



Technische  
Universität  
Braunschweig

**iBMB** **MPA**  
TU BRAUNSCHWEIG

# **Das Verbundtragverhalten geklebter Kohlefaserkunststoffe auf Beton unter schwingender Beanspruchung**

**Thorsten Leusmann**

**Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB)**  
Materialprüfanstalt für das Bauwesen (MPA) Braunschweig

**Heft 226**

**Braunschweig**

**2015**

**ISBN 978-3-89288-211-4**

**ISSN 1439-3875**

Von der Fakultät Architektur, Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften  
der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig  
zur Erlangung des Grades eines Doktoringenieurs (Dr.-Ing.)  
genehmigte Dissertation

Eingereicht am 2.12.2014

Disputation am 29.4.2015

Berichterstatter Prof. Dr.-Ing. Harald Budelmann  
Prof. Dr.-Ing. habil., Dr.-Ing. E.h. Konrad Zilch (i.R.)

Diese Dissertation ist über die Internetseite der Universitätsbibliothek  
Braunschweig online zugänglich.

### **Bibliografische Information der Deutschen Nationalbibliothek**

Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen  
Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über  
<http://dnb.d-nb.de> abrufbar.

### **Bibliographic information published by the Deutsche Nationalbibliothek**

The Deutsche Nationalbibliothek lists this publication in the Deutsche Nationalbibliografie;  
detailed bibliographic data are available in the Internet at <http://dnb.d-nb.de>.

### **Information bibliographique de la Deutsche Nationalbibliothek**

La Deutsche Nationalbibliothek a répertorié cette publication dans la Deutsche  
Nationalbibliografie; les données bibliographiques détaillées peuvent être consultées sur  
Internet à l'adresse <http://dnb.d-nb.de>.





## Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) der Technischen Universität Braunschweig. Sie basiert auf dem Forschungsvorhaben „Praxisgerechte Bemessungsansätze für das wirtschaftliche Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung“, das von der Forschungsinitiative Zukunft Bau gefördert wurde.

Die Arbeit wurde von Prof. Dr.-Ing. Harald Budelmann betreut. Ich danke ihm für die vertrauensvolle Zusammenarbeit, die Freiräume während der Bearbeitung und für die konstruktiven Anregungen zu meiner Arbeit. Bei Herrn Prof. Dr.-Ing. Dieter Dinkler bedanke ich mich für die Übernahme des Prüfungsvorsitzes. Mein Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Dr.-Ing. E.h. Konrad Zilch für die Übernahme des Koreferats und den damit verbundenen Mühen und für die wertvollen fachlichen Hinweise zu meiner Arbeit. Frau Prof. Dr.-Ing. Laura de Lorenzis danke ich recht herzlich für die Mitwirkung als Prüferin.

Ich bedanke mich bei meinen Kollegen im Fachgebiet Baustoffe für die Unterstützung und die stets sehr gute Zusammenarbeit. Zu großem Dank bin ich auch den Kollegen aus der MPA verpflichtet, ohne deren Hilfe bei der Durchführung der Versuche die Bearbeitung meines Vorhabens nicht möglich gewesen wäre. Ich danke auch allen studentischen Hilfskräften, die mich bei meinen Versuchen und später bei der Ausgestaltung meiner Arbeit unterstützt haben. Ein besonderer Dank geht an meine Familie, an meine Frau Julia, an meine Eltern, meine Geschwister und auch meine Schwiegereltern für die Unterstützung.



## Abstract

The damaging process in the stress transfer zone of externally bonded reinforcement under cyclic loads has a major effect on deformation and the load bearing capacity of strengthened concrete structures. The influence of fatigue loading on the bond of fiber reinforced polymers (FRP) to concrete is studied in experimental tests with more than two million load cycles under varying load conditions. By means of strain and displacement measurements existing models for crack formation in the bonded zone are verified and extended for the understanding of the influence of the lower load level. On the basis of the new combined and extended model a simple design concept for fatigue loading is developed for the bond analysis at the end anchorage and between cracks of strengthened concrete structures. The testing procedure and the test analysis method identifies all necessary parameters for the design concept within a small number of tests.

Furthermore an approach for considering the different bond behavior of externally bonded reinforcement and interior steel rebar on the distribution of forces is given.

Near end supported double shear tests with externally bonded FRP reinforcement and a bonded length of 1.100 mm are carried out with more than two million load cycles. Three different concrete strength classes and two types of FRP reinforcement are considered. On the basis of the test results a model for the damaging process of the FRP to concrete bond under cyclic loading is developed, depending on the number of load cycles and the upper and the lower load level. With the equation for the S-N curve the load range, which is needed for the reach of a certain decoupled length, can be

calculated from the number of load cycles and the lower load level. With the transposed equation the fatigue crack growth per load cycle and the number of load cycles, until a certain decoupled length is reached, is predictable.

Investigations on slabs show, that the approach determined from the double shear tests with near end support is applicable to flexure beams and slabs. Tests on specimens with interior steel reinforcement and externally bonded CFRP reinforcement show that plate bond damage leads to a load transfer from the CFRP-plate to the steel reinforcement which results in a reduction of plate bond damage.

This work contains the development of a model for the FRP to concrete bond behavior under cyclic loading, a practicable design concept and the experimental determination of the parameters for the model and the design concept.







# Inhalt

<b>Kurzzeichen</b>	<b>IV</b>
<b>1 Einleitung</b>	<b>1</b>
<b>2 Ziel der Arbeit und Vorgehensweise</b>	<b>4</b>
<b>3 Normen und Regelungen</b>	<b>8</b>
3.1 Stand nationaler Regelungen . . . . .	8
3.2 Internationale Normen und Richtlinien . . . . .	9
<b>4 Grundlagen zum Verbund und zur Ermüdung</b>	<b>11</b>
4.1 Verbundmodelle bei ruhender Beanspruchung . . . . .	11
4.1.1 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung . . . . .	12
4.1.2 Einfluss von Reibung und Krümmung . . . . .	16
4.1.3 Verbundtragverhalten am Zwischenrisselement . . . . .	18
4.2 Grundlagen zur Ermüdung . . . . .	22
4.2.1 Wöhlerlinien . . . . .	22
4.2.2 Festigkeitsschaubild nach Goodman . . . . .	23
4.2.3 Formulierungen zum Rissfortschritt . . . . .	25
4.3 Verbund bei zyklischer Beanspruchung . . . . .	26
4.3.1 Reduktion der Verbundfestigkeit bei schwingender Belastung . . . . .	26
4.3.2 Rissfortschritt bei Verbundermüdung . . . . .	27
4.3.3 Verbundspannung-Schlupf-Beziehung bei zyklischer Belastung . . . . .	28
4.4 Experimentelle Untersuchungen . . . . .	33
4.4.1 Untersuchungen an Biegebalken . . . . .	33
4.4.2 Scherversuche . . . . .	35

4.4.3	Scherversuche mit kombinierter Bewehrung . . . . .	40
<b>5</b>	<b>Eigene Versuche</b>	<b>44</b>
5.1	Verwendete Materialien . . . . .	44
5.2	Mit CFK-Lamellen bewehrte Doppellaschenkörper . . . . .	46
5.2.1	Versuchsprogramm . . . . .	46
5.2.2	Versuchsaufbau . . . . .	47
5.2.3	Ergebnisse . . . . .	49
5.3	Mit CF-Gelegen bewehrte Doppellaschenkörper . . . . .	55
5.4	Gemischt bewehrte Doppellaschenkörper . . . . .	60
5.5	Plattenstreifen . . . . .	63
5.5.1	Aufbau und Durchführung der Plattenversuche . . . . .	63
5.5.2	Ergebnisse der Plattenversuche . . . . .	65
5.5.3	Bewertung der Plattenversuche . . . . .	67
<b>6</b>	<b>Auswertung</b>	<b>71</b>
6.1	Ermittlung der Wöhlerlinie für CFK-Lamellen . . . . .	71
6.1.1	Projektion der Schwingbreiten . . . . .	71
6.2	Anpassung der Wöhlerlinie . . . . .	72
6.2.1	Darstellung der Messergebnisse im Goodman-Smith-Diagramm . . . . .	75
6.3	Vergleich der Wöhlerlinie mit Biegeversuchen . . . . .	76
6.4	Ermittlung der Wöhlerlinie für CF-Gelege . . . . .	78
6.5	Vergleich mit internationalen Versuchen . . . . .	79
6.6	Formulierung einer Rissfortschrittsrate . . . . .	82
<b>7</b>	<b>Bemessungskonzept</b>	<b>84</b>
7.1	Nachweis der Lamellenkraftdifferenz . . . . .	85
7.2	Nachweis der Schwingbreite . . . . .	86
7.3	Anmerkungen zur Bemessung . . . . .	88
7.3.1	Verbundverhalten aufgeklebter und einbetonierter Bewehrung . . . . .	88
7.3.2	Ermittlung der Kraftaufteilung . . . . .	94
7.3.3	Erforderliche Verbundlänge . . . . .	99
7.3.4	Betonstahlverbund bei schwingender Belastung . . . . .	99
7.4	Bemessungsbeispiel . . . . .	100

# INHALT

---

7.4.1	Ablauf der Nachweisführung . . . . .	100
7.4.2	System und Belastung . . . . .	105
7.4.3	Baustoffe . . . . .	106
7.4.4	Lastfallkombinationen und Schnittgrößen . . . . .	106
7.4.5	Ermüdungsnachweis an der Endverankerung . . . . .	107
7.4.6	Ermüdungsnachweis am Zwischenrisselement . . . . .	111
7.4.7	Ermüdungsnachweis des inneren Bewehrungsstahles . . . . .	116
<b>8</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick</b>	<b>119</b>
	<b>Literaturverzeichnis</b>	<b>123</b>
<b>A</b>	<b>Anhang</b>	<b>129</b>
A.1	Versuche mit CFK-Lamellen . . . . .	129
A.2	Versuche mit CF-Gelegen . . . . .	138
A.3	Datenbank für Dauerschwingversuche . . . . .	143

# Kurzzeichen

## Große lateinische Buchstaben

$\overline{C_1}$	Parameter zur Bestimmung der Rissfortschritttrate nach Carloni (10)
$A_k$	Klemmfläche an der Lasteinleitung für CFK-Lamellen
$A_L$	Querschnittsfläche der geklebten Bewehrung
$A_s$	Querschnittsfläche der einbetonierten Bewehrung
$C$	Parameter zur Bestimmung der Rissfortschritttrate nach Paris (50)
$C_1$	Parameter zur Bestimmung der Rissfortschritttrate nach Diab (27)
$C_s$	Parameter zur Bestimmung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung für Betonstahl
$D_\tau$	Schadensparameter zur Beschreibung der Reduktion der Verbundfestigkeit nach Carrara (11)
$D_K$	Schadensparameter zur Beschreibung des Abfalls der Steifigkeit als Folge der zyklischen Belastung nach Carrara (11)
$E_{cm}$	Mittlerer Elastizitätsmodul von Beton
$E_L$	Elastizitätsmodul der geklebten Bewehrung
$E_s$	Elastizitätsmodul von Stahl
$F_{bsm}$	Mittlere Verbundkraft der Bewehrung
$F_c$	Betondruckkraft
$F_{LEd}$	Bemessungswert der einwirkenden Kraft der geklebten Bewehrung
$F_{LEd}^O$	Bemessungswert der Kraft im aufgeklebten Bewehrungselement bei Oberlast
$F_{LEd}^U$	Bemessungswert der Kraft im aufgeklebten Bewehrungselement bei Unterlast

## KURZZEICHEN

---

$F_{Lk,BL}^D$	Kraft im aufgeklebten Bewehrungselement am niedriger beanspruchten Rissufer am Punkt D
$F_{Lud}$	Bemessungswert der Bruchkraft der aufgeklebten Bewehrung
$F_L$	Kraft im aufgeklebten Bewehrungselement
$F_L^a$	Lastamplitude im aufgeklebten Bewehrungselement
$F_L^m$	Mittellast im aufgeklebten Bewehrungselement
$F_L^O$	Oberlast im aufgeklebten Bewehrungselement
$F_L^U$	Unterlast im aufgeklebten Bewehrungselement
$F_s$	Betonstahlzugkraft
$G_c$	Schubmodul des Betons
$G_{Fl}$	Bruchenergie des Klebeverbundes bei kurzen Verbundlängen
$G_F$	Bruchenergie des Klebeverbundes
$G_{max}$	Verbundenergie bei Erreichen der Oberlast
$M_0$	Einwirkendes Biegemoment im Belastungszustand während der Verstärkung
$M_{cr}$	Rissmoment des Stahlbetonquerschnittes
$M_{Ed}$	Bemessungswert des einwirkenden Momentes
$M_{Ed}^O$	Bemessungswert des einwirkenden Momentes unter zyklischen und nicht-zyklischen Einwirkungen
$M_{Ed}^U$	Bemessungswert des einwirkenden Momentes unter nicht-zyklischen Einwirkungen
$M_{Rd}$	Bemessungswert des Widerstandes gegen das einwirkende Moment
$N$	Lastspielzahl
$N^*$	Lastspielzahl bei einer Schwingbreite $S_D$
$R$	Verhältnis von Unter- zu Oberlast $F_{LEd}^U/F_{LEd}^O$
$S$	Schwingbreite im Wöhlerversuch
$S_0$	Projizierte Schwingbreite
$S_D$	Dauerfestigkeit
$W_{e,0}$	Widerstandsmoment des Betonquerschnittes im ungerissenen Zustand
$Y$	Geometriefaktor zur Bestimmung des Rissfortschritts

## Kleine lateinische Buchstaben

$\overline{m}_1$	Parameter zur Bestimmung der Rissfortschrittrate nach Carloni (10)
$a$	Parameter für die Wöhlerlinie
$a_c$	Kantenlänge der Betonkörper
$a_L$	Abstand des Endes der aufgeklebten Bewehrung zum Auflager
$a_l$	Versatzmaß
$a_r$	Risslänge
$b$	Parameter für die Wöhlerlinie
$b_c$	Breite des zu verstärkenden Betonbauteils
$b_L$	Breite der geklebten Bewehrung
$c$	Beiwert zur Berücksichtigung der Lastspielzahl beim Nachweis der Schwingbreite
$c_1$	Parameter zur Formulierung der Rissfortschrittrate
$d$	Statische Nutzhöhe der Betonstahlbewehrung
$d_s$	Durchmesser der Betonstahlbewehrung
$d_L$	Statische Nutzhöhe der Verstärkung
$d_{max}$	Größtkorndurchmesser
$d_{RVE}$	Kantenlänge des repräsentativen Volumelementes
$da/dN$	Rissfortschrittrate
$f_{adh,v,u}$	Verbundfestigkeit der Klebeverbindung
$f_{bsm}$	Mittlere Verbundspannung der Betonstahlbewehrung
$f_{ck}$	Charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit
$f_{cm}$	Mittelwert der einaxialen Betondruckfestigkeit
$f_{ctm,surf}$	Rechnerisch angesetzte mittlere Oberflächenzugfestigkeit des Betons
$f_{Lud}$	Bemessungswert der Zugfestigkeit der geklebten Bewehrung
$f_{Luk}$	Charakteristischer Wert der Materialfestigkeit der geklebten Bewehrung
$f_t$	Stahlzugfestigkeit



## KURZZEICHEN

---

$g$	Modellparameter nach Hankers (37)
$h$	Bauteilhöhe
$k$	Parameter für Variante 2 der Wöhlerlinie
$k_s$	Parameter zur Bestimmung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung für Betonstahl
$k_1$	Parameter für Variante 2 der Wöhlerlinie
$k_2$	Parameter für Variante 2 der Wöhlerlinie
$k_{\delta i, c1}$	Korrekturfaktor zur Berücksichtigung der Betondruckfestigkeit
$k_{\delta i, c2}$	Korrekturfaktor zur Berücksichtigung der Betondruckfestigkeit
$k_{\delta i, L1}$	Korrekturfaktor zur Berücksichtigung der Steifigkeit der geklebten Bewehrung
$k_{\delta i, L2}$	Korrekturfaktor zur Berücksichtigung der Steifigkeit der geklebten Bewehrung
$k_{\delta i, s1}$	Korrekturfaktor zur Berücksichtigung der Stahlsteifigkeit
$k_{\delta i, s2}$	Korrekturfaktor zur Berücksichtigung der Stahlsteifigkeit
$k_{\delta i}$	Empirischer Korrekturfaktor zur Bestimmung des Verbundbeiwertes $\delta_{ik}$
$k_a$	Höhenbeiwert zur Ermittlung des Angriffspunktes der Druckspannungserzeugenden
$k_b$	Faktor zur Beschreibung des Einflusses der Geometrie der aufgeklebten Bewehrung
$l_{bL, max}$	Effektive Verbundlänge
$l_{bL}$	Verbundlänge der geklebten Bewehrung
$l_{e,0}$	Eintragungslänge des Betonstahls
$l_L$	Länge der CFK-Lamellen
$m$	Steigung der Geraden in der $\delta_{ik}-\varepsilon_L^{II}$ -Beziehung
$m_0$	Parameter zur Bestimmung der Rissfortschritttrate nach Paris
$m_1$	Parameter zur Bestimmung der Rissfortschritttrate nach Diab (27)
$m_f$	Parameter für die Wöhlerlinie der Verbundfestigkeit
$m_L$	Flächengewicht des Kohlefaserlegeles
$m_s$	Schlupfzunahme unter Dauerschwingbelastung nach Hankers (37)
$n_f$	Parameter für die Wöhlerlinie der Verbundfestigkeit

## KURZZEICHEN

---

$n_{si}$	Anzahl der Betonstähle
$s_{cr,max}$	Maximaler Rissabstand unter Gebrauchslast
$s_{fu}$	Summe der Entlastungsverformungen bei Eintritt des Ermüdungsversagens nach Carrara (11)
$s_{L0k}$	Charakteristischer Wert von $s_{L0}$
$s_{L0}$	Maximaler Schlupf nach dem bilinearen Verbundansatz
$s_{L1}$	Schlupf bei Erreichen der maximalen Verbundspannung $\tau_{L1}$
$s_L$	Schlupf der geklebten Bewehrung
$s_L^*$	Schlupf bei Erreichen des maximalen Verbundbeiwertes $\delta_{Lk,max}$
$s_r$	Abstand der Biegerisse
$s_{s1}$	Stahlschlupf bei Erreichen der maximalen Verbundspannung $\tau_{s,max}$
$s_{s2}$	Wert des Stahlschlupfes zur Festlegung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung für Betonstahl
$s_{s3}$	Wert des Stahlschlupfes zur Festlegung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung für Betonstahl
$s_s$	Stahlschlupf
$t_L$	Rechnerische Dicke der geklebten Bewehrung
$u$	Durchbiegung
$w$	Rissweite
$x$	Druckzonenhöhe
$x_0$	Achsenabschnitt zur Bestimmung des Dehnungsverlaufs geklebter Bewehrung
$x_E$	Abstand des ersten Biegerisses vom Momentennullpunkt
$z_L$	Innerer Hebelarm der geklebten Bewehrung
$z_s$	Innerer Hebelarm des Betonstahls

### Griechische Buchstaben

$\alpha$	Abminderungsbeiwert für die aufnehmbare Schwingweite
$\alpha_s$	Parameter zur Bestimmung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung für Betonstahl

## KURZZEICHEN

---

$\alpha_2$	Beiwert zur Bestimmung des Dehnungsverlaufs geklebter Bewehrung
$\alpha_{cc}$	Beiwert zur Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen auf die Betondruckfestigkeit und von ungünstigen Auswirkungen durch die Art der Beanspruchung
$\alpha_f$	Beiwert zur Berücksichtigung der Frequenz auf die Rissfortschrittrate
$\alpha_R$	Völligkeitsbeiwert des Spannungsblocks
$\beta$	Beiwert zur Berücksichtigung der Risslänge auf die Rissfortschrittrate
$\beta_1$	Beiwert zur Bestimmung des Dehnungsverlaufs geklebter Bewehrung
$\Delta\varepsilon_{L,0}$	Projizierte Schwingbreite der Dehnung in der geklebten Bewehrung
$\Delta F_{L,0}$	Projizierte Schwingbreite der Kraft in der geklebten Bewehrung
$\Delta F_{L,D}$	Dauerfestigkeit der Kraft in der geklebten Bewehrung
$\Delta F_{LE,equ}$	Kraftdifferenz in der geklebten Bewehrung unter quasi-ständiger Last
$\Delta F_{LEd}$	Bemessungswert der einwirkenden Kraftänderung in der geklebten Bewehrung
$\Delta F_{LEd}^O$	Kraftdifferenz in der geklebten Bewehrung bei Oberlast
$\Delta F_{LEd}^U$	Kraftdifferenz in der geklebten Bewehrung bei Unterlast
$\Delta F_{Lk,BF}$	Verbundkraftwiderstand am Zwischenrisselement aufgrund der Reibung
$\Delta F_{Lk,BL}$	Grundwert des Verbundkraftwiderstands am Zwischenrisselement
$\Delta F_{Lk,BL}^D$	Aufnehmbare Kraftdifferenz in der geklebten Bewehrung am Punkt D
$\Delta F_{Lk,BL}^G$	Aufnehmbare Kraftdifferenz in der geklebten Bewehrung am Punkt G
$\Delta F_{Lk,KF}$	Verbundkraftwiderstand am Zwischenrisselement aufgrund der Krümmung
$\Delta F_{LR,max}$	Maximalwert des Verbundkraftwiderstandes
$\Delta F_{LRd,fat1}$	Widerstandswert der Kraftdifferenz in der geklebten Bewehrung, bei der keine Ermüdungsschädigung auftritt
$\Delta F_{LRd,fat2}$	Aufnehmbare Schwingbreite der Kraft in der geklebten Bewehrung am höher belasteten Rissufer
$\Delta F_{LRd,max}$	Maximaler Bemessungswert des Widerstandes der Kraftänderung in der geklebten Bewehrung
$\Delta F_{LRd}$	Bemessungswert des Widerstandes der Kraftänderung in der geklebten Bewehrung
$\Delta F_{LR}$	Verbundkraftwiderstand
$\Delta F_L$	Schwingbreite der Kraft in der geklebten Bewehrung

