

Versuche zum Nachweis der Rissebeschränkung bei Verbundträgern

Autor(en): **Schwarz, Leopold**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **IABSE reports = Rapports AIPC = IVBH Berichte**

Band (Jahr): **60 (1990)**

PDF erstellt am: **23.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-46446>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Versuche zum Nachweis der Rissebeschränkung bei Verbundträgern

Tests to Check Crack Containment under Composite Structure Conditions

Vérification de la limitation de la fissuration dans la construction mixte

Leopold SCHWARZ

Assist. Prof.
Techn. Univ. Wien
Wien, Österreich



Leopold Schwarz, Leiter der „Abt. für Angewandte Modellstatik im Stahlbau“ an der TU-Wien, 1963 Diplom und 1967 Promotion an der TU-Wien anschließend Univ. Ass. 1980 Aufbau eines Labors für experimentelle Tragwerksuntersuchung. Gutachtertätigkeit im Stahlbau und Mitarbeit in Normenausschüssen.

ZUSAMMENFASSUNG

Ziel des Versuchsvorhabens war es, die Hauptträger von Verbundbrücken im Bereich negativer Momentenbeanspruchung hinsichtlich des Verhaltens im Gebrauchstauglichkeitsbereich zu prüfen. An drei Versuchsträgern wird der Rissmechanismus der Betonplatte und dessen Einfluss auf das Tragverhalten des Verbundträgers untersucht.

SUMMARY

The purpose of the test project was to examine main girders of composite-type bridges at negative moment loads with regard to their behavior in the range of their performance capability. Three test girders were used to examine the cracking mechanism of the concrete slab and how it affects the load bearing performance of the composite beam.

RÉSUMÉ

Le projet d'essai a eu pour but de vérifier le comportement des moments négatifs des poutres principales de ponts à construction mixte sous charge de service. Le mécanisme de fissuration de la dalle en béton et son influence sur le comportement de la poutre mixte acier-béton sous différentes sollicitations est examiné à l'aide de trois poutres d'essai.



1. EINLEITUNG

Bei über Stützen durchlaufenden Verbundbrücken befindet sich die Betonfahrbahnplatte im Stützenbereich in der Zugzone. Im Hinblick auf eine wirtschaftliche Brückenerhaltung ist die Fahrbahnplatte auf ihre gesamte Länge so auszubilden, daß keine Korrosionsschäden auftreten können.

Die Tendenz, die Risse der Fahrbahnplatte bei Verbundbrücken zu beschränken, geht in letzter Zeit in die Richtung, daß im Bereich der negativen Stützmomente über den Pfeilern eine entsprechende schlaaffe Bewehrung angeordnet wird.

Ziel des in der Folge beschriebenen Forschungsvorhabens war es, den Hauptträger einer Verbundbrücke im Bereich negativer Momente hinsichtlich des Verhaltens im Gebrauchstauglichkeitsbereich zu untersuchen, wobei auch die in ÖNORM B 4502, Abs.3.3.7.2.1 getroffene Annahme bezüglich einer Mindest-Längsbewehrung von $\mu = 0,45\%$ bzw. $0,9\%$ für die Rissebeschränkung in Richtung der Verbundtragwirkung überprüft werden sollte /1/.

2. VERSUCHSTRÄGER

Das Brückensystem, von dem die Versuchsträger abgeleitet sind, entspricht einer Verbundbrücke, ausgebildet als Durchlaufträger mit gleichen Stützweiten von ca. 30 m (Fig.1). Der Querschnitt dieses Tragsystems ist ein offener Hutquerschnitt.

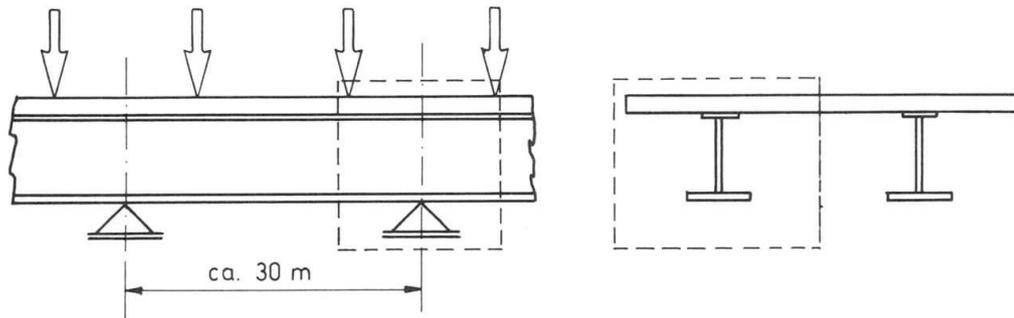


Fig. 1 Belastungsschema der Brücke und Versuchsbereich

Der Versuchsträger wurde als Einfeldträger konzipiert und an den Enden mit je 8 Stück Dywidag-Spanngliedern an einem 200 t schweren Prüfgerüst verankert (Fig.2).

