., Gr. DIN A 4, mit 62 Abb. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer-Verlag. 1950. Preis geh. DMark 21,—.

Verschiedenes.

Über die Verantwortung des Ingenieurs.

Die Einladung zu dieser VDI-Tagung in Kassel am 16. und 17. Mai 1950 hat sicherlich vielfach Verwunderung erregt. Man spricht doch sonst nicht viel von der Verantwortung des Ingenieurs. Von ihr ist eigentlich nur die Rede, wenn Unglücksfälle Veranlassung geben, einen Schuldigen zu suchen. Aber gerade solche Fälle zeigen, wie schwer die Verantwortung ist, die auf den Ingenieuren aller Fachrichtungen lastet. Diese vielseitige und schwere Verantwortung läßt es verständlich erscheinen, daß der Ingenieur bestrebt ist, nur für das verantwortlich zu sein, was er vollständig übersieht, wo er persönlich die Entscheidung hat, was er tun oder lassen soll. In dieser Einstellung haben die Ingenieure vergangener Zeiten gelebt, zu ihr sind auch die Ingenieure der Gegenwart erzogen worden. Gewiß hat es schon seit Jahrzehnten nicht an Vorwürfen gegen die Technik gefehlt, die besonders in Zeiten der Arbeitslosigkeit sich zu heftigen Anklagen verstärkten. Aber sie haben die Mehrzahl der Ingenieure in ihrer Selbstsicherheit kaum berührt und ihre Abwehr schien nicht allzuschwer zu sein. Nun aber ist uns vor einigen Jahren diese Sicherheit plötzlich genommen worden. Es geht eine Welle der Selbstbesinnung durch alle Kreise der technisch Schaffenden, und besonders die Älteren stellen sich die Frage, wie es soweit kommen konnte. Es wurde auch immer wieder die Frage gestellt, ob die Verantwortung des Ingenieurs nicht doch weit über die Grenzen seiner fachlichen Aufgaben hinausgreife, ob er sich nicht doch auch Gedanken darüber machen müsse,

was mit den Ergebnissen seiner Arbeit geschieht, wem er sie zur Verfügung stellt und welche Auswirkungen sie haben könne. Dem Versuch, diese Frage in ihrer ganzen Weite darzulegen und Antworten wenigstens auf einigen Teilgebieten zu finden, sollte die Kasseler Tagung dienen.

Als Einleitung mußte die Frage gestellt werden, ob überhaupt „Verantwortung als Wesenszug des Menschen" anzusehen sei. Dr. phil. A. Zeddies, Homburg v. d. H., suchte hierauf eine Antwort zu geben. Eingehende Untersuchungen über Wesen und Fähigkeit des Menschen zeigen, daß er durch Geist und freien Willen befähigt sei, die Verantwortung für sein eigenes Tun und Handeln zu tragen. Sobald die Tat aber zu anderen Zwecken verwandt wird, wird damit wiederum eine neue Kausalkette gebildet, für die allein der die Verantwortung trägt, der sie hervorruft.

Prof. Dr.-Ing. P. Koeßler, Braunschweig, zeigte Wesenszüge und Arbeitsweisen menschlichen Geistesschaffens auf. Er setzte sich mit den Stimmen der Nachkriegszeit auseinander, die von der Dämonie der Technik sprechen und forderte für die Technik den ihr gebührenden Platz zwischen Natur- und Geisteswissenschaft. Die Personifizierung einer „schuldigen" Technik bedeute in unseren Tagen eine große Gefahr. Wir Ingenieure müßten uns selbst die Frage nach Wert und Sinn des technischen Schaffens beantworten, um dadurch mitverantwortlich zu sein, daß unsere Arbeit ihren Zweck erfülle: Segen zu bringen.