## KURZZEICHEN

---

$\Delta K$	Spannungsintensitätsfaktor
$\Delta K_0$	Schwellenwert des Spannungsintensitätsfaktors
$\Delta K_c$	Kritischer Spannungsintensitätsfaktor
$\delta_{Lk,max}$	Maximalwert des Verbundbeiwertes $\delta_{Lk}$
$\delta_{Lke}$	Verbundbeiwert bei Entkopplungsbeginn der aufgeklebten Bewehrung
$\delta_{Lk}$	Verbundbeiwert zur Bestimmung der Kraftaufteilung auf die innere und die aufgeklebte Bewehrung
$\varepsilon_1$	Dehnung beim ersten Erreichen der Oberlast
$\varepsilon_{cr1}$	Dehnung des Betons am niedriger beanspruchten Rissufer
$\varepsilon_c$	Betondehnung
$\varepsilon_{L,max}$	Dehnung der geklebten Bewehrung bei maximaler Verbundbruchkraft
$\varepsilon_{L0}$	Dehnung bei $x_0$ zur Bestimmung des Dehnungsverlaufs geklebter Bewehrung
$\varepsilon_{Lr1}$	Dehnung der geklebten Bewehrung am niedriger beanspruchten Rissufer
$\varepsilon_{Luk}$	Charakteristischer Wert der Bruchdehnung der geklebten Bewehrung
$\varepsilon_L$	Dehnung der geklebten Bewehrung
$\varepsilon_L^I$	Dehnung der geklebten Bewehrung im Riss, ermittelt mit den bernoullischen Annahmen zur Balkentheorie
$\varepsilon_L^O$	Dehnung der geklebten Bewehrung bei Oberlast
$\varepsilon_L^U$	Dehnung der geklebten Bewehrung bei Unterlast
$\varepsilon_{ni}$	Dehnung beim n-ten Erreichen der Oberlast am DMS i
$\varepsilon_{s0}$	Vordehnung des Betonstahls zum Zeitpunkt des Verstärkens
$\varepsilon_s$	Dehnung des Betonstahls
$\eta_1$	Abminderungsfaktor für den Bemessungswert der Zugfestigkeit des Faserkunststoffes im Ermüdungsfall
$\eta_k$	Beiwert zur Umrechnung des Mittelwertes auf den charakteristischen Wert der Verbundbruchkraft
$\eta_L$	Beiwert zur Berücksichtigung der verschiedenen Dehnsteifigkeiten und Verbundfestigkeiten
$\gamma_{BA}$	Sicherheitsbeiwert für den Verbund aufgeklebter Bewehrung

## KURZZEICHEN

---

$\kappa_{b1k}$	Verbundkoeffizient für aufgeklebte Bewehrung
$\kappa_{b2}$	Verbundkoeffizient für aufgeklebte Bewehrung
$\kappa_{b3}$	Verbundkoeffizient für aufgeklebte Bewehrung
$\kappa_{b4}$	Verbundkoeffizient für aufgeklebte Bewehrung
$\kappa_{bsk}$	Verbundkoeffizient für einbetonierte Bewehrung
$\kappa_{fl}$	Umrechnungsbeiwert zwischen Biegezugfestigkeit und zentrischer Zugfestigkeit des Betons
$\kappa_k$	Beiwert zur Berechnung der am Zwischenrisselement aufnehmbaren Kraftdifferenz in der aufgeklebten Bewehrung aus Bauteilkrümmung
$\kappa_{Lb}$	Anpassungsfaktor für die effektive Verbundlänge
$\kappa_{vb1}$	Beiwert zur Berechnung der mittleren Verbundspannung des Betonstahls in Abhängigkeit der Verbundbedingungen
$\kappa_{vb2}$	Beiwert zur Berechnung der mittleren Verbundspannung des Betonstahls in Abhängigkeit der Verbundbedingungen
$\kappa_{vb}$	Beiwert zur Berechnung der mittleren Verbundspannung des Betonstahls in Abhängigkeit der Verbundbedingungen
$\rho_{CF}$	Rohdichte der Kohlefaser
$\sigma$	Spannung
$\sigma_a$	Spannungsamplitude im Dauerschwingversuch
$\sigma_c$	Äquivalente Spannung
$\sigma_m$	Mittelspannung im Dauerschwingversuch
$\sigma_o$	Oberspannung im Dauerschwingversuch
$\sigma_u$	Unterspannung im Dauerschwingversuch
$\tau_{L1k}$	Charakteristischer Wert von $\tau_{L1}$
$\tau_{L1}$	Maximale Verbundspannung des bilinearen Ansatzes
$\tau_{LFk}$	Reibverbundspannung
$\tau_L$	Verbundspannung
$\tau_{s,max}$	Maximale Verbundspannung des Betonstahls
$\tau_{s,R}$	Reibverbundspannung des Betonstahls



# 1

## Einleitung

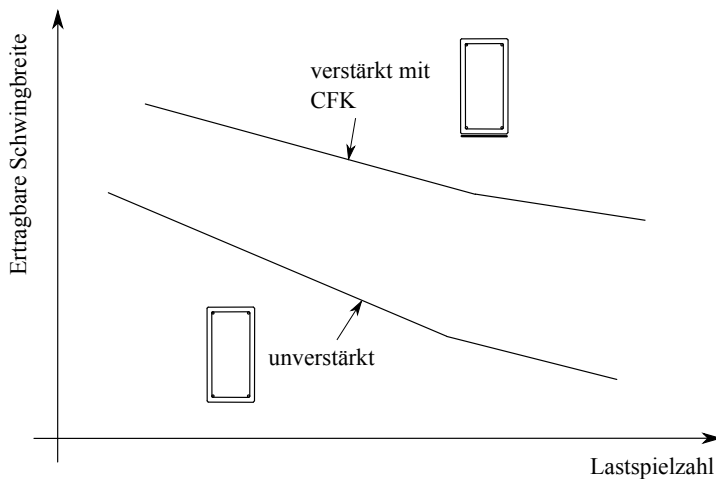
Ein Großteil der Brücken an Bundesfernstraßen in Deutschland ist in den 1960er und 1970er Jahren erbaut worden. Zum einen weisen viele dieser Brücken mittlerweile Alterungserscheinungen und Schäden durch aggressive Umweltbedingungen auf, vgl. Buschmeyer et al. (8). Zum anderen hat die Verkehrsbelastung in den letzten Jahren deutlich zugenommen. Das Güterverkehrsaufkommen auf deutschen Straßen ist von 1998 bis 2008 um 76% gestiegen und Prognosen sagen einen Anstieg um weitere 80% bis zum Jahr 2025 voraus (47). Darüber hinaus ist das zulässige Gesamtgewicht der Lastkraftwagen (Lkw) seit den 1960er Jahren deutlich angestiegen. In der Straßenverkehrsordnung (StVO) von 1960 betrug das zulässige Gesamtgewicht für Last- und Sattelzüge noch 32 Tonnen. 1965 wurde das zulässige Gesamtgewicht auf 38 Tonnen erhöht und seit 1986 beträgt das zulässige Gesamtgewicht für Lastzüge 40 Tonnen. Auch wenn die zulässige Achslast weniger stark zugenommen hat, führen das erhöhte Gesamtgewicht und die stärkere Ausnutzung des zulässigen Gesamtgewichtes zu einer erhöhten Belastung. Hinzu kommt das Problem der Überladungen von Lkw und eine deutliche Zunahme von genehmigten Schwertransporten (47).

Eine Möglichkeit dem Problem der Alterung und der höheren Belastung von Brücken zu begegnen ist das Verstärken mit aufgeklebten Kohlefaserkunststoffen. Die zusätzliche Armierung führt nicht nur zu einer höheren Belastbarkeit, sondern auch zu einer Verlängerung der Lebensdauer. Bei schwingenden Beanspruchungen, die in Brückenbauwerken aus Stahlbeton auftreten, ist insbesondere der eingelegte Bewehrungsstahl von der Materialermüdung betroffen. Bei der Dimensionierung der eingelegten Stähle

---

ist ein Nachweis gegen Ermüdung zu führen, bei dem zum einen eine Belastung, welche die tatsächliche Ermüdungsbeanspruchung berücksichtigt, angesetzt wird. Zum anderen ist eine, die angestrebte Bauwerkslebensdauer einbeziehende, Lastspielzahl anzusetzen, vgl. DIN FB 101 (25).

Nach Heffernan (39, 44) kann die Lebensdauer bei Ermüdungsbeanspruchung des eingelegten Bewehrungsstahles durch Reduktion der Schwingbreite verlängert werden. Abb. 1.1 zeigt die Auswirkung der Verstärkung auf die Schwingbreiten-Lastspielzahl-Beziehung eines Stahlbetonbauteils. Die Verstärkung kann zum einen eine Erhöhung der Schwingbreite bzw. der Belastbarkeit bewirken, zum anderen kann die Verstärkungsmaßnahme aber auch zur Verlängerung der Lebensdauer eingesetzt werden, da durch die Verstärkung bei gleicher Schwingbreite eine höhere Lastspielzahl  $N$  erreicht werden kann.



**Abb. 1.1:** Ertragbare Schwingbreite in Abhängigkeit der Lastspielzahl bei verstärkten und unverstärkten Stahlbetonbauteilen, vgl. (39, 44)

Voraussetzung für die dargestellte Wirkungsweise ist eine intakte Verstärkung bei schwingender Beanspruchung. Dabei ist nicht nur die Ermüdung des eingelegten Bewehrungsstahles zu berücksichtigen, sondern auch die Ermüdung des CFK-Materials.



## 1. EINLEITUNG

---

rungsstahls und des aufgeklebten Kohlefaserkunststoffes sondern auch die Ermüdung des Verbundes der Armierungen zum Beton zu berücksichtigen.

Der Verbund der einbetonierten Stahlbewehrung unter schwingender Beanspruchung ist eingehend untersucht worden. Der Nachweis gegen Ermüdung eingelegter Bewehrungsstähle ist im Eurocode 2 (23) geregelt. Kohlefaserkunststoffe (CFK) sind weniger anfällig gegenüber schwingenden Beanspruchungen als Stahl, vgl. (54).

Das Ziel dieser Arbeit ist es, den Verbund von auf Beton geklebten Kohlefaserkunststoffen unter schwingender Beanspruchung zu untersuchen und in einem konstruktiven Bemessungsmodell eine Dimensionierung verstärkter Stahlbetonquerschnitte zu ermöglichen.

## 2

# Ziel der Arbeit und Vorgehensweise

Das Verstärken von Stahlbetonbauteilen mit aufgeklebter Bewehrung aus Stahllaschen oder Kohlefaserlamellen darf entsprechend der, zur Zeit in Deutschland noch geltenden, allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen (abZ) nicht mehr für den Lastfall vorwiegend nicht ruhender Beanspruchung erfolgen. Grund dafür ist die Erkenntnis, dass der vormalig in den abZ enthaltene Bemessungsansatz für die Verbundkraftübertragung bei Dauerschwingbelastung nicht in allen Fällen eine sichere Bemessung gewährleisten kann. Der ehemals verwendete Bemessungsansatz geht von einer Dauerfestigkeit des Klebeverbundes aus, bei dem der Nachweis in zwei Schritten erfolgt. Im ersten Schritt wird die Kraft in der aufgeklebten Lamelle bei Erreichen der Oberlast betrachtet. Liegt diese unter dem Niveau, bis zu dem sich die Klebeverbindung linear elastisch verhält und bis zu dem keine bleibenden Verformungen oder Schädigungen eintreten, ist der Nachweis erfüllt. In diesem Fall sind keine weiteren Nachweise erforderlich. Kann der Nachweis nicht erfüllt werden, ist ein zweiter Nachweis erforderlich. Dann wird das Verhältnis  $R = F_{LEd}^U / F_{LEd}^O$  mit den Kräften in der geklebten Bewehrung bei Unterlast  $F_{LEd}^U$  und bei Oberlast  $F_{LEd}^O$  betrachtet. Es ist nachzuweisen, dass der Verhältniswert  $R$  größer als 0,75 ist. Der zweite Nachweis unterstellt, dass die ertragbare Schwingbreite mit zunehmender Unterlast ansteigt. Dieser Zusammenhang konnte in neueren Dauerschwingversuchen jedoch nicht sicher bestätigt werden. Stattdessen konnte in Versuchen nachgewiesen werden, dass der Ansatz bei hohen Unterlasten zu unsicheren Ergebnissen führen kann und trotz erfülltem Nachweis Ermüdungsschäden auftreten können.

## 2. ZIEL DER ARBEIT UND VORGEHENSWEISE

---

Das frühere Bemessungskonzept basiert auf dem Modell von Hankers (37), das anhand von Dauerschwingversuchen an verstärkten Betonkörpern entwickelt worden ist. Neben den Unsicherheiten beim Nachweis der Schwingbreite mit dem Faktor  $R$  sind heute noch weitere Einschränkungen für das nach damaligem Stand des Wissens aufgestellte Konzept identifiziert worden. Die Einschränkungen ergeben sich insbesondere aus dem eng bemessenen Versuchsprogramm:

- Es sind ausschließlich aufgeklebte Stahllaschen untersucht worden.
- Die höchste Lastspielzahl in der Versuchsreihe lag bei 111.361 Lastzyklen.
- Das Unterlastniveau wurde nur in geringem Maße zwischen 1 und 2 kN variiert.
- Es wurde nur eine Betonfestigkeit untersucht.
- Zur Bestimmung des einzigen Modellparameters  $g$  wurden nur 8 Versuche durchgeführt.

Aus den aufgeführten Gründen erfolgte die Herausnahme des Nachweises von Klebeverbindungen für vorwiegend nicht ruhende Beanspruchungen aus den abZ. Aber auch für ruhende Beanspruchungen enthielten die Bemessungsansätze in den abZ noch einige Schwächen und Ungenauigkeiten für die Biege- und Querkraftverstärkung. So waren z.B. die ausnutzbare Dehnung der geklebten Bewehrung und der Verstärkungsgrad begrenzt. Die verwendeten Modelle beruhten auf Versuchen unter idealisierten Bedingungen, deren Aussagefähigkeit begrenzt und deren Übertragbarkeit auf andere Situationen, insbesondere auf die Verhältnisse an großformatigen Bauteilen, nicht immer gegeben waren.

Aufgrund der Einschränkungen auf der einen und den Unsicherheiten auf der anderen Seite wurde das Forschungsvorhaben „Praxisgerechte Bemessungsansätze für das wirtschaftliche Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung“ durchgeführt. Ziel der Forschung war es, Wissenslücken zu schließen, den Anwendungsbereich zu erweitern und sowohl die Wirtschaftlichkeit als auch die Sicherheit der Verstärkungsverfahren zu verbessern. Die Ergebnisse des Vorhabens, vgl. (7), (60) und (61) bildeten die Grundlage für die Erstellung der Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) für das Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung (16). Auf deren Basis erfolgt künftig die Bemessung von Bauteilverstärkungen mittels geklebter

---

Bewehrung. Die abZ enthalten dann die Anforderungen an die verwendeten Materialien jedoch keine Bemessungsvorschriften.

Die vorliegende Arbeit baut auf dem o.g. Forschungsvorhaben auf und verfolgt das Ziel, den Schädigungsprozess des Verbundes aufgeklebter Faserkunststoffe unter zyklischer Belastung bei hohen Lastwechselzahlen in Abhängigkeit von der Ober- und Unterlast in einem Modell zu beschreiben und ein widerspruchsfreies Bemessungskonzept zu entwickeln.

In den eigenen Versuchen wurden Dauerschwingversuche an sogenannten Doppellamellenkörpern aus Beton durchgeführt. Diese waren auf beiden Seiten mit aufgeklebten Lamellen oder Sheets aus Kohlefaserkunststoff (CFK) bewehrt. Die Belastung erfolgte dabei in Richtung der Klebefuge, so dass in der Verklebung eine reine Scherbeanspruchung erzeugt wurde. Untersucht wurden drei unterschiedliche Betonfestigkeitsklassen. Neben ausschließlich mit Faserkunststoffen bewehrten Probekörpern wurden auch Versuche an gemischt bewehrten Probekörpern durchgeführt, die neben den aufgeklebten CFK-Lamellen auch mit einbetonierten gerippten Betonstahlstäben bewehrt waren. Darüber hinaus wurden Biegeversuche, an mit aufgeklebten CFK-Lamellen bewehrten, Plattenstreifen durchgeführt. In den Versuchen wurden Ober- und Unterlasten variiert. Die Lastniveaus wurden zunächst so eingestellt, dass eine Lastspielzahl von mindestens zwei Millionen Lastwechseln erreicht werden konnte, ohne dass sichtbare Risse entstanden. Ferner galt die Bedingung, dass am lastzugewandten Ende der Verklebungsfläche die Schlupfzunahme unterhalb von  $30 \mu\text{m}$  lag. Somit war gewährleistet, dass an keiner Stelle eine Entkopplung auftrat, die im statischen Versuch bei einem Schlupf von ca.  $200 \mu\text{m}$  eintritt. Anschließend wurde an denselben Probekörpern die Oberlast gesteigert, bis Ermüdungserscheinungen am Klebeverbund in Form von sichtbaren Rissen auftraten. Die Rissbildung setzte in allen Fällen im oberflächennahen Beton ein, und der Riss breitete sich mit zunehmender Lastspielzahl entlang der Klebefuge im Beton aus. Mit Dehnmessstreifen konnte der Rissfortschritt detektiert und die Lastspielzahl identifiziert werden, die bis zum Erreichen einer entkoppelten Länge von  $30 \text{ mm}$  erforderlich war, was als Versagenszustand zugrunde gelegt wurde. Die Länge von  $30 \text{ mm}$  wurde zur einfacheren Auswertung der Messdaten verwendet, da die Dehnmessstreifen an dieser Stelle platziert waren vgl. Kapitel 6. Über eine Wöhlerlinie und eine lineare

## 2. ZIEL DER ARBEIT UND VORGEHENSWEISE

---

Beziehung im Goodman-Smith-Diagramm konnten die Lastspielzahlen und die Lastniveaus einander zugeordnet werden. Die in Kapitel 6 aufgestellte Formulierung für die Rissfortschritttrate erlaubt es die Wöhlerlinie auch für andere Risslängen als 30 mm anzugeben. Die Wöhlerlinie und die Beziehung im Goodman-Smith-Diagramm bilden den Kern des entwickelten Bemessungskonzeptes.

Darüber hinaus werden in dieser Arbeit die Ergebnisse aus anderen in der Literatur erwähnten Versuchen mit zyklischer Beanspruchung in einer Datenbank zusammengefasst und mit den Versuchsergebnissen aus eigenen Versuchen verglichen. Weiterhin wird ein Konzept zur Berechnung der Kraftaufteilung zwischen einbetonierter und aufgeklebter Bewehrung unter Berücksichtigung des unterschiedlichen Verbundverhaltens der Bewehrungen und der Dauerschwingbelastung vorgestellt.

Die Arbeit gliedert sich dabei wie folgt: Nach Einleitung und Ziel der Arbeit in den ersten beiden Kapiteln folgt in Kapitel 3 ein kurzer Überblick über den nationalen und internationalen Stand von Regelungen und Normen zur Ermüdung von mit aufgeklebten Faserkunststoffen verstärkten Stahlbetonbauteilen. In Kapitel 4 werden die Grundlagen zum Verbundverhalten von auf Beton geklebter Bewehrung und grundlegende Begriffe zur Materialermüdung erläutert. Darüber hinaus wird der Stand des Wissens zum Verbundverhalten unter schwingender Beanspruchung vorgestellt, und es werden unterschiedliche Versuchsmethoden und Modellvorstellungen aus internationalen Quellen ausgewertet. Auf Basis der in Kapitel 4 vorgestellten Arbeiten wurde ein Programm für eigene Versuche entwickelt mit dem Ziel, die Datenbasis für ein Modell und das Bemessungskonzept für die Verbundermüdung aufgeklebter Bewehrung zu schaffen. Die eigenen Versuche werden in Kapitel 5, deren Auswertung und die Modellbildung werden in Kapitel 6 thematisiert. In Kapitel 7 wird das Bemessungskonzept erläutert und in Kapitel 8 folgen Zusammenfassung und Ausblick.

# 3

## Normen und Regelungen

Das Verstärken von Betonbauteilen mit aufgeklebter Bewehrung ist national und international in Zulassungen, Richtlinien oder Normen geregelt, die im folgenden kurz vorgestellt werden. Der Fokus liegt dabei auf der Ermüdung mit aufgeklebter Bewehrung verstärkter Betonbauteile, die in den Regelungen auf unterschiedliche Art und Weise Berücksichtigung findet.

