

**Zeitschrift:** Schweizerische Bauzeitung  
**Herausgeber:** Verlags-AG der akademischen technischen Vereine  
**Band:** 82 (1964)  
**Heft:** 25

**Artikel:** Verbundbrücken: Vortrag  
**Autor:** Schlaginhaufen, R.  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-67523>

### **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

### **Conditions d'utilisation**

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

### **Terms of use**

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

**Download PDF:** 08.01.2026

**ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>**

## Verbundbrücken

DK 624.71

Von **R. Schlaginhausen**, dipl. Bauingenieur ETH / S. I. A., Frauenfeld, Vortrag gehalten an der Studientagung der S. I. A.-Fachgruppe für Brückenbau und Hochbau (FGBH) am 8. November 1963 in Zürich

Im *Strassenbrückenbau* hat sich die Verbundbrücke bei kleineren und mittleren Spannweiten bis zu etwa 80 bis 100 m als wirtschaftlichste Stahlbrücke erwiesen. Die Fahrbahnplatte aus Stahlbeton ist schubfest mit den Hauptträgern verbunden. Je nachdem die Verbindung starr oder elastisch ist, unterscheidet man starren oder elastischen Verbund. Die Stahlträger können Vollwand- oder Fachwerkträger sein. Bei Spannweiten über 100 m beginnt das grosse Eigengewicht der Betonfahrbahn die Schnittkräfte derart zu beeinflussen, dass die leichten aber teureren Stahlblechfahrbahnen (orthotrope Platten) gesamthaft betrachtet wirtschaftlicher werden. Die Grenze der Wirtschaftlichkeit des einen oder andern Systems hängt von zahlreichen, Veränderungen unterworfenen Faktoren ab, wie Materialpreisen, Gestehungskosten, Transport- und Montagemöglichkeiten, und es ist deshalb nicht möglich, diese Grenze in allgemein gültiger Form anzugeben.

Bei den Verbundbrücken sind neben den üblichen Belastungen aus Eigengewicht, Verkehr, Wind und Temperatur stets auch das *Kriechen und Schwinden* des Betons zu berücksichtigen. Diese letztgenannten Einflüsse bereiten dem in der Berechnung von Verbundsystemen nicht geübten Ingenieur oft etwelche Schwierigkeiten, da die umfangreiche Fachliteratur mit den verschiedenen Berechnungsverfahren auf den ersten Blick etwas verwirrend wirkt. Ich fasse im folgenden das Wesentliche möglichst knapp zusammen, wobei ich für die Herleitung der Ergebnisse auf die Fachliteratur verweise. Für den Verbundquerschnitt nach Bild 1 ergeben sich mit  $n = E_{st}/E_b$  folgende Querschnittswerte:

Ideelle Querschnittsfläche

$$(1) \quad F_i = F_{st} + \frac{1}{n} \cdot F_b$$

Schwerpunktabstände

$$(2) \quad a_b = a \frac{F_{st}}{F_i}$$

$$(3) \quad a_{st} = a \frac{F_b}{n \cdot F_i}$$

Ideeles Trägheitsmoment

$$(4) \quad J_i = J_{st} + F_{st} \cdot a_{st}^2 + \frac{1}{n} (J_b + F_b a_b^2) = J_{st} + \frac{1}{n} J_b + F_i \cdot a_{st} \cdot a_b$$

Querschnittskennwert

$$(5) \quad \alpha_{st} = \frac{F_{st} \cdot J_{st}}{F_i \cdot J_i}$$

Abstand der Kriechnulllinie

$$(6) \quad f \approx \frac{J_{st}}{\alpha \cdot F_{st}}$$

Ohne *Kriechen und Schwinden* ist die Spannungsberechnung in einem gegebenen Verbundquerschnitt sehr einfach. Sie erfolgt, indem man den Betonquerschnitt durch einen ideellen Stahlquerschnitt gleicher Steifigkeit ersetzt. Die Normalspannungen infolge eines Biegemomentes ergeben sich aus den Beziehungen

$$(7) \quad \sigma_{st} = \frac{M}{J_i} \cdot y_i$$

$$(8) \quad \sigma_b = \frac{M}{n \cdot J_i} \cdot y_i$$

Die von der Verdübelung aufzunehmende Schubkraft zwischen Stahl und Beton folgt aus

$$(9) \quad T = \frac{dN}{dx} = \frac{a_b \cdot F_b}{n \cdot J_i} \cdot Q = \frac{S_b}{n \cdot J_i} \cdot Q$$

Bei der Spannungsberechnung ist für kurzzeitig wirkende Belastungen (Verkehr, Wind) nicht etwa  $n = 10$  anzunehmen, sondern der sich aus der Betonfestigkeit nach S.I.A.-Norm 162, Artikel 10, ergebende zutreffende Wert für  $E_b$  einzusetzen:

$$(10) \quad E'_b = 600\,000 \frac{\beta}{200 + \beta} \text{ in kg/cm}^2$$

$\beta = \text{Prismendruckfestigkeit nach 28 Tagen}$

Für Spezialbeton mit einer Würfeldruckfestigkeit von 400 kg/cm<sup>2</sup> nach 28 Tagen ergibt sich darnach beispielsweise

$$E'_b = 360\,000 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{und} \quad n = 5,8$$

Ein äusseres, auf den Verbundquerschnitt einwirkendes Moment lässt sich in einfacher Weise in die auf die Betonplatte und den Stahlträger entfallenden Anteile  $M_b$ ,  $M_{st}$  und  $N_b = -N_{st}$ , die sog. Verteilgrössen nach Sattler aufteilen:

$$(11) \quad M = N \cdot a + M_{st} + M_b$$

$$(12) \quad N = N_{st} = -N_b = \frac{a_b \cdot F_b}{n \cdot J_i} \cdot M = \frac{S_b}{n \cdot J_i} M$$

$$(13) \quad M_b = \frac{J_b}{n \cdot J_i} M$$

$$(14) \quad M_{st} = \frac{J_{st}}{J_i} M$$

Durch *Temperaturunterschiede, Kriechen und Schwinden* des Betons treten nun Zusatzspannungen auf, die die anfängliche Spannungsverteilung stark beeinflussen. Der Beton entzieht sich durch das *Kriechen* teilweise seiner Belastung, und es findet eine Umlagerung der Belastungen vom Beton auf den Stahlquerschnitt statt.

