

**Zeitschrift:** Schweizerische Bauzeitung  
**Herausgeber:** Verlags-AG der akademischen technischen Vereine  
**Band:** 125/126 (1945)  
**Heft:** 2

**Artikel:** Der Verbundträger  
**Autor:** Albrecht, Alfr.  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-83582>

#### **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:** 25.01.2026

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

Inhalt: Der Verbundträger. — Neubau des Bezirksgebäudes Hinwil. — Stimmen zum schweiz. Straßenbauprogramm. — Normalspurige Adhäsions- und Zahnrad-HD-Tenderlokomotive der ehem. Oe. B. B. — Mitteilungen: Eidg. Techn. Hochschule. Neuer Motorsegler. Holzentgasung in Horizontalkammeröfen. Rationalisierung der Hausarbeit. Eidg. Techn. Hochschule. Die Berechnung der Betonauskleidung von Druckstollen.

Fabrikation von Zementwaren. Elektrisches Geläute im Berner Münster. Schweiz. Azetylen-Verein. Schweiz. Bundesbahnen. — Nekrolog: Carl Griot. Eugen Loréan. Ernst Schuler. Hermann Bussard. Hermann Herter. — Wettbewerbe: Bebauungsplan für Giubiasco. Gemeinschaftsgrab im Waldfriedhof Schaffhausen. Schulhausgruppe im Grand Pré, Genf. — Literatur. — Mitteilungen der Vereine. — Vortragskalender.

## Band 125

Der S.I.A. ist für den Inhalt des redaktionellen Teils seiner Vereinsorgane nicht verantwortlich  
Nachdruck von Text oder Abbildungen ist nur mit Zustimmung der Redaktion und nur mit genauer Quellenangabe gestattet

Nr. 2

## Der Verbundträger

Von Obering. ALFR. ALBRECHT, Buss A.-G., Basel

Inhaltübersicht: Begriffsbestimmung. Schubsicherungen. Statische Laboratoriumsversuche mit Verbundträgern im In- und Ausland 1932 bis 1940. Statische und dynamische Versuche an der EMPA Zürich 1942 bis 1943 mit deren Vorschlägen für die zulässigen Spannungen des Verbundträgers. Statische Querschnittsgrößen und Spannungen. Unsymmetrischer Stahlträger. Widerstandsmomente, Trägheitsmomente und Stahlverbrauch im Vergleich zum Stahlträger ohne Verbund. Vorbelastung. Bemessung der Schubdübel. Beispiele von schweizerischen Verbundträger-Ausführungen. Zusammenfassung. Literaturangaben.

## Der Begriff des vollwandigen Verbundträgers

Wird über einem Stahlträger eine Platte betoniert, ohne Verbindung mit dem Träger, so entsteht bei Belastung auf Biegung eine gegenseitige Verschiebung zwischen Träger und Platte, sofern die Längsschubspannung an der Berührungsfläche beider Baustoffe die Bruch-Haftspannung überschreitet. Diese Verschiebung ist am grössten im Bereich der grössten Querkräfte, d. h. am Auflager, und wird dort erkennbar durch die Abstände  $\Delta l$  der Endquerschnitte von Träger und Platte (Abb. 1a). Der Träger verhält sich dann angenähert derart, dass die Platte nur als Belastung wirkt, indem ihre Steifigkeit (Trägheitsmoment) im Vergleich zu jener des Stahlträgers in der Regel klein ist. Die Durchbiegung des überbetonierten Trägers ist in diesem Fall somit praktisch gleich derjenigen des Stahlträgers (mit der Höhe  $h$ ) allein.

Durch die Verbindung der Platte mit dem Stahlträger entsteht der *Verbundträger* (Abb. 1b). Die erwähnten Verschiebungen an der Berührungsfläche verschwinden im Bereich der Gebrauchslasten, indem die Platte gestaucht wird, d. h. Druckkräfte aufnimmt. Die Betonplatte wird dadurch zum mittragenden Element des Trägers, wodurch sich die statisch wirksame Trägerhöhe von  $h$  auf  $H$  vergrössert. Die Schiefstellung der Endquerschnitte, d. h. die Winkeländerung  $\alpha_v$  am Auflager und damit die Durchbiegung  $f_v$  des Verbundträgers werden somit kleiner als  $\alpha$  und  $f$  im reinen Stahlträger. Durch die kleinere Durchbiegung wird die verstärkende Wirkung der Betonplatte offensichtlich.

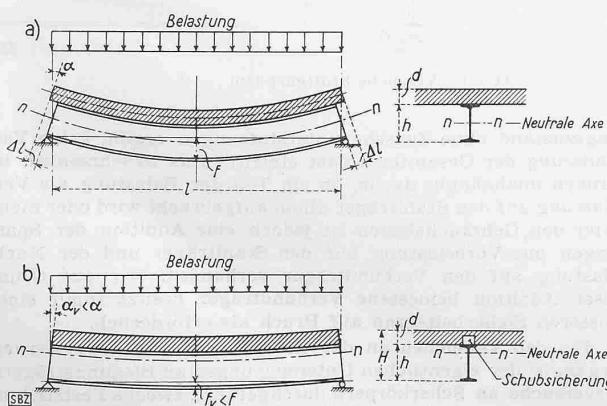


Abb. 1. a) Stahlträger ohne Verbindung mit der Betonplatte  
b) Stahlträger mit der Platte verbunden

## Schubsicherungen

Sofern die Haftung zwischen Betonplatte und Stahlträger nicht ausreicht zur Aufnahme des Längsschubes, hat die Verbindung der Betonplatte mit dem Stahlträger durch Armaturen zu erfolgen, die diese Schubübertragung sichern, sogen. *Schubsicherungen*. In Abb. 2 sind verschiedene Ausführungsbeispiele derselben dargestellt. Sie lassen sich vergleichen einerseits mit dem Anschluss der Verstärkungslamellen des vollwandigen Trägers im *Stahlbau*, wobei die Schubsicherung durch Nietung bzw. Schweißung gebildet wird, und anderseits mit der Dübelverbindung des verdübelten Trägers im *Holzbau*.