### 3.1 Stand nationaler Regelungen

In Deutschland müssen Produkte zur Verstärkung von Betonbauteilen mit aufgeklebter Bewehrung aus Stahllaschen, Kohlefaserlamellen oder Kohlefaserlamimaten bauaufsichtlich zugelassen sein. In den meisten Fällen kommen Verstärkungssysteme mit abZ zum Einsatz. Seltener wird mit Zustimmungen im Einzelfall gearbeitet. Mangels einer bauaufsichtlich eingeführten Norm oder Richtlinie wurde die Bemessung aufgeklebter Bewehrung vor Einführung der DAfStb-Richtlinie (16) in den abZ geregelt. Die erste abZ für aufgeklebte Stahllaschen wurde 1979 erteilt, vgl. (17). Anfang der 1990er Jahre wurden am Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) Richtlinien für aufgeklebte Stahllaschen erarbeitet, deren Inhalt in die abZ einfließen, vgl. z.B. (18). In dieser Richtlinie wird zum Nachweis der Gebrauchstauglichkeit bei vorwiegend nicht ruhender Belastung eine Beschränkung der Schwingbreite der Stahlspannungen in den aufgeklebten Stahllaschen von  $140 \text{ N/mm}^2$  gefordert. Die innere Betonstahlbewehrung musste entsprechend der damals gültigen DIN 1045:1988-07 (22) nachgewiesen werden.

Nachweise für die Ermüdung des Klebeverbundes waren nicht gefordert. Diese wurden erst Anfang der 2000er Jahre in die Zulassungen aufgenommen, vgl. (19). Von da an war zusätzlich nachzuweisen, dass die einwirkende Kraft bei Erreichen der Oberlast  $F_{LEd}^O$  im aufgeklebten Bewehrungselement einen Wert von  $0,348 \cdot f_{ctm,surf}^{1/4} \cdot \Delta F_{LRd}$  nicht übersteigt. Mit  $\Delta F_{LRd}$  ist die Verbundbruchkraft im statischen Fall bezeichnet. Der Nachweis wurde ausschließlich an der Endverankerung am Bauteilende geführt. Bei Erfüllen des Nachweises war nach der Modellvorstellung von Hankers (37) gewährleistet, dass eine maximale Verbundspannung nicht überschritten wird und somit keine Schädigung eintritt, da sich der Verbund bis zu dieser Kraft ideal elastisch verhält. Konnte dieser Nachweis nicht erfüllt werden, musste nachgewiesen werden, dass der Faktor R, das Verhältnis von Unterlast zu Oberlast, größer oder gleich 0,75 ist.

In Ermüdungsversuchen an klebarmierten Stahlbetonbauteilen stellte sich jedoch sehr viel später heraus, dass dieser Nachweis in einigen Fällen auf der unsicheren Seite liegt, vgl. (41). Diese Beobachtungen und der Umstand, dass Hankers' Modell auf Versuchen mit geringen Lastspielzahlen basiert, haben das DIBt veranlasst, Klebarmierungen fortan nur noch für vorwiegend ruhende Beanspruchungen zuzulassen.

Seit 2012 liegt die DAfStb-Richtlinie „Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung“ (16) als Weißdruck vor. In dieser Richtlinie ist wieder ein Bemessungsansatz für schwingende Beanspruchungen enthalten, der im Rahmen dieser Arbeit entwickelt wurde und auf die Ergebnisse des Forschungsvorhabens „Praxisgerechte Bemessungsansätze für das wirtschaftliche Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung“ aufbaut. Der Bemessungsansatz wird in Kapitel 7 genauer erläutert.

## 3.2 Internationale Normen und Richtlinien

Die meisten Normen berücksichtigen die Ermüdung in einer undifferenzierten Art und Weise. Häufig ist die Schwingbreite der Spannungen in der inneren Bewehrung limitiert, und in einigen Fällen wird die Schwingbreite der Spannungen in der aufgeklebten Bewehrung beschränkt. Ein direkter Nachweis des Verbundes bei schwingender Beanspruchung wird in keiner der im Folgenden beschriebenen Normen gefordert.

## 3.2 Internationale Normen und Richtlinien

---

Eine Zusammenfassung zu Ermüdungsaspekten bei geklebter Bewehrung in der internationalen Normenlandschaft findet sich in (44). In der in Kanada geltenden Norm ISIS (43) wird angenommen, dass ein Ermüdungsversagen in der aufgeklebten Bewehrung nur dann eintritt, wenn der innere Bewehrungsstahl versagt. In Folge dessen wird hier die Spannung in der aufgeklebten Bewehrung so limitiert, dass das Spannungsniveau in der inneren Bewehrung die Fließgrenze nicht übersteigt. Die Fédération internationale du Béton (fib) fordert im Bulletin Nr. 14 (31) für ermüdungsrelevante Beanspruchungen nachzuweisen, dass die Schwingbreite der Stahlspannungen in der inneren Bewehrung von verstärkten Stahlbetonbauteilen auf den Wert limitiert wird, der auch bei unverstärkten Stahlbetonbauteilen einzuhalten ist. Die US-amerikanische Norm ACI 440.2R-02 (1) schreibt ein Kriech- und Ermüdungslimit für faserverstärkte Kunststoffe vor. Danach dürfen die Spannungen im Faserkunststoff bei Erreichen der Oberlast 55% der Festigkeit nicht überschreiten. Gleiches gilt für die in Italien geltende CNR (13). Hier wird ein übergeordneter Abminderungsfaktor  $\eta_1$  für den Bemessungswert der Zugfestigkeit des Faserkunststoffes benutzt, der für den Ermüdungsfall einen Wert von 0,55 erhält. Tabelle 3.1 zeigt eine Übersicht über die beschriebenen Regelungen.

**Tabelle 3.1: Regelungen für die Ermüdungsbeanspruchung von verstärkten Stahlbetonbauteilen**

<b>Norm/ Richtlinie</b>	<b>Regelung</b>
ISIS Manual No. 4 (43)	Spannungsbegrenzung für die Stahlbewehrung auf die Fließgrenze des Bewehrungsstahls
fib Bulletin 14 (31)	Beschränkung der Schwingbreite der Stahlspannung des inneren Bewehrungsstahls auf das Limit, welches auch im unverstärkten Zustand gilt
ACI 440.2R-08 (1)	Spannungsbegrenzung für den Faserkunststoff auf 55% der Materialfestigkeit
CNR-DT 200 R1/2013 (13)	Spannungsbegrenzung für den Faserkunststoff auf 55% der Materialfestigkeit
DAfStb-RiLi (16)	Begrenzung der Lamellenkräfte bzw. Begrenzung der Lamellenkraftdifferenz zum Nachweis der Verbundkraftübertragung bei Erreichen der Oberlast und für den schwingenden Lastanteil



# Grundlagen zum Verbund und zur Ermüdung aufgeklebter Bewehrung

Bei mit aufgeklebter Bewehrung verstärkten Betonbauteilen ist die Tragfähigkeit stark abhängig vom Klebeverbund. Das Versagen verstärkter Stahlbetonbalken kündigt sich häufig durch die Ausbildung von Rissen an, die parallel zur aufgeklebten Bewehrung verlaufen und die Kraftübertragung vom Beton in die Bewehrung verhindern. Die Rissbildung schreitet bis zur vollständigen Entkopplung der Bewehrung fort und das Bauteil kollabiert. Die Verstärkungswirkung aufgeklebter Bewehrung wird sowohl bei ruhender als auch bei zyklischer Belastung von deren Verbundtragverhalten bestimmt. In diesem Kapitel werden daher zunächst die Grundlagen des Verbundtragverhaltens aufgeklebter Bewehrung bei ruhender Belastung erläutert. Daraufaufgehend werden grundlegende Formulierungen und Konzepte zur Beschreibung der Materialermüdung erläutert. Anschließend folgt der Stand des Wissens zum Verbundermüdungsverhalten aufgeklebter Bewehrung.

## 4.1 Verbundmodelle bei ruhender Beanspruchung

Das Verbundverhalten von Bewehrungssträngen kann mit der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes nach Volkersen (52) beschrieben werden:

$$\ddot{s}_L - \frac{1}{E_L \cdot t_L} \cdot \tau_L(s_L) = 0. \quad (4.1)$$

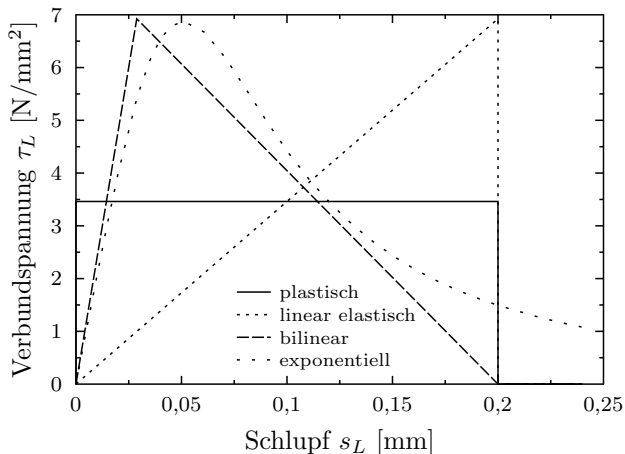
## 4.1 Verbundmodelle bei ruhender Beanspruchung

---

Zur Lösung der Gleichung ist eine Ansatzfunktion für die Beziehung zwischen Verbundspannung und Schlupf  $\tau_L(s_L)$  erforderlich.

### 4.1.1 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung

Für die Beziehung zwischen Verbundspannung und Schlupf existieren unterschiedliche Modelle. Die einfachsten Modelle gehen von einem plastischen Verhalten mit konstanter Verbundspannung oder von einem linear elastischen Verformungsverhalten mit linearem Anstieg und plötzlichem Abfall der Verbundspannungen aus. Komplexere Ansätze enthalten z.B. eine bilineare  $\tau_L$ - $s_L$ -Beziehung, vgl. Holzenkämpfer (40), oder eine Exponentialfunktion zur Beschreibung des Verbundspannungs-Schlupf-Verhaltens, vgl. Dai (15) oder Ferracuti (28). Abbildung 4.1 zeigt verschiedene Modelle im Überblick.



**Abb. 4.1: Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen**

Die Fläche unter der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung lässt sich als Bruchenergie  $G_F$  interpretieren. Unabhängig von der Form der Verbundspannungs-Schlupf-

Beziehung lässt sich die Kraft, die bei Erreichen der Bruchenergie  $G_F$  in der aufgeklebten Bewehrung vorhanden ist, mit der folgenden Gleichung errechnen:

$$\Delta F_{LR,max} = b_L \cdot \sqrt{G_F \cdot E_L \cdot t_L}. \quad (4.2)$$

Lu (46) vergleicht verschiedene Ansätze für die  $\tau_L$ - $s_L$ -Beziehung mit Versuchsergebnissen. Die Vergleiche zeigen, dass die Vorhersagegenauigkeit der Verbundbruchkraft  $\Delta F_{LR,max}$  hauptsächlich davon abhängt, mit welcher Genauigkeit die Bruchenergie  $G_F$  beschrieben wird. Der genaue Verlauf der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung hat dagegen einen untergeordneten Einfluss auf die Verbundbruchkraft.

Die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen, welche nach Erreichen des Schlupfes  $s_{L0}$  keine Übertragung von Verbundspannungen mehr zulassen, führen dazu, dass ab einer bestimmten Verbundlänge  $l_{bL,max}$  keine Verbundspannungen mehr übertragen werden und die Verbundkraft nicht weiter ansteigt. Nach diesen Ansätzen existiert eine maximale Verbundbruchkraft  $\Delta F_{LR,max}$ , die bei einer maximalen Verbundlänge  $l_{bL,max}$  erreicht wird. Eine zusätzliche Klebelänge über die maximale Verbundlänge  $l_{bL,max}$  hinaus führt dann zu keinem weiteren Anstieg der Verbundbruchkraft  $\Delta F_{LR,max}$ . Abbildung 4.2 zeigt den Zusammenhang zwischen Verbundbruchkraft  $\Delta F_{LR,max}$  und Verbundlänge  $l_{bL}$  an der Endverankerung der aufgeklebten Bewehrung.

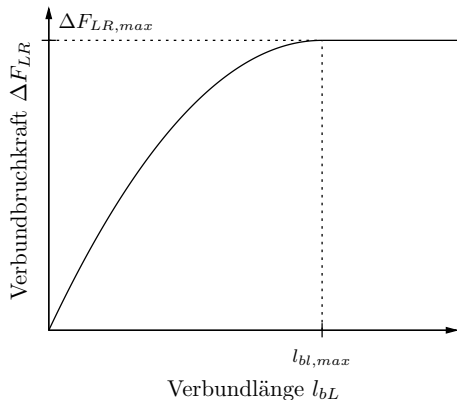
Die in Abbildung 4.2 dargestellte Beziehung lässt sich mit den folgenden Gleichungen beschreiben. Für Verbundlängen  $l_{bL} < l_{bL,max}$  gilt:

$$\Delta F_{LR}(l_{bL}) = \Delta F_{LR,max} \cdot \frac{l_{bL}}{l_{bL,max}} \cdot \left(2 - \frac{l_{bL}}{l_{bL,max}}\right). \quad (4.3)$$

Für große Verbundlängen mit  $l_{bL} \geq l_{bL,max}$  ist der Maximalwert der Verbundbruchkraft  $\Delta F_{LR,max}$  einzusetzen. Die maximale Verbundlänge  $l_{bL,max}$  lässt sich näherungsweise mit einem linearen Verbundspannungs-Verschiebungs-Ansatz berechnen, für den eine analytische Lösung der Differentialgleichung 4.1 existiert. Die Näherungslösung lautet dann:

$$l_{bL,max} = \frac{2}{\kappa_{Lb}} \sqrt{\frac{E_L \cdot t_L \cdot s_L}{\tau_{L1}}}. \quad (4.4)$$

Gleichung 4.4 wird in der DAfStb-Richtlinie für geklebte Bewehrung (16) verwendet und beinhaltet den Faktor  $\kappa_{Lb} = 1,128$ . Nach Niedermeier (49) führt dieser Faktor



**Abb. 4.2:** Verbundbruchkraft  $\Delta F_{LR,max}$  in Abhängigkeit der Verbundlänge  $l_{bL}$

zu einer Näherungslösung, die weniger stark von der realen maximalen Verbundlänge  $l_{bL,max}$  abweicht. Die reale maximale Verbundlänge ergibt sich aus der bilinearen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung.

Die Differentialgleichung (DGL) des verschieblichen Verbundes unter Berücksichtigung einer bilinearen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung kann nur numerisch, vgl. (11) und (37) oder abschnittsweise analytisch, vgl. (56) und (42), gelöst werden. Abbildung 4.3 zeigt den Verlauf der Dehnungen und der Verbundspannungen in der aufgeklebten Bewehrung, wie er sich aus der Lösung der DGL für eine Endverankerung mit einer Verbundlänge  $l_{bL} > l_{bL,max}$  ergibt.

Die Verbundspannungen steigen vom unbelasteten Ende der Klebelänge langsam an, bis die maximale Verbundspannung  $\tau_{L1}$  erreicht ist. Nach Überschreiten des zur maximalen Verbundspannung  $\tau_{L1}$  zugehörigen Schlupfes  $s_{L1}$  setzt die Entfestigung ein und die Verbundspannung  $\tau_L$  nimmt ab. Erzielt der Schlupf  $s_L$  einen Wert von  $s_{L0}$  kann keine zusätzliche Verbundspannung  $\tau_L$  mehr übertragen werden und die maximale Verbundbruchkraft  $\Delta F_{LR,max}$  wird zusammen mit der maximale Verbundlänge  $l_{bL,max}$  aktiviert. Die Lamellendehnungen  $\varepsilon_L$  in der aufgeklebten Bewehrung nehmen

#### 4. GRUNDLAGEN ZUM VERBUND UND ZUR ERMÜDUNG

zunächst überproportional zu, bis die maximale Verbundspannung  $\tau_{L1}$  erreicht wird. Die maximale Verbundspannung markiert den Wendepunkt, ab dem die Dehnung  $\varepsilon_L$  unterproportional weiter ansteigt, bis der Maximalwert  $\varepsilon_{L,max}$  korrespondierend zur maximalen Verbundbruchkraft  $\Delta F_{LR,max}$  eintritt.

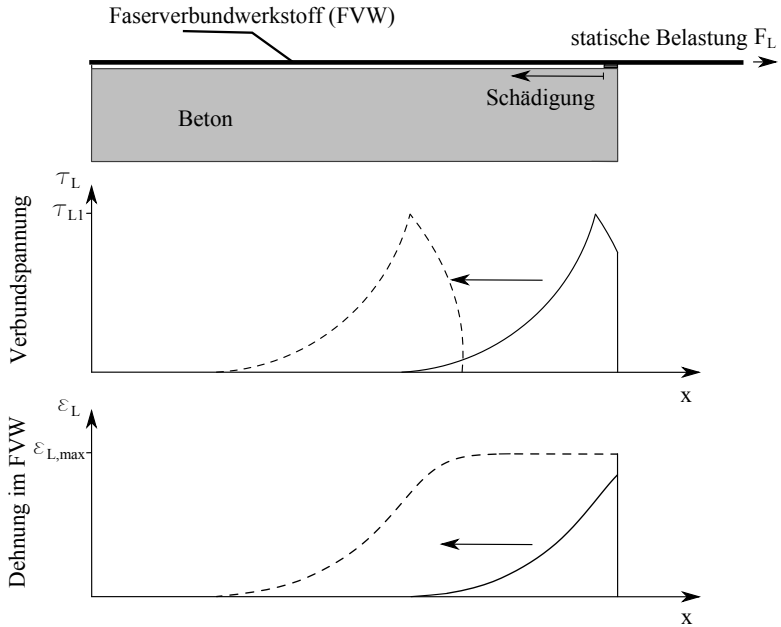


Abb. 4.3: Entwicklung von Verbundspannungen und Dehnungen im Faserverbundwerkstoff (FVW) bei der Nachrechnung eines statischen Versuchs, vgl. (37)

### 4.1.2 Einfluss von Reibung und Krümmung

In (32) erweitert Finckh die bilineare Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung um Anteile aus Reibung und Krümmung. Die Erweiterungen haben besonderes Gewicht bei der Verbundkraftübertragung zwischen Rissen. Bei der Auswertung diverser Verbundversuche mit auf Beton geklebten CFK-Lamellen wird festgestellt, dass die Verbundbruchkraft auch über die maximale Verbundlänge hinaus noch ansteigt. Die Auswertung umfasst Versuche mit Verbundlängen  $l_{bL}$  bis zu  $8 \cdot l_{bL,max}$ . Der Anstieg der Verbundbruchkraft lässt sich mit einem Reibeffekt, der bei Erreichen eines Schlupfes  $s_L \approx s_{L0}$  zu wirken beginnt, erklären. Die Reibung wirkt dann auf der, durch die einsetzende Rissbildung entstandenen, entkoppelten Fläche. Der Reibeffekt lässt sich im Verbundspannungs-Verschiebungs-Gesetz als konstante Verbundspannung beschreiben, die sich an den plastisch entfestigenden Ast des bilinearen Verbundspannungs-Verschiebungs-Gesetzes anschließt, vgl. Abbildung 4.4.

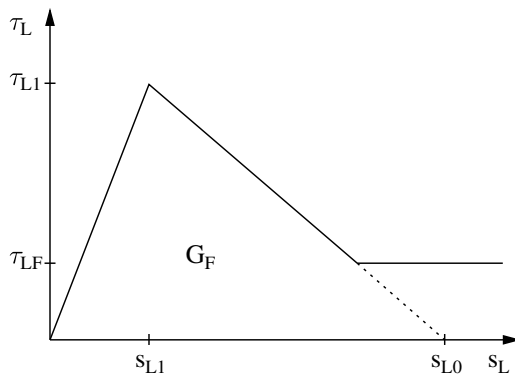


Abb. 4.4: Verbundspannung-Schlupf-Beziehung mit Reibung aus (32)

Die Reibverbundspannung  $\tau_{LF}$  hängt von der Betonfestigkeit ab. Finckh stellt in (32) fest, dass der Reibanteil mit abnehmender Betonfestigkeit ansteigt und führt dieses Phänomen darauf zurück, dass sich der Verbundriss bei geringer festen Betonen

#### 4. GRUNDLAGEN ZUM VERBUND UND ZUR ERMÜDUNG

---

etwas tiefer unter der Betonoberfläche bildet und die Rauheit dieses Verbundrisses somit größer ist. In der DAfStb-Richtlinie (16) wird die Reibverbundspannung  $\tau_{LF}$  gemäß Tabelle RV K.1 mit folgender Gleichung ermittelt:

$$\tau_{LFk} = 10,8 \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{cm}^{-0,89}. \quad (4.5)$$

Der Verbundkraftanteil aus Reibung  $\Delta F_{Lk,BF}$  lässt sich nach Gleichung RV 6.16 der DAfStb-Richtlinie (16) wie folgt ermitteln:

$$\Delta F_{Lk,BF} = \tau_{LFk} \cdot b_L \cdot \left( s_r - \frac{2 \cdot t_L \cdot E_L}{\tau_{L1k}} \cdot \left( \sqrt{\frac{\tau_{L1k} \cdot s_{L0k}}{t_L \cdot E_L} + \frac{F_{LEd}^2}{b_L^2 \cdot t_L^2 \cdot E_L^2}} - \frac{F_{LEd}}{b_L \cdot t_L \cdot E_L} \right) \right). \quad (4.6)$$

Dabei muss gelten:

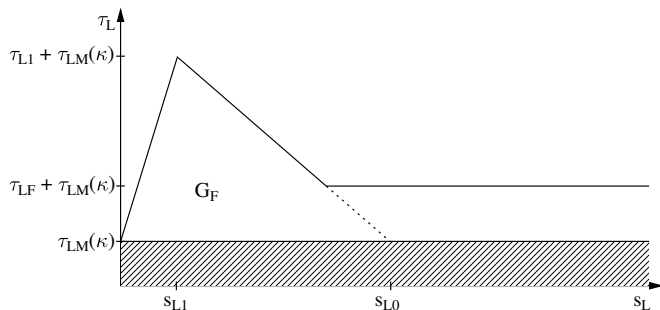
$$F_{Lk,BL}^D < F_{LEd} \leq F_{Lud}.$$

Der Reibanteil kommt nur bei den genauen Nachweisen an den Zwischenrisselementen zur Anwendung, da dieser bei Endverankerungsversuchen nach (32) eher gering ausfällt und nicht immer gut quantifizierbar ist.

