

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 125/126 (1945)
Heft: 3

Artikel: Der Verbundträger
Autor: Albrecht, Alfr.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-83591>

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: 20.01.2026

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

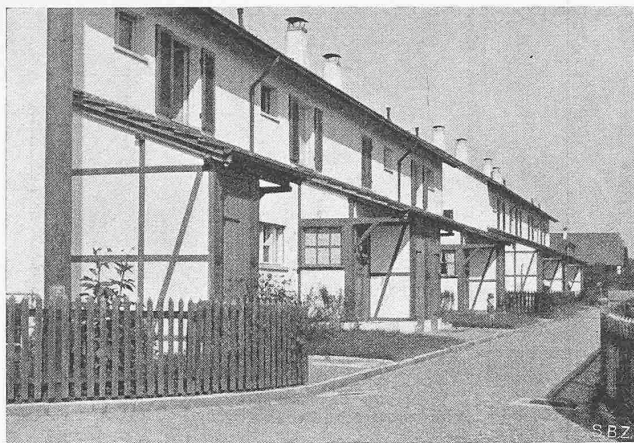


Abb. 8. Eingangsseite der Typen A, aus Osten

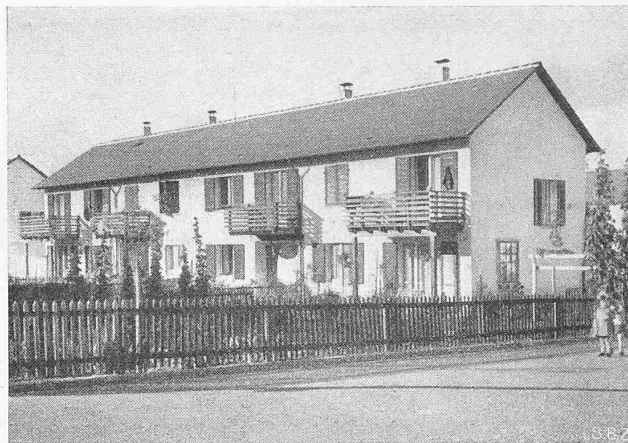


Abb. 9. Vierergruppe Typ A, Vorderfront

gibt verschiedene Anregungen, die die Hausinstallationskontrolle erfolgreich gestalten können. Nach der vom Bundesrat auf Grund des Elektrizitätsgesetzes erlassenen «Verordnung über die Erstellung, den Betrieb und den Unterhalt von elektrischen Starkstromanlagen» vom 7. Juli 1933 gelten für die Kontrolle der Hausinstallationen folgende hauptsächliche Bestimmungen: «Die Besitzer von Hausinstallationen haben diese dauernd in gutem und gefahrlosem Zustande zu erhalten und für die ungesäumte Beseitigung von Mängeln an Apparaten oder Anlageteilen zu sorgen. Das energieliefernde Elektrizitätswerk hat die Anlagen durch fachkundiges Personal in bestimmten, nach der Gefährlichkeit der Räume abgestuften Zeitperioden von 1 bis 3 Jahren für besonders gefährdete Räume, bis höchstens 12 Jahren für Wohnräume auf ihre Uebereinstimmung mit den Vorschriften zu kontrollieren und sich beim Starkstrominspektorat über die Ausübung einer solchen Kontrolle auszuweisen.» Das mit der Durchführung der Hausinstallationskontrolle betraute Personal muss über umfassende Installationspraxis verfügen, denn die Anlagen lassen sich in der Praxis nicht immer genau nach einem Paragraphen der Vorschriften beurteilen. Es gibt sehr viele Grenzfälle, wo der Kontrolleur unter Beachtung der Vorschriften auf Grund seiner Erfahrung und Sachkenntnis und manchmal auch seines Gefühls entscheiden muss. Die Werke sollten Wert darauf legen, ständig einen tüchtigen Stab von Kontrollbeamten heranzubilden. Besonders heute ist die Aufgabe der Kontrolleure durch die vielen kriegsbedingten Änderungen und Ausnahmebestimmungen erschwert. Die schriftliche oder telefonische Anmeldung des Kontrolleurs beim Hausbesitzer hat sich als zweckmässig erwiesen, dagegen soll die Kontrolle selbst nicht in Begleitung des Anlagebesitzers erfolgen, damit der Kontrolleur ungestört und unbeeinflusst arbeiten kann. Die Kontrolle der Hausinstallationen umfasst die Isolationsmessung der Anlage bei den Hauptsicherungen, das Öffnen der Verbindungsboxen, die Kontrolle der Steig- und Verteilungen, die Prüfung der Sicherungen auf Zustand, richtige Bezeichnung und Grösse und die Kontrolle, ob (leider immer wieder anzutreffende) Ueberbrückungen von defekten Patronen durch Staniol oder Nägel usw., alte, wackelige Schalter und ausgeleierte Steckdosen (starke Radiostörer), ausgerissene oder verletzte Leitungsschnüre, zu lange Verlängerungskabel, niedere statt hohe Fassungsringe oder den Vorschriften nicht entsprechende Bügeleisenständer vorhanden sind. Weitere häufige Fehler sind unrichtig angeschlossene Schalter, nur einpolig abschaltbare Anlagen in Ställen und Scheunen, unsachgemäss installierte Anschlussleitungen für

