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

**Band:** 60 (1990)

Artikel: Versuche zum Nachweis der Rissebeschränkung bei Verbundträgern

Autor: Schwarz, Leopold

**DOI:** https://doi.org/10.5169/seals-46446

# 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: 22.11.2025** 

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

# 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, daβ im Bereich der negativen Stützmomente über den Pfeilern eine entsprechende schlaffe 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/.

#### 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.

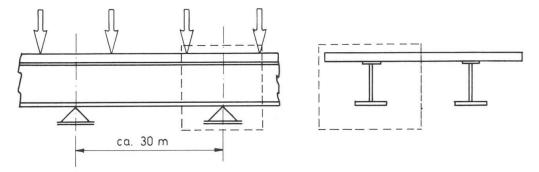


Fig. 1 Belastungsschema der Brücke und Versuchsbereich

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).

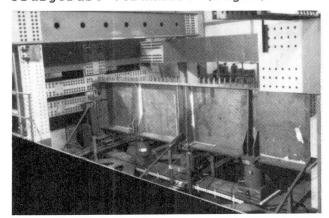


Fig. 2 Stahlträger vor dem Betonieren der Platte

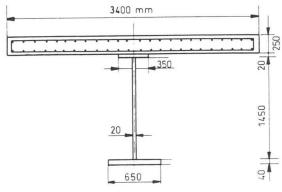


Fig. 3 Querschnitt der Versuchsträger 1 und 2

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-Festigkeiten 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°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°C wurde nach 20 bis 25 Stunden erreicht; am 21. Tag war sie abgeklungen (Fig. 4).

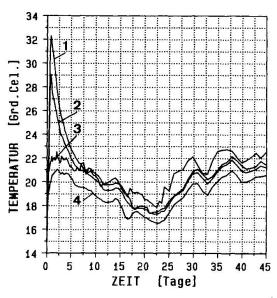


Fig. 4 Temperaturen: Beton-1, Stahltr.Obergurt-2, Halle-3, Stahltr.Untergurt-4

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°C; die des Stahlträgeruntergurtes war um ca.10°C geringer.

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

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 "ß<sup>E</sup>2B" in der Plattenrandfaser des Verbundquerschnittes nach /3/ und /4/:

$$\beta_{zs}^{E} = \left(1 + \frac{3.33 \frac{D_{k}}{\alpha}}{1 + \frac{d}{6e}}\right) \beta_{z}$$

OAT DER Spannungs-	HYDTEMP. N. 21 TAGEN	SCHWINDEN N. 40 TAGEN	
EINWIRKUNG	kN/cm²	kN/cm²	
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 " $\beta_2$ " beträgt bei Träger 1: 0,28 KN/cm²; bei Träger 2 und 3: 0,30 KN/cm².

D<sub>K</sub> ..... Größtkorndurchmesser

N<sub>b</sub>, <sub>Q</sub> ... Normalkraft des

Betongurtes aus Pressenbeanspruchung

Nb, E ... Normalkraft des Beton-

gurtes aus Schwinden und Temperatur d ... Dicke des Betongurtes

e ... Extentrizität der resultierenden Normalkraft (Nb.0

 $+ N_{b,E}$ 

In Tabelle 2 sind die Spannungen in der oberen Randfaser der Betonplatte unmittelbar vor der Erstrißbildung der errechneten maß-

В	SPANNUNGEN IN DER OBEREN RANDFASER DER BETONPLATTE			MASSGEBEN. BETONZUG-	
THĀGER	SCHWINDEN+ PRESSEN- TEMPERATUR BEANSPR.		Σ	FESTIGKEIT β <sub>28</sub>	
	kN/cm²	kN/cm²	kN/cm²	kN/cm²	
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	

gebenden Betonfestigkeit " $\beta^E_{ZB}$ " gegenübergestellt. Die aus der Beanspruchung des Versuchsträgers unmittelbar vor dem Riß ermittelte Betonzugspannung beträgt ca. 70-90% der maßgebenden Betonzugfestigkeit " $\beta^E_{ZB}$ " (ermittelte aus der Würfeldruckfestigkeit).

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 Ri $\beta$ -breiten 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 Meβstellen erkannt werden; dies sind Auswirkungen der vorhandenen Mikrorisse.

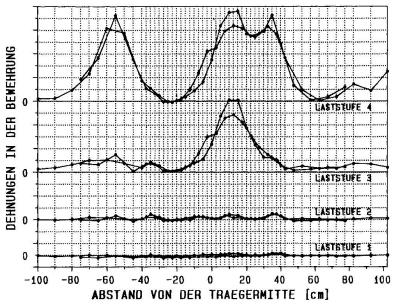


Fig. 5 Dehnungen in den beiden mittleren Bewehrungseisen, aufgezeichnet für die ersten vier Laststufen

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 Rißquerschnitt  $\varepsilon_{max} \approx 610 \, \mu m/m$ . Der gestörte Verbund im Bereich des Riβquerschnittes ist als Dehnungsplateau erkennbar.

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.

$$\ell_{ER} = \frac{2}{1-N} \left[ \left( \frac{E_e}{6_{eR} - E_o E_e} \right)^N \Delta 6_{eR} \frac{1+N}{A \cdot \beta_W} \cdot \frac{d_e}{8} \right]^{\frac{1}{1+N}}$$

$$W_R = 2 \left[ \frac{1+N}{A \cdot \beta_W} \cdot \frac{d_e}{8} \cdot \frac{\Delta 6_{eR}}{E_e} \cdot \left( 6_{eR} - E_o E_e \right) \right]^{\frac{1}{1+N}}$$

A, N ..... Parameter des Verbundgesetzes

E. ..... Elastizitätsmodul des Betonstahles

de ..... Durchmesser des Bewehrungsstahles

 $\sigma_{e \ , R}$  ..... Betonstahlspannung im Erstriß-Querschnitt  $\Delta \sigma_{e \ , R}$  .... Zunahme der Betonstahlspannung während der

Erstrißbildung

 $\epsilon_{\circ}$  ...... reduziertes Verkürzungsmaß der Betonplatte

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

œ	N=0.3	0 A≈0.5	8cm <sup>-0.30</sup>	ε <sub>0</sub> =14¥	10-5
TRĀGER	d <sub>e</sub>	Øe. A	∆oe, A	1 <sub>ER</sub>	WR
F	C M	kN/cm²	kN/cm²	cm	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

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

SEITE	N	A	Øe. A	∆de, R	leR	WA
		Cm <sup>−N</sup>	kN/cm²	kN/cm²	СM	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

Tabelle 4 Einleitungslängen und Erstriβbreite, ermittelt aus den Meβwerten 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 Querbewehrungsstäben 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  $l_{\rm ER}$  entsprechen. Im Bereich der sogenannten "sukzessiven Rißteilung" werden keine weiteren Risse mit geringerem Abstand als 15 cm gebildet (Fig.6).

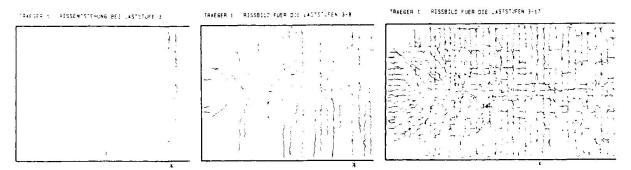


Fig. 6 Rißbilder für die Laststufen 3, 8 und 17

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.
- SCHWARZ L., Versuche zum Nachweis der Rissebeschränkung bei Verbundtragwirkung. Schriftenreihe "Straβenforschung" 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., Riβbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton. Dissertation, Technische Hochschule Darmstadt 1984.