Der zeitliche Verlauf des *Kriechens* unter konstanter Belastung hängt vom Alter des Betons, der Feuchtigkeit und der Temperatur seiner Umgebung ab und strebt nach dem Gesetz

$$(15) \quad \epsilon_{kr,t} = \epsilon_{kr} (1 - e^{-At})$$

$$\epsilon_{kr} = \text{Kriechmass}$$

asymptotisch einem Endwert zu (Bild 2). Die Gesamtdehnung nach Abschluss des *Kriechens* ( $t = \infty$ ) beträgt:

$$(15) \quad \epsilon = \epsilon_{el} + \epsilon_{kr} = \epsilon_{el} \left( 1 + \frac{\epsilon_{kr}}{\epsilon_{el}} \right) = \epsilon_{el} (1 + \varphi)$$

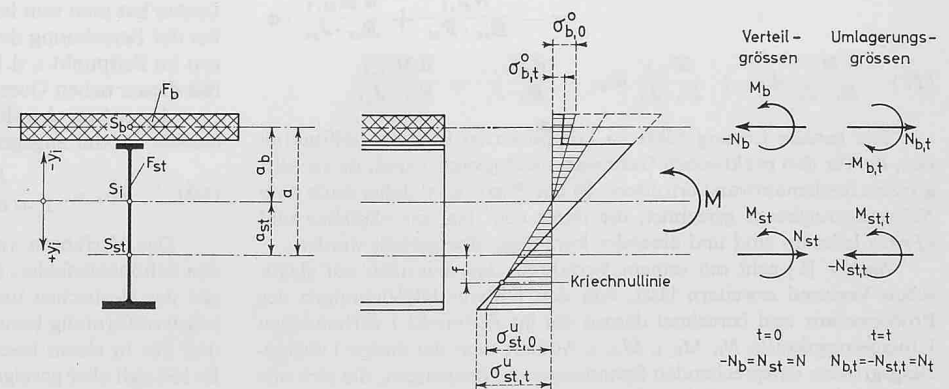


Bild 1. Verbundquerschnitt, geometrische Beziehungen, Verteil- und Umlagerungsgrössen

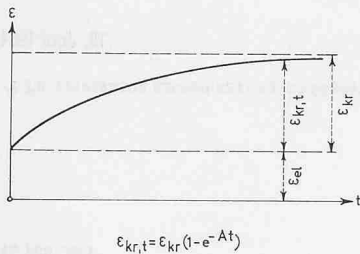


Bild 2. Zeitabhängigkeit der Kriechzahl

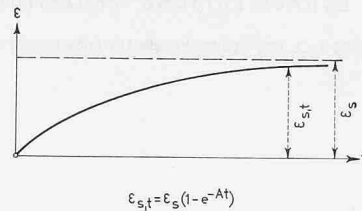


Bild 3. Zeitabhängigkeit des Schwindmasses

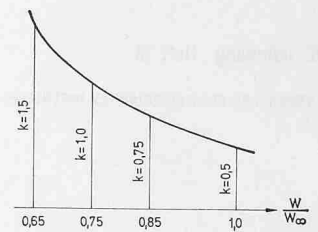


Bild 4. Richtwerte für Endkriechzahl und Endschwindmass

Die Endkriechzahl  $\varphi$  ist definiert als das Verhältnis aus plastischer Dehnung zur elastischen Dehnung nach Abschluss des Kriechens:

$$(16) \quad \varphi = \frac{\epsilon_{kr}}{\epsilon_{el}}$$

Dischinger fand, dass die Kriechdehnung proportional zur Belastung und damit zur elastischen Dehnung ist. Das Hook'sche Gesetz gilt somit auch für die plastischen Verformungen und die Querschnitte bleiben auch beim Kriechen eben.

Dischinger erkannte auch, dass das Schwinden zeitlich einen zum Kriechen affinen Verlauf nimmt (Bild 3), und es gelten mit  $\epsilon_s$  als Endschwindmass die Beziehungen

$$(17) \quad \epsilon_{s,t} = \frac{\varphi t}{\varphi} \cdot \epsilon_s$$

wobei

$$(18) \quad \varphi_t = \frac{\epsilon_{kr,t}}{\epsilon_{el}}$$

die Kriechzahl im Zeitpunkt  $t$  bedeutet.

Beim Schwinden verkürzt sich der Beton während des Abbindens gleichmässig. Behindert die Verdübelung zwischen Betonplatte und Stahlträger das Schwinden, so entsteht ein dem Temperaturfall ähnlicher Spannungszustand. Im Gegensatz dazu ruft das Schwinden aber ständig wirkende Beanspruchungen hervor, die dem Kriechen Einfluss unterworfen sind, und man spricht vom sogenannten *Schwindkriechen*.

Das Schwinden muss durch geeignete Massnahmen (Feuchthalung und Schutz während des Abbindens des Betons) möglichst gering gehalten werden. Die Endkriechzahlen und Endschwindmass sind für verschiedene Verhältnisse in Bild 4 und Tabelle 1 zusammengestellt.  $W$  = Würfeldruckfestigkeit des Betons

Die S.I.A.-Normen 162 schreiben in Artikel 11 ein Endschwindmass von 0,2 mm auf den Meter vor, das bei geeigneter Ausführung und Nachbehandlung auf die Hälfte herabgesetzt werden darf. Im Brückenbau ist es unbedingt erforderlich, das Schwinden im günstigen Sinn zu beeinflussen und die entsprechenden Vorkehren bei der Ausführung zu treffen, um allfällige Risse so klein wie möglich zu halten.