Radioapparate, Vergehen gegen die Tarifvorschriften, falsch eingestellte Motorschutzschalter. Besondere Aufmerksamkeit ist denjenigen Fehlern zu schenken, die zu Brandgefahr führen können. Ueber jede untersuchte Anlage hat der Kontrolleur für das Werk einen Bericht auszufertigen, der als Unterlage dient für den Bericht an den Abonnenten, in dem ihm eine Frist für die Behebung der festgestellten Mängel gestellt wird. Fehler, die Brand- oder Personengefahr verursachen können, wie auch Vergehen gegen die Tarifvorschriften sind sofort oder längstens innert einer Woche zu beheben, weniger gefährliche Mängel innert einem bis zwei Monaten. Nach Ablauf des gestellten Termins findet eine Nachkontrolle meist nur statt, wenn spannungsführende Teile berührbar sind, bei sachgefährlichen Installationsstellen oder schlechtem Isolationswiderstand, sowie bei Tarifvergehen. Werden die Anlagen nicht innerhalb der gesetzten Frist instandgestellt, so ist das Elektrizitätswerk berechtigt, und bei Vorhandensein einer unmittelbaren Gefahr sogar verpflichtet, die Energielieferung einzustellen. Die Erfahrung lehrt, dass viele Abonnenten auf die Kontrollberichte der Werke nicht stark oder überhaupt nicht reagieren, weil sie glauben, eine Instandstellung ihrer Anlage sei nicht notwendig, da die Anlage ja bisher trotz ihres mangelhaften oder mitunter sogar licherlichen Zustandes noch keine Störungen oder Unfälle verursacht habe. Der Anlagebesitzer hat aber selbst das grösste Interesse an einer einwandfreien elektrischen Installation, weil ja durch die von mangelhaften Installationen verursachte Brand- und Personengefahr in erster Linie er selbst Schaden leiden würde.

Der Verbundträger

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

(Fortsetzung von S. 15)

b) Dynamische Versuche mit Verbundträgern (Brückenbau)

Es wurden drei Träger Nr. 3, 4 und 5 mit den gleichen Abmessungen des Stahlträgers und der Betonplatte wie die statisch geprüften Träger Nr. 1 und 2 dynamisch, d. h. auf Ermüdung, untersucht (Abb. 10, S. 14). Ausbildung und Abstände der Dübel der Träger Nr. 3 bzw. 5 entsprechen jenen der Träger Nr. 1 bzw. 2, während die Winkeldübel des Trägers Nr. 4 aus Profil 120 · 80 · 14 bestehen, 8 cm hoch im Abstand von 25 cm statt 30 cm. Die Festigkeits- und Verformungseigenschaften des verwendeten Betons und Baustahls entsprechen angenähert denjenigen der Träger Nr. 1 und 2 (Tabelle IV, S. 15).