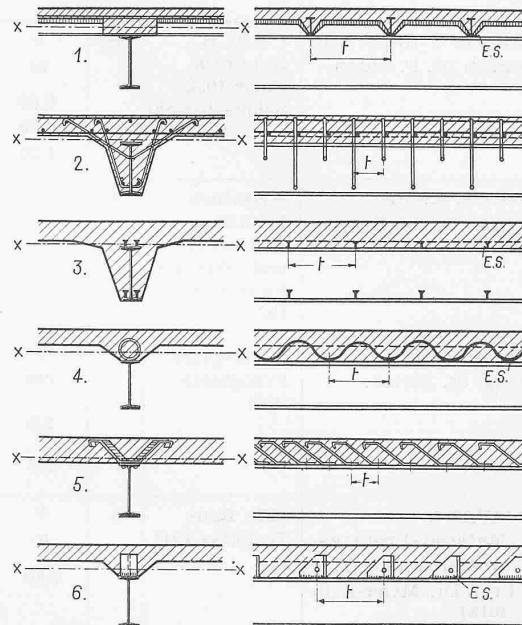


Abb. 2. Die konstruktive Ausbildung der Schubsicherungen verschiedener in der Schweiz ausgeführter Verbundträger

In den Ausführungen 1, 3 und 6 bestehen die Schubsicherungen aus *steif* mit dem Stahlträger verbundenen Dübeln, die aus der Längsschubkraft vorwiegend Druckkräfte erhalten, während die Schubsicherungen der Ausführungen 2, 4 und 5 schlaff ausgebildet sind und somit vorwiegend auf Zug und Abscheren beansprucht werden. In Ausführung 1 wirkt das kontinuierlich über den Unterzug laufende Gebälk zugleich als Schubsicherung. Soweit nötig, ist es im Quersinn auszusteifen und mit zusätzlichen Zwischendübeln zu versehen. In den Ausführungen 2 und 3 ist der Beton bis zum unteren Flansch hinuntergezogen. Der obere Flansch wird dadurch ganz mit Beton umhüllt, wodurch die Haftfläche sich vergrössert. Der gezogene Teil der Beton-Voute wird zweckmässig durch Längsrundseisen gegen Rissbildung gesichert, die zugleich als Halte-Eisen der durch den Steg gesteckten Bügel dienen.

Die Verbindung der Schubsicherungen mit dem Stahlträger erfolgt am einfachsten mittels *Schweißung*. Die Befestigung durch Schrauben oder Nieten ist teurer, hat aber den Vorteil, dass deren vorstehende Teile den Gleitwiderstand erhöhen.

## Versuche

Die geringere Durchbiegung des einbetonierten oder überbetonierten Stahlträgers gegenüber dem reinen Stahlträger ohne Betonplatte ist durch Beobachtungen und Messungen am fertigen Bauwerk seit Jahrzehnten bekannt, sowohl im Hochbau bei Deckengebälken und Unterzügen, wie auch im Brückenbau bei Längs-, Quer- und Hauptträgern. Bei der Bemessung des Stahlträgers wurde indessen in der Regel die Betonplatte nur als Belastung berücksichtigt, nicht aber als tragendes Element, weil nicht bekannt war, bis zu welcher Belastung die Betonplatte mit dem Stahlträger einheitlich zusammenwirkt oder, mit anderen Worten, in welchem Masse der Sicherheitsgrad (Bruchmoment : zulässiges Moment bzw. Bruchquerkraft : zulässige Querkraft) durch die Betonplatte erhöht wird.

In der Absicht, die Betonplatte nicht nur für die Verminderung der Durchbiegung zu benutzen, sondern ihre tatsächliche Wirkungsweise auch bei der *Bemessung des Stahlträgers* vollwertig zu berücksichtigen zwecks Materialeinsparung, sind seit dem Jahre 1932 laut den in der Literatur veröffentlichten Beichten in verschiedenen Ländern Laboratoriums-Versuche mit Verbundträgern durchgeführt worden. Die ersten dieser Versuche erfolgten auf Anregung und im Auftrag der Technischen Kom-

Tabelle I: Statische Laboratoriums-Versuche mit Verbundträgern in der Schweiz und im Ausland, 1932 bis 1940