Die Umlagerung der inneren Kräfte aus Kriechen und Schwinden ist durch eine Gleichgewichtsbedingung und zwei gekoppelte lineare Differentialgleichungen für  $N_t$ ,  $M_{b,t}$  im Zeitpunkt  $t$  bestimmt: Gleichgewichtsbedingung

$$(19) \quad M_{st,t} = -M_{b,t} + N_{b,t} \cdot a$$

$$(20) \quad N_{b,t} = -N_{st,t}$$

Verträglichkeitsbedingungen

$$(21) \quad \frac{\epsilon_s}{\varphi_n} d\varphi_t - \frac{N_b}{E_b \cdot F_b} \cdot d\varphi_t - \frac{N_{b,t}}{E_b \cdot F_b} d\varphi_t - \frac{dN_{b,t}}{E_b \cdot F_b} = -\frac{dN_{st,t}}{E_{st} \cdot F_{st}} + \frac{dM_{st,t}}{E_{st} \cdot J_{st}} \cdot a$$

$$(22) \quad \frac{M_b}{E_b \cdot J_b} d\varphi_t + \frac{M_{b,t}}{E_b \cdot J_b} d\varphi_t - \frac{dM_{b,t}}{E_b \cdot J_b} = \frac{dM_{st,t}}{E_{st} \cdot J_{st}}$$

Die genaue Lösung führt zu komplizierten Exponentialfunktionen, die für den praktischen Gebrauch nicht geeignet sind, da sie sehr grossen Rechenaufwand erfordern. In der Praxis wird daher nach zwei Näherungsverfahren gerechnet, die unter dem Namen «Sattler» und «Fritz» bekannt sind und einander kurz gegenübergestellt werden:

Sattler [1] geht mit seinem Verfahren, das sich auch auf elastischen Verbund erweitern lässt, von den Differentialgleichungen des Problems aus und berechnet daraus die im Zeitpunkt  $t$  vorhandenen Umlagerungskräfte  $N_t$ ,  $M_{b,t}$ ,  $M_{st,t}$ . Addiert man die diesen Umlagerungsgrössen entsprechenden Spannungen zu denjenigen, die sich aus den Verteilgrössen im Zeitpunkt  $t = 0$  ergeben, so bekommt man die resultierenden Spannungen nach erfolgtem Kriechen und Schwinden.

Tabelle 1

Lage	Kriechen $\varphi$	Schwinden $\epsilon_s$
im Wasser	0,5 k ÷ 1,0 k	0
in sehr feuchter Luft	1,5 k ÷ 2,0 k	$10^{-4}$
im Freien allgemein	2,0 k ÷ 3,0 k	$2 \cdot 10^{-4}$
in trockener Luft	2,5 k ÷ 4,0 k	$3 \cdot 10^{-4}$

Die Näherung besteht darin, dass das Betonumlagerungsmoment  $M_{b,t}$  als klein gegenüber dem Stahlträgermoment  $M_{st,t}$  vernachlässigt wird. Dadurch werden die beiden Differentialgleichungen unabhängig voneinander, und die Lösung führt zu folgenden einfachen Formeln: Umlagerungsnormalkraft

$$(23) \quad N_t = (N_s - N) (1 - e^{-\alpha_{st} \cdot \varphi})$$

darin bedeutet

$$(24) \quad N_s = \frac{\epsilon_s}{\varphi} E_b \cdot F_b$$

die ideelle Schwindkraft. Das Stahl-Umlagerungsmoment folgt aus

$$(25) \quad M_{st,t} = a \cdot N_t$$

und das Beton-Umlagerungsmoment aus

$$(26) \quad M_{b,t} = -M_b (1 - e^{-\varphi}) + \frac{J_b}{J_{st}} A \cdot M_{st,t}$$

$$(27) \quad A = \frac{\alpha_{st}}{1 - \alpha_{st}} \cdot \frac{e^{-\alpha_{st} \varphi} - e^{-\varphi}}{1 - e^{\alpha_{st} \varphi}}$$

Die Funktion  $A$  ( $\varphi$ ) ist tabelliert. Innerhalb der von Sattler gegebenen Grenzen ist der Fehler gegenüber der exakten Lösung 1 bis 2%, d.h. in Anbetracht der Unsicherheiten in den Rechnungsannahmen (Elastizitätsmodul des Betons, Kriech- und Schwindmass), geringfügig.

Das Verfahren von Fritz [2] gilt nur für starren Verbund. Fritz geht aus von dem von Dischinger entwickelten ideellen Elastizitätsmodul für unarmierten Beton

$$(28) \quad E_{bi} = \frac{E_b}{1 + \varphi}$$

Dieser Modul ist für Verbundträger nicht direkt anwendbar, da er nur für konstante Betonspannungen gilt. Durch das plastische Nachgeben entzieht sich aber die Betonplatte teilweise der Lastaufnahme, weshalb Fritz den ideellen Modul

$$(29) \quad E_{bkr} = \frac{E_b}{1 + 1,1 \cdot \varphi}$$

eingführt. Zur Erfassung der Kriechenflüsse unter ständig wirkenden Lasten hat man nun lediglich an Stelle von  $E_b$  den ideellen Modul  $E_{bi}$  bei der Berechnung der Querschnittswerte einzusetzen. Die Spannungen im Zeitpunkt  $t$ , d.h. nach erfolgtem Kriechen, ergeben sich direkt mit diesen neuen Querschnittswerten.

In entsprechender Weise wird für das Schwindkriechen ein ideeller Modul angegeben.

$$(30) \quad E_{bs} = \frac{E_b}{1 + 0,52 \cdot \varphi}$$

Das Verfahren von Fritz ist ausserordentlich einfach, hat aber den Schönheitsfehler, dass es nicht auf den Verträglichkeitsbedingungen der elastischen und plastischen Betonverformung mit der Stahlträgerverformung beruht und deshalb nicht allgemein gültig sein kann und nur in einem beschränkten Bereich brauchbare Resultate liefert. Es hat sich aber gezeigt, dass es bei den im Brückenbau üblichen Querschnittsformen mit hohen, steifen Stahlträgern und dünner Betonplatte gut zutreffende Werte ergibt, bei gedungenen Querschnitten,

wie sie vor allem im Hochbau vorkommen (niedrige Stahlträger, dicke oder aufgestelzte Betonplatte), dagegen zu unrichtigen Resultaten führt.