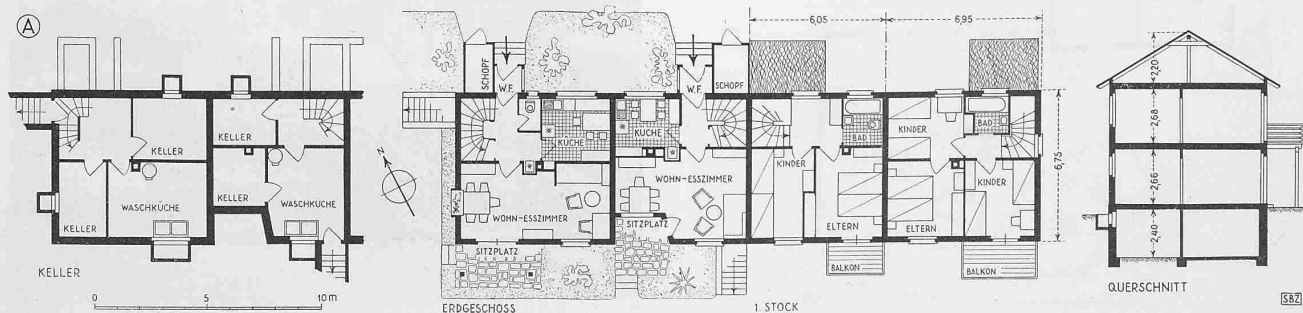


Abb. 6. Grundrisse und Schnitt der Vierhäusergruppen Typ A

Masstab 1:300

GEMEINDE-WOHNBAUTEN DER STADT BERN AUF DEM STAPFENACKER IN BÜMLIZ

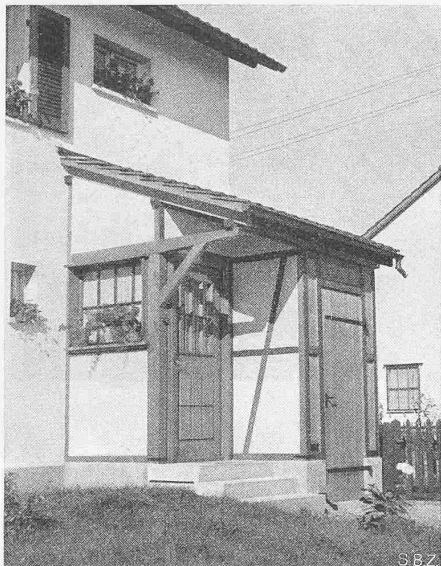


Abb. 10. Eingang und Schöpfli Typ A



Abb. 11. Eingangsseite an der Stapfenstrasse, Typen A, hinten Typen B

Die Versuche wurden durchgeführt mit zwei Pulsatoren Amsler'scher Bauart; die Anzahl der vollen Lastwechsel betrug 250 pro Minute. Die Versuchsanordnung und Messeinrichtung ist aus Abb. 14 (S. 32) ersichtlich. Für den Träger Nr. 4 sind gemäss Abb. 15 drei verschiedene Laststufen mit zwei Lasten von je 24,5 t untersucht worden mit folgenden maximalen Querkraften einschliesslich Eigengewicht:

$$\begin{aligned} \text{Laststufe 1: } Q_{\max} &= 24,5 + 1,0 = 25,5 \text{ t} \\ \text{Laststufe 2: } Q_{\max} &= 1,25 \cdot 24,5 + 1,0 = 31,7 \text{ t} \\ \text{Laststufe 3: } Q_{\max} &= 1,50 \cdot 24,5 + 1,0 = 37,8 \text{ t} \end{aligned}$$

Die in Stufe 3 auftretende Maximalquerkraft ist somit 2,23 mal grösser als die Querkraft von 17,0 t im Normal-Zustand; die Dübelkraft beträgt somit $13,7 \text{ t} \cdot 2,23 = 30,6 \text{ t}$.

Die Ergebnisse der Ermüdungsversuche des am zweckmässigsten bemessenen Trägers Nr. 4 mit vibriertem, hochwertigem Beton von $p_{\beta d} = 400 \text{ kg/cm}^2$ sind folgende:

Die Bruchursache lag im Ermüdungsbruch der Stirn-Kehl-naht-Einbrandzone des zweiten Winkelleisen-Dübels an den Stahl-Träger. Die Erschöpfung durch Ermüdung stellte sich bei einer Überlastung von 75 % über die Normal-Last ein, d. h. der Sicherheitsgrad beträgt 1,75, ist somit grösser als die erforderliche Sicherheit gegen Ermüdung von 1,5. Aus dem Vergleich des dynamisch untersuchten Trägers Nr. 4 mit dem statisch geprüften Träger Nr. 2 ergibt sich die Sicherheit gegen Ermüdung zu 60 % von derjenigen gegen statischen Bruch. Die Überwindung der dynamischen Haftfestigkeit durch Schub zwischen Betonplatte und Stahlträger erfolgte bei 75 % der Normal-Last oder beim Ueberschreiten der Haftspannung von $0,75 \cdot 48,5 = 36,4 \text{ kg/cm}^2$ entsprechend 60 % der statischen Haftfestigkeit von $60,6 \text{ kg/cm}^2$. Die Durchbiegungen (Abb. 15) zeigen einen ähnlichen Verlauf wie bei statischer Beanspruchung, nur sind sie bei Beanspruchung auf Ermüdung grösser und nehmen zu mit steigender Zahl der Lastwechsel.