Jahr	Versuche in	Publikation des Versuchs-Berichtes	Nr. der Abb.	$M_{zul}$ für $n = 10$ $\sigma_{e\ zul} = 1,4\text{ t/cm}^2$	Beton-Randspannung für $M_{zul}$ (rechnerisch)	Streckgrenze Würfeldruck-Festigkeit $\text{kg/cm}^2$	Wirkliches Bruchmoment	Rechnerisches Bruchmoment (EMPA-Formel)	Wirkliche Sicherheit gegenüber $\sigma_{e\ zul} = 1,4\text{ t/cm}^2$	Schub-Sicherungen		
1932	Zürich, T. K. - V. S. B. (Prof. Dr. F. Stüssi)	I. V. B. H. Kongress Paris 1932 Schlussbericht	3	$b$ m 0,60 0,90 1,20	$M$ mt 1,95 2,03 2,09	$\text{kg/cm}^2$  65 53 46	$\sigma_s = 2600$ $w\beta_d = 345$	$b$ m 0,60 0,90 1,20	$mt$ 5,31 5,48 5,55	5,45 5,69 5,82	2,7 2,7 2,7	Auf den oberen Flansch geschweißte Flacheisen
1934	Zürich, EMPA (Prof. Dr. M. Roš)	«Ossature Métallique», Brüssel 1934 und «Schweiz. Bauzeitung» 1934	4		1,0	1,47	48 $\sigma_s = 2700$ $w\beta_d = 345$	1,0	4,27	4,23	2,9	$\alpha$ -Spirale
1935	Paris, Ecole Centrale (Ing. M. Blévot)	«Entreprise Française» 1935	5	$d$ cm 2,5 8,0	$M$ mt 1,05 1,24		$\sigma_s = 2960$ bis 3040 53 $w\beta_d = 275$ bis 285	$d$ cm 2,5 8,0	$M$ mt 3,02 3,58	3,09 3,79	2,9 2,9	Durch den Steg gesteckte Bügel $\alpha$ -Spirale
1940	Stuttgart, Material-Prüfungs-Anstalt an der T. H. (Prof. Dr. Meier-Leibnitz)	«Die Bau-Technik» 1941	6	$b$ m 0,80	$M$ mt 7,33		$\sigma_s = 2610$ $w\beta_d = 310$ 58	$b$ m 0,80	$M$ mt 19,70	19,70	2,7	Auf den oberen Flansch geschweißte Rundene-Bügel

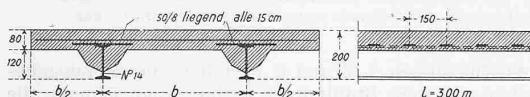


Abb. 3. Versuche Zürich 1932.

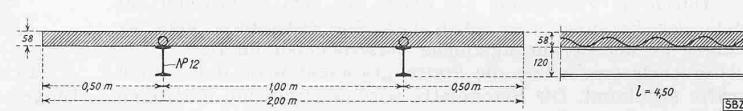


Abb. 4. Versuche Zürich 1934

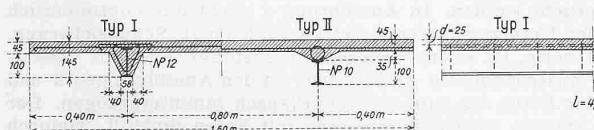


Abb. 5. Versuche Berlin 1925.

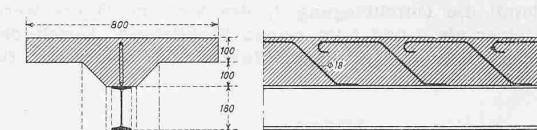


Abb. 6. Neuerliche Stuttgart 1840.

mission des Verbandes Schweizerischer Brückenbau- und Eisenhochbau-Unternehmungen (T. K. - V. S. B.) in Kloten bei Zürich unter Leitung und Berichterstattung von Prof. Dr. F. Stüssi.

Aus Tabelle I (mit den Abb. 3 bis 6) gehen die Hauptdaten der erwähnten in- und ausländischen Versuche hervor. Da für die zulässigen Spannungen im Stahlträger und für die Werte  $n = E_s : E_b$  darin verschiedene Annahmen zu Grunde gelegt sind, wurden die Tragfähigkeitswerte zur Vergleichsmöglichkeit auf folgende gemeinsame Basis umgerechnet: Zulässige Randspannung im Stahlträger = 1400 kg/cm<sup>2</sup> und  $n = 10$ . Die Tabelle enthält ferner die Würfeldruckfestigkeit  $w_{\beta d}$  des Betons und die Streckgrenze  $\sigma_s$  des Stahlträgers. Das Bruchmoment lässt sich aus diesen Daten, sowie aus den Querschnittsabmessungen, auch auf rechnerischem Wege ermitteln, worauf später noch ausführlich eingetreten wird.

In den Versuchen der T. K. - V. S. B. 1932 in Zürich zeigten Ausführungen, die keine konstruktiven Schubsicherungen aufwiesen, dass die natürliche Haftfestigkeit zwischen Beton und Profileisen nicht genügt, um die gemeinsame Tragwirkung beider Baustoffe bis zu ihrer Ausnützung zu gewährleisten. Die Abminderung der Tragfähigkeit infolge des Gleitens der Stahlträger im Beton betrug bis zu 20%.

In den Versuchen 1932 in Zürich sind von Prof. Dr. F. Stüssi auch Träger mit Vorspannungen im Stahlträger von  $1000 \text{ kg/cm}^2$  infolge von angehängten Lasten geprüft worden. Hierbei zeigte sich, dass durch die Vorbelastung, wie sie sich z. B. im Beton-

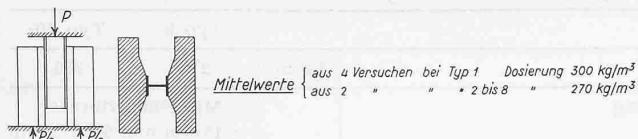
nungszustand ohne Zwischenunterstützungen ergibt, keine Verminderung der Gesamtbruchlast eintritt. Das Bruchmoment ist darnach unabhängig davon, ob ein Teil der Belastung als Vorbelastung auf den Stahlträger allein aufgebracht wird oder nicht. Unter den Gebrauchslasten ist jedoch eine Addition der Spannungen aus Vorbelastung auf den Stahlträger und der Nachbelastung auf den Verbundträger vorhanden. Der auf Grund dieser Addition bemessene Verbundträger besitzt somit einen grösseren Sicherheitsgrad auf Bruch als erforderlich.

Bei den Versuchen an der EMPA in Zürich 1934 wurden, vorgängig der eigentlichen Untersuchungen an Biegungsträgern, Vorversuche an Scherkörpern durchgeführt, zwecks Feststellung der Bruchlast pro Schubsicherung.