Die Forderung, daß der Ingenieur nicht nur für Konstruktion und Fertigung, sondern auch für die Wirtschaftlichkeit der Erzeugung die Verantwortung — oder wenigstens eine Mitverantwortung — übernehmen soll, ist seit Jahrzehnten immer wieder gestellt worden. Ihre Erfüllung scheitere — wie Dr.-Ing. J. Witthof, Essen, hervorhob — häufig daran, daß dem Ingenieur das kostenmäßige Denken vielfach nicht vertraut sei. Es genüge nicht, daß eine Gruppe, die Wirtschaftsingenieure, eine zusätzliche Sonderausbildung erhalten, es müsse vielmehr bei der Ausbildung aller Ingenieure stärker als bisher auf die kostenmäßigen Zusammenhänge hingewiesen werden. Wenn der Ingenieur seinen Teil zur Verbesserung der Wirtschaftlichkeit unserer Erzeugung beitragen soll, wenn er nicht nur willens, sondern auch fähig sein soll, die auftretenden Aufgaben zu meistern, wird er von einem hohen Verantwortungsgefühl getragen sein müssen. Insofern läuft das Problem, das der Ingenieur als Wirtschafter zu lösen hat, schließlich auf das Erfordernis einer bestimmten ethischen Haltung des Ingenieurs hinaus.

Die Übersteigerung des Normungsgedankens war Veranlassung, Prof. Dr.-Ing. O. Kienzle, Hannover, zu bitten, daß er die „Grenzen der Normung" aufzeigen möge. Seine Betrachtung stand unter dem Leitgedanken, daß hier, wo es sich um einmalige Lösungen für viele Wiederholungen handele, die Verantwortung des Ingenieurs noch größer sei als bei der einzelnen technischen Schöpfung. Darum müssen Normen das Beste darstellen, was wir zu erarbeiten vermögen, deshalb müssen sich alle daran beteiligen, die es angeht. Den Rhythmus zwischen Freiheit und Bindung gilt es zu begreifen. Danach zu leben, erfordert starke Menschen; nur der Schwächling fühlt sich wohl in der Norm, die ihn seiner eigenen Verantwortung enthebt. In der Sprache des Ingenieurs bewegten sich auch die Ausführungen von Prof. Dr.-Ing. E. Sörensen, Augsburg, über „Technik und Masse". Ausgehend von der Überkapazität auf vielen Gebieten wurde das Problem behandelt, das sich aus der Entwicklung zur Massenfertigung ergibt und aus der Bindung, in die alle Rationalisierungsmaßnahmen mit der Massenfertigung geraten sind. Der Aufzeigung der sich daraus ergebenden Gefahren folgten Vorschläge für den Ausweg und insbesondere für die Entscheidung, die hier von den Ingenieuren getroffen werden müsse. Sie lägen einmal darin, daß unter den Ingenieuren Klarheit über die gegenwärtige Lage geschaffen wird. Weiter müßten wir zu Gesprächen mit unserem Nächsten kommen, die aber von vornherein mit dem Ziel begonnen werden müßten, sie auf das Ausland und über die ganze Welt hin auszudehnen. Eine im engsten Sinne technische Aufgabe ergebe sich aus der Notwendigkeit, die Rationalisierung von der Massenfertigung zu trennen. Wir brauchten neue Arbeitsfelder zum Großeinsatz der Technik. Die wichtigsten Möglichkeiten und Aufgaben der Technik ergeben sich aus einem neuen Streben, die Technik mehr als bisher wirklich zur Bereicherung unseres Daseins einzusetzen.

Die Technik ist nicht an Ländergrenzen gebunden und ihre Geschichte zeigt, daß das Zusammenwirken der technischen Kräfte aller Völker den Fortschritt der Technik am besten fördert. Diese Erkenntnis hat vielfach zu internationaler Gemeinschaftsarbeit angeregt und zu einem Sichkennenlernen und Verstehen über Ländergrenzen hinweg geführt. Dieser Bereitwilligkeit zu gegenseitigem Gedankenaustausch, wie sie durch die Technik ausgelöst wird, steht aber die Verwendung der Technik bei kriegerischen Auseinandersetzungen der Völker gegenüber. Auf diesem Gebiet ist die Verantwortung des Ingenieurs — wie Dr.-Ing. h. c. A. Büchi, Winterthur/Schweiz, zeigte — besonders groß. Er konnte dabei auf die Möglichkeiten hinweisen, die durch die neueste Entwicklung der Kraftmaschinen und der technischen Transportmittel zu Lande, zu Wasser und in der Luft gegeben sind. Auch die Nachrichtentechnik, die durch die Einführung des Radars zu neuen Formen entwickelte Beobachtungstechnik und andere Gebiete der Technik sind bei Kampfhandlungen zu verwenden. Der Mißbrauch der Technik kann nur durch eine bessere Erziehung und eine gründlichere, allgemeinere und ethische, auch politische, aber auf keinen Fall parteipolitische, Belehrung und Bildung des Menschen und ganzer Völker ausgemerzt und überwunden werden.

