

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. — Nekrologe: Carl Griot. Eugen Lorétan. 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 Verbandsorgane 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

Inhaltsübersicht: Begriffsbestimmung. Schub Sicherungen. 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 Δl 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 gestaut 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 α_v am Auflager und damit die Durchbiegung f_v des Verbundträgers werden somit kleiner als α und f im reinen Stahlträger. Durch die kleinere Durchbiegung wird die verstärkende Wirkung der Betonplatte offensichtlich.

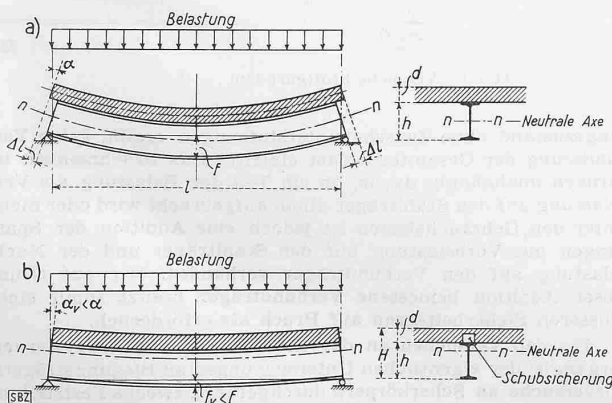


Abb. 1. a) Stahlträger ohne Verbindung mit der Betonplatte
b) Stahlträger mit der Platte verbunden

Schub Sicherungen

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. *Schub Sicherungen*. 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 Schubverankerung durch Nietung bzw. Schweissung gebildet wird, und andererseits mit der Dübelverbindung des verdübelten Trägers im Holzbau.

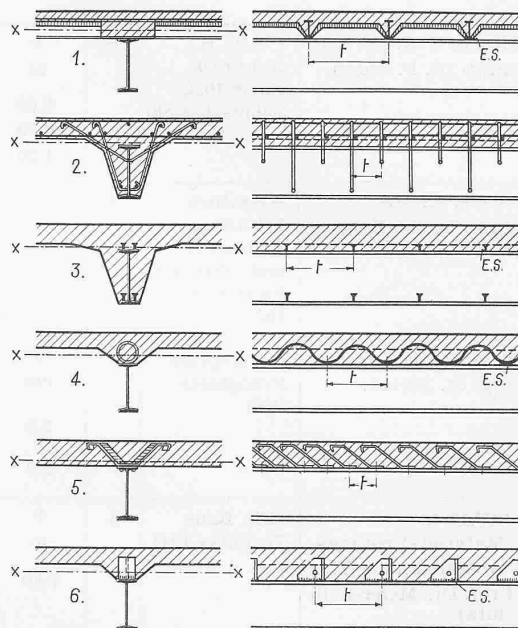


Abb. 2. Die konstruktive Ausbildung der Schub Sicherungen verschiedener in der Schweiz ausgeführter Verbundträger

In den Ausführungen 1, 3 und 6 bestehen die Schub Sicherungen aus *steif* mit dem Stahlträger verbundenen Dübeln, die aus der Längsschubkraft vorwiegend Druckkräfte erhalten, während die Schub Sicherungen 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 Schubverankerung. 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 Betonvoute wird zweckmässig durch Längsrundisen gegen Rissbildung gesichert, die zugleich als Halte-Eisen der durch den Steg gesteckten Bügel dienen.