Die Versuche in Paris 1935 und in Stuttgart 1940 umfassten ausser Versuchen mit maximalem Biegungsmoment auch Versuche mit maximaler Querkraft durch unsymmetrische Einzellasten.

Alle erwähnten Versuche erfolgten mit ruhenden, statischen Lasten. Bei den Versuchen in Stuttgart 1940 sind indessen auch zwei Träger mit 80 bis 100 Lastwechseln geprüft worden. Der erste Träger, dessen obere Spannungsgrenze einschliesslich ständiger Last annähernd gleich war der zulässigen Grenze von  $1400 \text{ kg/cm}^2$ , verhielt sich unter diesen Last-Veränderungen wie ein statisch beanspruchter Träger. Der zweite Träger, mit einer oberen Spannungsgrenze für  $2500 \text{ kg/cm}^2$ , zeigte nach 100 Lastwechseln starke Verschiebungen zwischen Stahlträger und

Tabelle II: Statische Versuche mit 8 verschiedenen Schubkörpern



Typ Nr.	Ausführung der Dübel	Bruchlast pro Einzel- dübel $P_{max}$	Risslast bei der ersten Rissbildung pro Einzel- dübel	Rechnerische Spannungen		
				Beton- Festigkeit Alter 28 Tage $w\beta_d$	Beton- Pressung unter den Dübeln $\beta_d$	Schub- Spannung der Dübel- Schweissnaht $t_{max}$
		$t$	$t$	$kg/cm^2$	$kg/cm^2$	$kg/cm^2$
1	 	31,1	23,8	276	778	2395
2	 	28,2	21,7	211	706	2170
3	 	32,0	26,0	208	533	2285
4	 	47,5	33,5	250	396	1463
5	 	40,2	30,5	222	-	-
6	 	38,0	27,5	266	-	-
7	 	40,0	29,7	180	750	3080
8	 	37,5	28,5	216	703	2885

Betonplatte, sodass ein vollwertiges Zusammenwirken nicht mehr vorhanden war. Von einer Ermittlung der Ermüdungsfestigkeit kann hier indessen nicht gesprochen werden, da diese bekanntlich eine Million volle Lastwechsel zur Voraussetzung hat.

Im Jahre 1932 führte Prof. L. Baes an der Universität Brüssel einen statischen Verbundträger-Versuch durch mit vier Trägern I NP 18 im Abstand von 2,0 m bei einer Spannweite von 4,0 m, deren Schubsicherungen aus senkrecht auf den Steg geschweißten Flacheisen bestanden. Da die Art und Weise der Lastübertragung und ferner die als Verstärkung wirkende Streckmetallverkleidung des unteren Flansches keinen Vergleich mit den vorerwähnten Versuchen zulassen, ist dieser belgische Versuch in der Tabelle I nicht aufgeführt (Versuchsbericht «Ossature Métallique» Jan. 1933).

Ferner berichtet Dr. ing. G. Grüning im Heft 84 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton vom Jahre 1937 über «Versuche zur Bestimmung der Verbundwirkung von Eisenbeton und Massivdecken mit darin einbetonierten Walzträgern bei schwierigen Beanspruchungen». Die vier Versuche bestanden aus je vier Stahlträgern I NP 14 bis 16 im Abstand von 1,0 m und 4,05 m Spannweite mit darüber bzw. dazwischen liegender Betonplatte. Durch das Fehlen von Schubsicherungen war ein vorzeitiges Loslösen des Betons vom Stahlträger als Folge der dynamischen Beanspruchung zu erwarten, was sich durch die Versuche auch bestätigte. Da es sich hier um eine offensichtliche konstruktive Unterlassung handelt, wurden auch diese Versuche in vorstehender Zusammenstellung nicht aufgenommen.

#### Versuche an der EMPA Zürich 1942/43

Die zunehmende Anwendung des Verbundträgers nicht nur für statisch beanspruchte Bauwerke (Hochbau), sondern vor allem auch für auf Ermüdung beanspruchte (Brückenbau), liess eine wissenschaftliche Abklärung über das dynamische Verhalten von Verbundträgern als dringend notwendig erscheinen. Es handelt sich dabei nicht nur um die dynamische Prüfung der Schubübertragung, sondern auch um das Verhalten des ganzen, unter Mitwirkung der Betonplatte bemessenen Trägers.

Das dynamische Verhalten verschiedener Schubsicherungen wurde an der EMPA bereits schon 1935 für ein bestimmtes Brücken-Objekt geprüft; die Ergebnisse jener Versuche wurden jedoch seinerzeit nicht veröffentlicht.

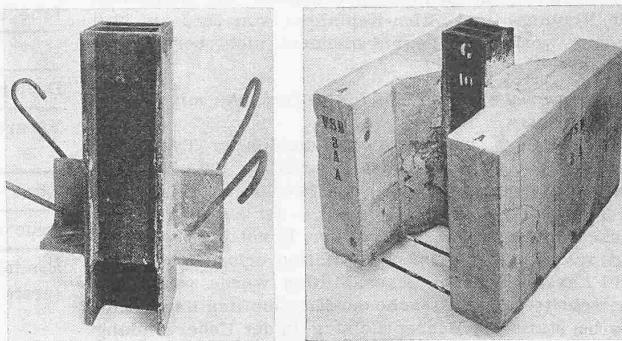


Abb. 7. Schubsicherung (Typ 9)

N.B. Um eine Zerstörung des I-Steges zu verhüten, wurden zwei zusätzliche Stege zwischen die Flanschen geschweißt. Auf unseren Zeichnungen sind diese weggelassen

Auf Antrag des Verfassers entschloss sich deshalb vor etwa drei Jahren die «Technische Kommission des Verbandes Schweizerischer Brückenbau- und Stahlhochbau-Unternehmungen» (T. K. - V. S. B.), an der EMMA in Zürich umfassende statische und dynamische Versuche mit Verbundträgern durchzuführen, für deren Leitung und Berichterstattung Prof. Dr. M. Ros sich in verdankenswerter Weise zur Verfügung stellte. Im Bericht Nr. 149 der EMMA, der Ende August 1944 erschien, sind diese Versuche und deren Schlussfolgerungen ausführlich beschrieben. Er enthält als Beilage auch den Diskussionsbericht über die gemeinsame Diskussionstagung des S.V.M.T. und der T. K. - V. S. B. am 20. Mai 1944 in Zürich.