Zulässige Spannungen für Verbundträger als Ergebnis der Versuche an der EMPA 1942/43

Auf Grund der vorstehend beschriebenen statischen und dynamischen Versuche an Scherkörpern und Biegungsträgern hat Prof. Dr. M. Roß im EMPA-Bericht Nr. 149 die von ihm als zulässig erachteten Spannungen des Verbundträgers festgesetzt lt. Tabelle V (S. 33). Der Sicherheitsgrad gegen Ermüdung hat 1,5 bis 1,75 zu betragen. Die für Brücken aufgeführten Werte σ_u beziehen sich auf die Ursprungsfestigkeit d. h. $A/B = 0$. Sie sind zu multiplizieren mit dem Klammerwert $(1 + 0,3 A/B)$. Für A ist der kleinste und für B der grösste Grenzwert der auftretenden Momente mit den entsprechenden Vorzeichen einzusetzen. Für Brücken sind in obiger Tabelle keine zulässigen Spannungen bei Verwendung von normalem Beton vorgesehen, weil hierfür in der Regel nur hochwertiger Beton in Betracht kommt.

Die statischen Querschnittsgrössen und Spannungen des Verbundträgers

Die Nulllinie $n - n$ des Verbundträgers, d. h. der Abstand x der Schwerlinie vom gedrückten Trägersrand (Spannungsdiagramm Abb. 16), wird ermittelt wie beim schlaff armierten Träger (Eisenbeton), indem die Fläche der Stahlträger-Armierung mit dem $n = E_s : E_b$ -fachen Werte in Rechnung gesetzt wird. Der Abstand x ist somit unabhängig von der Steifigkeit J_s des Stahl-Trägers und stimmt deshalb überein mit demjenigen des schlaff armierten Trägers von gleichem Stahl- und Betonquerschnitt, sowie gleicher Nutzhöhe h .

Das Trägheitsmoment J_v des Verbundträgers ermittelt sich nach der bekannten Beziehung

$$J_v = J_b + n J_s + n F_s (h - x)^2$$

worin F_s den Stahlquerschnitt bedeutet, J_s und J_b die Trägheitsmomente des Stahlträgers und der Betonplatte, bezogen auf die Nulllinie. J_s und F_s werden mit dem n -fachen Werte berücksichtigt. Im Trägheitsmoment J_v kommt somit, gegenüber dem schlaff armierten Träger, die Steifigkeit der Stahlträgerarmierung zum Ausdruck.

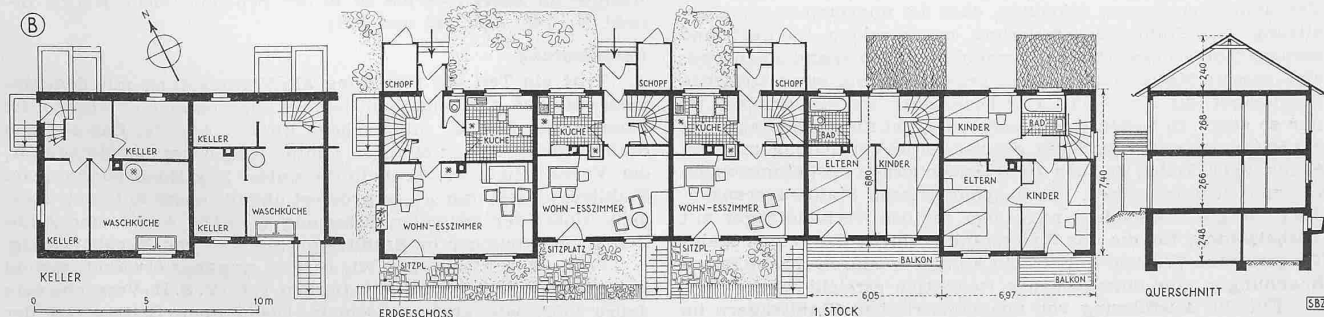


Abb. 7. Grundrisse und Schnitt der Fünfhäusergruppe, Typ B

Masstab 1 : 300

Der Anteil der n -fachen Stahlträger - Steifigkeit gegenüber derjenigen des Verbundträgers, d. h. der Wert $nJ_s/J_v = i$, kann theoretisch unendlich viele Werte von 0 bis 1 annehmen. Im ersten Grenzfall wird das Trägheitsmoment der Armierung J_s zu Null, d. h. der Stahlträger verliert seine Steifigkeit und wird somit zur schlaffen Armierung des Eisenbetonträgers. Im zweiten Grenzfall wird das Trägheitsmoment J_b der Betonplatte zu Null, weshalb das Trägheitsmoment J_v des Verbundträgers gleich wird dem des Stahlträgers J_s ohne Betonplatte.