Bei Biegebauteilen zeigt sich ein weiterer Effekt, der einen Einfluss auf die Verbundtragfähigkeit hat. Infolge der Durchbiegung treten Krümmungen auf, die zu einer zusätzlichen Anpressung der aufgeklebten Bewehrung an den verstärkten Betonquerschnitt führen. Dies führt zu einem weiteren Anstieg der Verbundbruchkraft, was sich in Versuchen an Biegeträgern nachweisen lässt. Der Anpressdruck und infolge dessen auch die Verbundtragfähigkeit ist aufgrund der größeren Krümmung bei Platten stärker ausgeprägt als bei Biegebalken, vgl. (32). In der DAfStb-Richtlinie (16) wird der Verbundkraftanteil aus Krümmung  $\Delta F_{Lk,KF}$  mit Gleichung RV 6.17 bestimmt.

$$\Delta F_{Lk,KF} = s_r \cdot \kappa_k \cdot \frac{\varepsilon_{Lr1} - \varepsilon_{cr1}}{h} \cdot b_L \quad (4.7)$$

Der Verbundkraftanteil aus Krümmung  $\Delta F_{Lk,KF}$  ist somit vom Schlupf unabhängig und lässt sich in der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung als konstanter Block unter dem Verbund- und dem Reibanteil darstellen. Abbildung 4.5 zeigt die bilineare Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung mit den Anteilen aus Reibung und Krümmung aus (32).



**Abb. 4.5: Verbundspannung-Schlupf-Beziehung mit Ansatz für Reibung und Krümmung aus (32)**

### 4.1.3 Verbundtragverhalten am Zwischenrisselement

Die bilineare Verbundspannung-Schlupf-Beziehung mit den Anteilen aus Reibung und Krümmung nach Finckh kommt beim genauen Nachweis am Zwischenrisselement zur Anwendung. Dieser Nachweis ist erforderlich, da ein Verbundversagen nicht nur an der Endverankerung der aufgeklebten Bewehrung, sondern auch an anderen Stellen eines Biegebauteils auftreten kann. Eine der Hauptursachen wird in Abbildung 4.6 verdeutlicht. Dargestellt ist ein mit CFK-Lamellen verstärkter Einfeldträger mit konstanter Belastung und der daraus resultierende Verlauf der Lamellenkraft. Der Kraftverlauf ähnelt in den Randbereichen dem parabelförmigen Momentenverlauf. Zur Feldmitte hin kommt es jedoch zu einer stärkeren Zunahme der Lamellenkraft infolge des fließenden Bewehrungsstahles im Zustand III. Der Bewehrungsstahl nimmt aufgrund plastischer Verformungen keine zusätzlichen Kräfte mehr auf und die aufgeklebte Bewehrung wird stärker belastet. Die dadurch ausgelöste stärkere Zunahme der Lamellenkraft ist häufig die Ursache für Entkopplungserscheinungen und für das nachfolgende vollständige Versagen des Bauteils.

Darüber hinaus können noch weitere Ursachen zu einem Verbundversagen in der Mitte von verstärkten Biegebauteilen führen. Neubauer fasst in (48) folgende Auslöser zusammen, die zu einem überproportionalen, die Verbundtragfähigkeit übersteigenden, Anstieg der Lamellenkraft führen können:



## 4. GRUNDLAGEN ZUM VERBUND UND ZUR ERMÜDUNG

- Fließen des Bewehrungsstahls
- Einzellasten
- Querschnittsänderungen am Beton oder am Bewehrungsquerschnitt

Neubauer entwickelt daher in (48) ein Konzept, dass Nachweise am Zwischenrisselement nur in den oben genannten Fällen erfordert. Unabhängig davon entwickelt Niedermeier in (49) ein Nachweiskonzept, dass eine Einteilung des gesamten Bauteils in Zwischenrisselemente und Nachweise an jedem Element erfordert. Dieses Konzept wird auch in der DAfStb-Richtlinie (16) angewandt. Abbildung 4.7 zeigt den Ablauf des genauen Nachweises am Zwischenrisselement nach (16) und (49) am Beispiel eines einfachen Biegeträgers.

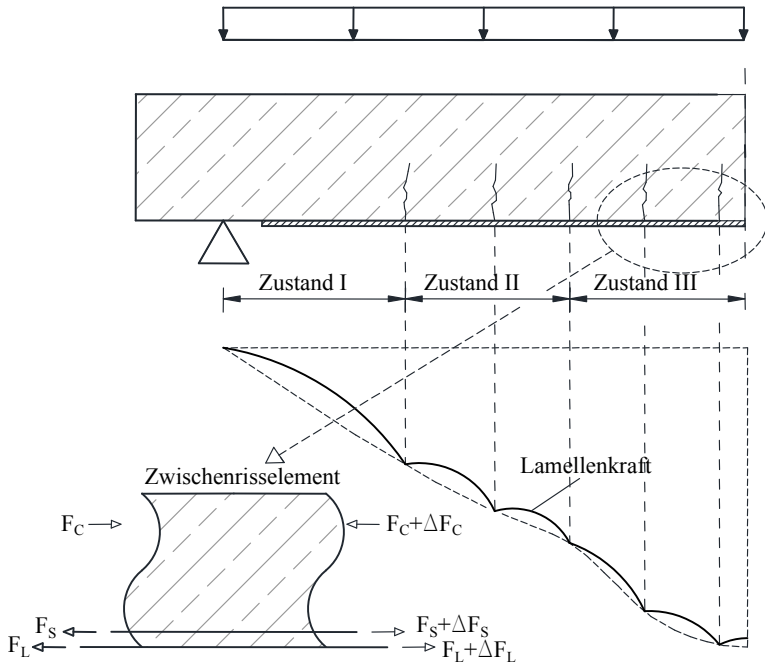


Abb. 4.6: Genauer Nachweis am Zwischenrisselement nach (16)

## 4.1 Verbundmodelle bei ruhender Beanspruchung

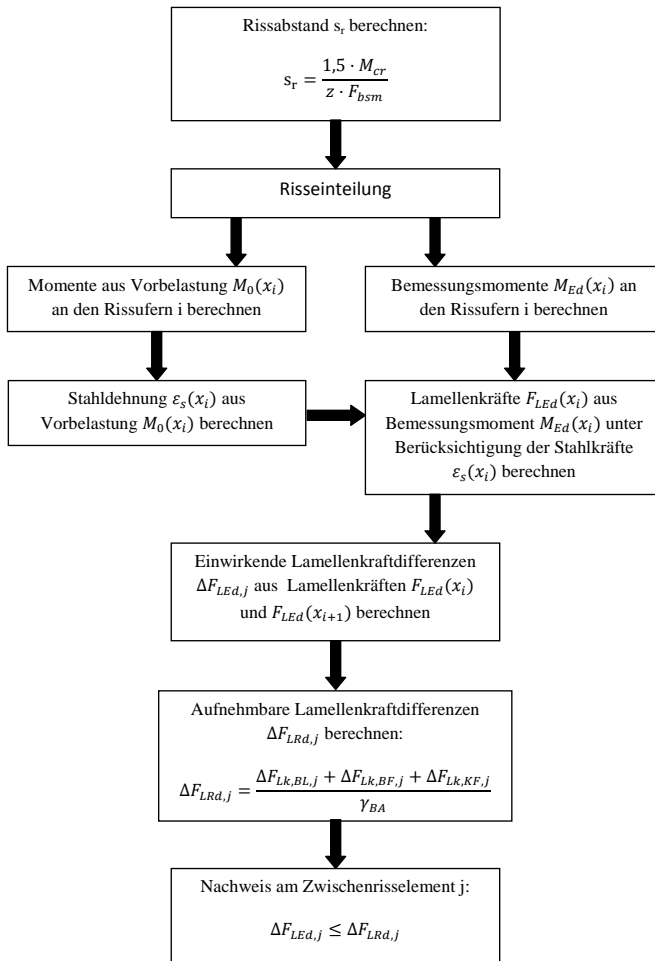


Abb. 4.7: Ablauf des genauen Nachweises am Zwischenrisselement

#### 4. GRUNDLAGEN ZUM VERBUND UND ZUR ERMÜDUNG

---

Zunächst erfolgt die Einteilung des Bauteils in Zwischenrisselemente. Dazu ist der Rissabstand  $s_r$  zu ermitteln. Darauffolgend werden die Schnittgrößen bzw. die Biegemomente im Belastungszustand während der Verstärkung  $M_0$  und im Grenzzustand der Tragfähigkeit  $M_{Ed}$  an jedem Riss  $i$  ermittelt. Mit Hilfe der Momente  $M_0$  lässt sich die Vordehnung  $\varepsilon_{s0}$  in der einbetonierten Stahlbewehrung zum Zeitpunkt des Verstärkens bestimmen.

Unter der Berücksichtigung der Vordehnung kann anschließend unter Annahme einer ebenen Dehnungsverteilung die Dehnung im Beton, im Bewehrungsstahl und in der aufgeklebten Bewehrung berechnet werden. Ein genaues iteratives Berechnungsverfahren hierfür ist in (58) beschrieben. Aus der Lamellendehnung lässt sich dann die Lamellenkraft  $F_{LEd,i}$  an jedem Riss  $i$  bestimmen. Mit den Lamellenkräften können dann die einwirkenden Lamellenkraftdifferenzen für den Nachweis  $\Delta F_{LEd,j}$  an jedem Zwischenrisselement  $j$  ermittelt werden.

Der Widerstandswert der Lamellenkraftdifferenz  $\Delta F_{LRd,j}$  lässt sich darauffolgend aus den Anteilen aus Verbund  $\Delta F_{Lk,BL,j}$ , Reibung  $\Delta F_{Lk,BF,j}$ , Krümmung  $\Delta F_{Lk,KF,j}$  und dem Sicherheitsbeiwert  $\gamma_{BA}$  für jedes Zwischenrisselement  $j$  gesondert berechnen. An jedem Zwischenrisselement ist dann nachzuweisen, dass die einwirkenden Lamellenkraftdifferenz  $\Delta F_{LEd,j}$  kleiner als der Widerstandswert der Lamellenkraftdifferenz  $\Delta F_{LRd,j}$  ist.

## 4.2 Allgemeine Formulierungen zur Festigkeitsentwicklung bei nicht ruhender Beanspruchung

Die einfachste Möglichkeit, die in Versuchen zu beobachtenden Folgen wiederholter Belastungen auf ein Material auszudrücken, ist es, eine Festigkeitsabminderung in Abhängigkeit der Lastspielzahl zu formulieren.

### 4.2.1 Wöhlerlinien

Die Abminderung der Festigkeit in Abhängigkeit der Lastspielzahl wird mit der sogenannten Wöhlerlinie beschreiben, die im Dauerschwingversuch ermittelt wird. Der Versuch wird mit einer zwischen zwei festen Grenzen schwingenden Beanspruchung mit sinusförmigem Verlauf durchgeführt. Abbildung 4.8 zeigt den Verlauf einer solchen Belastung innerhalb eines Lastspiels  $N$  mit den Bezeichnungen nach der seit 1953 sachlich unveränderten DIN 50100 (21) und den in dieser Arbeit verwendeten Bezeichnungen, siehe auch (36). Zur Bezeichnung der Lastniveaus werden in dieser Arbeit die Kräfte in der aufgeklebten Bewehrung  $F_L$  anstatt der Spannungen  $\sigma$  verwendet. Tabelle 4.1 fasst die Bezeichnungen zusammen.

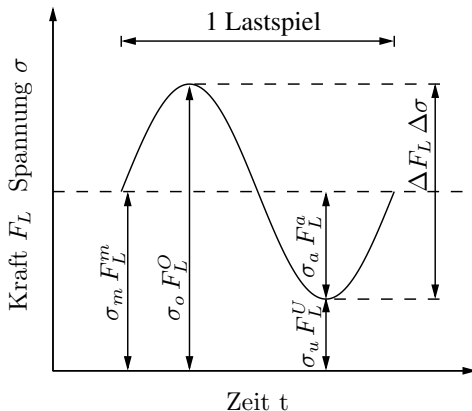


Abb. 4.8: Lastspiel nach DIN 50100 (21)

Tabelle 4.1: Bezeichnungen der Lastniveaus im Dauerschwingversuch

Abk.	Bezeichnung	Abk.	Bezeichnung
$\sigma_o$	Oberspannung	$F_L^O$	Oberlast
$\sigma_u$	Unterspannung	$F_L^U$	Unterlast
$\sigma_m$	Mittelspannung	$F_L^m$	Mittellast
$\sigma_a$	Spannungsamplitude	$F_L^a$	Lastamplitude
$\Delta\sigma$	Spannungsschwingbreite	$\Delta F_L$	Lastschwingbreite

Im Dauerschwingversuch werden die untersuchte Spannungs- bzw. Lastschwingbreite und die Lastspielzahlen  $N$  ausgewertet, die bis zum Versagen der untersuchten Proben benötigt werden. Die Messergebnisse können dann in einer Wöhlerlinie aufgetragen werden. Für die Wöhlerlinie gibt es unterschiedliche Formulierungen, vgl. (36).

$$\lg N = a - b \cdot S \quad (4.8)$$

$$\lg N = a - b \cdot \lg S \quad (4.9)$$

$$\lg(N + B) = a - b \cdot \lg(S - S_D) \quad (4.10)$$

$$\lg N = a - \lg(S - S_D) - b \cdot \lg(S - S_D)^c \quad (4.11)$$

Die ursprüngliche Form entsprechend der Gleichung 4.8 geht auf Wöhler zurück und verwendet eine Gerade im einfach logarithmischen Maßstab. Die am häufigsten verwendete Form der Wöhlerlinie ist die Wöhlerlinie von Basquin nach Gleichung 4.9, welche eine Gerade im doppelt logarithmischen Maßstab verwendet. Die Formulierung 4.10 von Palmgren berücksichtigt die Dauerfestigkeit  $S_D$ . Die Gleichung 4.11 von Bastenaire berücksichtigt einen kurvenförmigen Verlauf für die Übergangsbereiche von der Kurzzeitfestigkeit auf die Zeitfestigkeit und von der Zeitfestigkeit auf die Dauerfestigkeit, vgl. (36).

## 4.2.2 Festigkeitsschaubild nach Goodman

Goodman wertet in (34) diverse Messergebnisse in dem Festigkeitsschaubild 4.9 aus. Er benutzt die Unterspannung  $\sigma_u$  bezogen auf die statische Festigkeit  $f_t$  als x-Achse und die Oberspannung  $\sigma_o$ , ebenfalls auf die statische Festigkeit  $f_t$  bezogen, als y-Achse. In das Diagramm trägt er neben eigenen Versuchsergebnissen, die von Wöhler 1870 in (53) publizierten Ergebnisse aus Dauerschwingversuchen an Achsstählen, ein. Die Versuche

## 4.2 Grundlagen zur Ermüdung

mit reiner Wechselbeanspruchung sind durch den Punkt A gekennzeichnet. Die Versuche mit reiner Wechselbeanspruchung weisen eine Mittelspannung von  $0 \text{ N/mm}^2$  und eine Oberspannung  $\sigma_o$  auf, die dem Betrag der Unterspannung  $\sigma_u$  entspricht. Der Punkt B kennzeichnet die Versuche mit reiner Schwellbelastung mit einer Unterspannung  $\sigma_u$  von  $0 \text{ N/mm}^2$  und einer positiven Oberspannung  $\sigma_o$ . In das Schaubild nimmt Goodman dabei nur die Lastniveaus auf, unter denen mehr als vier Millionen Lastspiele erreicht worden sind. Es werden Messpunkte sowohl für die Unterspannung  $\sigma_u$ , als auch für die Oberspannung  $\sigma_o$  eingetragen. Oberspannung  $\sigma_o$  und Unterspannung  $\sigma_u$  beschreiben im Diagramm eine Gerade. Auf Basis des Diagramms empfiehlt Goodman zyklisch beanspruchte Bauwerke mit einer äquivalenten Spannung  $\sigma_c$  in Abhängigkeit der ständig wirkenden Spannung unter der „Totlast“  $\sigma_u$  und dem Maximalwert der Spannung unter der fluktuierenden „Lebendlast“  $\sigma_o$  zu bemessen.

$$\sigma_c = \sigma_u \pm 2 \cdot (\sigma_o - \sigma_u) \quad (4.12)$$

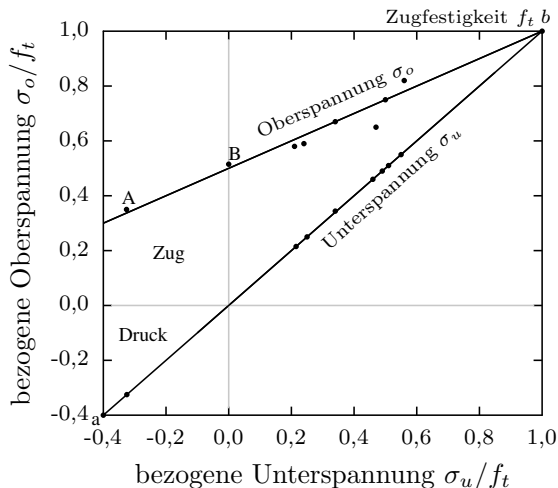


Abb. 4.9: Festigkeitsschaubild nach Goodman (34)

4.2.3 Formulierungen zum Rissfortschritt

Eine andere Form die Folgen der Materialermüdung darzustellen, ist das Entstehen von Rissen und die Entwicklung der Risse bei Dauerschwingbelastung zu beschreiben. Im Stahl wird der Rissfortschritt an Proben mit künstlich eingebrachtem Riss quer zur Zugbeanspruchung, sogenannten CT-Proben, untersucht. In den Versuchen wird die Rissfortschrittsrate  $da/dN$  in Abhängigkeit der Schwingbreite der Spannungsintensität  $\Delta K$  untersucht. Die Spannungsintensität bzw. der Spannungsintensitätsfaktor  $\Delta K$  hängt dabei vom Geometriefaktor  $Y$  für die Riss- bzw. Probengeometrie, der Risslänge  $a_r$  und der Spannungsschwingbreite  $\Delta\sigma$  ab, vgl. (50).

$$\Delta K = \Delta\sigma \cdot \sqrt{\pi \cdot a_r} \cdot Y \tag{4.13}$$

Die Rissfortschrittsrate  $da/dN$  lässt sich dann in Abhängigkeit des Spannungsintensitätsfaktors  $\Delta K$  in einem Diagramm gemäß Abbildung 4.10 darstellen.

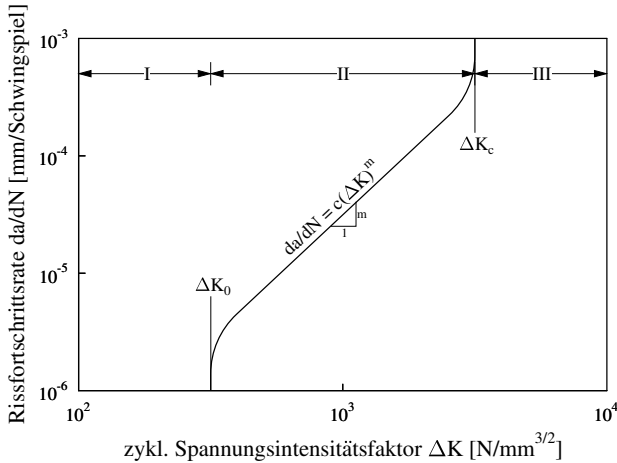


Abb. 4.10: Rissfortschrittsrate  $da/dN$  in Abhängigkeit von  $\Delta K$  (50)

Für die Rissfortschrittsrate lassen sich drei Bereiche identifizieren. In Bereich I unterhalb des Schwellenwerts  $\Delta K_0$  findet kein Rissfortschritt statt. Im Bereich II nimmt

die Rissfortschrittsrate proportional zum Spannungsintensitätsfaktor im doppelt logarithmischen Maßstab zu. Im Bereich III nimmt dann bei Erreichen des kritischen Spannungsintensitätsfaktors  $\Delta K_c$  die Rissrate überproportional zu, bis der Bruch eintritt. Der Zusammenhang im Bereich II wird mit dem Gesetz von Paris wie folgt beschrieben, vgl. (50):

$$\frac{da}{dN} = C \cdot (\Delta K)^{m_0}. \quad (4.14)$$

Die Größen  $C$  und  $m_0$  sind materialabhängig und bestimmen die Lage und die Steigung der Geraden im doppeltlogarithmischen Diagramm. Diab verwendet die Gleichung in (27), um den Rissfortschritt im oberflächennahen Beton parallel zur aufgeklebten Bewehrung zu beschreiben.

### 4.3 Verbundmodelle bei nicht ruhender Beanspruchung

Zur Verbundschädigung bei zyklischen Belastungen existieren unterschiedliche Modellvorstellungen. Ferrier charakterisiert in (30) die Schädigung als Reduktion der Verbundfestigkeit in Abhängigkeit der Lastspielzahl als Wöhlerlinie. Diab entwickelt in (27) ein Modell, welches die Verbundschädigung über den Rissfortschritt im oberflächennahen Beton parallel zur aufgeklebten Bewehrung beschreibt. Hankers und Carrara formulieren in (37) und (11) Modelle für die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung unter zyklischer Belastung.