Die Verbindung der Schub Sicherungen mit dem Stahlträger erfolgt am einfachsten mittels *Schweissung*. Die Befestigung durch Schrauben oder Niete 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 benützen, 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 Berichten 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 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	M mt	kg/cm^2	b m	mt	mt	Auf den oberen Flansch geschweisste Flacheisen
				0,60	1,95	65	0,60	5,31	5,45	
				0,90	2,03	53	0,90	5,48	5,69	
				1,20	2,09	46	1,20	5,55	5,82	
1934	Zürich, EMPA (Prof. Dr. M. Roß)	«Ossature Métallique», Brüssel 1934 und «Schweiz. Bauzeitung» 1934	4	1,0	1,47	48	1,0	4,27	4,23	α -Spirale
1935	Paris, Ecole Centrale (Ing. M. Blévoit)	«Entreprise Française» 1935	5	d cm	M mt		d cm	M mt		Durch den Steg gesteckte Bügel
				2,5	1,05	53	2,5	3,02	3,09	
				8,0	1,24	49	8,0	3,58	3,79	α -Spirale
1940	Stuttgart, Material-Prüfungs-Anstalt an der T. H. (Prof. Dr. Meier-Leibnitz)	«Die Bau-Technik» 1941	6	b m	M mt		b m	M mt		Auf den oberen Flansch geschweisste Rundeseisen-Bügel
				0,80	7,33	58	0,80	19,70	19,70	

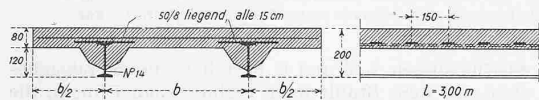


Abb. 3. Versuche Zürich 1932

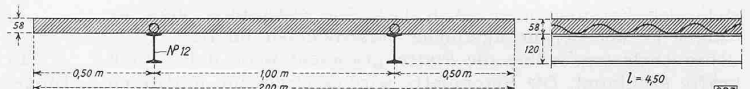


Abb. 4. Versuche Zürich 1934

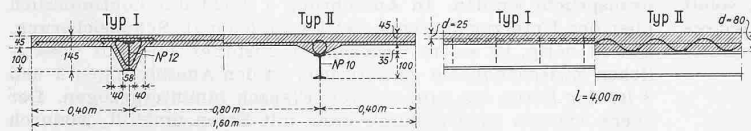


Abb. 5. Versuche Paris 1935

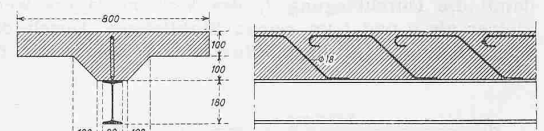


Abb. 6. Versuche Stuttgart 1940

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^2 und $n = 10$. Die Tabelle enthält ferner die Würfeldruckfestigkeit $w\beta_d$ des Betons und die Streckgrenze σ_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 Schub Sicherungen 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 kg/cm^2 infolge von angehängten Lasten geprüft worden. Hierbei zeigte sich, dass durch die Vorbelastung, wie sie sich z. B. im Betonie-

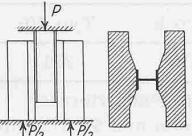
rungszustand ohne Zwischenunterstützungen ergibt, keine Verminderung der Gesamtbruchlast eintritt. Das Bruchmoment ist darnach unabhängig davon, ob ein Teil der Belastung als Vorbelastung auf den Stahlträger allein aufgebracht wird oder nicht. Unter den Gebrauchslasten ist jedoch eine Addition der Spannungen 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 Schub Sicherung.

Die Versuche in Paris 1935 und in Stuttgart 1940 umfassten ausser Versuchen mit maximalem Biegemoment auch Versuche mit maximaler Querkraft durch unsymmetrische Einzel lasten.

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 kg/cm^2 , verhielt sich unter diesen Last-Veränderungen wie ein statisch beanspruchter Träger. Der zweite Träger, mit einer oberen Spannungsgrenze für 2500 kg/cm^2 , zeigte nach 100 Lastwechseln starke Verschiebungen zwischen Stahlträger und

Tabelle II: Statische Versuche mit 8 verschiedenen Schubkörpern



Mittelwerte $\left\{ \begin{array}{l} \text{aus 4 Versuchen bei Typ 1} \\ \text{aus 2 " " " 2 bis 8} \end{array} \right. \begin{array}{l} \text{Dosierung } 300 \text{ kg/m}^3 \\ \text{" " " " " 270 kg/m}^3 \end{array}$