Die Widerstandsmomente des Verbundträgers W_{v_o} und W_{v_u} , bezogen auf die obere und untere Randfaser, ergeben sich in bekannter Weise aus dem Trägheitsmoment J_v , geteilt durch die zugeordneten Randabstände, somit:

$$W_{v_o} = \frac{J_v}{x} \text{ (Beton)}; \quad W_{v_u} = \frac{1}{n} \frac{J_v}{(h - x + s)} \text{ (Stahl)}$$

Die Spannungen des Verbundträgers σ_{v_o} und σ_{v_u} in der gedrückten und in der gezogenen Randfaser betragen darnach:

$$\sigma_{v_o} = \frac{M}{W_{v_o}} \text{ (Beton)}; \quad \sigma_{v_u} = \frac{M}{W_{v_u}} \text{ (Stahl)}$$

Die Betonspannung ist kleiner als beim schlaff armierten Träger mit gleicher Nutzhöhe h , weil im Trägheitsmoment J_v des Verbundträgers die Steifigkeit der Stahlträgerarmierung J_s enthalten ist. Für die Stahlrandspannung steht indessen dem grösseren Trägheitsmoment J_v ein um die Höhe s grösserer Randabstand gegenüber.

Da der Verbundträger, wie erwähnt, eine Konstruktion darstellt, die zwischen dem Stahlträger und dem Eisenbetonträger liegt, lassen sich seine Randspannungen aus dem äusseren Moment M auch darnach zerlegen wie folgt: 1) In die Spannungen σ_1 in einem Eisenbetonträger mit den gleichen Querschnittsabmessungen wie der Verbundträger, wobei jedoch die Stahlarmierung schlaff im Schwerpunkt des Stahlträgers wirkend gedacht ist; 2) In die Spannungen σ_2 in der biegezugfesten Stahlträgerarmierung.

Das auf den biegezugfesten Stahlträger entfallende Moment M_2 hängt ab von seiner Steifigkeit gegenüber dem Verbundträger und ist gleich $M \frac{nJ_s}{J_v}$, weshalb das für den Eisenbetonträger

verbleibende Moment M_1 sich ergibt zu $M \left(\frac{J_v - nJ_s}{J_v} \right)$; $M_1 + M_2 = M$.

Die Randspannungen ohne Vorbelastung können darnach, unter Beachtung der Abb. 16, auch wie folgt ausgedrückt werden:

$$\text{Beton: } \sigma_{v_o} = 2M \left(\frac{1-i}{y b d} \right) \quad \text{gültig für } x \leq d$$

$$\text{Stahl: } \sigma_{v_u} = M \left(\frac{1-i}{y F_0} + \frac{n s}{J_v} \right) \quad i = \frac{n J_s}{J_v}$$

Die obere Randspannung σ_{v_o} im Beton nimmt somit ab mit der Vergrößerung von i , y , b und d , während die untere Randspannung σ_{v_u} im Stahlträger umso kleiner wird, je grösser i , y , F_s und J_v werden und je kleiner s ist.

Unsymmetrische Ausbildung der Stahlträgerarmierung

Die letztgenannten Gleichungen der Randspannungen des Verbundträgers lassen erkennen, dass die unsymmetrische Ausbildung der Stahlträgerarmierung mit starkem Zuggurt und reduziertem Druckgurt eine Verminderung der Spannungen bzw. eine bessere Materialausnutzung gegenüber dem symmetrischen Stahlträger zur Folge hat. Der Druckgurt des Stahlträgers ist nur so stark zu bemessen, als notwendig ist für die Auflagerung der Betonplatte und zu deren schubfester Verbindung mit dem Stahlträger. Dabei ist auch die Knicksicherheit im Betonierungszustand zu untersuchen. Die unsymmetrische Stahlträgerausbildung ist ganz besonders angezeigt für den Verbundträger mit Vorbelastung, für die das Widerstandsmoment des reinen Stahlträgers ohne Verbund in Betracht kommt, wodurch für die Randspannung σ_3 eine entsprechende Reduktion erreicht wird.

Für die Ausführung von unsymmetrischen Stahlträgern im Verbund ist die Schweissung besonders geeignet, indem z. B.