Nachstehend werden diese für die weitere Entwicklung des Verbundträgers wegleitenden Untersuchungen auszugsweise für die Bedürfnisse der Praxis wiedergegeben.

#### I. Vorversuche mit Schubkörpern

Aus der Erkenntnis, dass das Zusammenwirken von Stahlträger und Betonplatte des Verbundträgers sowohl für statische wie besonders auch für dynamische Beanspruchung in erster Linie abhängig ist von der Art und Weise der Schubübertragung zwischen diesen beiden Baustoffen, wurden an 25 Schubkörpern (Abb. 7 u. 8) eingehende statische und dynamische Vorversuche durchgeführt.

##### a) Statische Versuche mit Schubkörpern

Typ 1 Halbierte I NP 14, 6 cm hoch, Dübelsteg nach oben

Typ 2 Halbierte I NP 14, 6 cm hoch, Dübelsteg nach unten

Typ 3 Winkel 70/70,7, diagonal gestellt, 6 cm hoch

Typ 4 Winkel 100/100/12, 12 cm hoch

Typ 5 Verankerungen aus Rundreisen Ø 14 mm, 490 mm lang

Typ 6 Verankerungen aus Flacheisen 40 × 8, 460 mm lang

Typ 7 wie Typ 1 aber mit zusätzlicher Rückverankerung aus Rundreisen Ø 10 mm, 880 mm lang

Typ 8 wie Typ 2 aber mit zusätzlicher Rückverankerung aus Rundreisen Ø 10 mm, 880 mm lang.

Die Befestigung der Schubsicherungen auf dem Stahlträger erfolgte ausschliesslich durch Schweißung. Der Beton wurde nicht vibriert. Die Bruchlasten und -Spannungen der Schubversuche sind in Tabelle II zusammengestellt.

Die Ergebnisse der statischen Schubversuche lassen sich wie folgt zusammenfassen:

Die Bruchursache liegt durchwegs in der Zerstörung des Betons von den Dübelstellen aus. Die grössten Bruchlasten besitzen die Schubkörper Typ 4 mit 49 t bzw. 46 t pro Dübel. Durch die Rückverankerung mittels Rundreisen von Typ 7 und 8 ist die Bruchlast im Vergleich zu den Typen 1 und 2 im Mittel um 30 % gehoben worden.

Die rechnerischen Dübelpressungen erreichten bei den kleinen Dübelflächen der Typen 1, 2, 7 und 8 nach 28 Tagen 700 bis 780 kg/cm², worin bei den Typen 7 und 8 die entlastende Wirkung der Rückverankerung bereits abgezogen ist. Diese hohen Pressungen, die ein Mehrfaches der Würfeldruckfestigkeit  $w\beta_d$  nach 28 Tagen betragen, erklären sich aus der dreiaxigen Druck-Festigkeit, die infolge Behinderung der Querdehnung zur Wirkung kommt. Mit abnehmender Druckfläche der Dübel steigt die örtliche Bruch-Druckfestigkeit angenähert einem hyperbolischen Verlauf folgend an, z. B. für den Typ 4 mit einer Druckfläche von 120 cm² von  $\beta_d = 396$  auf  $\beta_d = 778$  kg/cm² für eine Druckfläche von 40 cm² bei Typ 1.

Die Anschluss-Schweissung der Dübel, die indessen nicht den Bruch der Schubkörper veranlasste, ergab für Typ 7 und 8

eine rechnerische Schubbeanspruchung, als Mittelwert der Flanken- und Stirn-Kehlnähte, von 2885 bis 3080 kg/cm<sup>2</sup>, worin das Biegemoment nicht berücksichtigt ist.

#### b) Dynamische oder Ermüdungs-Versuche mit Schubkörpern

Die beiden untersuchten Schubkörper Typ 9 und 10 zeigt Abb. 9. Sie wurden geprüft im 100 t-Pulsator von Amsler mit 250 vollen Lastwechseln pro Minute. In Tabelle III sind die Ergebnisse der Ermüdungsversuche zusammengestellt. Die zur Ermittlung der Ursprungsfestigkeit gemäss Definition erforderliche Anzahl Lastwechsel von einer Million wurde wesentlich überschritten. Die Ursache der Erschöpfung liegt nicht, wie bei statischer Beanspruchung, in der Ueberwindung der örtlichen, dreiaxigen Druckfestigkeit des Betons an den Dübelstellen, sondern sie ist bestimmt durch die Ermüdungsfestigkeit der Kehlschweissnähte des Dübelanschlusses an den Träger. Die Ursprungsfestigkeit der Kehlnähte des geschweisssten Dübelanschlusses hat sich als Mittelwert der Flanken- und Stirnnähte, ohne Berücksichtigung des Biegemoments, unter der Ermüdungslast zu 645 bis 685 kg/cm<sup>2</sup> ergeben.