Man hat den Ingenieuren oft den Vorwurf gemacht, daß sie über der Sorge, ihre Maschinen immer besser zu gestalten, den Menschen vergessen hätten. Demgegenüber muß festgestellt werden, daß „Die soziale Verpflichtung des Ingenieurs", über die Dr.-Ing. W. Zeller, Stuttgart, sprach, von den Ingenieuren niemals geleugnet wurde. Jedoch müssen wir Ingenieure uns selbst im Bewußtsein unserer an der Größe der Aufgabe gemessenen Unvollkommenheit tiefergehend mit den Problemen auseinandersetzen als es bisher von unserer Seite aus vielfach geschehen ist.

So waren in sieben Vorträgen Probleme dargelegt worden, die heute weite Kreise der deutschen Technik beschäftigen. Alle Äußerungen zeugten von dem aufrichtigen Willen, der Verantwortung nicht auszuweichen. Diese Grundhaltung kam besonders zum Ausdruck, als der Kurator des Vereins Deutscher Ingenieure die sechs Sätze „Bekenntnis des Ingenieurs" bekanntgab: Der Ingenieur übe seinen Beruf aus in Ehrfurcht vor den Werten jenseits von Wissen und Erkennen und in Demut vor der Allmacht, die über seinem Erdendasein waltet. — Der Ingenieur stelle seine Berufsarbeit in den Dienst der Menschheit und wahre im Beruf die gleichen Grundsätze der Ehrenhaftigkeit, Gerechtigkeit und Unparteilichkeit, die für alle Menschen Gesetz sind. — Der Ingenieur arbeite in der Achtung vor der Würde des menschlichen Lebens und in der Erfüllung des Dienstes an seinem Nächsten, ohne Unterschied von Herkunft, sozialer Stellung und Weltanschauung. — Der Ingenieur beuge sich nicht denen, die das Recht eines Menschen gering achten und das Wesen der Technik mißbrauchen, er sei ein treuer Mitarbeiter an der menschlichen Gesittung und Kultur. — Der Ingenieur sei immer bestrebt, an sinnvoller Entwicklung der Technik mit seinen Berufskollegen zusammenzuarbeiten; er achte deren Tätigkeit so, wie er für sein eigenes Schaffen gerechte Wertung erwartet. — Der Ingenieur setze die Ehre seines Berufsstandes über wirtschaftlichen Vorteil; er trachte danach, daß sein Beruf in allen Kreisen des Volkes die Achtung und Anerkennung finde, die ihm zukommt. [Nach dem Bericht von Dr.-Ing. Fr. Haßler in VDI.-Nachrichten 4 (1950) Nr. 11.]

125. Jubiläum der Technischen Hochschule Karlsruhe.

Die Techn. Hochschule Karlsruhe feiert vom 25. bis 28. Oktober 1950 ihr 125jähriges Bestehen. Alle ehemaligen Studierenden werden gebeten, ihre Adresse und die Zeit ihrer Zugehörigkeit zur Hochschule angeben zu wollen und gleichzeitig mitzuteilen, ob sie an der Feier teilzunehmen gedenken. Das Programm der Jubiläumsfeier kommt mit den Einladungen zum Versand. Zuschriften sofort zu Händen von Herrn Prof. Dr.-Ing. Friedrich Raab, Techn. Hochschule Karlsruhe, Kaiserstraße 12.

Für den Inhalt verantwortlich: Prof. Dr.-Ing. F. Schleicher, Düsseldorf. — Springer-Verlag, Berlin · Göttingen · Heidelberg. 721/65/52. 57 274 4022