Typ Nr	Ausführung der Dübel	Bruchlast pro Einzel- dübel P_{max}	Risslast bei der ersten Rissbildung pro Einzel- dübel t	Beton- Festigkeits- alter 28 Tage $w \beta_d$	Rechnerische Spannungen	
					Beton- Pressung unter den Dübeln β_d	Schub- Spannung der Dübel- Schweissnaht τ_{max}
1		311	23,8	276	778	2395
2		282	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

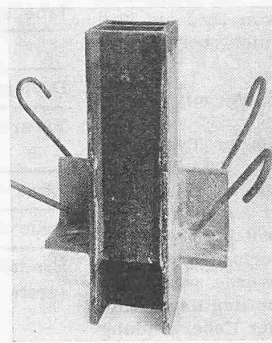


Abb. 7. Schubkörper (Typ 9)

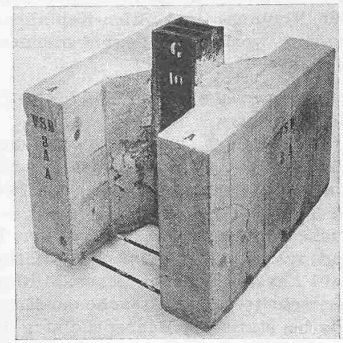


Abb. 8. Fertiger Schubkörper NB. Um eine Zerstörung des I-Steges zu verhüten, wurden zwei zusätzliche Stege zwischen die Flanschen geschweisst. Auf unsern Zeichnungen sind diese weggelassen

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 EMPA 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 EMPA, der Ende August 1944 erschienen ist, 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 begleitenden 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, Dübelschub nach oben
- Typ 2 Halbierte I NP 14, 6 cm hoch, Dübelschub 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 Rundeisen Ø 14 mm, 490 mm lang
- Typ 6 Verankerungen aus Flacheisen 40 x 8, 460 mm lang
- Typ 7 wie Typ 1 aber mit zusätzlicher Rückverankerung aus Rundeisen Ø 10 mm, 880 mm lang
- Typ 8 wie Typ 2 aber mit zusätzlicher Rückverankerung aus Rundeisen Ø 10 mm, 880 mm lang

Die Befestigung der Schubkörper 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 Rundeisen 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 hyperpolischen 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

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 Schubkörper aus senkrecht auf den Steg geschweissten Flacheisen bestanden. Da die Art und Weise der Lastübertragung und ferner die als Verstärkung wirkende Streckmetall-Verkleidung 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 schwingenden 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 Schubkörpern 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 Schubkörpern wurde an der EMPA bereits schon 1935 für ein bestimmtes Brücken-Objekt geprüft; die Ergebnisse jener Versuche wurden jedoch seinerzeit nicht veröffentlicht.

eine rechnerische Schubbeanspruchung, als Mittelwert der Flanken- und Stirn-Kehlnähte, von 2885 bis 3080 kg/cm², 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 geschweissten Dübelanschlusses hat sich als Mittelwert der Flanken- und Stirnnähte, ohne Berücksichtigung des Biegemomentes, unter der Ermüdungslast zu 645 bis 685 kg/cm² 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 Beton-Platte 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 cm^3 auf Unterkante Stahlträger. Auf Grund der bei den Vorversuchen an Schubkörpern gesammelten Erfahrungen sind für die Dübel aufgeschweisste Winkel bzw. $\frac{1}{2}$ INP 18 verwendet worden, im Abstand von 30 bzw. 25 cm, die mittels durch die Dübel gesteckte schräge Rundeisen $\phi 10 \text{ mm}$ 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 $\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = 1400 \text{ kg/cm}^2$ (Vergleichspannung) und von 60 kg/cm^2 im Beton zu erreichen, war eine Nutz-