#### 4.3.1 Reduktion der Verbundfestigkeit bei schwingender Belastung

Ferrier bietet in (30) eine Ermüdungsbemessung des Klebeverbundes mit Hilfe einer Wöhlerlinie an. Die vorhandene Schubspannung, errechnet aus der einwirkenden Lamellenkraft  $F_{LEd}$  und verteilt über die Verankerungslänge  $l_{bL}$ , darf dabei die Verbundfestigkeit  $f_{adh,v,u}$  nicht überschreiten. Die Verbundfestigkeit  $f_{adh,v,u}$  nimmt indes mit zunehmender Lastspielzahl gemäß folgender Gleichung ab:

$$f_{adh,v,u} = m_f \cdot \log(N) + n_f. \quad (4.15)$$

Der Parameter  $m_f$  variiert hierbei zwischen -0,037 und -0,032 und der Parameter  $n_f$  zwischen 0,988 und 1,009 abhängig vom verwendeten Klebstoff nach Anpassung an Versuchsergebnisse, vgl. (30).



### 4.3.2 Rissfortschritt bei Verbundermüdung

Diab beschreibt in (27) den Rissfortschritt bei Ermüdung mit einem bruchmechanischen Ansatz auf Basis des Gesetzes von Paris, vgl. Gleichung 4.14.

$$\frac{da}{dN} = C \cdot \left( \frac{G_{max}}{G_{Fl}} \right)^{m_0} \quad (4.16)$$

Anstatt der Spannungsintensität  $\Delta K$  verwendet Diab die Verbundenergie bei Oberlast  $G_{max}$  und die Bruchenergie  $G_{Fl}$  unter Berücksichtigung verkürzter Verbundlängen. Der Quotient der Energien  $G_{max}$  und  $G_{Fl}$  lässt sich im Falle der Verbundermüdung auch als Quotient der Lamellenkraft bei Erreichen der Oberlast  $F_L^O$  und der statischen Verbundbruchkraft  $\Delta F_{LR}$  ausdrücken. Dabei wird vorausgesetzt, dass der Lamellenquerschnitt und der Elastizitätsmodul der Lamelle konstant bleiben. Bei den Versuchen, die Diab für seine Modellentwicklung zur Verfügung standen, wurde die Unterlast zu 0 kN gewählt. Die Oberlast entspricht dann der Schwingbreite.

$$\frac{G_{max}}{G_{Fl}} = \frac{F_L^O{}^2}{\Delta F_{LR}^2} \quad (4.17)$$

Der bruchmechanische Ansatz wird um einen Parameter  $\beta$  zur Berücksichtigung des Einflusses der bereits entkoppelten Länge  $a_r$  auf die Rissfortschrittsrate  $da/dN$  erweitert. Die Rissfortschrittsrate  $da/dN$  nimmt laut Diab mit fortschreitender Entkopplung ab.

$$\frac{da}{dN} = C_1 \cdot \left( \frac{G_{max}}{G_{Fl}} \right)^{m_1} \cdot \beta \quad (4.18)$$

Die Systemparameter  $C_1$  und  $m_1$  werden an Versuchsergebnisse angepasst. Der Parameter  $\beta$  wird in Abhängigkeit der entkoppelten Länge  $a_r$  bestimmt. Eine Regressionsrechnung anhand von Versuchsergebnissen aus (27) ergibt für den Parameter  $\beta$  und die entkoppelte Länge  $a_r$  den folgenden Zusammenhang:

$$\beta = 7 \cdot 10^5 \cdot (a_r + 20)^{-3.3}. \quad (4.19)$$

Mit dem Modell von Diab lassen sich schrittweise die Rissfortschrittsraten  $da/dN$  für einzelne Lastschritte aufbauend auf dem vorherigen Lastschritt bestimmen. Die Rechnung wird durchgeführt, bis die Rissfortschrittsrate  $da/dN$  die noch vorhandene Verbundlänge  $l_{bL}$  übersteigt. Das Modell von Diab geht davon aus, dass die Unterlast keinen Einfluss auf die Rissfortschrittsrate  $da/dN$  hat. In die Gleichungen zur Bestimmung von

### 4.3 Verbund bei zyklischer Beanspruchung

---

$da/dN$  geht lediglich die Höhe der Oberlast  $F_L^O$  ein.

Carloni erweitert das Modell von Diab in (10), in dem er die Lastschwingbreite  $\Delta F_L$  und die Mittellast  $F_L^m$  in Gleichung 4.18 einbezieht. Darüber hinaus ergänzt er einen Faktor für den Einfluss der Frequenz  $\alpha_f$ .

$$\frac{da}{dN} = \overline{C_1} \cdot \left( \frac{\alpha_f \cdot \sqrt{\Delta F_L \cdot F_L^m}}{\Delta F_L} \right)^{m_1} \cdot \overline{\beta} \quad (4.20)$$

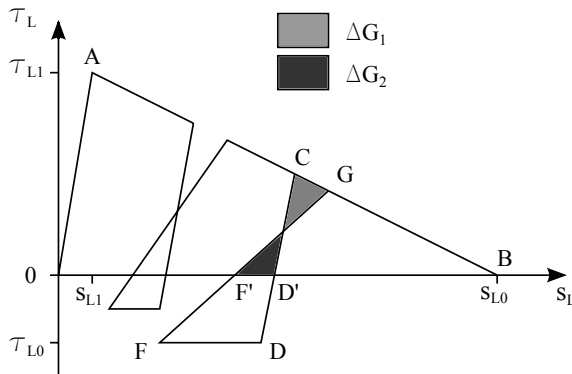
#### 4.3.3 Verbundspannung-Schlupf-Beziehung bei zyklischer Belastung

Die Schädigungsmodelle von Hankers und Carrara für wiederholte Be- und Entlastungen bauen auf dem bilinearen Verbundspannungs-Verschiebung-Ansatz nach Holzenkämpfer (40) auf. Beide lösen die Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes mit dem Verfahren der finiten Differenzen und verwenden energetische Ansätze, um die Be- und Entlastungspfade für jedes Element festzulegen. Hankers (37) stellt für die Ermittlung des Schlupf- und Lamellenkraftverlaufes Bestimmungsgleichungen auf. Kern der Gleichungen ist die Verbundspannungs-Schlupf Beziehung für wiederkehrende Belastungen. Für die Definition der Entlastungs- und Wiederbelastungspfade formuliert Hankers folgende Bedingungen:

- Solange die maximale Verbundspannung  $\tau_{L1}$  nicht überschritten wird, ist das Verbundverhalten ideal-elastisch.
- Der Entlastungspfad weist stets die gleiche Steigung wie der Erstbelastungspfad auf.
- Die Entlastung erfolgt bis zu einer Verbundspannung  $\tau_{L0}$ , die auch negative Werte annehmen kann, da die Rückverformung das Schließen entstandener Risse und somit das Aufbringen einer Druckbeanspruchung erfordert.
- Die Wiederbelastung erfolgt ausgehend von einem Punkt F auf dem Verbundspannungsniveau  $\tau_{L0}$ , der über einen Parameter  $g$  bestimmt wird.
- Der Wiederbelastungspfad wird so gewählt, dass die nach Abzug der dissipierten Energie verbleibende Verbundenergie wieder den gleichen Wert wie bei der Erstbelastung erreicht.

Mit den genannten Bedingungen lassen sich die Entlastungs- und Wiederbelastungspfade im Verbundspannungs-Schlupf-Diagramm in Abbildung 4.11 darstellen. Die Bedingung, dass die Oberlast so groß gewählt werden muss, dass die Schubspannung am belasteten Ende die maximale Verbundspannung  $\tau_{L1}$  überschreitet, führt nach Hankers zu folgendem Grenzwert für die Verbundschädigung:

$$F_L^O \geq 0,348 \cdot f_{ctm,surf}^{1/4} \cdot \Delta F_{LRd}. \quad (4.21)$$

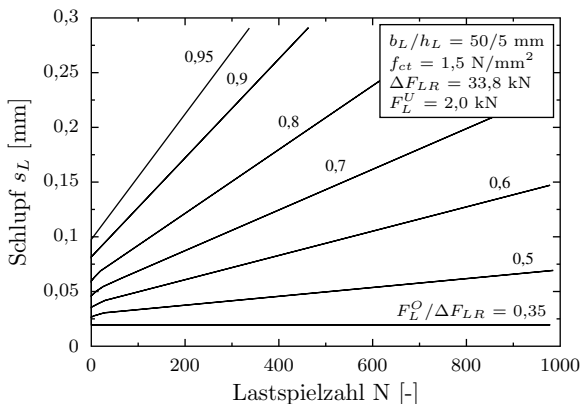


**Abb. 4.11: Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung für wiederholte Be- und Entlastung nach Hankers (37)**

Auf Basis des Modellansatzes lässt sich der Verlauf von Schubspannungen, Schlupf und Lamellendehnungen über die Klebelänge in jedem Lastspiel bei Erreichen der Oberlast  $F_L^O$  und der Unterlast  $F_L^U$  bestimmen. Bei einer konstanten Schwingbreite  $\Delta F_L = F_L^O - F_L^U$  und gleichbleibendem Unterlastniveau  $F_L^U$  führt das Überschreiten des Grenzwertes für die Verbundschädigung zu einem Anstieg des Schlupfes  $s_L$ . Die einsetzende Schädigung verursacht einen Abfall der Verbundspannungen  $\tau_L$  am belasteten Ende bis eine Verbundspannung  $\tau_L = 0$  erreicht wird und die aufgeklebte Bewehrung an diesem Ende entkoppelt ist. Nach diesem nichtlinearen Prozess mit einer sich verlangsamenden Zunahme des Schlupfes schreitet anschließend die Rissbildung, und in Folge dessen auch der Schlupf mit konstanter Geschwindigkeit voran. Die Phase des stabilen Risswachstums dauert an, bis sich die verbliebene Verbundlänge auf eine kritische

### 4.3 Verbund bei zyklischer Beanspruchung

Verbundlänge verkürzt hat, bei der die Oberlast entsprechend des in Abbildung 4.2 beschriebenen Zusammenhangs zwischen Verbundlänge  $l_{bL}$  und Verbundbruchkraft  $\Delta F_{LR}$  nicht mehr aufgenommen werden kann. Hiernach beschleunigt sich der Prozess wieder bis zur vollständigen Entkopplung der aufgeklebten Bewehrung. Abbildung 4.12 zeigt die, mit dem Modell errechnete, Schlupfzunahme in Abhängigkeit der Lastspielzahl bei unterschiedlichen Oberlastniveaus  $F_L^O/\Delta F_{LR}$  für eine Stahlflasche mit der Breite  $b_L = 50 \text{ mm}$  und der Dicke  $h_L = 5 \text{ mm}$  bei einer Unterlast  $F_L^U = 2,0 \text{ kN}$ .



**Abb. 4.12: Schlupfzunahme in Abhängigkeit der Lastwechsel bei unterschiedlichen Oberlasten nach Hankers (37)**

Die Schlupfzunahme  $m_s = ds_L/dN$  wird von Hankers als Schädigungsparameter für ein vereinfachtes Ingenieurmodell benutzt. In diversen Modellrechnungen werden die Betonzugfestigkeit  $f_{ct}$ , der Faktor  $k_b$  zur Beschreibung des Einflusses der Laschengenometrie, das Verhältnis von Unter- zu Oberlast  $R = F_L^U/F_L^O$  und der Modellparameter  $g$  als die Parameter identifiziert, die den Schädigungsverlauf maßgebend beeinflussen.

Die Schlupfzunahme  $m_s = ds_L/dN$  lässt sich mit den Faktoren  $k$  für den Einfluss der relevanten Parameter  $f_{ctm,surf}$ ,  $k_b$ ,  $R$  und  $g$  mit der folgenden Gleichung bestimmen:

$$m_s = 15,2 \cdot 10^{-4} \cdot \left( \frac{F_L^O - F_L^{O*}}{\Delta F_{LR}} \right)^2 \cdot k(f_{ctm,surf}) \cdot k(k_b) \cdot k(R) \cdot k(g). \quad (4.22)$$

Die Lamellenkraft  $F_L^{O*}$  bezeichnet die Oberlast, bis zu der mit keiner Schädigung zu rechnen ist, da sich der Verbund linear elastisch verhält. Diese wird mit der folgenden Gleichung bestimmt:

$$F_L^{O*} = 0,348 \cdot f_{ctm,surf}^{1/4} \cdot \Delta F_{LR}. \quad (4.23)$$

Die Modellformulierungen von Hankers basieren auf 8 Verbundversuchen, die ausschließlich an mit Stahllaschen verstärkten Betonkörpern durchgeführt wurden. In den Versuchen wurde maximal eine Lastspielzahl  $N = 111.361$  untersucht und die Unterlast wurde zwischen 1 und 2 kN variiert. In später durchgeführten Dauerschwingversuchen konnte gezeigt werden, dass die Aussagen des Ingenieurmodells nicht für alle Lastkonfigurationen auf der sicheren Seite liegen, vgl. (41).

Carrara formuliert in (11) einen ähnlichen Ansatz für die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung bei wiederholten Belastungen. Im Gegensatz zu Hankers, der die Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes 4.1 mit einem expliziten Verfahren löst, arbeitet Carrara (11) mit einem impliziten Verfahren. Abbildung 4.13 zeigt die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung nach Carrara (11). Diese zeigt ein linear-elastisches Verhalten auf dem Pfad 0A und ein plastisch-entfestigendes Verhalten auf dem Pfad AB. Bei Verlassen des linear-elastischen Bereichs treten plastische Verformungen auf und es tritt zusätzlich eine Schädigung ein, die zu einem Abfall der Steifigkeit bei Wiederbelastung auf dem Pfad DE führt. Zur Beschreibung des Abfalls der Steifigkeit als Folge der zyklischen Belastung wird der Schadensparameter  $D_K$  benutzt. Der Schadensparameter  $D_\tau$  wird eingeführt, um die Reduktion der Verbundfestigkeit zu beschreiben. Neben den Parametern, die zur Beschreibung der bilinearen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung notwendig sind, wird nur ein zusätzlicher Parameter  $s_{fu}$  benötigt, der an Versuchsergebnisse angepasst werden muss. Der Parameter  $s_{fu}$  lässt sich als Summe der Verformungen bei Entlastung beschreiben, bei dessen Erreichen das Ermüdungsversagen einsetzt, vgl. (12).

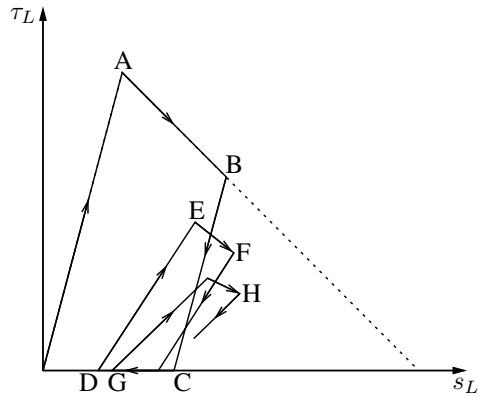


Abb. 4.13: Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung für wiederholte Be- und Entlastung nach Carrara (11)

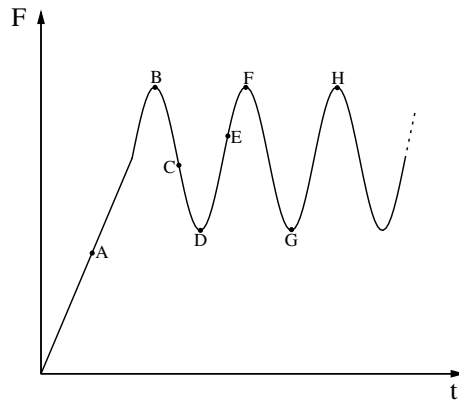


Abb. 4.14: Lastzyklen im Dauerschwingversuch, vgl. (11)

### 4.4 Experimentelle Untersuchungen zum Dauerschwingverhalten

#### 4.4.1 Untersuchungen an Biegebalken

Das Verbundtragverhalten aufgeklebter Bewehrungen unter schwingender Beanspruchung wurde mit unterschiedlichen Methoden untersucht. In den meisten Fällen erfolgten Untersuchungen an verstärkten Biegebalken aus Stahlbeton, die im Drei- oder Vierpunktbiegeversuch mit einer Dauerschwingbelastung beaufschlagt wurden, vgl. (44). Von den in (44) genannten Versuchen werden in dieser Arbeit jene Versuche näher untersucht, die an, mit extern aufgeklebten CFK-Lamellen oder Sheets verstärkten, Stahlbetonbalken ohne mechanische Verankerungen oder Umschließungen durchgeführt wurden. Zusätzlich werden Untersuchungen von Ferrier (29), Harries (38), Aidoo (2) und Al-Rousan (3) in die Auswertung mit einbezogen. Tabelle 4.2 zeigt eine Übersicht über die betrachteten Versuche.

Oftmals wurde eine bestimmte Lastspielzahl getestet und anschließend die Resttragfähigkeit ermittelt. Da sich die Resttragfähigkeit jedoch in den meisten Fällen nur unwesentlich von der Ausgangstragfähigkeit unterscheidet, kann in diesen Versuchen kein für die Ermüdung typisches Versagensbild festgestellt werden. Bei solchen Versuchen, bei denen unter Dauerschwingbelastung keine Schädigung zu beobachten ist, wird die Versagensart mit D für Durchläufer bezeichnet. Ermüdungsbrüche der inneren Stahlbewehrung werden mit S und durch die Dauerschwingbelastung hervorgerufene Verbundschädigungen werden mit dem Buchstaben V gekennzeichnet.

Wenn Schädigungen durch Ermüdung beobachtet werden konnten, ist in 21 von den 26 betrachteten Versuchen, ein Versagen der inneren Stahlbewehrung aufgetreten. In den übrigen 5 Versuchen wurde eine teilweise oder vollständige Entkopplung der aufgeklebten Bewehrung, gefolgt von Ermüdungsversagen oder Bruch der inneren Stahlbewehrung beobachtet. Ein Ermüdungsversagen des aufgeklebten Faserkunststoffes wurde in keinem Versuch beobachtet.

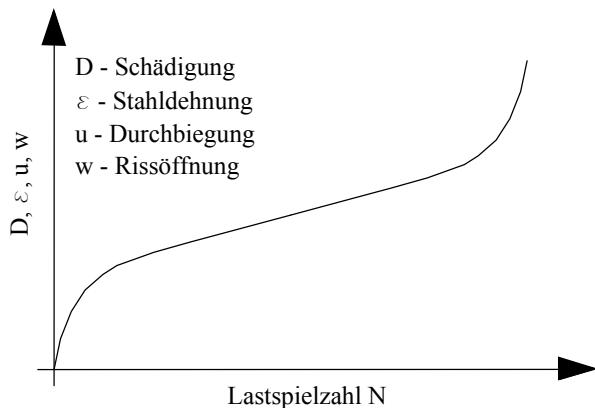
Nach Kim (44) treten stärkere Schäden, hervorgerufen durch Ermüdungserscheinungen, schon innerhalb der ersten Lastwechsel auf. Die Schädigungsrate verlangsamt sich

## 4.4 Experimentelle Untersuchungen

**Tabelle 4.2: Ermüdungsversuche an verstärkten Stahlbetonbalken**

Jahr	Autor	Verstärkung	Anzahl	Versagensart
1999	R. A. Barnes (4)	CFK Lamellen	3	2xS 1xD
2001	Ferrier, E. (29)	CFK Sheets	6	1xS 5xD
2002	Aidoo, J. (2)	CFK Lamellen/ CFK Sheets	4	4xS
2004	Heffernan, P.J. (39)	CFK Sheets	9	9xS
2005	Gussenhoven, R. (35)	CFK Sheets	14	4xS 2xV 8xD
2005	Harries, K. (38)	CFK Lamellen	3	3xV
2005	Gheorghiu, C. (33)	CFK Lamellen	12	12xD
2011	Al-Rousan, R. (3)	CFK Sheets	8	1xS 7xD

dann bis eine lineare Schädigungsrate erreicht wird. Vor dem Ermüdungsbruch ist anschließend wieder ein Anstieg der Schädigungsrate zu beobachten. Die Schädigung kann anhand zunehmender Rissbildung, der Vergrößerung der Rissbreite, des Anstiegs der Durchbiegung und der Zunahme der Stahldehnungen festgestellt werden. Der qualitative Verlauf dieser Größen im Dauerschwingversuch ist in Abb. 4.15 dargestellt.



**Abb. 4.15: Verlauf der Schädigung und von dieser verursachte Erscheinungen im Dauerschwingversuch, vgl. (44)**

Die Ursache der Schädigungen ist dabei nicht immer eindeutig identifizierbar. In Frage kommen plastische Verformungen oder Ermüdungsbrüche des Bewehrungsstahls,



Verbundschädigungen zwischen Beton und Bewehrungsstahl oder Entkopplungserscheinungen zwischen Beton und aufgeklebter Bewehrung. In den meisten Fällen treten die Versagensformen kombiniert auf. Hierbei bleibt nicht selten ungeklärt, ob das Versagen oder Verbundschädigungen des eingelegten Bewehrungsstahls zur Entkopplung der aufgeklebten Bewehrung führten oder umgekehrt.