Man kann sich daher fragen, ob man das Näherungsverfahren von Fritz wegen seinen grundsätzlichen Mängeln für die Berechnung von Brücken überhaupt anwenden soll. Vor Beantwortung dieser Frage muss man sich jedoch davon Rechenschaft geben, dass auch die exakte Theorie auf einer Reihe unsicherer Annahmen wie Elastizitätsmodul des Betons, Kriech- und Schwindmass beruht. Die Anwendung der genauen Theorie bedeutet deshalb vorerst nicht mehr als eine sehr umfangreiche, mathematisch zwar exakt durchgeführte Rechenarbeit, deren Ergebnisse von der physikalischen Wirklichkeit im gleichen Mass abweichen wie die Ausgangswerte. Der Ingenieur muss sich darüber im klaren sein und die Brauchbarkeit einer vereinfachten Näherungsberechnung darnach beurteilen, ob ihre möglichen Fehler innerhalb des Streubereiches der Ausgangswerte liegen. Eine Überprüfung kann mit den von Sattler gegebenen Gleichungen in jedem einzelnen Fall verhältnismässig leicht erfolgen. Wichtig ist, dass sich der Ingenieur bei Anwendung irgend einer Theorie oder Näherungsformel stets der Voraussetzungen und Grenzen ihrer Gültigkeit bewusst bleibt.

*Temperaturunterschiede* rufen bei geradlinigem Verlauf über die Querschnittshöhe bei statisch bestimmten Trägern nur Verformungen, aber keine Spannungen hervor, da für Stahl und Beton die selbe Temperaturausdehnungszahl angenommen werden kann. Bei Durchlaufträgern entstehen jedoch Biegemomente, da die Kontinuität über den Stützen gewahrt bleiben muss. Die Temperaturbelastung kann im allgemeinen als kurzzeitig angenommen werden. Die Berechnung ist unter der Voraussetzung linearen Temperaturverlaufs auch bei statisch unbestimmt gelagerten Trägern einfach und erfolgt wie für reine Stahlträger, aber mit den ideellen Querschnittswerten des Verbundträgers.

Da der dünnwandige Stahlträger Änderungen der Lufttemperatur jedoch wesentlich rascher folgt als die Fahrbahnplatte, ist stets auch der Fall ungleicher Temperatur zwischen Stahlträger und Betonplatte zu untersuchen. Mit einem Temperatursprung von  $\Delta t = 10^\circ$  in der Fuge zwischen Stahl und Beton dürften die Verhältnisse einigermaßen zutreffend erfasst werden. Auch diese Belastung ist nicht dem Kriechen unterworfen und die Berechnung beschränkt sich auf den Zeitpunkt  $t = 0$ .

Für die Beurteilung der *Kriecheinflüsse bei Durchlaufträgern* muss man sich vergegenwärtigen, dass die überzähligen Grössen nicht unbedingt konstant bleiben. Bei einer gegebenen Belastung sind nur die Steifigkeitsverhältnisse der verschiedenen Felder für die Grösse der Überzähligen massgebend. Die Steifigkeitsverhältnisse können aber bei variablen Stahl- und Betonanteilen des Verbundquerschnittes durch das Kriechen verändert werden. In den meisten praktischen Fällen, vor allem bei konstanter Trägerhöhe, sind diese Einflüsse gering und dürfen in Anbetracht der Ungenauigkeit der Ausgangswerte vernachlässigt werden. Bei Voüenträgern sind unter Umständen genauere Untersuchungen angezeigt.

Wie bereits erwähnt, bewirkt das Kriechen und Schwinden eine *Umlagerung der innern Kräfte im Verbundträger*. Die Betonplatte wird entlastet und der Stahlträger zusätzlich belastet. Während sich die Stahlspannungen am Trägerunterflansch nicht stark ändern, tritt eine beträchtliche Vergrößerung der Spannungen im Trägeroberteil ein. Die konstruktive Bemessung dieses Trägerbereiches ergibt aber meist ohnehin Querschnitte, welche die Zusatzspannungen aufnehmen können. Beim Beulsicherheitsnachweis muss man aber an diese Umlagerungsspannungen im obern Stehblechteil denken.

Es sei noch auf das Bestehen einer ausgezeichneten Faser, der sog. *Kriechnulllinie* im Abstand  $f$  nach Gleichung 6 vom Stahlträgerschwerpunkt hingewiesen. In ihr treten keinerlei Spannungen aus Kriechen auf, und umgekehrt erzeugen in ihr angreifende Normalkräfte keine Spannungen in der Betonschweraxe und damit dort auch keine Kriecherscheinungen. Die Kriechnulllinie ist auch nützlich zur Rechenkontrolle.

Zur *überschlägigen Bemessung* von Verbundquerschnitten bei gegebenen Schnittkräften ist die von der Bemessung symmetrischer Vollwandquerschnitte her bekannte Näherungsformel für den erforderlichen Gurtquerschnitt

$$(31) \quad F_{G \text{ erf}} \approx \frac{M}{h \cdot \sigma_{zul}} - \frac{t \cdot h}{6} \quad t \cdot h = \text{Stegquerschnitt}$$

vorerst nicht anwendbar. Sie liefert aber brauchbare Ergebnisse, wenn man darin  $M$  durch ein ideelles Moment