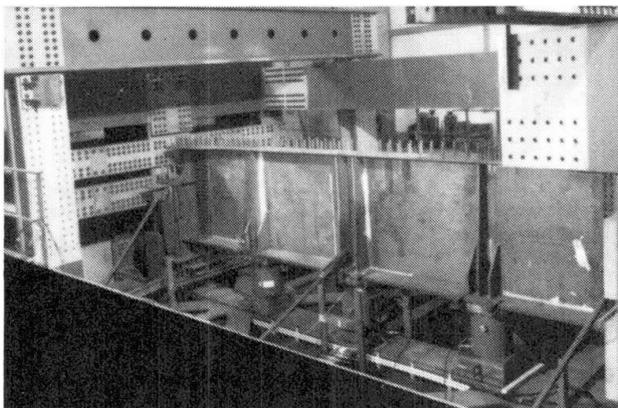


Fig. 2 Stahlträger vor dem Betonieren der Platte

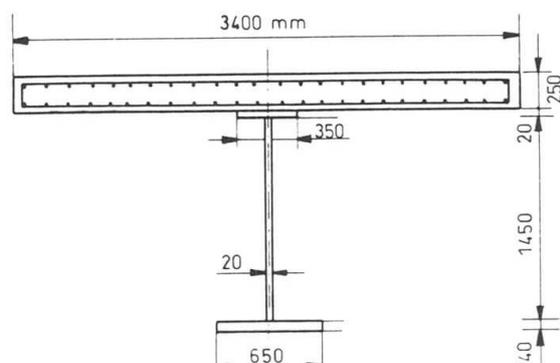


Fig. 3 Querschnitt der Versuchsträger 1 und 2

Damit der Versuchsträger die Originalkonstruktion in ihrem Verhalten wiedergibt, wurde er in der Ebene des Stegbleches mit drei Pressen belastet (Fig.2).

Die Abmessungen des Stahl- und Betonplattenquerschnittes für die drei Versuchsträger sind der Fig.3 zu entnehmen. Die Länge der Versuchsträger betrug 740 cm. Das Material war gemäß ÖNORM für den Stahlträger St360C und für die Betonplatte B400/SA/GK22/K₃.

Die Angaben über die Bewehrung:

obere und untere Längsbewehrungslage für die Träger 1 und 2: Stabdurchmesser 12 mm / Stababstand = 14 cm

Träger 3: Stabdurchmesser 8 mm / Stababstand = 14 cm

obere und untere Querbewehrungslage für die drei Träger:

Stabdurchmesser = 16 mm / Stababstand = 15 cm

Material der Bewehrung: Tempcore TC 55; Betonüberdeckung: 2,5 cm

Kopfbolzendübel: Fabrikat Nelson 7/8", 150 mm lang

3. VERSUCHSERGEBNISSE

Aus /2/ werden hier lediglich die zur Erläuterung des Rißmechanismus wesentlichen Ergebnisse wiedergegeben.

3.1 Betonfestigkeit

Die zur Verfügung stehenden in situ-Festigkeitswerte weisen erheblich kleinere Mittelwerte und größere Streuungen auf als die unter Laborbedingungen aus Probekörpern der selben Mischung ermittelten Betonfestigkeiten.

Zur Bestimmung der Betonfestigkeit bei Erstrißbildung ist die Kenntnis der Eigenspannungen erforderlich.

Die Versuche wurden bei einer Raumtemperatur von $20 \pm 2^\circ\text{C}$ durchgeführt. Sowohl die Hydratationstemperatur als auch die Verfestigung des Betons setzte ca. 5 Stunden nach dem Betonieren ein; die maximale Hydratationstemperatur von ca. $32,4^\circ\text{C}$ wurde nach 20 bis 25 Stunden erreicht; am 21.Tag war sie abgeklungen (Fig.4).

Die maximale Temperaturdifferenz zwischen Oberfläche und Kern der Betonplatte wurde nach 30 Stunden erreicht und betrug 3,8 K; diese Temperaturdifferenz war ebenfalls am 21.Tag abgeklungen. Die maximale Hydratationstemperatur der Probewürfel lag - in Anbetracht des geringen Betonvolumens - ca. 10°C tiefer als die der Betonplatte.