### 4.4.2 Scherversuche

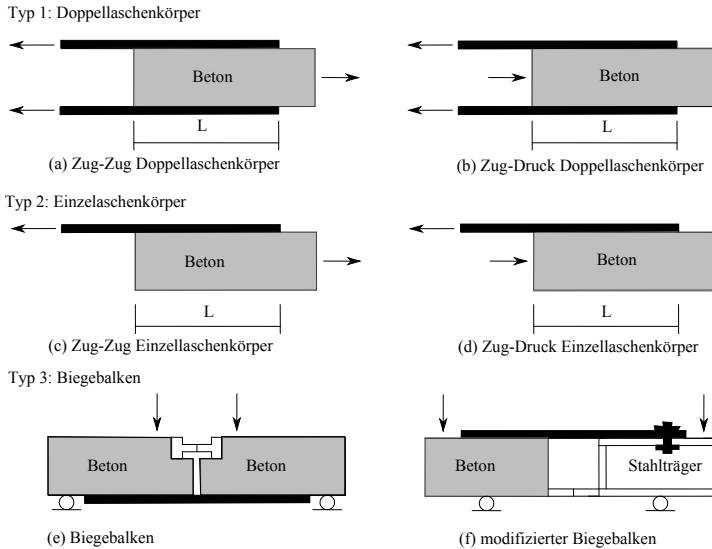
Um das Entkopplungsverhalten der aufgeklebten Bewehrungen zu untersuchen, ist es notwendig ausschließlich mit aufgeklebter Bewehrung bewehrte Betonkörper zu testen, da bei gemischt bewehrten Probekörpern Ermüdungsbrüche am Bewehrungsstahl zur sofortigen Entkopplung der aufgeklebten Bewehrung und somit zu einem abrupten Versuchsende führen. Die Schädigung des Verbundes aufgeklebter Bewehrung unter schwingender Beanspruchung kann auf diese Weise nur in engen Grenzen untersucht werden.

Dauerschwingversuche zur Untersuchung des Verbundverhaltens aufgeklebter Bewehrung können in unterschiedlicher Art und Weise durchgeführt werden. Abb. 4.16 zeigt schematisch die unterschiedlichen Versuchstypen, die hierfür in Frage kommen, vgl. (59), (55). Es lassen sich drei Typen von Versuchen unterscheiden. Typ 1 ist der Doppellaschenkörper, bei dem der Betonkörper mit zwei Laminatstreifen des zu untersuchenden Faserkunststoffes beklebt wird. Hier erfolgt eine symmetrische Belastung beider Laminatstreifen und somit eine gleichzeitige Untersuchung zweier Verbundfugen. Spannungen senkrecht zur Klebefuge und damit verbundene Einflüsse auf die Verbundtragfähigkeit können aufgrund der symmetrischen Belastung leichter vermieden werden.

Typ 2 ist der Versuch am Einzellaschenkörper, bei dem nur eine Klebefuge untersucht wird. Dieser Versuchstyp erfordert eine feste Einspannung des Betonkörpers und eine exakte Ausrichtung der Belastungseinrichtung. Verformungen der Einspannung oder der Belastungseinrichtung können dazu führen, dass sich das Laminat vom Probekörper abschält oder das Laminat an den Probekörper angepresst wird.

Bei den Versuchstypen 1 und 2 kann die Belastungs- und Auflagersituation jeweils so eingerichtet werden, dass ein Zug-Zug- oder ein Zug-Druck-Versuch durchgeführt

## 4.4 Experimentelle Untersuchungen



**Abb. 4.16: Versuchstypen zur Untersuchung des Verbundverhaltens, vgl. (55)**

wird. Beim Zug-Zug-Versuch erfolgt die Lagerung des Betonkörpers am lastabgewandten Ende. Dies führt zu einer Zugbeanspruchung in Beton und Laminat. Beim Zug-Druckversuch erfolgt eine Festhaltung des Betonkörpers am lastzugewandten Ende mit der Folge, dass eine Zugbeanspruchung im Laminat und eine Druckbeanspruchung im Beton auftritt.

Typ 3 ist ein Biegebalken mit einer vorgegebenen Rissituation und einer kurzen Verbundlänge. Beim Biegebalken erfolgt aufgrund der Krümmung immer auch eine Anpressung des Laminats an die Betonoberfläche. Diese führt in der Regel zu erhöhten Verbundbruchkräften, vgl. (59).

Tabelle 4.3 zeigt eine Übersicht über die in Kapitel 6.5 weiter ausgewerteten Verbundversuche mit Dauerschwingbelastung und gibt den jeweiligen Versuchstyp mit an. In den in Tabelle 4.3 genannten Versuchen wurde der Verlauf der Dehnungen mit Dehnmessstreifen (5), (30) oder mit optischer Messtechnik gemessen (9). Alle Versuche haben gemeinsam, dass Sie mit Unterlasten durchgeführt worden sind, die 15% der Verbund-

**Tabelle 4.3: Ermüdungsversuche an unbewehrten Betonkörpern**

<b>Jahr</b>	<b>Autor</b>	<b>Verstärkung</b>	<b>Versuchstyp</b>	<b>Anzahl</b>
2003	Bizindayvi (5)	CFK- und GFK-Sheets	Einzellaschenkörper	46
2005	Dai (14)	CFK-Sheets	Biegebalken	4
2012	Carloni (9)	CFK-Sheets	Einzellaschenkörper	3
2005	Ferrier (30)	CFK-Sheets	Doppellaschenkörper	15

bruchkraft nicht übersteigen, und dass die erreichte Lastspielzahl selten größer als eine Million war. Hinzu kommt, dass alle Autoren mit ähnlichen Betonfestigkeiten zwischen 35 und 45 N/mm<sup>2</sup> gearbeitet haben.

Anhand der Versuchsergebnisse konnte festgestellt werden, dass die Lamellendehnungen bei Erreichen der Oberlast im Bereich der Verklebung am belasteten Ende zunehmen, wenn Verbundschädigungen auftreten. Die Lamellendehnungen nehmen zu, bis die freie Dehnung erreicht ist, die ein unverklebtes Laminat bei Erreichen der Oberlast aufweist. Die Messwerte können den Wert der freien Dehnung unter Umständen sogar übersteigen, was auf das Ablösen und Abheben des Laminats bei Eintritt der Entkopplung zurückzuführen ist. In diesem Fall führt die Biegung im Laminat zu erhöhten Werten für die Lamellendehnung. Wenn die Entkopplung eingesetzt hat, verändert sich der Dehnungsverlauf über der Klebelänge jedoch wenig. Die Verbundlänge, auf der die Kraftübertragung vom Laminat in den Beton erfolgt, bleibt nahezu konstant und auch die Steigung, mit der die Lamellendehnung abfällt, nimmt nur im geringen Maße ab. Die Entkopplung führt vielmehr dazu, dass sich der Bereich der Kraftübertragung vom belasteten Ende weg in den noch verklebten unbeschädigten Bereich verschiebt. Abbildung 4.17 zeigt schematisch den Verlauf der Lamellendehnungen und den sich daraus ergebenden Verlauf der Verbundspannungen auf der verklebten Länge im Dauerschwingversuch. Der Verlauf von Verbundspannungen und Dehnungen ähnelt stark dem Verlauf bei statischer Belastung, vgl. 4.3. Der Unterschied besteht im Wesentlichen darin, dass der entfestigende Bereich der Verbundspannungen bei Dauerschwingbelastung etwas kürzer ausfällt. Diese typische Entwicklung von Dehnungen und Verbundspannungen bei zyklischer Beanspruchung wurde von Hankers bei Versuchen an aufgeklebten Stahllaschen, vgl. (37), und von Carloni an auflaminierten CF-Gelegen, vgl. (9), beobachtet.

#### 4.4 Experimentelle Untersuchungen

---

Da die gemessenen Dehnungen, auch bei optischer Messung von einem idealisierten Dehnungsverlauf abweichen, ist es notwendig den Dehnungsverlauf zur weiteren Auswertung mit Funktionen abzubilden. Hankers arbeitet mit der numerischen Lösung der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes. Carloni beschreibt den Verlauf der Lamellendehnungen mit einer Exponentialfunktion.

$$\varepsilon_L = \varepsilon_{L0} + \frac{\alpha_2}{1 + e^{-\frac{x-x_0}{\beta_1}}} \quad (4.24)$$

Die Parameter  $\alpha_2$ ,  $\beta_1$ ,  $\varepsilon_{L0}$  und  $x_0$  werden in einer nichtlinearen Regressionsrechnung an den Dehnungsverlauf angepasst. Dieser lässt sich mit der Exponentialfunktion 4.24 in guter Näherung abbilden. Mit der angenäherten Dehnungsverteilung lassen sich dann die maximale Verbundspannung  $\tau_{L1}$  und die Bruchenergie  $G_F$  sowohl in den statischen als auch in den Dauerschwingversuchen ermitteln.

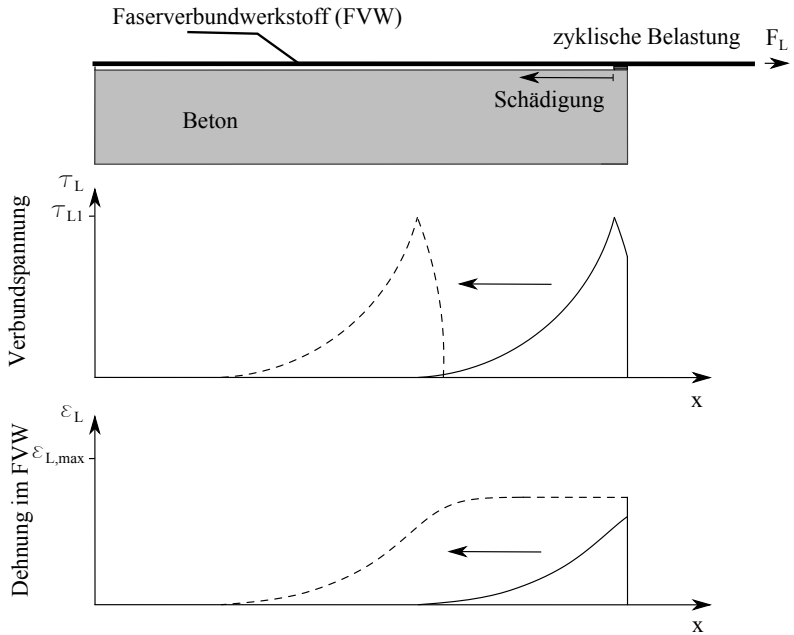


Abb. 4.17: Entwicklung von Verbundspannungen und Laminatdehnungen im Dauerschwingversuch, vgl. (37)

### 4.4.3 Scherversuche mit kombinierter Bewehrung

Husemann hat die Verbundtragfähigkeit von mit CFK-Lamellen verstärkten Stahlbetonquerschnitten in Verbindung mit innerer Bewehrung an gemischt bewehrten Zug-Zug-Doppellaschenkörpern in Dauerschwingversuchen untersucht, vgl. (41). Der Versuchsaufbau mit den Zug-Zug-Körpern ist in Abbildung 4.18 dargestellt. Der Probekörper wurde über die komplette Länge auf Zug beansprucht und zyklisch belastet. Lamellen- und Stahldehnungen wurden mit Dehnmessstreifen (DMS) gemessen. Die Schädigung des Verbundes konnte durch den Vergleich von Stahl- und Lamellendehnungen festgestellt werden. In Folge der Dauerschwingbeanspruchung treten zwischen Lamelle und Beton Entkopplungserscheinungen auf, die zu einer Umlagerung der Kräfte von der aufgeklebten Lamelle auf den inneren Stahl führen.

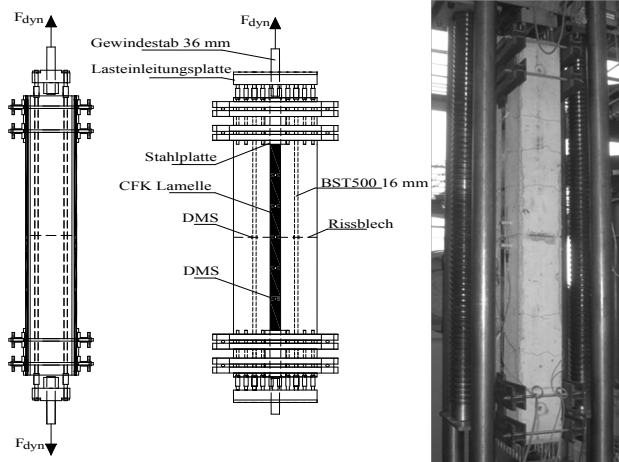
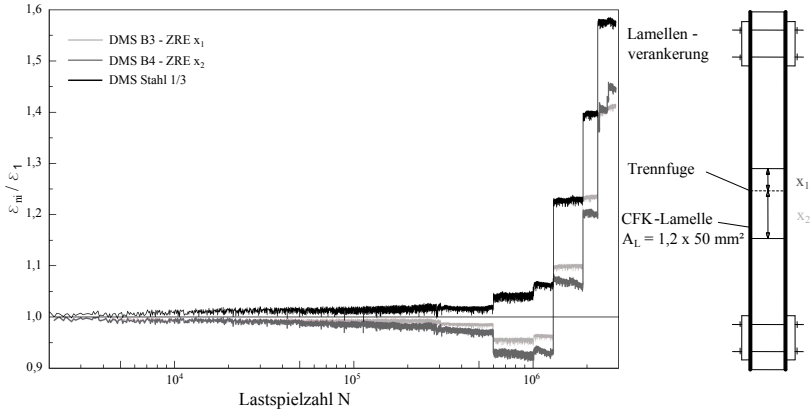


Abb. 4.18: Versuchsaufbau aus (41)

Deutlich wird dies in der Darstellung der, auf den Versuchsbeginn bezogenen, Lamellen- und Stahldehnungen  $\varepsilon_{ni}/\varepsilon_1$  über der Lastspielzahl  $N$  im logarithmischen Maßstab in Abbildung 4.19. Die Umlagerungen sind anhand der Dehnungsänderungen deutlich ablesbar. Eine Zu- bzw. Abnahme im Dehnungsverhältnis  $\varepsilon_{ni}/\varepsilon_1$  bedeutet einen Zug-

## 4. GRUNDLAGEN ZUM VERBUND UND ZUR ERMÜDUNG

kraftanstieg am entsprechenden DMS  $i$  auf der Lamelle oder dem inneren Stahl. Die Dehnung  $\varepsilon_1$  entspricht dabei der Dehnung bei Erst- bzw. Anfangsbelastung, die Dehnungen  $\varepsilon_{ni}$  denen bei entsprechender Lastwechselzahl.



**Abb. 4.19: Lamellen- und Stahldehnungen in Abhängigkeit der Lastwechselzahl aus (41)**

Dargestellt sind die auf den Startwert beim ersten Erreichen der Oberlast bezogenen Lamellendehnungen auf der Rückseite B des Probekörpers, die an den Zwischenrisselementen (ZRE) oberhalb mit dem DMS B3 und unterhalb des Rissbleches mit dem DMS B4 gemessen worden sind. Am DMS B4 ist eine Abnahme der Dehnungen und am einbetonierten Stahl eine Zunahme der Dehnungen erkennbar, während die Dehnungen, die mit dem DMS B3 ermittelt worden sind, während der ersten Laststufen nahezu konstant geblieben sind. Dies ist auf eine Entkopplung der Lamelle am Zwischenrisselement unterhalb des Rissblechs zurückzuführen. Da das untere Zwischenrisselement mit dem DMS B4 einen größeren Rissabstand  $s_r$  als das obere mit dem DMS B3 aufweist, ist an diesem Element ein früheres Auftreten von Entkopplungserscheinungen zu erwarten.

Die Versuchsergebnisse lassen sich in einem Goodman-Smith-Diagramm, dargestellt in Abbildung 4.20, veranschaulichen und mit dem ehemals angewendeten Bemessungs-

## 4.4 Experimentelle Untersuchungen

ansatz aus der abZ (19) vergleichen. Das Diagramm ermöglicht es, die Lastkonfigurationen zwischen Ober- und Unterlast darzustellen, in denen nach abZ (19) keine Verbundschädigung stattfindet. Zwischen den Grenzl意思en der Oberlast  $F_L^O$  und der Unterlast  $F_L^U$  lässt sich die Schwingbreite ablesen, bei der keine Schädigung eintritt. Dabei wird eine messbare Abnahme der Lamellendehnungen bei zunehmenden Stahldehnungen als Eintritt einer Schädigung gewertet. Ober- und Unterlasten sind auf die Verbundbruchkraft  $\Delta F_{LR}$  bezogen, die in statischen Versuchen ermittelt worden ist. Die Grenzlinie für die Oberlast ist nach dem Modell aus den Zulassungen (19) dargestellt und gliedert sich in drei Abschnitte. Der erste horizontale Abschnitt zeigt den elastischen Bereich. Solange  $F_L^O/\Delta F_{LR}$  kleiner ist als  $0,348 \cdot f_{ct}^{1/4}$  tritt keine Schädigung ein. Der zweite Abschnitt resultiert aus dem Faktor  $R = F_L^O/F_L^U \geq 0,75$  und der dritte Abschnitt begrenzt die Oberlasten  $F_L^O$  auf Werte unterhalb der Verbundbruchkraft  $\Delta F_{LR}$ , bei deren Überschreiten eine Schädigung eintreten muss.

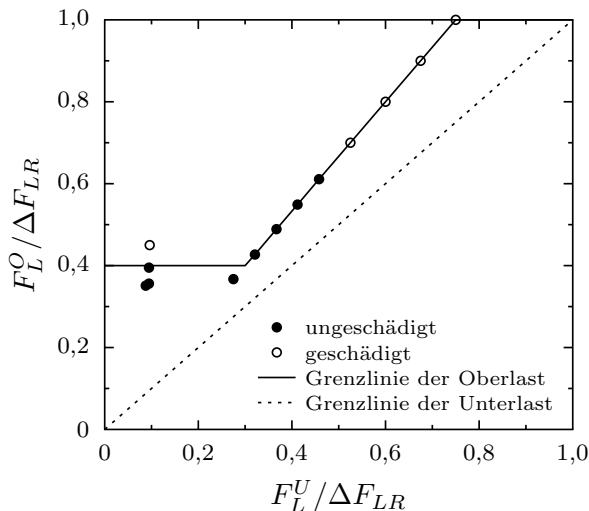


Abb. 4.20: Darstellung der Ergebnisse aus (41) im Goodman-Smith-Diagramm



Die Ergebnisse zeigen, dass Schädigungen erst eintreten, wenn der elastische Bereich verlassen wird. Weiterhin ist festzustellen, dass bei Oberlasten  $F_L^O$ , die einen Wert von 60 % von  $\Delta F_{LR}$  überschreiten, Schädigungen eintreten, obwohl ein Faktor  $R = 0,75$  eingehalten wird. Die elastische Grenze, bei deren Unterschreiten nach Hankers keine Schädigung eintritt, konnte in den Versuchen bestätigt werden. Die Grenzlinie der Oberlast, beschrieben mit dem Faktor  $R = 0,75$ , konnte in den Versuchen nicht in allen Fällen bestätigt werden. Somit belegen die Ergebnisse (41), dass der ehemals angewendete Bemessungsansatz aus der abZ (19) für hohe Unterlasten nicht unbedingt zutreffend ist. Vielmehr legen die Resultate die Annahme einer Geraden als Grenzlinie der Oberlast im Goodman-Smith-Diagramm nahe, die durch die Punkte P1 (0/0,4) und P2 (1/1) in Abbildung 4.20 verläuft. Basierend auf dieser Annahme erfolgte die Planung der eigenen Versuche, vgl. Abbildung 5.1.

# 5

## Eigene Versuche

In Kapitel 4 wurden Versuche zur Untersuchung des Verbundverhaltens aufgeklebter Bewehrung vorgestellt. Die Versuche haben gemeinsam, dass sie bei geringen Unterlasten von maximal 15% der statischen Verbundbruchkraft durchgeführt wurden. Alle Untersuchungen erfolgten an Probekörpern mit Betonfestigkeiten im Bereich von 35 bis 45 N/mm<sup>2</sup>.

In dieser Arbeit werden daher Dauerschwingversuche an mit CFK-Lamellen verstärkten Doppelaschenkörpern unterschiedlicher Festigkeit bei Laststufen mit unterschiedlichen Ober- und Unterlasten durchgeführt, siehe auch (7). Die Umlagerung der Lamellenkräfte auf den einbetonierten Bewehrungsstahl wird anhand von Versuchen an gemischt bewehrten Doppelaschenkörpern analysiert. In Untersuchungen an Platten wird gezeigt, dass die an Zug-Druckkörpern gewonnenen Erkenntnisse auf Biegebauteile übertragbar sind. Das Kapitel 5 fasst ergänzend, die in Heft 593 des DAFStb (7) bereits beschriebenen Versuche noch einmal zusammen.

### 5.1 Verwendete Materialien

Für die eigenen Versuche wurden CFK-Lamellen mit einem Armierungsklebstoff auf Betone der Festigkeitsklassen C20/25, C40/50 und C50/60 geklebt. Darüber hinaus wurden CF-Gelege untersucht, die in fünf Lagen auf Betonprobekörper der Festigkeitsklasse C35/45 appliziert wurden.

## 5. EIGENE VERSUCHE

---

**CFK-Lamellen und Klebstoff** In den eigenen Versuchen werden CFK-Lamellen mit einem mittleren Elastizitätsmodul  $E_L$  von  $170.000 \text{ N/mm}^2$  und einer Querschnittsfläche  $A_L = 1,4 \cdot 50 \text{ mm}^2$  verwendet. Die Lamellen werden mit einem zweikomponentigen Klebstoff auf Epoxidharzbasis mit speziellen Füllstoffen verklebt. Die Schichtdicke des Klebstoffs beträgt bei allen Versuchen  $1 \text{ mm}$ . Die Druckfestigkeit des Klebstoffs wurde nach 7 Tagen Aushärtung bei  $20^\circ\text{C}$  und  $65 \%$  Luftfeuchte zu  $85,5 \text{ N/mm}^2$  bestimmt. Die Biegezugfestigkeit betrug  $46,1 \text{ N/mm}^2$  und die Rohdichte  $1,74 \text{ kg/dm}^3$ .