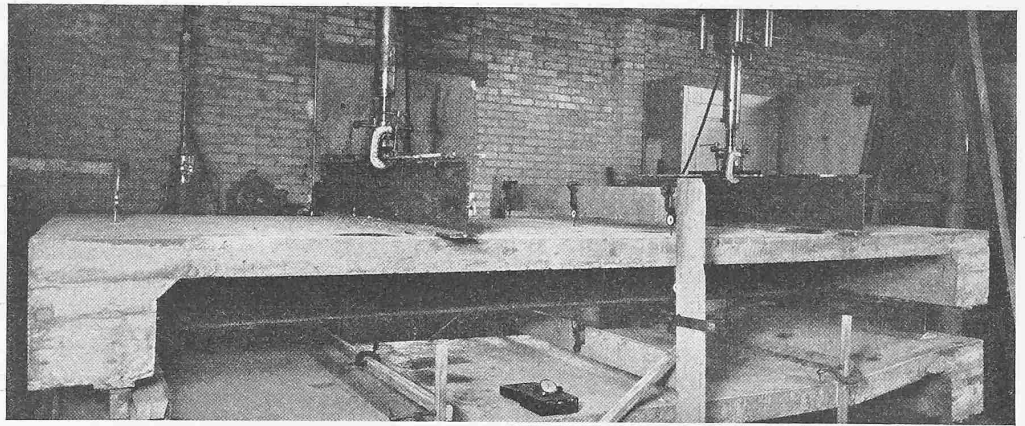


Abb. 14. Verbundträger Nr. 3. Biege-Ermüdungsversuch im Amsler-Pulsator

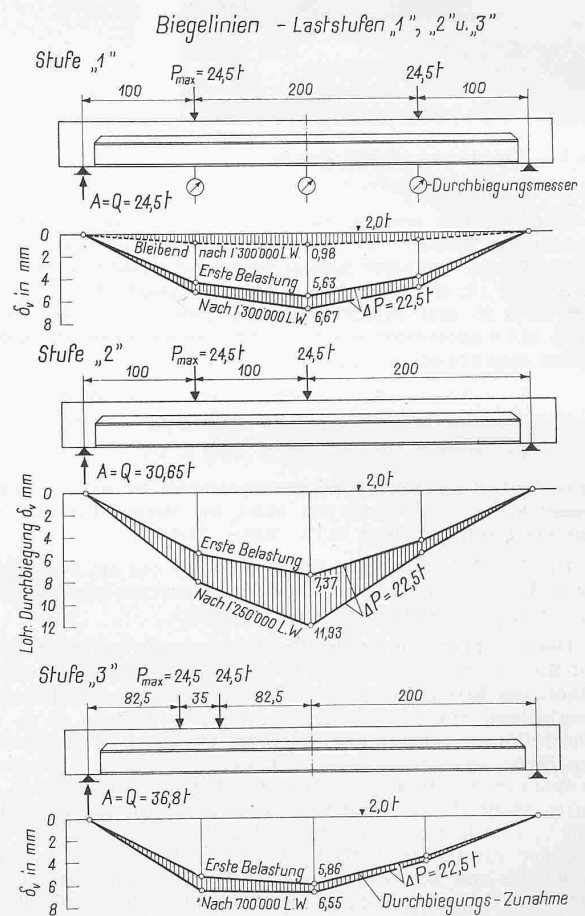


Abb. 15. Verbundträger Nr. 4. Ermüdungsversuch

halbierte Walzträger verschiedener Stärke zusammengeschweisst werden, wenn nötig mit dazwischengeschweisstem Blech. Die erste in diesem Sinne ausgeführte Anwendung im Brückenbau erfolgte im Jahre 1938 bis 39 in der Schweiz (siehe EMPA-Bericht Nr. 149, Abb. 113 und 115).

Vorbelastung

Tritt ein Teil der Belastung als Vorbelastung mit dem Momente M_3 auf, z. B. aus dem Betonierungszustand, so werden die Momente M_1 und M_2 entsprechend kleiner, Abb. 16. Das auf den Stahlträger wirkende Moment nimmt jedoch um das Momente M_3 der Vorbelastung zu, weshalb die untere Zug-Randspannung im Stahlträger sich um σ_3 vergrössert und die obere in Druck übergeht. Unter der normalen Belastung entsteht somit eine Addition der Spannungen im Stahlträger aus Vor- und Nachbelastung.