Für die Ausführung von dynamisch beanspruchten Dübeln sind folgende Gesichtspunkte zu beachten: Erstklassige Ausführung der Anschluss-Kehlnähte, Zurücksetzung der Schweissung vom Trägerrand, Rückverankerung der Dübel, Stegstärke der Dübel mindestens 8 mm. Der symmetrischen Dübelausbildung ist der Vorzug zu geben.

#### II. Hauptversuche mit Verbundträgern

Die Abmessungen der Träger, die der Leistungsfähigkeit des Pulsators der EMPA angepasst wurden, gehen aus Abb. 10 hervor. Darnach betrug die Spannweite der Versuchsträger 4,0 m und deren Höhe 0,40 m bei einer Breite der armierten Betonplatte von 1,50 m und einer Stärke von 0,12 m. Die Gurtquerschnitte der Profileisenarmierung verhalten sich wie 1 : 1,6. Die oberen und unteren Widerstandsmomente, unter Annahme von  $n = E_s : E_b = 10$  betragen  $10 \times 2830 \text{ cm}^3$ , auf Oberkante Beton bezogen, und  $1234 \text{ cm}^3$  auf Unterkante Stahlträger. Auf Grund der bei den Vorversuchen an Schubkörpern gesammelten Erfahrungen sind für die Dübel aufgeschweissste Winkel bzw.  $\frac{1}{2}$  INP 18 verwendet worden, im Abstand von 30 bzw. 25 cm, die mittels durch die Dübel gesteckte schräge Rundisen  $\varnothing 10 \text{ mm}$  rückverankert wurden. Es sind fünf Träger untersucht worden, deren Abmessungen mit Ausnahme der Dübel genau gleich waren, und zwar zwei Träger (Nr. 1 und 2) statisch und drei Träger (Nr. 3, 4 und 5) dynamisch.

#### a) Statische Versuche mit Verbundträgern (Hochbau)

Die Versuchsanordnung ist aus Abb. 11 ersichtlich. Darnach wurde die Nutzlast aufgebracht mittels zwei hydraulischen Pumpen in den beiden Viertels-Punkten, 1,0 m vom Auflager entfernt. Um die als zulässig angenommene Beanspruchung im Stahlträger von  $\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = 1400 \text{ kg/cm}^2$  (Vergleichsspannung) und von 60 kg/cm<sup>2</sup> im Beton zu erreichen, war eine Nutz-

Tabelle III: Ergebnisse der Ermüdungsversuche an Schubkörpern

		Typ 9	Typ 10	
Dosierung	kg/m <sup>3</sup>	270	270	
Verarbeitung		Mit Nadelvibrator $\varnothing 45 \text{ mm}$ und 6400 U/min		
Alter der Druckproben	Tage	7	7	
Druckfestigkeit $w\beta_d$	kg/cm <sup>2</sup>	420	420	
Ermüdung (erste Haarrisse)	Volle Lastwechsel, 250/min	Mio	4,154	3,577
	Ermüdungslast pro Dübel (untere Last- grenze = 1,0 t)	t	27,4	24,0
	Scherspannung der Schweissnaht	kg/cm <sup>2</sup>	685	645
Bruch	Volle Lastwechsel 250/min	Mio	6,455	5,582
	Bruchlast pro Dübel	t	37,7	30,8
	Betonpressung bei den Dübeln	kg/cm <sup>2</sup>	440	354

NB. In der Betonpressung bei den Dübeln ist ein Abzug von 25 % berücksichtigt infolge Rückverankerung der durchgesteckten Rundisen

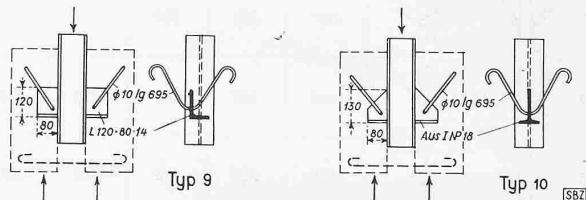


Abb. 9. Schubsicherungen Typ 9 und 10

last von  $2 \times 16,0 \text{ t}$  erforderlich, die zuzüglich dem Eigengewicht des Trägers eine Gesamtlast von  $2 \times 17,0 \text{ t}$  ergab. Die aus dieser Normalbelastung entstehenden Momente, Querkräfte, Dübelkräfte und rechnerischen Spannungen gehen aus Abb. 12 hervor.

Die Festigkeitswerte und Verformungseigenschaften des verwendeten Baustahles «St N» und des hochwertigen Betons sind in den Hauptabsatz in Tabelle IV enthalten.

Die Ergebnisse der statisch geprüften Verbundträger sind:

Die Stauchungen im Beton und die Dehnungen im Stahl sind in Abb. 13 für Träger Nr. 1 in Funktion der Lastzunahme graphisch bis zur doppelten Nutzlast, d. h. bis zu einer rechnerischen Stahlrandspannung von 2760 kg/cm<sup>2</sup> dargestellt. Die durch Messung ermittelte Lage der Nulllinie von  $x = 9,94 \text{ cm}$  ergibt