**CF-Gelege und Matrixharz** Bei den untersuchten Gelegen handelt es sich um unidirektionale CF-Gelege, die im Wet-Layup-Verfahren auf den Betonkörper laminiert werden. Tabelle 5.1 fasst die Eigenschaften der Fasern zusammen und Tabelle 5.2 gibt die Materialeigenschaften des Faserkunststoffes wieder.

**Tabelle 5.1:** Fasereigenschaften

<b>Zugfestigkeit</b>	$f_{Luk}$	$3.790 \text{ N/mm}^2$
<b>Zugelastizitätsmodul</b>	$E_L$	$230.000 \text{ N/mm}^2$
<b>Bruchdehnung</b>	$\varepsilon_{Luk}$	$1,7 \%$
<b>Dichte</b>	$\rho_{CF}$	$1,74 \text{ g/cm}^3$

**Tabelle 5.2:** Eigenschaften des Faserkunststoffes

<b>Zugfestigkeit</b>	$f_{Luk}$	$986 \text{ N/mm}^2$
<b>Zugelastizitätsmodul</b>	$E_L$	$95.800 \text{ N/mm}^2$
<b>Bruchdehnung</b>	$\varepsilon_{Luk}$	$1,0 \%$
<b>Nennstärke</b>	$t_L$	$1 \text{ mm}$
<b>Fasergewicht</b>	$m_L$	$644 \text{ g/m}^2$

**Beton** Die gemischt bewehrten Doppellaschenkörper, die Platten und ein Teil der ausschließlich mit CFK-Lamellen bewehrten Doppellaschenkörper wurden mit Beton der Festigkeitsklasse C20/25 angefertigt. Aus Beton der Festigkeitsklasse C35/45 wurden drei und aus Beton der Festigkeitsklassen C40/50 und C50/60 wurden je 4 weitere ausschließlich mit CFK-Lamellen bzw. mit CF-Gelegen bewehrte Doppellaschenkörper

## 5.2 Mit CFK-Lamellen bewehrte Doppellaschenkörper

---

hergestellt. Die Druckfestigkeit  $f_{cm}$  wurde in Druckprüfungen an Probewürfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm nach 28 Tagen ermittelt. Die Haftzugfestigkeit  $f_{ctm,surf}$  wurde nach Durchführung der Dauerschwingversuche an den unbelasteten Enden der Probekörper bestimmt. Tabelle 5.3 zeigt die Mittelwerte der Haftzugfestigkeit  $f_{ctm,surf}$  und der Druckfestigkeit  $f_{cm}$  für die verwendeten Betone.

**Tabelle 5.3:** Druckfestigkeiten und Haftzugfestigkeiten der verwendeten Betone

Festigkeitsklasse	$f_{cm}$	$f_{ctm,surf}$
C 20/25	39,0 N/mm <sup>2</sup>	1,4 N/mm <sup>2</sup>
C 35/45	43,3 N/mm <sup>2</sup>	3,0 N/mm <sup>2</sup>
C 40/50	67,2 N/mm <sup>2</sup>	2,3 N/mm <sup>2</sup>
C 50/60	90,2 N/mm <sup>2</sup>	2,7 N/mm <sup>2</sup>

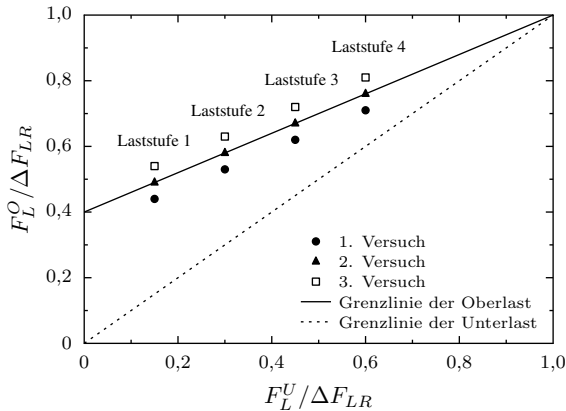
## 5.2 Ausschließlich mit CFK-Lamellen bewehrte Doppellaschenkörper

In den eigenen Dauerschwingversuchen an Doppellaschenkörpern wird die Schädigung sowohl über die Zunahme der Lamellendehnungen im Bereich der Verklebung als auch über die Zunahme der Relativverschiebung bzw. des Schlupfes zwischen Betonkörper und aufgeklebter CFK-Lamelle experimentell bestimmt. Das Versuchsprogramm wird anhand eines Goodman-Smith-Diagramms festgelegt.

### 5.2.1 Versuchsprogramm

In vorangegangenen Dauerschwingversuchen wurde festgestellt, dass bei Oberlasten  $F_L^O$  im elastischen Bereich mit  $F_L^O/\Delta F_{LR} \lesssim 0,4$  bei reiner Schwellbeanspruchung mit  $F_L^U = 0$  keine Schädigung eintritt, vgl. (37) und (41). Diese Lastkombination markiert den Achsenabschnitt auf der Y-Achse im Goodman-Smith-Diagramm. Ein weiterer Punkt dieser Gerade ist die maximale Verbundbruchkraft  $\Delta F_{LR}$ , die in statischen Versuchen ermittelt wird. Es werden vier Laststufen mit Unterlasten  $F_L^U$  von 15, 30, 45 und 60% der Verbundbruchkraft  $\Delta F_{LR}$  untersucht. Als Schwingbreite wird zunächst ein geringerer Wert als die dargestellte Differenz zwischen Ober- und Unterlast festgelegt. Tritt bei den Untersuchungen keine Schädigung ein, wird die Schwingbreite erhöht. Die

zu untersuchenden Laststufen sind durch Symbole in Abbildung 5.1 dargestellt. Zur Bestimmung der Grenzlinie sind mindestens zwei Versuche, gekennzeichnet durch gefüllte Symbole erforderlich. Tritt auch im zweiten Versuch keine Schädigung ein, erfolgt ein dritter Versuch mit erhöhter Oberlast, angedeutet durch offene Quadrate.



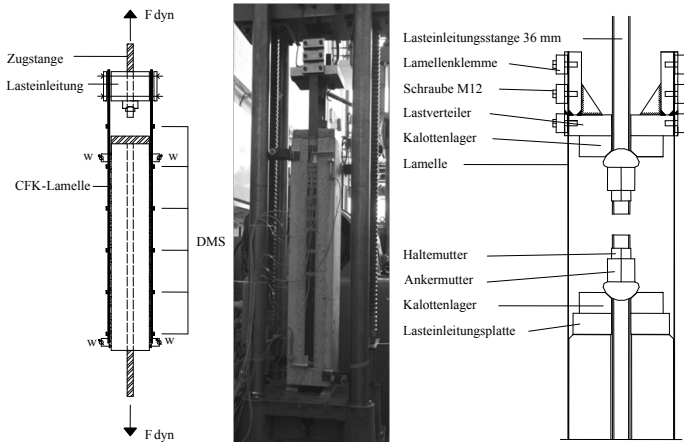
**Abb. 5.1:** Laststufen für Dauerschwingversuche an Doppellaschenkörpern, vgl. (7)

### 5.2.2 Versuchsaufbau

Die Schwingversuche werden mit einer hydraulischen Prüfmaschine mit Pulsator zur Aufbringung sinusförmiger Lasten durchgeführt. Bei den Probekörpern handelt es sich um Zug-Druckkörper. Der Betonkörper wird über eine Lasteinleitungsplatte mit Druckspannungen und die aufgeklebten Lamellen werden über die Lasteinleitung mit mechanischer Lamellenverankerung mit Zugspannungen beaufschlagt. Die Betonprobekörper haben eine Länge  $l = 1,35$  m und einen quadratischen Querschnitt mit der Kantenlänge  $a_c = 25$  cm. Die aufgeklebten CFK-Lamellen weisen eine Länge  $l_L = 1,95$  m, eine Breite  $b_L = 50$  mm und eine Dicke  $t_L = 1,4$  mm auf. Alle Versuche werden mit diesen Lamellen- und Betonkörperabmessungen durchgeführt. Die Lastübertragung von der

## 5.2 Mit CFK-Lamellen bewehrte Doppellaschenkörper

Prüfmaschine auf die Lamelle erfolgt über eine Klemmvorrichtung. Die Lamellen werden auf jeder Probekörperseite von drei Klemmen gehalten, die mit je zwei Schrauben M12 der Festigkeitsklasse 8.8 befestigt sind. Die Schrauben werden mit einem Drehmoment von 85 Nm angezogen. Die Klemmfläche  $A_k$  beträgt 45 x 50 mm. Die Lamellen sind im Bereich der Klemmvorrichtung mit 1,4 mm starken mit Sandpapier aufgerauten Aluminiumblechen beklebt, um den Schlupf im Verankerungsbereich möglichst gering zu halten. Der Probekörper wird über eine Lasteinleitungsplatte unter Druck gesetzt. Die Lasteinleitungsplatte wird über einen Gewindestab der Stahlgüte St 950/1050 mit einem Durchmesser von 36 mm belastet. Der Gewindestab verläuft verbundlos in einem Hüllrohr in der Mitte des Probekörpers. Der Betonkörper wird über Rollenlager geführt.



**Abb. 5.2: Versuchsaufbau für Dauerschwingversuche an Doppellaschenkörpern, vgl. (7)**

Während der Dauerschwingversuche werden zur Erfassung der Relativverschiebungen induktive Wegaufnehmer und zur Erfassung der Lamellendehnungen Dehnmessstreifen (DMS) eingesetzt. Mit Hilfe der Wegaufnehmer am oberen lastzugewandten Ende der Lamellenverklebung wird die Zunahme der Relativverschiebung während der Dauerschwingversuche aufgezeichnet. Eine Zunahme der Relativverschiebung lässt auf eine Schädigung der Probekörper schließen. Aus den Lamellendehnungen, die mit dem

DMS 0 im unverklebten Bereich gemessen werden, lassen sich die Lamellenkräfte am belasteten Ende der Lamellen ermitteln. Über die zusätzlich auf der verklebten Länge angebrachten DMS lässt sich eine Aussage über die Kraftübertragung von der Lamelle auf den Beton und das Einsetzen der Entkopplung treffen.

### 5.2.3 Ergebnisse

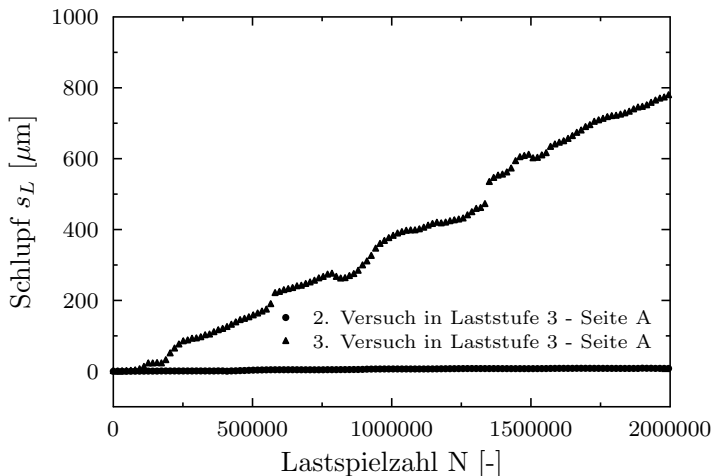
Die Dauerschwingversuche werden an unbewehrten Probekörpern der Festigkeitsklassen C20/25, C40/50 und C50/60 durchgeführt. Im Folgenden werden beispielhaft einige Ergebnisse aus Dauerschwingversuchen an Probekörpern der Festigkeitsklasse C20/25 aufgeführt. Die Ergebnisse der Versuche an Probekörpern der Festigkeitsklassen C40/50 und C50/60 sind in den Tabellen 5.4 und 5.5 zusammengefasst. Weitere Versuchsergebnisse sind im Anhang A.1 und in (7) aufgeführt.

In den Versuchen an ausschließlich mit CFK-Lamellen bewehrten Doppelaschenkörpern werden in der dritten Laststufe Unterlasten von ca. 45 % der statischen Verbundbruchkraft  $\Delta F_{LR}$  auf die Lamellen aufgebracht. Im ersten Versuch in dieser Laststufe wird die Oberlast zu 47 % der Verbundbruchkraft gewählt, im zweiten Versuch wird diese dann auf 58 % gesteigert. Mit diesen Lastkombinationen wird keine Schädigung in Form einer Schlupfzunahme  $s_L$  am lastseitigen Ende der Klebefläche oder in Form von steigenden Lamellendehnungen  $\varepsilon_L$  festgestellt. Im dritten Versuch der dritten Laststufe wird die Oberlast auf 65 % der Verbundbruchkraft erhöht. In diesem Versuch wird auf der Vorderseite A des Doppelaschenkörpers eine deutliche Zunahme des Schlupfes  $s_L$  mit den Wegaufnehmern registriert. Abbildung 5.3 zeigt den nahezu konstanten Verlauf der Schlupfzunahme  $s_L$  im zweiten Versuch der dritten Laststufe und die näherungsweise lineare Schlupfzunahme  $s_L$  in Abhängigkeit der Lastspielzahl  $N$  im dritten Versuch der dritten Laststufe. Der Schlupf wird mit Wegaufnehmern an der lastzugewandten Seite der Probekörper aufgezeichnet. Die Aufzeichnung der Messdaten erfolgt periodisch. Nach Ablauf einer Stunde werden 10 Sekunden lang die Messdaten mit einer Abtastrate von 100 Hz erfasst. Mit der Aufzeichnung der Messdaten wird begonnen, nachdem das Anfahren der Laststufe abgeschlossen und die gewählte Ober- und Unterlast erreicht ist. Im  $s_L$ - $N$ -Diagramm aus Abbildung 5.3 ist die Schlupfzunahme bei Erreichen der Oberlast im zweiten und im dritten Versuch der dritten Laststufe dargestellt. Hierbei wird

## 5.2 Mit CFK-Lamellen bewehrte Doppellaschenkörper

---

die Differenz des aktuell auftretenden Schlupfes beim Erreichen der Oberlast während des jeweiligen Lastspiels  $N$  zum Schlupf beim ersten Erreichen der Oberlast im ersten Lastspiel abgebildet.



**Abb. 5.3:** Schlupfzunahme in Abhängigkeit der Lastspielzahl im zweiten und im dritten Versuch der dritten Laststufe, vgl. (7)

Abbildung 5.4 zeigt exemplarisch die Dehnungsverteilung entlang der Verbundlänge in der aufgeklebten Lamelle für unterschiedliche Lastspielzahlen  $N$  bei Erreichen der Oberlast  $F_L^O$ . Dargestellt sind die Messergebnisse im dritten Versuch der dritten Laststufe. Die Lamellendehnungen  $\varepsilon_L$  nehmen entlang der Verbundlänge ab. Es wird deutlich, dass im abgebildeten Versuch Verbundschädigungen auftreten, da sich der Bereich, in dem die Lamellendehnungen  $\varepsilon_L$  abnehmen, vom belasteten Ende entfernt. Um den Dehnungsverlauf über die Klebelänge  $x$  nachvollziehen zu können, ist die Exponentialfunktion von Carloni (9) Gleichung 4.24 an die punktuell gemessenen Dehnungen angepasst worden. Über die Anpassung lässt sich zeigen, dass das Schema aus Abbildung 4.17 auch auf die Versuche an CFK-Lamellen anwendbar ist.



Abbildung 5.5 zeigt den Verlauf der Dehnungen  $\varepsilon_L$  in Abhängigkeit der Lastspielzahl  $N$  im dritten Versuch der dritten Laststufe. Dargestellt sind die Dehnungen gemessen mit den 5 DMS A0 bis A4 bei Erreichen der Oberlast im jeweiligen Lastspiel. Der Dehnmessstreifen A0 ist im unverklebten Bereich platziert, die anderen Dehnmessstreifen befinden sich auf der Verbundlänge. Der DMS A1 ist 30 mm vom Klebebeginn entfernt angeordnet, der DMS A2 60 mm, der DMS A3 210 mm und der DMS A4 ist mit einem Abstand von 240 mm zum Beginn der Verklebung platziert. Die Dehnungen im Verbundbereich nehmen bei einsetzender Entkopplung zunächst langsam und dann schneller werdend zu, bis die freie Dehnung erreicht oder diese sogar überschritten wird. Die Überschreitung der freien Dehnung resultiert aus der zusätzlichen Biegung der aufgeklebten Bewehrung infolge der einsetzenden Entkopplung. Das Abheben der Lamelle führt zu Krümmungen, die zu erhöhten Messwerten für die Dehnung führen. Nach dem Einsetzen der Entkopplung stellen sich konstante Dehnungen ein, die im Bereich der freien Dehnung liegen. Der Verlauf der Lamellendehnungen in Abhängigkeit der Lastspielzahl  $N$  zeigt qualitativ für alle Messstellen A1 bis A4 den gleichen Verlauf. Darüber hinaus ähnelt der Verlauf stark dem Verlauf der Lamellendehnungen über der Klebelänge  $x$ . Dies führt zu der Schlussfolgerung, dass der Dehnungsverlauf aus Abbildung 5.4 infolge der Rissbildung mit einer näherungsweise konstanten Geschwindigkeit voranschreitet. Für die weitere Auswertung wird die Lastspielzahl  $N$  verwendet, bei der die Lamellendehnungen am DMS A1 den Wert der freien Dehnung, gemessen mit dem DMS A0, erreichen. Im dritten Versuch der Laststufe 3 ergibt sich eine Lastspielzahl  $N = 188.462$ , vgl. Abbildung 5.5.

Die Tabellen 5.4, 5.5 und 5.6 fassen die Ergebnisse der, an ausschließlich mit CFK-Lamellen bewehrten Doppelaschenkörpern, durchgeführten Versuche zusammen. Aufgeführt werden die Laststufe, der Versuch und die Seite des Doppelaschenkörpers. Weiterhin werden die Lamellenkraft bei Oberlast bezogen auf die maximale Verbundbruchkraft  $F_L^O/\Delta F_{LR}$ , die Lamellenkraft bei Unterlast bezogen auf die maximale Verbundbruchkraft  $F_L^U/\Delta F_{LR}$  und die projizierte Schwingbreite der Lamellenkraft bezogen auf die maximale Verbundbruchkraft  $\Delta F_{L,0}/\Delta F_{LR}$  genannt. Die projizierte Schwingbreite wird gemäß Kapitel 6.1 bestimmt. Darüber hinaus ist in den Tabellen 5.4, 5.5 und 5.6 die Lastspielzahl  $N$ , bei der die Lamellendehnungen am DMS A1 den Wert der freien Dehnung erreichen, angegeben. In den Fällen, in denen der Wert nicht erreicht wurde, ist

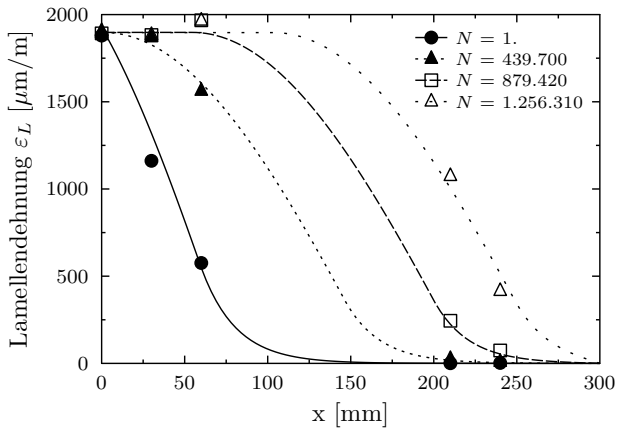


Abb. 5.4: Dehnungsverteilung nach unterschiedlichen Lastzyklen im 3. Versuch der Laststufe 3

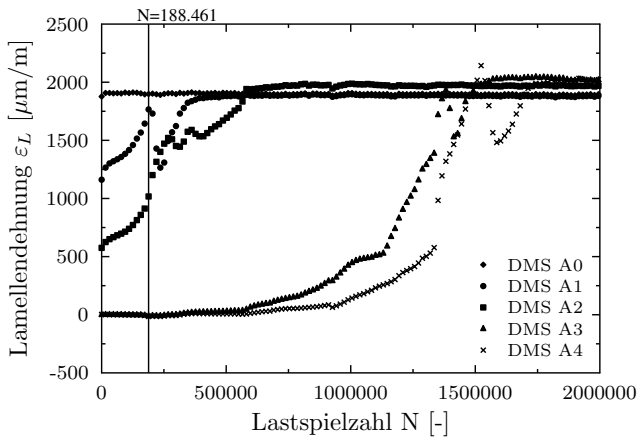


Abb. 5.5: Dehnungszunahme in Abhängigkeit der Lastspielzahl im 3. Versuch der Laststufe 3

## 5. EIGENE VERSUCHE

---

die Lastspielzahl  $N$  mit  $N \geq 2 \cdot 10^6$  angegeben. In einigen Fällen wurde die Lastspielzahl  $N$  aufgrund von signifikanten Änderungen im Dehnungsverlauf bestimmt. Der Verlauf der Dehnungen  $\varepsilon_L$  in Abhängigkeit der Lastspielzahl  $N$  für die Versuche, in denen eine Lastspielzahl  $N < 2 \cdot 10^6$  bestimmt worden ist, ist in den Abbildungen A.1 bis A.16 im Anhang aufgeführt.