Prof. Dr. F. Stüssi hat, wie bereits eingangs erwähnt, sowohl in seinem Bericht über die statischen T. K.-V. S. B.-Versuche vom Jahre 1932, wie auch in seinem Diskussions-Beitrag an der EMPA-Tagung über die Verbundbauweise im Mai 1944 darauf

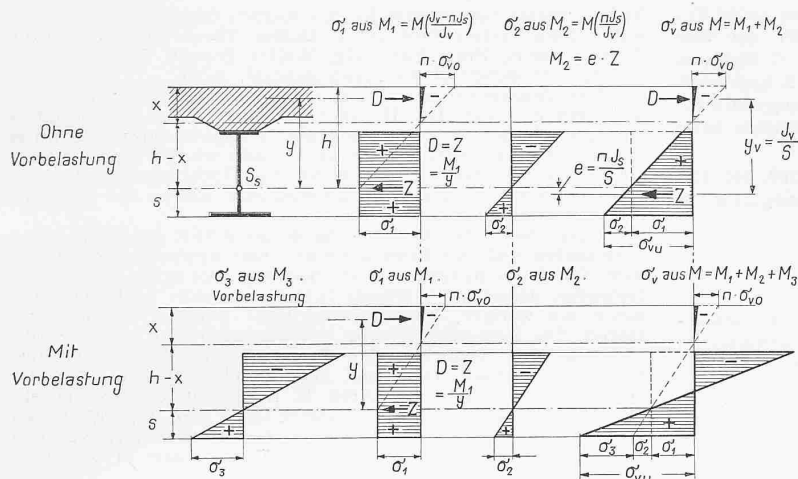


Abb. 16. Spannungsdiagramm des Verbundträgers

hingewiesen, dass das Bruchmoment unabhängig davon ist, ob ein Teil der Belastung als Vorbelastung auf den Stahlträger allein aufgebracht wird (z. B. im Betonierungszustand) oder nicht. Die Begründung hierfür liegt darin, dass dieser plastische Bruch dann eintritt, wenn der Stahlträger sich ganz oder wenigstens zum grössten Teil im Fließzustand befindet, wie dies in der ebenfalls erwähnten Formel des rechnerischen Bruchmomentes zum Ausdruck kommt. Diese Feststellung lässt sich auch aus dem Vergleich der Gesamt-Spannungsdiagramme der Abb. 16, ohne und mit Vorbelastung, erklären, indem der im Normalzustand grösseren Zugspannung bei Vorbelastung andererseits eine Spannungsreserve im gedrückten Stahlträgerflansch gegenübersteht, bis die Fließgrenze im gesamten Stahlträgerquerschnitt erreicht wird.

Während die vorstehend erwähnte Vorbelastung sich für den normalen Zustand des Trägers spannungserhöhend auswirkt, besteht andererseits die Möglichkeit, auf den Verbundträger spannungsvermindernde Vorbelastungen aufzubringen, z. B. durch künstlich erzeugte negative Momente infolge Absenkung der Endauflager beim kontinuierlichen Träger. Diese Massnahme ist im Stahlbau längst bekannt. Sie lässt sich jedoch beim Verbundträger praktisch in einfacherer Weise ausführen, weil die Verformbarkeit des weniger steifen Stahlträgers im Verbundträger wesentlich grösser ist als diejenige des reinen Stahlträgers. Ferner kann der Gedanke des Expansiv-Betons, der in neuester Zeit im Eisenbetonbau verwirklicht wurde, auch auf den Verbundträger angewendet werden, als spannungsvermindernde Vorbelastung. Ing. H. Lossier hat hierüber im «Génie Civil» vom 1. Mai 1944 neueste französische Versuche mit steifer Bewehrung veröffentlicht. (Schluss folgt)

Tabelle V: Zulässige Spannungen für Verbundträger nach EMPA 1942/43

	Statische Beanspruchung (Hochbau)	Dynamische Beanspruchung auf Ermüdung (Brückenbau)	
	Haupt- und Zusatzlasten	Hauptlasten	Haupt- und Zusatzlasten
	σ_{zul} kg/cm ²	$\sigma_{u zul}$ kg/cm ²	$\sigma_{u zul}$ kg/cm ²
Betonplatte auf Druck			
Normaler Beton	70		
Hochwertiger Beton	100	75	90
Dübel-Pressung auf den Beton, örtlich.			
Normaler Beton	125		
Hochwertiger Beton	170	125	150
Dübel-Schweissnähte auf Abscheren	750	450	520
Stahlträger auf Zug im Hochbau			
Zuggurt voll oder genietet	1840		
Zuggurt geschweisst	1610		
Stahlträger auf Zug im Brückenbau			
Zuggurt voll, ungelocht		1400	1600
Zuggurt genietet oder geschweisst		1200	1400