Tabelle III: Ergebnisse der Ermüdungsversuche an Schubkörpern

			Typ 9	Typ 10
Dosierung	kg, m ³		270	270
Verarbeitung			Mit Nadelvibrator $\phi 45 \text{ mm}$ und 6400 U/min	
Alter der Druckproben	Tage		7	7
Druckfestigkeit $\sigma_{\beta d}$	kg/cm ²		420	420
Ermüdung (erste Haarrisie)	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 ²	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 ²	440	354

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

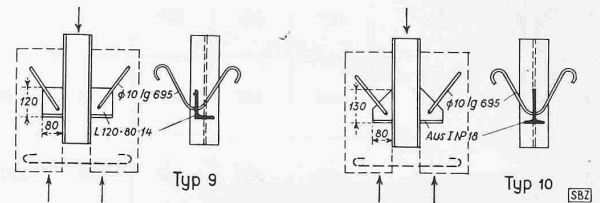


Abb. 9. Schubsicherungen Typ 9 und 10

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, Querkkräfte, Dübelkräfte und rechnerischen Spannungen gehen aus Abb. 12 hervor.

Die Festigkeitswerte und Verformungseigenschaften des verwendeten Baustahles «St N» und des hochwertigen Betons sind in der Hauptsache 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^2 dargestellt. Die durch Messung ermittelte Lage der Nulllinie von $x = 9,94 \text{ cm}$ ergibt

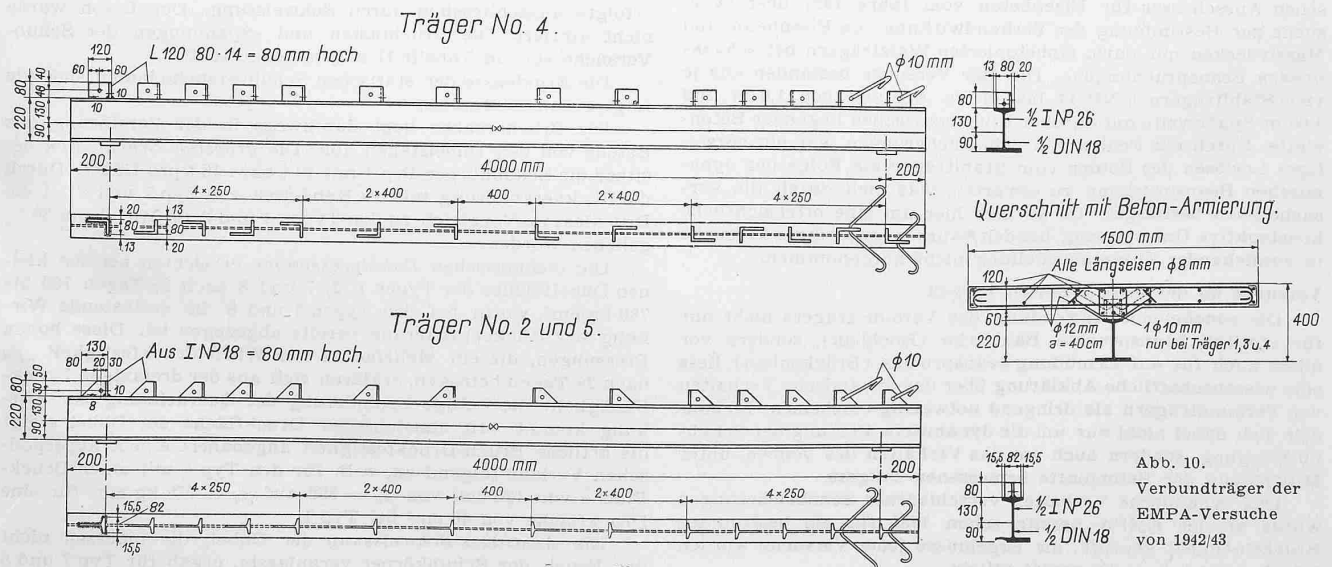


Abb. 10.
Verbundträger der
EMPA-Versuche
von 1942/43