Die maximale Temperatur des Stahlträgerobergurtes betrug $29,1^\circ\text{C}$; die des Stahlträgeruntergurtes war um ca. 10°C geringer.

Zur Ermittlung der Betonzugfestigkeit der Platte ist die Kenntnis der Eigenspannungen erforderlich.

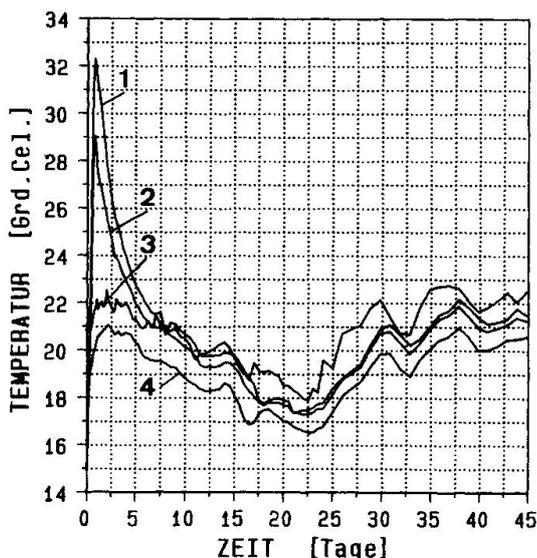


Fig. 4 Temperaturen: Beton-1, Stahltr.Obergurt-2, Halle-3, Stahltr.Untergurt-4



Für die folgende Schätzung der Betonzwangspannungen zufolge Hydratationstemperatur wurde lediglich die Abkühlungsphase berücksichtigt. Die maximale Eigenspannung zufolge Temperaturdifferenz zwischen Oberfläche und Kern der Betonplatte:

$$\sigma_{E, \Delta T} \approx \epsilon_{E, \Delta T} \cdot E_b = 0,039 \text{ KN/cm}^2$$

Der Tabelle 1 sind die Spannungen für eine unterschiedliche Längenänderung von 0,0385 cm zwischen Betonplatte und Stahlträger zufolge Abkühlung zu entnehmen.

Die Kenntnis des Eigenspannungszustandes ermöglicht die Berechnung der maßgebenden Betonzugfestigkeit " β_{zB}^E " in der Plattenrandfaser des Verbundquerschnittes nach /3/ und /4/:

$$\beta_{zB}^E = \left(1 + \frac{3,33 \frac{D_k}{d}}{1 + \frac{d}{6e}}\right) \cdot \beta_z$$

ORT DER SPANNUNGSEINWIRKUNG	HYD.-TEMP. N. 21 TAGEN	SCHWINDEN N. 40 TAGEN
	kN/cm ²	kN/cm ²
BETONPL. OBERKANTE	+0.011	+0.023
BETONPL. UNTERKANTE	+0.023	+0.044
STAHLTR. OBERKANTE	-0.800	-1.577
STAHLTR. UNTERKANTE	+0.148	+0.291

Tabelle 1 Eigenspannungen zufolge Hydratationstemperatur und Schwinden

Die zentrische Zugfestigkeit des Betons " β_z " beträgt bei Träger 1: 0,28 KN/cm²; bei Träger 2 und 3: 0,30 KN/cm².

D_k Größtkorndurchmesser

d ... Dicke des Betongurtes

$N_{b, \sigma}$... Normalkraft des Betongurtes aus Pressenbeanspruchung

e ... Exzentrität der resultierenden Normalkraft ($N_{b, \sigma} + N_{b, E}$)

$N_{b, E}$... Normalkraft des Betongurtes aus Schwinden und Temperatur

In Tabelle 2 sind die Spannungen in der oberen Randfaser der Betonplatte unmittelbar vor der Erstrißbildung der errechneten maßgebenden Betonfestigkeit " β_{zB}^E " gegenübergestellt.

TRÄGER	SPANNUNGEN IN DER OBEREN RANDFASER DER BETONPLATTE			MASSGEBEN. BETONZUGFESTIGKEIT β_{zB}^E
	SCHWINDEN+ TEMPERATUR	PRESSENBEANSPR.	Σ	
	kN/cm ²	kN/cm ²	kN/cm ²	
1	0.034	0.16	0.194	0.289
2	0.034	0.18	0.214	0.310
3	0.034	0.21	0.244	0.313

Die aus der Beanspruchung des Versuchsträgers unmittelbar vor dem Riß ermittelte Betonzugspannung beträgt ca. 70-90% der maßgebenden Betonzugfestigkeit " β_{zB}^E " (ermittelte aus der Würfel-druckfestigkeit).