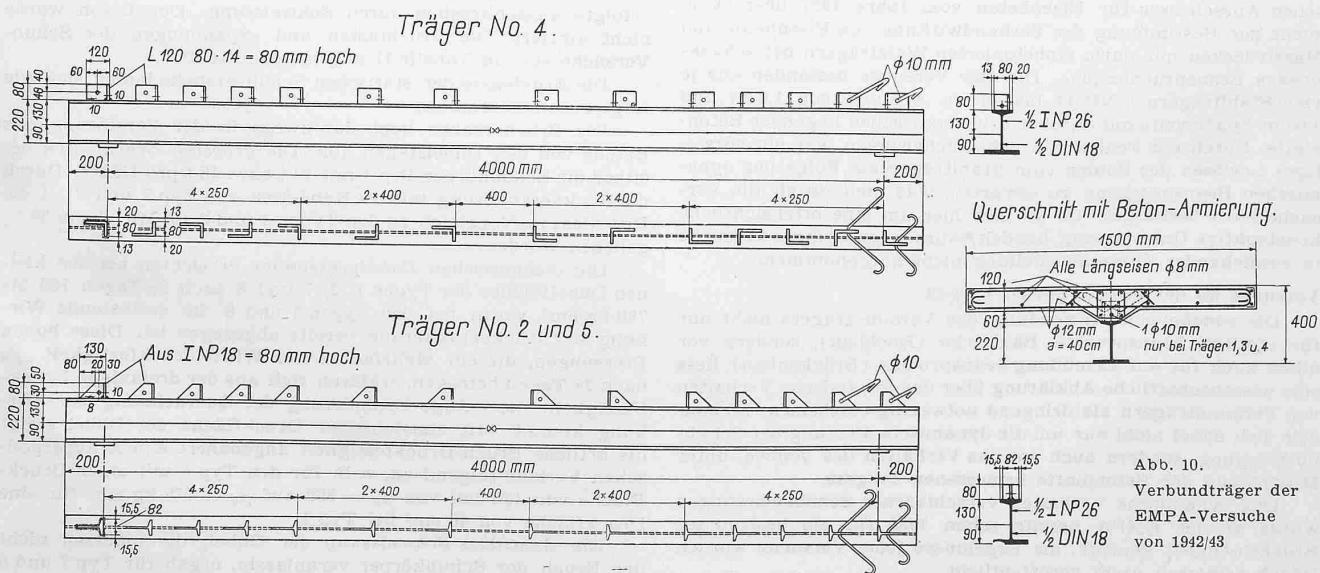


Abb. 10.  
Verbundträger der  
EMPA-Versuche  
von 1942/43

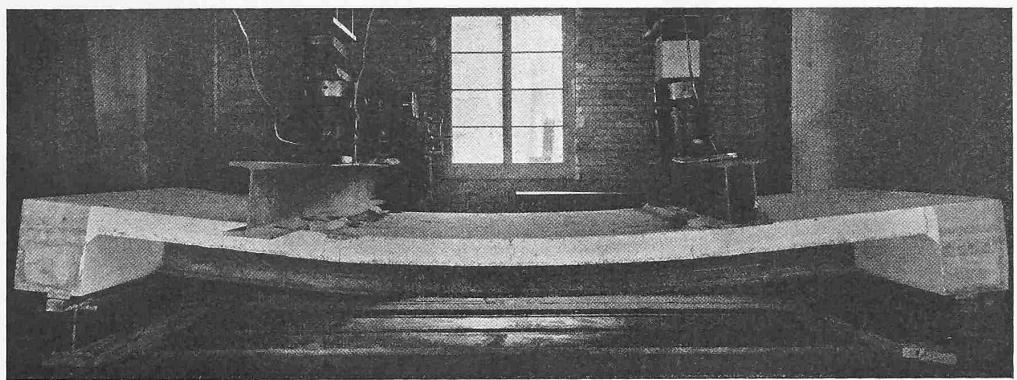


Abb. 11. Verbundträger Nr. 2, statischer Biegeversuch. Bruchzustand 2  $P_{max} = 99,2$  t, Photo bei  $2 P = 72$  t

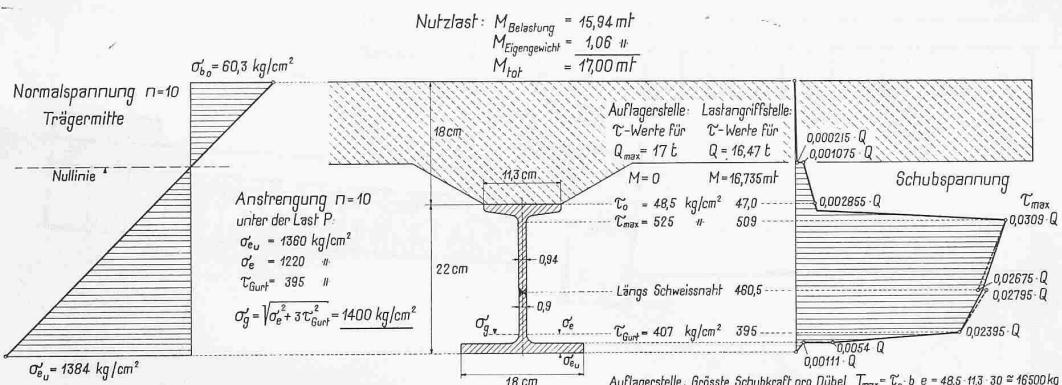


Abb. 12. Verbundträger Nr. 1 und 2. Normal- und Schubspannung für Eigengewicht und Nutzlast. Auflagerstelle, Last-Angriffsstelle, Trägermitte

Tabelle IV. Bausstoff-Charakteristiken zu den statischen Versuchen

			Träger 1	Träger 2
<i>Baustahl «St. N», bezogen auf den unteren Trägerflansch:</i>				
Streckgrenze	$\sigma_s$	kg/cm <sup>2</sup>	2640	3000
Zugfestigkeit	$\beta_Z$	kg/cm <sup>2</sup>	3770	3740
Bruchdehnung	$\lambda_{10}$	%	28,6	30,2
Elastizitätsmodul	$E_s$	t/cm <sup>2</sup>	2120	2040
Ermüdungsfestigkeit	$\sigma_{er}$	kg/cm <sup>2</sup>	~ 2300	~ 2300
<i>Beton hochwertig, Dosierung 270 kg/m<sup>3</sup>, Alter 3 Monate:</i>				
Prismendruckfestigkeit	$p\beta_d$	kg/cm <sup>2</sup>	316	405
Biegefestigkeit	$\beta_b$	kg/cm <sup>2</sup>	58	63
Elastizitätsmodul	$E_b$	t.cm <sup>2</sup>	360	420
Verhältniszahl	$n$	$E_s/F_b$	6	5
Verarbeitung			von Hand	vibrirt