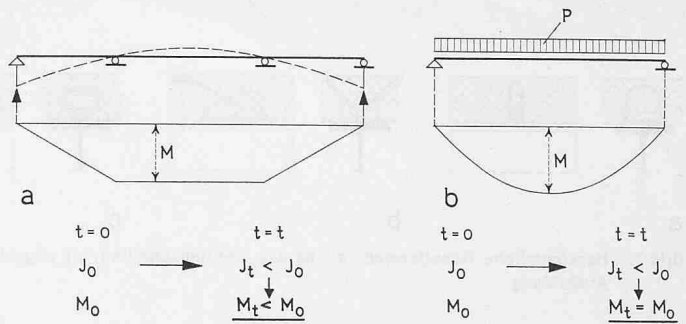


Bild 5. Vorspannung durch Montagemaßnahmen, Vergleiche zwischen a) Dreifeldträger, durch Anheben der Endauflager vorgespannt; b) einfacher Balken unter gleichmäßig verteilter Belastung

$$(32) \quad M_i = M_{st}^0 + M'$$

$$(33) \quad M' = \frac{W_{st}}{W_i} M_0$$

ersetzt, d. h. der Summe aus dem auf den Stahlträger allein wirkenden Vorbelastungsmoment  $M_{st}^0$  und dem auf den Stahlträger entfallenden Anteil des Verbundmomentes  $M_v$ .

Noch ein Hinweis zur Bemessung der Betonplattenstärke. Die Vergleichsrechnungen und die Erfahrung verschiedener Studien von Nationalstrassenbrücken haben gezeigt, dass es sich nicht lohnt, die Fahrbahnplatte zu dünn zu wählen. Für die Nationalstrassenbrücken mit einer Fahrbahnbreite von 10,25 m und zwei Hauptträgern im Abstand von rund 6 m liegt die günstigste Plattenstärke bei 24 bis 26 cm. Dünnere Platten bringen wohl eine gewisse Einsparung an Betonkubatur; diese reicht aber nicht aus, um den Mehraufwand an Armierungstahl und Stahlquerschnitt im Hauptträger infolge geringerer Verbundwirkung wettzumachen.

Bei *Durchlaufträgern* stellt sich immer die Frage, ob über den Zwischenstützen im Bereich der negativen Momente vorgespannt werden soll, um die Betonzugspannungen auszuschalten oder mindestens so niedrig zu halten, dass keine Risse entstehen. Die als zulässig erachteten, in unsern Normen aber noch nicht festgelegten Betonzugspannungen in Fahrbahnplatten betragen je nach Betonqualität 25 bis 40 kg/cm<sup>2</sup>. Diese Zugfestigkeit darf aber nicht zur Aufnahme der negativen Momente ausgenützt werden, d. h. der Stahlträger ist hierfür ausreichend zu bemessen, unter Beizug der Längsarmierung der Betonplatte und allfällig vorhandener Spannglieder.

Eine *Druckvorspannung* der Platte durch Montagemaßnahmen wie überhöhtes Anlegen der Stahlkonstruktion unter Vorspannung und Absenken nach dem Betonieren und teilweisem Erhärten des Betons bringt in den wenigsten Fällen den erwarteten Erfolg. Eine solche Vorspannung kann nicht dem Momentenverlauf angepasst werden. Im positiven Bereich bringt sie eine zusätzliche Belastung des Stahlträgers, die Material kostet. Dort, wo sie nützlich wäre, nämlich über den Stützen, sind die Kriechverluste am grössten, und das Ergebnis steht – einfache Sonderfälle ausgenommen – in keinem vernünftigen Verhältnis mehr zum entsprechenden Montageaufwand.

Wie wenig wirksam eine Vorspannung durch Montagemaßnahmen ist, geht aus Bild 5 hervor. Wir vergleichen im Zeitpunkt  $t = 0$  und  $t = \infty$  einen Dreifeldträger a, in welchem durch nachträgliches Anheben der Aussenstützen ein anfängliches Vorspannmoment  $M_0$  erzeugt wird, mit einem einfachen Balken b, der in der Mitte durch ein gleich grosses äusseres Biegemoment  $M_0$  belastet ist. In beiden Fällen wird durch das Kriechen das anfängliche ideelle Trägheitsmoment des Verbundträgers auf  $J_t$ ,  $t < J_i$ , reduziert, was in beiden Tragwerken ähnliche Umlagerungskräfte im Sinn einer Entlastung der Betonplatte zur Folge hat. Im Dreifeldträger kommt als Folge des Steifigkeitsverlustes ein Abbau des äusseren Momentes auf den Wert  $M_t < M_0$  dazu, so dass sich das Kriechen im Fall a doppelt und bedeutend ungünstiger als im Fall b auswirkt. Vorspannung durch Heben oder Senken der Unterstützungen ist im allgemeinen eine ungeeignete Massnahme zur Verringerung der Betonzugspannungen im Bereich der negativen Momente. Handelt es sich um eine mehrfeldrige, gekrümmte oder schiefe Brücke, so ist das Kräftespiel beim Anheben und Absenken kaum mehr klar überblickbar. Ausserdem wird die Bruchlast des Systems durch solche Montagemaßnahmen in keiner Weise beeinflusst. Zur Abschätzung der Kriechverluste unter verschiedenen Bedingungen kann auch Bild 6 benützt werden.



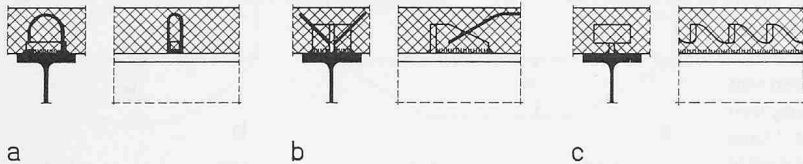


Bild 7. Herkömmliche Dübelformen: a), b) aus Profilabschnitten; c) sägeblattförmige Ausbildung