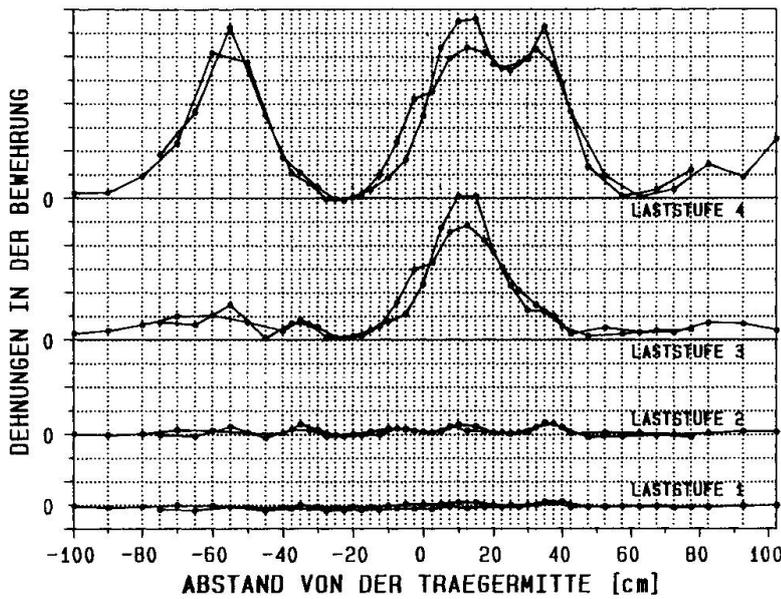
Tabelle 2 Spannungen in der oberen Randfaser der Betonplatte unmittelbar vor dem Erstriß

3.2 Rißbreitenentwicklung und Rißmessung

Risse, die entlang von Bewehrungsstäben laufen, dürfen die Rißbreiten 0,3 mm nicht überschreiten.

Die Beanspruchung des 1. Versuchsträgers erzeugte Dehnungen in den beiden mittleren Bewehrungseisen der oberen Lage; diese Dehnungen sind für die ersten vier Laststufen in Fig.5 aufgezeichnet.

Während der 1. und 2. Laststufe befindet sich der Beton im Zustand I, trotzdem konnten bereits jetzt erhöhte Dehnungen an Meßstellen erkannt werden; dies sind Auswirkungen der vorhandenen Mikrorisse.



Bei der 3. Laststufe hatten sich durch den Zusammenschluß von Mikrorissen ausgeprägte Bruchflächen gebildet, die zu dem Erstriß führten. Aufgrund der Kraftumlagerung ist die maximale Dehnung der Bewehrungsstäbe im RiBquerschnitt $\epsilon_{max} \approx 610 \mu\text{m/m}$. Der gestörte Verbund im Bereich des RiBquerschnittes ist als Dehnungsplateau erkennbar.

Fig. 5 Dehnungen in den beiden mittleren Bewehrungsseisen, aufgezeichnet für die ersten vier Laststufen

In Tabelle 3 sind die Einleitungslängen l_{ER} und die Erstrißbreiten w_R unter Berücksichtigung der Reduktion des Betonquerschnittes im Zustand I-nach /5/ und /4/ ermittelt.

$$l_{ER} = \frac{2}{1-N} \left[\left(\frac{E_e}{\sigma_{e,R} - \epsilon_0 E_e} \right)^N \cdot \Delta \sigma_{e,R} \cdot \frac{1+N}{A \cdot \beta_w} \cdot \frac{d_e}{8} \right]^{\frac{1}{1+N}}$$

$$w_R = 2 \left[\frac{1+N}{A \cdot \beta_w} \cdot \frac{d_e}{8} \cdot \frac{\Delta \sigma_{e,R}}{E_e} \cdot (\sigma_{e,R} - \epsilon_0 E_e) \right]^{\frac{1}{1+N}}$$

- A, N Parameter des Verbundgesetzes
- E_e Elastizitätsmodul des Betonstahles
- d_e Durchmesser des Bewehrungsstahles
- $\sigma_{e,R}$ Betonstahlspannung im Erstriß-Querschnitt
- $\Delta \sigma_{e,R}$ Zunahme der Betonstahlspannung während der Erstrißbildung
- ϵ_0 reduziertes Verkürzungsmaß der Betonplatte

In Tabelle 4 wurden die Einleitungslängen und die Erstrißbreite für den Träger 1 aus den Meßwerten ermittelt.