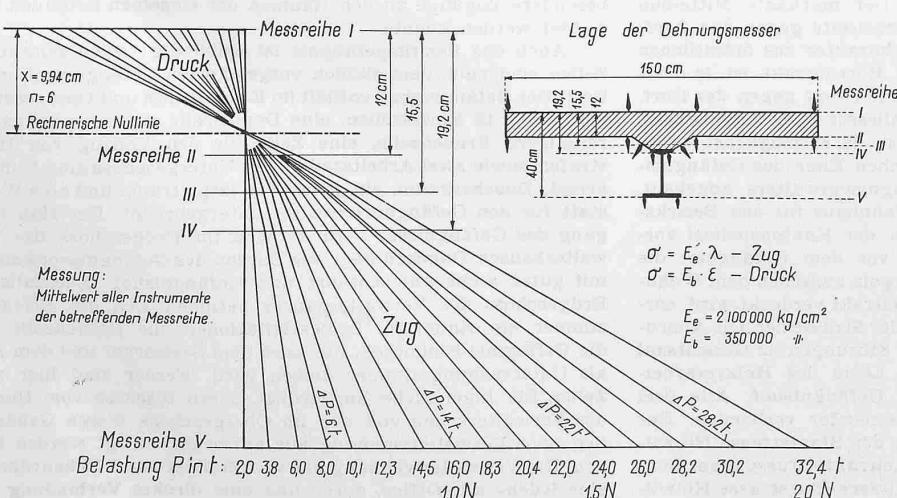


Abb. 13. Verbundträger Nr. 1, stat. Biegeversuch. Stauchungs-Dehnungs-Diagramm, Trägermitte

für  $n$  den Wert 6. Das Diagramm zeigt einen praktisch regelmässigen Verlauf, d. h. die Betonplatte wirkt mit der Stahlträgerarmierung zusammen als ein einheitlicher Träger. Für Träger Nr. 2 hat die in gleicher Weise durchgeführte Messung den Wert  $n = 5$  ergeben. Die gemessene Durchbiegung unter der normalen Belastung von  $2 \times 16,0$  t beträgt 3,36 mm gegenüber der rechnerisch ermittelten von 3,40 mm.

Die Bruchursache der zwei statisch untersuchten Biegungsträger Nr. 1 und 2 lag primär im Fließen des gezogenen Stahlträgeruntergurtes und sekundär im Stauchen des Betons in der Druckzone, somit nicht in den Dübeln.

Die gemessenen Bruchmomente, einschliesslich Eigengewicht, ergaben 43,5 mt für Träger Nr. 1 und 50,6 mt für Träger Nr. 2, sodass sich gegenüber dem Normalzustand mit 17,0 mt für Träger Nr. 1 eine Sicherheit gegen Bruch von 2,6 und für Träger Nr. 2

eine solche von 3,0 ergibt. Die zugeordneten Querkräfte betragen 43,5 t bzw. 50,6 t. Die Bruchmomente lassen sich auch rechnerisch ermitteln nach der EMPA-Formel, der die Voraussetzung zu Grunde liegt, dass im Bruchzustand die Streckgrenze  $\sigma_s$  im gesamten Stahlträgerquerschnitt  $F_e$  erreicht wird und gleichzeitig die Prismen-Druckfestigkeit  $p\beta_d$  in der gesamten Druckpartie der Betonplatte mit der Breite  $b$ . Da die Zugkraft  $Z$  im Stahlträger  $= F_e \sigma_s$  gleich ist der Druckkraft  $D$  im Beton  $= x b p\beta_d$ , ergibt sich  $x = \frac{F_e \sigma_s}{b p\beta_d}$ . Das Bruchmoment des Verbundträgers ist gleich der Zugkraft  $Z$  mal dem Hebelarm der inneren Kräfte  $y_v$  des Verbundträgers:

$$M_{\text{Brueh}} = \frac{F_e \sigma_s}{Z} \underbrace{\left( h - \frac{8}{15} x \right)}_{u} = F_e \sigma_s \left( h - \frac{8}{15} \frac{F_e \sigma_s}{b_p \beta_d} \right)$$

Für den Träger Nr. 2 beträgt der Unterschied im Bruchmoment zwischen Messung und Rechnung  $1\%$ .

Während dem Belastungsvorgang, ausgehend von der normalen Belastung  $N$  bis zum Bruch, waren deutlich folgende drei Phasen zu erkennen: Phase 1: Bis zum sichtbaren Loslösen der Betonplatte vom Obergurt des Stahlträgers,  $P \geq 1,25 N$ ; erste gegenseitige, messbare Verschiebung. Phase 2: Bis zum Fliessbeginn des Stahlträger-Untergurts  $P \geq 2,0 N$ . Phase 3: Bis zum Fliessen des ganzen Stahlträger-Querschnitts  $P_{\max} \geq 2,65 N$ ; es tritt Erschöpfung ein, wobei die max. Belastung erreicht wird.

Die Haftspannung unmittelbar vor dem Loslösen der Betonplatte vom Stahlträger, d. h. am Ende der Phase 1, war nach den Versuchen 25 % höher als die Schubspannung im normalen Zustand und betrug somit  $1,25 \cdot 48,5 = 60,6 \text{ kg/cm}^2$ . Erst nach deren Überschreitung kamen die Dübel voll zur Wirkung. (Forts. folgt)

(Forts. folgt)