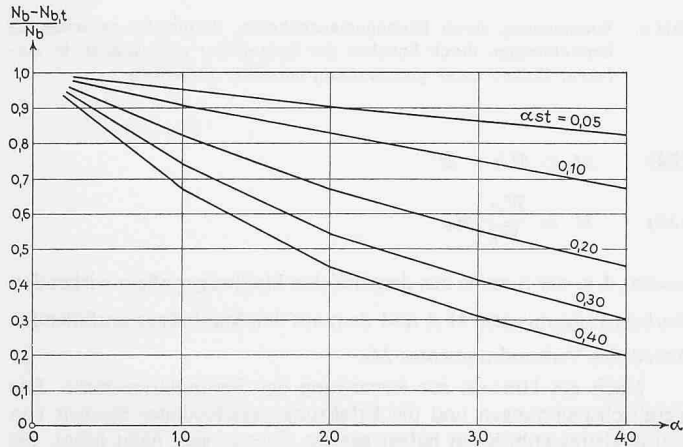


Bild 6. Kriechverluste in einem vorgespannten Verbundsystem nach Sattler [6]

Eine in statischer Hinsicht rationelle Lösung ist die Anordnung von *Spannkabeln über den Stützen*, die sich direkt an der Aufnahme des negativen Momentes beteiligen und somit den Stahlträger entlasten. Problematisch ist aber die Verankerung in der Betonplatte. Hinter den Verankerungsköpfen, welche grosse konzentrierte Druckkräfte in die Betonplatte einleiten, entstehen mit Sicherheit Risse, die man mit der Vorspannung an einer andern Stelle gerade vermeiden wollte.

Sofern die Eigenspannungen aus Temperatur und Schwinden sowie die kurzzeitigen Spannungen aus Verkehr – für den Verbundquerschnitt berechnet – die oben erwähnte Grenze nicht überschreiten, lohnt sich der Aufwand für eine Vorspannung der Betonplatte kaum. Dagegen sind alle baulichen Massnahmen zu treffen, die geeignet sind, die Zugspannungen über den Stützen so klein wie möglich zu halten. Durch geschickte *Wahl des Betoniervorganges* kann der Beton nahezu frei von Eigengewichtsspannungen gehalten werden: etappenweises Betonieren der Fahrbahn, beginnend in der Feldmitte und Schliessen der Fugen über den Stützen nach teilweisem Abbinden und Schwinden. Eine sorgfältige Nachbehandlung des Betons ist unerlässlich.

Der Einfluss der Schwindspannungen kann weitgehend ausgeschaltet werden, wenn man den *Verbund* zwischen den Stahlträgern und der Fahrbahnplatte *erst nach fortgeschrittenem Abbinden des Betons herstellt*, z.B. indem die oberste Gurtplatte, die von Anfang an mit dem Beton fest verbunden war, erst nachträglich mit dem Stahlträger verschweisst wird. Die entsprechenden konstruktiven Massnahmen und die Auswirkungen auf die Kosten müssen aber gründlich überlegt werden.

Durch Kombination von starrem und elastischem Verbund – starrer Verbund in den Feldern, elastischer Verbund über den Stützen – ist es theoretisch möglich, die Verteilgrössen im günstigsten Sinn zu beeinflussen. Die Betondruckkraft  $N_b$  wird dadurch im Feld vergrössert und über den Stützen die Betonzugkraft in erwünschter Weise verkleinert. Dadurch lassen sich die Betonspannungen im Bereich der negativen Momente klein halten. Die Umlagerung geht natürlich zu Lasten des Stahlquerschnittes, der über den Stützen aber ohnehin für die Aufnahme des ganzen äussern Momentes bemessen werden muss. Bei Vollwandbrücken stellt die konstruktive Realisierung allerdings noch einige Probleme. Neue Versuche von Sattler mit Kunstharzklebern und einer zwischen dem Stahlträger und die Betonplatte eingeschalteten elastischen Gummiplatte zeigen interessante Möglichkeiten für die Zukunft. Die rechnerische Behandlung ist aber vor allem bei statisch unbestimmten Systemen kompliziert und führt nur bei zutreffender Annahme der physikalischen Grundlagen (E-Modul des Betons, Kriech- und Schwindmass, Federkonstante der Verbindung) zu einigermaßen richtigen Ergebnissen. Die Anwendung des elasti-

schen Verbundes wird deshalb nur in Sonderfällen zweckmässig sein.

Die *Dübel* sollen eine gleichmässige Übertragung der Schubkräfte vom Stahlträger in die Betonplatte sicherstellen. Oft werden hierfür Profilabschnitte entsprechend den Bildern 7a und 7b auf die Flanschen der Stahlträger geschweisst. Ihre Befestigung erfordert aber Quernähte, die auf einem gezogenen Flansch wegen der Kerbwirkung sehr unerwünscht sind. Eine sägeblattartige Ausführung nach Bild 7c vermeidet wohl diesen Nachteil, sie ist aber in der

Herstellung sehr teuer. Neuerdings wird vor allem in den USA, England und seit einiger Zeit auch in Deutschland die Schubsicherung *Bolzendübeln* entsprechend Bild 8 zugewiesen, die durch elektrische Widerstandsschweissung aufgebracht werden. Mit der entsprechenden Einrichtung ist die Montage ausserordentlich einfach, schnell und billig. Die Wärmebeeinflussung des Gurtes wird bei dem kurzen, nur einen Bruchteil einer Sekunde dauernden Stromstoss auf ein Minimum beschränkt. Die Bolzendübel sind in allen Richtungen in gleicher Weise belastbar. In der Regel werden Bolzen von 17 bis 23 mm Durchmesser verwendet. Um ein Abheben der Betonplatte vom Stahlträger unter der Wirkung der schrägen Hauptzugspannungen zu vermeiden, soll mindestens ein Teil der Bolzen als Kopfbolzen oder Hakenbolzen ausgebildet sein. Nach Versuchen von Sattler [7] beträgt die Fliesslant in kg eines Kopfbolzendübeln nach Bild 8 c und den Abmessungen  $d < 25,4$  mm,  $h:d \geq 4,2$ :

$$(34) \quad N_{Pl} = 80 \cdot d^2 \cdot \sqrt{\beta_d^{28}}$$

wobei  $d$  in cm und die Würfeldruckfestigkeit  $\beta$  in kg/cm<sup>2</sup> einzusetzen sind. Für Kopfbolzendübel mit  $d = 20$  mm ergeben sich die Fliesslanten nach Tabelle 2.