TRÄGER	N=0.30 A=0.58cm ^{-0.30} $\epsilon_0=14 \times 10^{-5}$				
	d_e cm	$\sigma_{e,R}$ kN/cm ²	$\Delta \sigma_{e,R}$ kN/cm ²	l_{ER} cm	w_R μm
1	1.073	42.689	41.61	28.1	437
2	1.2	42.448	41.50	28.7	444
3	0.8	76.133	76.51	29.7	793

MIT DER LUPE GEMESSEN : $w_R=125 \mu\text{m}$						
SEITE	N	A	$\sigma_{e,R}$	$\Delta \sigma_{e,R}$	l_{ER}	w_R
		cm ^{-N}	kN/cm ²	kN/cm ²	cm	μm
LINKS	0.56	2.007	9.741	12.19	30.0	41
RECHTS	0.47	0.762	9.741	12.19	33.0	54
INCL. MITTELBEREICH : $w_R=95+49=144 \mu\text{m}$					Σ	95

Tabelle 3 Einleitungslängen und Erstrißbreiten, errechnet nach /5/ und /4/

Tabelle 4 Einleitungslängen und Erstrißbreite, ermittelt aus den Meßwerten des Versuchsträgers 1



Bei Träger 1 beträgt die Zunahme der Betonstahlspannung zufolge der Erstrißbildung nur ca. 29,3% der errechneten.

3.3 Rißbildentwicklung und Rißabstandsmessung

Nachdem die Risse an der Grenzfläche zwischen Zement und Querverwehrungsstäben ihren Ausgang nehmen, entspricht der Abstand der Querarmierung dem der Risse. Bei allen drei Versuchsträgern ist der Erstriß ein über die Plattenbreite in seinem Verlauf bereichsweise um $e = 15$ cm parallel versetzter Trennriß (Fig.6). Weitere Risse folgen entsprechend der Belastung und der lokalen Zugfestigkeit.

Die Querarmierung erzwingt noch bevor der Zustand der "abgeschlossenen Erstrißbildung" erreicht ist, auch Rißabstände, die ca. der halben Einleitungslänge l_{EK} entsprechen.

Im Bereich der sogenannten "sukzessiven Rißteilung" werden keine weiteren Risse mit geringerem Abstand als 15 cm gebildet (Fig.6).

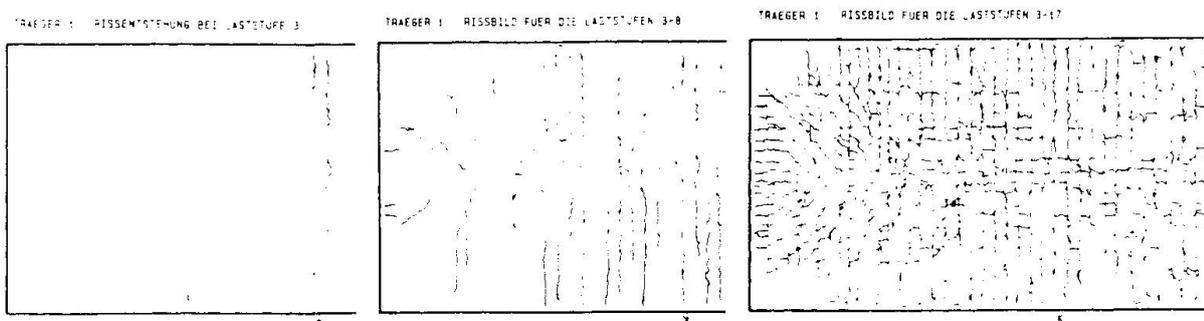


Fig. 6 Rißbilder für die Laststufen 3, 8 und 17

Dieses Versuchsvorhaben wurde in dankenswerter Weise vom Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten ermöglicht. Mein Dank gilt auch meinen beiden Mitarbeitern, Herrn Dipl.-Ing.R.Rogl für die Erstellung der Software und Herrn Ing. P.Krajicek, der den elektronischen Bereich betreute.

LITERATURVERZEICHNIS

1. ÖNORM B 4502, Verbundbau; Straßenbrücken; Berechnung und Ausführung.
2. SCHWARZ L., Versuche zum Nachweis der Rissebeschränkung bei Verbundtragwirkung. Schriftenreihe "Straßenforschung" BM f.w.A., Bericht in Ausarbeitung.
3. KÖNIG G., JAHN M., Über die verschiedenen Erscheinungsformen der Betonzugfestigkeit und ihre Bedeutung für das Tragverhalten von Massivbauten. Beton- und Stahlbetonbau, 9/1983 und 10/1983.
4. HANSWILLE G., Zur Rißbreitenbeschränkung bei Verbundträgern. Mitteilungen Nr.86-1, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum, Januar 1986.
5. KRIPS M., Rißbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton. Dissertation, Technische Hochschule Darmstadt 1984.