MITTEILUNGEN

Holzkohle-Generatoranlage auf einem Sportflugzeug. Einige schweizerische Sportflieger, die trotz Benzinmangel im Training bleiben wollten, entschlossen sich, ein Versuchsflugzeug Ac 4 mit Argusmotor As 8 auf Holzkohlegeneratorbetrieb umzubauen, worüber E. Wyss in der «Aero-Revue» Bd. 19 (1944), Nr. 11 ausführlich berichtet. Der Generator ist stehend im Rumpf hinter dem Führersitz eingebaut. Der Kohleeinfülldeckel ist dem Rumpfobergurt bündig; der Aschenraumdeckel ragt etwas aus der Rumpfunterseite heraus, ist so gut zugänglich und gekühlt. Neben dem Generator befindet sich der Zyklon-Grobreiniger. Der Generatorraum ist mit Leichtmetallblechen ausgekleidet. Vom Zyklon gehen die Gasleitungen als Kühlschlangen ausgebildet unter dem Rumpf nach dem Heck und dort in den Feinfilter, der 2,5 m lang im Hinterteil horizontal untergebracht ist. Hierauf gelangt das Gas über ein Mischventil zum Motor. Ein Abgasturbolader ist auf der Rumpfunterseite nahe am Triebwerk mit kurzer Auspuffleitung montiert. Er verdichtet die Vergasungs- und Sekundärluft, die vom Lader auf die Generatordüse bzw. auf das Mischventil gehen. Beharrliche Versuche und zahlreiche Abänderungen ermöglichten schliesslich einen ebenso leichten und sicheren Start wie mit Benzin. Die Ergebnisse lassen erwarten, dass weitere Flugzeuge umgebaut und dass für Sportflugzeuge der Zukunft nur noch die Abgasturbine für die Ausnützung der Abgasenergie in Frage kommt.

Die Beratungsstelle für Abwasserreinigung und Trinkwasserversorgung an der E. T. H. ist finanziell auf einen soliden Boden gestellt worden, indem die eidgenössischen Räte in der Dezembersession, veranlasst durch ein Votum von Nat.-Rat Ing. P. Zigerli, einen Kredit von 200 000 Fr. bewilligt haben, der dem Ausbau der Beratungsstelle dient. Er ermöglicht, deren Personal zu vermehren und dadurch die Aufträge — 1944 wurden deren 80 bearbeitet; die Jahreseinnahmen aus Untersuchungen und Gutachten betragen bereits rd. 45 000 Fr. — beschleunigt zu erledigen. Auch in der Versuchsanlage Werdhölzli wurden grosse Ergänzungsbauten vorgenommen und Versuche finanziert. Der bewilligte Kredit bildet eine Voraussetzung zur Schaffung des Eidg. Amtes für Gewässerschutz, das bald verwirklicht werden dürfte und ein wirksames Instrument der Volkswirtschaft und des Heimatschutzes werden soll (vgl. «Rettet unsere Gewässer» in Bd. 124, S. 126).

Ritterhaus Bubikon. Zum Aufsatz auf S. 5 lfd. Bds. zwei Berichtigungen: Im Ritterhaus war nie eine Baumwollspinnerei eingerichtet, vielmehr wurde das beim Abbruch des Chores der Kapelle zu Beginn des 19. Jahrhunderts gewonnene Bruchsteinmaterial zum Bau einer Baumwollspinnerei in der Nähe des Ritterhauses verwendet. Die Fenster im Rittersaal sind mit Rautenglas (nicht Kantenglas) versehen.

Eine Ausstellung «Bahnhof Bern» im Kant. Gewerbemuseum umfasst Vergangenheit und Zukunft der schwierigen Gestaltung des Bahnhofs Bern in Plänen, Bildern und Modellen, von denen ein grosses die beschlossene Neugestaltung (vergl. SBZ Bd. 124, S. 241*) darstellt. Sie dauert bis Sonntag, 28. d. M.

WETTBEWERBE

Schulhaus und Internat der waadtland. Landwirtschaftsschule in Moudon. Teilnahmeberechtigt sind waadtländische Architekten beliebigen Wohnorts, sowie seit mindestens einem Jahr im Kanton Waadt niedergelassene schweiz. Architekten. Schulhaus für landwirtschaftl. Winterschule mit vier Lehrzimmern zu je 60 Plätzen, samt reichl. Zubehör, Internat für 150 Betten, Haushaltschule u. a. m. Verlangt werden Lageplan 1:1000, Gebäudepläne 1:200, kubische