Thürlimann [8, 9] gibt nach seinen in den USA durchgeführten Versuchen mit Hakendübeln, Durchmesser  $\frac{1}{2}$  Zoll und der Länge  $2\frac{1}{4}$  Zoll, den praktisch brauchbaren Dübelwiderstand wie folgt an

$$(35) \quad Q = 205 \sqrt{\beta_{28}}$$

worin  $\beta_{28}$  die Zylinderfestigkeit des Betons nach 28 Tagen in kg/cm<sup>2</sup> bedeutet.

Um die zulässige Dübelbelastung zu erhalten, sind die nach den Formeln (34) und (35) sich ergebenden Werte durch den Sicherheitsfaktor zu dividieren.

Die beschränkte Tragfähigkeit des Einzeldübeln bedingt im allgemeinen eine enge Dübelanordnung. Diese ist aber gleichzeitig die wichtigste Voraussetzung für eine gleichmässige und rissfreie Übertragung der Schubkräfte. Der enge Dübelabstand beschränkt den Rissabstand in der gezogenen Betonplatte derart, dass die Entstehung unzulässiger Rissbreiten in den meisten Fällen unmöglich ist. Eine Untersuchung im Zusammenhang mit einem aktuellen Brückenprojekt ergab folgendes: Unter der Annahme, dass der Rissabstand dem Dübelabstand von 20 cm entspreche und die Zugspannung in der Plattenarmierung  $2$  t/cm<sup>2</sup> betrage, beträgt die rechnerische Rissbreite ungefähr  $1/20$  mm. Solche Rissbreiten sind erfahrungsgemäss auch unter ungünstigen Bedingungen ungefährlich.

Der Bolzendübel weist gegenüber den herkömmlichen Verbundmitteln beträchtliche technische Vorzüge auf. Seit er durch die Entwicklung des Bolzenschweisverfahrens auch wirtschaftlich geworden ist, dürften diese Dübel in Zukunft bei uns im Hoch- und Brückenbau ein breites Anwendungsgebiet finden.

Zum Schluss seien noch einige Gedanken zur *Wettbewerbsfähigkeit der Stahlbrücken* gestattet. Es gibt Fälle, in denen die eine oder andere Bauweise zum vorneherein benachteiligt ist. Das ist bei Stahlbrücken meist dann der Fall, wenn eine Betonbrücke ohne nennenswerte Lehrgerüstkonstruktion gebaut werden kann, also im allgemeinen bei geringen Pfeilerhöhen. Die Kosten für die Fundamente, Pfeiler, Widerlager und Fahrbahnplatte sind für reine Betonbrücken etwa die gleichen, wie für Verbundbrücken, ausgenommen im Fall sehr schlechten Baugrundes, welcher die leichtere Stahlbrücke begünstigt. Insbesondere sind die Installationskosten der Bauunternehmung etwa dieselben für eine Betonbrücke wie für eine Stahlverbundbrücke. Zum Vergleich bleiben noch die Kosten der Betonhauptträger einschliesslich Lehrgerüst, welche denjenigen der Stahlhauptträger gegenüber gestellt werden müssen.

Mehrere Wettbewerbe und Studienaufträge beim Nationalstrassenbau haben klar gezeigt, dass eine gut entworfene und sorgfältig durchgerechnete Stahlbrücke mit einer entsprechend bearbeiteten Betonbrücke durchaus konkurrenzfähig ist, wenn nicht ungünstige Voraussetzungen zum vorneherein gegen Stahl sprechen.

Tabelle 2. Fließlasten von Kopfbolzendübeln nach Sattler [7]

$\beta \frac{d}{s}$ kg/cm <sup>2</sup>	$N_{Fl}$ $h/d \approx 4$ kg	$N_{Fl}$ $h/d \approx 3$ kg
200	4090	3480
300	5020	4260
400	5800	4940
500	6480	5500

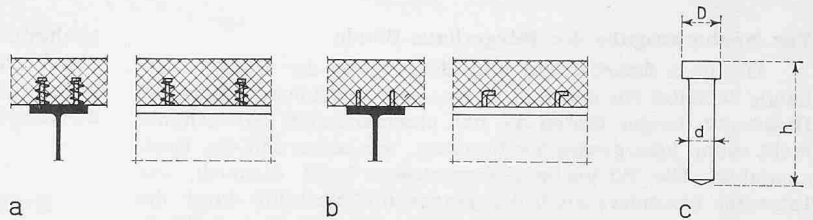


Bild 8. Bolzendübel: a) Kopfbolzen, in Europa bevorzugt, b) Hakenbolzen, in den USA verbreitet, c) Form eines Kopfbolzens

Rationalisierung und Ausbau der Kapazitäten in der stahlerzeugenden Industrie haben zudem zu einer Tiefhaltung der Materialpreise geführt. Auch das Angebot an hochwertigen Stählen wie St 52 in trennbruchsicheren Sondergütern hat sich in den letzten Jahren ständig verbessert. Dass der Stahlbau davon profitiert, liegt auf der Hand. Die Lohnkosten sind im Stahlbau entsprechend der Entwicklung in der Maschinenindustrie in den letzten Jahren weniger stark angestiegen als im Baugewerbe. Ausserdem sah sich der Stahlbau als Folge des Personalmangels gezwungen, die Herstellungsverfahren zu rationalisieren. Der Stahlbau konnte auf diese Weise einen beträchtlichen Teil der Lohnverteuerung durch Produktivitätszuwachs auffangen, sodass sich die Einheitspreise ganz allgemein nicht entsprechend der Teuerung erhöht haben. Gegenüber dem Zustand von vor einigen Jahren hat sich die Konkurrenzfähigkeit von Stahlbrücken von der Kostenseite her entschieden verbessert, was von neueren Wettbewerbsresultaten oder eingehenden Vergleichsstudien bestätigt wird.

Es stehen in der schweizerischen Industrie auch beträchtliche Kapazitäten zur Verfügung, mit denen sie in der Lage ist, in den nächsten Jahren ein grösseres Volumen an Stahlbrücken als bisher zu bewältigen. Die Stahlbauer hoffen, dass bei der gegebenen Situation die freierwerbenden Ingenieurbüros in Zukunft den Baustoff Stahl in grösserem Mass in Betracht ziehen und die Projektierung von Stahlbrücken nicht vorwiegend den Unternehmungen überlassen werden.

#### Literaturverzeichnis

- [1] K. Sattler, Theorie der Verbundkonstruktionen, Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin 1959 (dasselbst zahlreiche weitere Literaturangaben).
- [2] B. Fritz, Verbundträger, Springer-Verlag, Berlin 1961.
- [3] A. Hoischen, Die praktische Berechnung von Verbundträgern, Konrad Wittwer, Stuttgart 1955.
- [4] Hawranek-Steinhardt, Theorie und Berechnung der Stahlbrücken, Springer, Berlin 1959.
- [5] H. J. Sontag, Beitrag zur Ermittlung der zeitabhängigen Eigenstressungen von Verbundträgern, Diss. Karlsruhe 1951.
- [6] K. Sattler, Zusammenfassende Betrachtungen über Berechnung und Ausführung von Verbundkonstruktionen, SSV, Zürich 1960.
- [7] K. Sattler, Kopfbolzendübel, «Bauingenieur» 1962, Nr. 1 und 2.
- [8] B. Thürlimann, Fatigue and static strength of stud shear connectors, «Journal of the American Concrete Institute», Vol. 30, June 1959.
- [9] B. Thürlimann, Composite Beams with Stud Shear Connectors, Bulletin 174, Highway Research Board, Washington, D. C.

Adresse des Verfassers: R. Schlaginhausen, dipl. Bauingenieur ETH/S. I. A., Speicherstrasse 52, Frauenfeld.

## Das Bürgerhaus der Schweiz

DK 728:029.7

Von Architekt Wolfgang Naegeli, Präsident der Bürgerhaus-Kommission des S. I. A., Zürich

### Eine kulturelle Aufgabe des S.I.A.

Am 13. Mai 1906 hat die Delegierten-Versammlung des S.I.A. beschlossen, die Bearbeitung der Geschichte und Entwicklung des Schweiz. Bürgerhauses vom Mittelalter bis zum Jahre 1850 an die Hand zu nehmen und die Ergebnisse in Wort und Bild zu veröffentlichen. Die zu diesem Zweck bestellte Kommission hat ihre Aufgabe in Zusammenarbeit mit zahlreichen Sachbearbeitern in den Kantonen und mit dem Verlag Orell Füssli in Zürich bis zum Jahre 1937 erfüllt. In dreissig Bänden ist das Erbe bürgerlicher Baukunst, welches unsere Vorfahren hinterlassen haben, publiziert. Trotzdem hat sich die Bürgerhaus-Kommission damals nicht aufgelöst. Schon vorher waren zwei Bände vergriffen und neu aufgelegt worden. Dabei drängte sich jeweils eine Neubearbeitung auf. Dank Heimat- und Denkmalschutz ist im Verlauf der Jahrzehnte das Verständnis für die traditionelle bürgerliche Baukunst wesentlich gewachsen. Viele der in der Sammlung aufgenommenen Objekte wurden von ihren Besitzern fachgemäss restauriert. Gleichzeitig hat auch die Technik der photographischen Aufnahme bedeutende Fortschritte gemacht. Mit den Neuaufgaben bot sich daher die Möglichkeit, den publizierten Baubestand jeweils à jour zu bringen, noch besser darzustellen und durch weitere Objekte zu ergänzen. Dieser Aufgabe widmet sich die Bürgerhaus-Kommission seit 1937 fast ausschliesslich. Es sind seither elf weitere Neuaufgaben erschienen, zuletzt, vor wenigen Wochen, der Band Bern II. Teil.

Das Bürgerhaus-Archiv, welches die Originalpläne und Photographien aller behandelten Bauten aufbewahrt, ist seit dem Jahre 1927 in der Bibliothek der Abteilung für Architektur an der ETH deponiert und wird derzeit vom Bibliothekar Dr. Zimmermann verwaltet.

Es steht den Mitgliedern des S.I.A., die ein Empfehlungsschreiben der Bürgerhaus-Kommission besitzen, und dem Lehrkörper sowie den Studierenden der ETH zur Einsichtnahme offen. Gesuche sind an den Präsidenten der Bürgerhaus-Kommission einzureichen. Die im Reglement festgelegte Benützungsgeld richtet sich nach der Art der Verwertung (Privatzwecke, geschäftliche Auswertung für Vorträge, Publikationen, Umbauten, Restaurierungen usw.). Dazu kommen die Spesen für allfällige Lichtpausen, Plandrucke und Photos. Mit wissenschaftlichen Instituten und Vereinigungen wie die Gesellschaft für schweizerische Kunstgeschichte, welche «Die Kunstdenkmäler» herausgibt, bestehen besondere Vereinbarungen über den gegenseitigen Austausch von Dokumenten.

Das Bürgerhaus-Archiv wird von den S.I.A.-Mitgliedern leider nur selten benutzt. Dies kommt wohl daher, weil diese Dokumentationsquelle nicht genügend bekannt ist. Für Architekten, welche ein im «Bürgerhaus» publiziertes Gebäude zu restaurieren haben, können die Aufnahmepläne eine grosse Arbeitserleichterung und für ihre Bauherren eine entsprechende Einsparung bringen. Beides ist beim heutigen Personalmangel und den hohen Baukosten natürlich sehr willkommen.

Diejenigen Kollegen, welche bisher nichtpublizierte bürgerliche Bauten von künstlerischem Wert aufgenommen oder umgebaut haben, sind gebeten, Kopien oder nicht mehr gebrauchte Aufnahme-Originale sowie Photos dem Bürgerhaus-Archiv zu überlassen. Dieselben können so an sicherem Orte der Nachwelt erhalten und im Falle der Eignung bei einer Neuaufgabe ins «Bürgerhaus» aufgenommen werden.