**Tabelle 5.4:** Versuchsergebnisse an ausschließlich mit CFK-Lamellen bewehrten Doppel-laschenkörpern der Festigkeitsklasse C 40/50

LS/Vers.	Seite	$F_L^O/\Delta F_{LR}$	$F_L^U/\Delta F_{LR}$	$\Delta F_{L,0}/\Delta F_{LR}$	N
1/1	A	41,4 %	18,3 %	28,3 %	$\geq 2 \cdot 10^6$
1/1	B	37,5 %	12,3 %	28,8 %	$\geq 2 \cdot 10^6$
1/2	A	50,0 %	16,0 %	40,4 %	$\geq 2 \cdot 10^6$
1/2	B	50,2 %	13,1 %	42,7 %	$\geq 2 \cdot 10^6$
1/3	A	48,0 %	9,0 %	42,9 %	-
1/3	B	55,4 %	13,1 %	48,7 %	572.408
3/1	A	66,6 %	44,0 %	40,4 %	$\geq 2 \cdot 10^6$
3/1	B	67,1 %	54,3 %	28,1 %	$\geq 2 \cdot 10^6$
3/2	A	70,7 %	46,9 %	44,9 %	2.000.000
3/2	B	75,9 %	54,8 %	46,7 %	-

**Tabelle 5.5:** Versuchsergebnisse an ausschließlich mit CFK-Lamellen bewehrten Doppel-laschenkörpern der Festigkeitsklasse C 50/60

LS/Vers.	Seite	$F_L^O/\Delta F_{LR}$	$F_L^U/\Delta F_{LR}$	$\Delta F_{L,0}/\Delta F_{LR}$	N
1/1	A	39,9 %	15,9 %	28,6 %	$\geq 2 \cdot 10^6$
1/1	B	40,9 %	16,2 %	29,5 %	$\geq 2 \cdot 10^6$
1/2	A	46,3 %	15,1 %	36,7 %	746.055
1/2	B	49,2 %	17,1 %	38,7 %	269.850
4/1	A	78,8 %	72,4 %	23,2 %	$\geq 2 \cdot 10^6$
4/1	B	79,2 %	72,7 %	23,8 %	$\geq 2 \cdot 10^6$
4/2	A	85,3 %	73,9 %	43,6 %	61.811
4/2	B	84,6 %	72,9 %	43,1 %	61.811

## 5.2 Mit CFK-Lamellen bewehrte Doppellaschenkörper

**Tabelle 5.6:** Versuchsergebnisse an ausschließlich mit CFK-Lamellen bewehrten Doppellaschenkörpern der Festigkeitsklasse C 20/25

LS/Vers.	Seite	$F_L^O/\Delta F_{LR}$	$F_L^U/\Delta F_{LR}$	$\Delta F_{L,0}/\Delta F_{LR}$	N
1/1	A	39,6%	19,0%	25,4%	$\geq 2 \cdot 10^6$
1/1	B	36,0%	16,4%	23,5%	$\geq 2 \cdot 10^6$
1/2	A	46,0%	15,5%	36,0%	$\geq 2 \cdot 10^6$
1/2	B	41,9%	12,4%	33,7%	$\geq 2 \cdot 10^6$
1/3	A	57,3%	20,5%	46,3%	1.196.372
1/3	B	52,2%	16,4%	42,8%	$\geq 2 \cdot 10^6$
1/4	A	63,4%	18,0%	55,4%	415.550
1/4	B	56,2%	13,5%	49,4%	127.862
2/1	A	47,5%	39,3%	13,4%	$\geq 2 \cdot 10^6$
2/1	B	47,1%	39,2%	13,0%	$\geq 2 \cdot 10^6$
2/2	A	53,9%	29,9%	34,2%	156.751
2/2	B	59,7%	33,8%	39,1%	-
3/1	A	47,4%	45,6%	3,4%	$\geq 2 \cdot 10^6$
3/1	B	47,8%	46,0%	3,5%	$\geq 2 \cdot 10^6$
3/2	A	57,6%	45,3%	22,6%	$\geq 2 \cdot 10^6$
3/2	B	58,0%	45,6%	22,8%	$\geq 2 \cdot 10^6$
3/3	A	65,8%	44,6%	38,3%	188.462
3/3	B	66,8%	44,5%	40,2%	-
4/1	A	59,8%	59,8%	0,0%	$\geq 2 \cdot 10^6$
4/1	B	65,4%	65,4%	0,0%	$\geq 2 \cdot 10^6$
4/2	A	62,2%	58,8%	8,3%	$\geq 2 \cdot 10^6$
4/2	B	69,1%	64,6%	12,8%	$\geq 2 \cdot 10^6$
4/3	A	71,1%	70,8%	1,2%	$\geq 2 \cdot 10^6$
4/3	B	77,9%	77,6%	1,6%	$\geq 2 \cdot 10^6$
4/4	A	86,8%	75,8%	45,4%	462.744
4/4	B	82,6%	72,0%	38,0%	462.744

### 5.3 Ausschließlich mit CF-Gelegen bewehrte Doppellaschenkörper

Der Vorgehensweise, der in Kapitel 5.2 beschriebenen Versuche folgend, wurden Versuche an ausschließlich mit CF-Gelegen bewehrten Doppellaschenkörpern durchgeführt. Diese Tests erfolgten im Rahmen der Prüfungen zur Erlangung einer abZ (20) und wurden außerhalb des Forschungsvorhabens „Praxisgerechte Bemessungsansätze für das wirtschaftliche Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung“ realisiert.

Die Gelege wurden in fünf Lagen auf die vorbehandelten Betonkörper aufgebracht. Die vorher schalglatte Oberfläche der Betonkörper wurde mit einer DUO-Fräse geschliffen, bis die Gesteinskörnung mit einem Durchmesser von bis zu vier Millimetern sichtbar wurde. Nach der Reinigung mit Druckluft wurde die Klebefläche mit Gewebband abgeklebt und die Ränder mit einer Holzschalung versehen. Anschließend wurde die Klebefläche mit dünnflüssigem Epoxidharzprimer bestrichen. Nachdem der Primer 30 Minuten einwirken konnte, wurde ein Teil des Epoxidharzes mit einem Stellmittel angedickt und eine ca. 1 mm dicke Lage der Spachtelmasse aufgebracht. Anschließend wurden fünf Lagen Gelege aufgebracht, die zuvor mit Epoxidharz getränkt wurden. Das Tränken erfolgte mit einer Schaumstoffrolle bis sich das Gewicht der trockenen Fasern verdoppelt hatte. Abbildung 5.6 zeigt die Herstellung der Probekörper. Die Betonkörper waren 1,3 m lang und die Querschnittsfläche betrug  $0,25 \times 0,25 \text{ m}^2$  und aus einem Beton der Festigkeitsklasse C35/45 hergestellt. Die Festigkeiten sind in Table 5.3 aufgeführt.

Während der Versuche wurde der Schlupf mit Wegaufnehmern am Beginn der Klebelänge und die Dehnungsverteilung mit einer Kette von fünf Dehnmessstreifen aufgezeichnet. Der Abstand der, an der Vorderseite A und der Rückseite B angebrachten, DMS betrug 30 mm. Die DMS A0 und B0 wurden im unverklebten Bereich auf der lastzugewandten Seite der Probekörper appliziert. Die DMS A1 bis A4 und die DMS B1 bis B4 wurden im verklebten Bereich mit einem Abstand von 30 mm angebracht, 30 mm vom verklebten Ende entfernt beginnend. Die CF-Sheets weisen eine Breite  $b_L$  von 50 mm und eine verklebte Länge  $l_{bL}$  von 1.100 mm auf. Die Versuchsanordnung ist in Abbildung 5.7 dargestellt.

### 5.3 Mit CF-Gelegen bewehrte Doppelaschenkörper

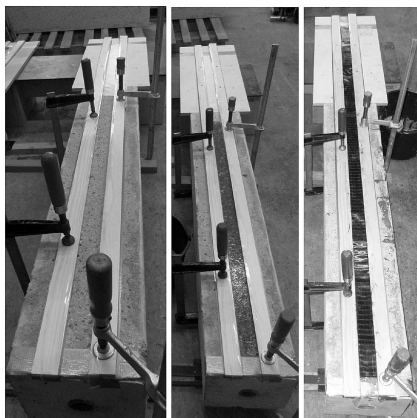


Abb. 5.6: Probekörperherstellung

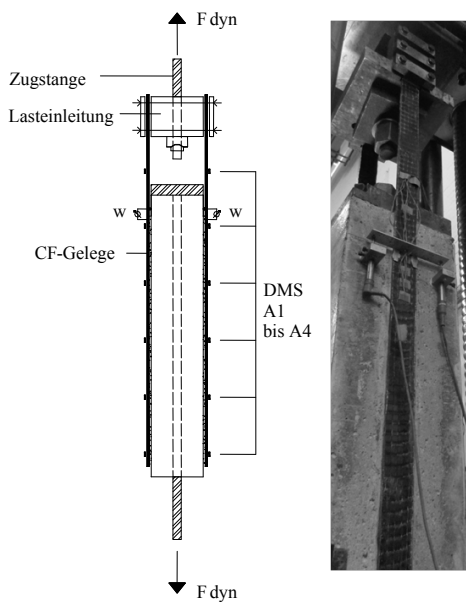


Abb. 5.7: Versuchsaufbau

## 5. EIGENE VERSUCHE

---

Es wurden acht Dauerschwingversuche an zwei Probekörpern mit zwei verschiedenen Unterlasten durchgeführt. In der Serie A wurde die untere Last auf 15% der maximalen statischen Last  $\Delta F_{LR}$  gesetzt und in der Serie B auf 40% von  $\Delta F_{LR}$ . In den jeweils ersten Versuchen der Serien A und B wurden die Oberlasten so gewählt, dass sich keine Schädigung innerhalb der ersten 2 Millionen Lastspiele ergab.

Anschließend wurde die Schwingbreite erhöht, indem die Oberlast gesteigert wurde. Der jeweils zweite Versuch wurde durchgeführt, bis eine entkoppelte Länge von 30 mm erreicht war. Das Erreichen der entkoppelten Länge wurde mit der Kette aus Dehnmessstreifen festgestellt. Die entkoppelte Länge gilt als erreicht, wenn die gemessene Dehnung am jeweiligen, auf der verklebten Länge angeordneten DMS, den Wert der freien Dehnung erreicht hat. Die bis zu diesem Zustand durchlaufene Zahl an Lastspielen  $N$  ist für die Auswertung der Versuche notwendig. In den jeweils dritten und vierten Versuchen wird, bei wiederum erhöhter, Schwingbreite bis zum Erreichen einer entkoppelten Länge von 60 und 90 mm getestet.

Für die statistische Auswertung konnten anhand der Messdaten zusätzliche Werte identifiziert werden. Im zweiten Versuch aus Serie 2 ist die Entkopplung auf der Vorderseite weiter vorangeschritten als bis zum DMS A1, der im Abstand von 30 mm zum Beginn der Verklebung appliziert wurde. Es können daher aus der Messung noch zwei zusätzliche Werte für die Ermittlung der Wöhlerlinie an den DMS A2, 60 mm hinter Beginn der Verklebung angeordnet, und den DMS A3, platziert 90 mm hinter Beginn der Verklebung, bestimmt werden. Dazu wird die Differenz der Lastspielzahlen genutzt. Es ergeben sich für diesen Versuch und die an dieser Stelle untersuchte Schwingbreite drei Messwerte für die Lastspielzahl. Bis zur Entkopplung auf den ersten 30 mm bis zum DMS A1 wurden 33.780 Lastspiele gezählt, bis zum DMS A2 und einer entkoppelten Länge von 60 mm 87.311 und bis zum DMS A3 und einer entkoppelten Länge von 90 mm wurden 194.357 Lastspiele benötigt. Für die ersten 30 mm ergibt sich demnach eine Lastspielzahl von 33.780, für die 30 mm zwischen DMS A1 und A2 ergeben sich 53.513 Lastspiele und für die Entkopplung der folgenden 30 mm zwischen den DMS A2 und A3 wird eine Lastspielzahl  $N = 107.046$  ermittelt. Abbildung 5.8 zeigt die Dehnungsmessung auf der Vorderseite A des Probekörpers und die ermittelten Lastspielzahlen.

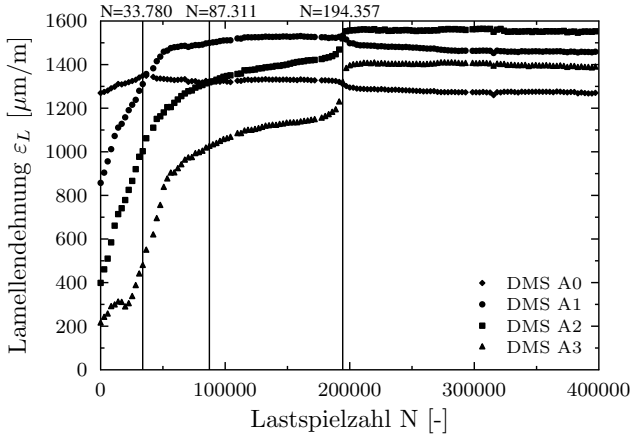


Abb. 5.8: Lamellendehnungen auf Seite A

Darüber hinaus werden die „Durchläufer“ auf der gegenüberliegenden Seite der entkoppelten Stellen betrachtet. Im zweiten Versuch der Serie 1 ist zu beobachten, dass bei der hier gewählten Schwingbreite auch nach 679.003 Lastzyklen keine vollständige Entkopplung auf der Seite B eingetreten ist. Diese Erkenntnis kann ebenfalls als Wert zur Ermittlung der Wöhlerlinie beitragen. Abbildung 5.8 zeigt die Dehnungsmessung im zweiten Versuch der Serie 1 und die Ermittlung der Lastspielzahlen. In gleicher Weise können Messdaten aus dem dritten Versuch der Serie 1 und dem zweiten Versuch der Serie 2 ermittelt werden. Die zugehörigen Diagramme sind im Anhang als Abbildungen A.17 bis A.25 aufgeführt. Tabelle 5.7 fasst die Messdaten zur Ermittlung der Wöhlerlinie zusammen.



**Tabelle 5.7:** Messdaten zur Ermittlung der Wöhlerlinie

Serie	Test	Seite	$F_L^O/\Delta F_{LR}$	$F_L^U/\Delta F_{LR}$	$\Delta F_{L,0}/\Delta F_{LR}$	N
1	1	A	42,1%	16,7%	30%	$\geq 2 \cdot 10^6$
1	1	B	41,0%	14,2%	31%	$\geq 2 \cdot 10^6$
1	2	A	51,6%	15,3%	43%	326.600
1	2	B	53,7%	15,9%	45%	679.003
1	3	A	64,7%	14,8%	59%	19.130
1	3	B	68,6%	17,2%	62%	21.821
1	4	A	72,3%	13,4%	68%	-
1	4	B	77,5%	18,3%	72%	1.084
2	1	A	57,0%	41,4%	27%	$\geq 2 \cdot 10^6$
2	1	B	59,9%	41,7%	31%	$\geq 2 \cdot 10^6$
2	2	A1	68,4%	42,3%	45%	33.780
2	2	B	70,5%	40,8%	50%	405.678
2	2	A2	68,4%	42,3%	45%	53.531
2	2	A3	68,4%	42,3%	45%	107.046
2	4	A	81,6%	40,7%	69%	-
2	4	B	90,6%	42,4%	84%	3.440

### 5.4 Gemischt bewehrte Doppelaschenkörper

Der Versuchsaufbau für die gemischt bewehrten Probekörper entspricht in den Abmessungen des Betonkörpers und der aufgeklebten CFK-Lamellen sowie der Lasteinleitung dem Versuchsaufbau für die ausschließlich mit CFK-Lamellen bewehrten Probekörper, siehe Kapitel 5.2. Der Unterschied besteht darin, dass die Probekörper gemischt, d.h. zusätzlich mit vier einbetonierten Betonstählen mit einem Durchmesser  $d_s = 16$  mm bewehrt sind und diese über einen Lastverteiler zusammen mit den Lamellen belastet werden. Der Lastverteiler ist mit Tellerfedern und Kalottenlagern zur gleichmäßigen Lasteinleitung bestückt. Die Instrumentierung erfolgt ebenfalls ähnlich. Lamellendehnungen werden mit DMS und Relativverschiebungen mit Wegaufnehmern gemessen. Die Stahldehnungen werden mit zusätzlichen DMS auf den Betonstählen gemessen. Die DMS sind unterhalb des Schraubanschlusses angebracht und mit einer Silikonschicht und Kleband umhüllt. Eine Kraftübertragung vom Stahl auf den Beton tritt erst unterhalb der DMS auf, vgl. (7).

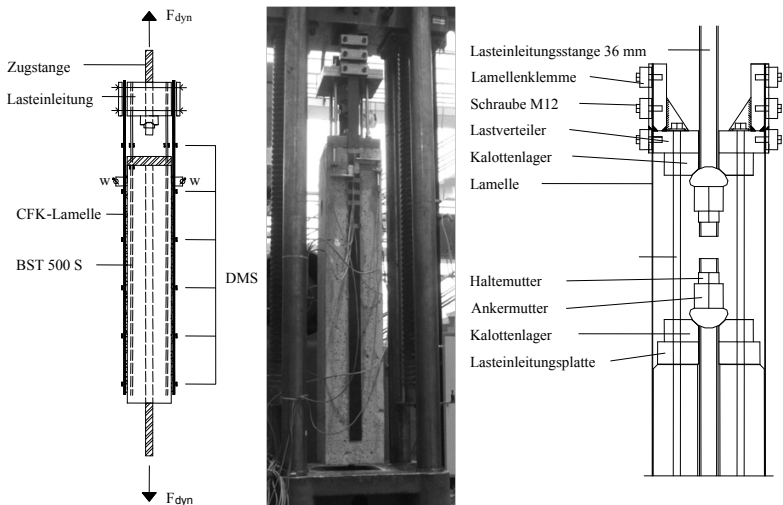


Abb. 5.9: Versuchsaufbau für gemischt bewehrte Probekörper, vgl. (7)

## 5. EIGENE VERSUCHE

---

An bewehrten Probekörpern werden ausschließlich Dauerschwingversuche durchgeführt. Zur Beurteilung der Lastniveaus werden die, an ausschließlich mit CFK-Lamellen bewehrten Probekörpern ermittelten, Verbundbruchkräfte benutzt. An den bewehrten Probekörpern werden vier Dauerschwingversuche in zwei Laststufen untersucht. In der Laststufe 1 wird die Belastung so eingestellt, dass die Lamellenkräfte bei Erreichen der Unterlast ca. 15% der Verbundbruchkraft  $\Delta F_{LR}$  betragen. Die Oberlast  $F_L^O$  wird im ersten Versuch auf ca. 32%, im zweiten Versuch auf ca. 64% der Verbundbruchkraft festgelegt, vgl. (7).

Im zweiten Versuch treten Umlagerungserscheinungen infolge der Entkopplung der Lamelle auf. Die Lamellendehnungen nehmen ab, während die Stahldehnungen zunehmen. Es kommt zur Kraftumlagerung von der aufgeklebten CFK-Lamelle auf den einbetonierten Bewehrungsstahl. In den Dehnungsverläufen ist eine deutliche Verlangsamung dieses Prozesses nach 1.000 Lastwechseln zu erkennen, vgl. Abbildungen 5.10 und 5.11. Es fällt auf, dass die Zunahme der Stahldehnungen bzw. die Abnahme der Lamellendehnungen mit zunehmender Lastspielzahl eine abnehmende Tendenz aufweist. Aufgrund des Umlagerungsprozesses wird der zweite Versuch daher in zwei Abschnitte unterteilt. In Abschnitt a wird der Bereich von 0 bis 1.000 Lastwechseln ausgewertet und in Abschnitt b der Bereich von 1.000 Lastwechseln bis zum Versuchsende nach 6.720 Lastwechseln. Tabelle 5.8 fasst die Ergebnisse der Versuche an gemischt bewehrten Doppelaschenkörpern zusammen. Es ist davon auszugehen, dass sich der Umlagerungsprozess weiter verlangsamt, bis ein Zustand erreicht ist, bei dem die Lamellenkräfte soweit abgenommen haben, dass diese zu keiner weiteren Schädigung des Verbundes führen, vgl. (7). Betrachtet man den Schädigungsprozess in den einzelnen Teilabschnitten ist keine deutliche Beschleunigung oder Verlangsamung der Rissbildung im Vergleich mit den Versuchen an ausschließlich mit CFK-Lamellen bewehrten Doppelaschenkörpern erkennbar. Deutliche Auswirkungen des abnehmenden Lastniveaus in den aufgeklebten CFK-Lamellen sind nicht erkennbar. Da die Verbundfestigkeit der einbetonierten Bewehrungsstähe auch unter Dauerschwingbelastung deutlich größer ist als die der aufgeklebten Bewehrung, kann ein Umlagerungsprozess vom inneren Bewehrungsstahl auf die aufgeklebte Bewehrung ausgeschlossen werden, vgl. Kapitel 7.3.4.

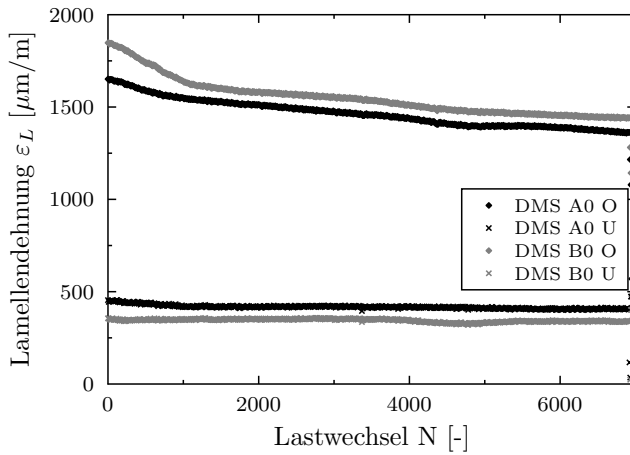


Abb. 5.10: Lamellendehnungen im zweiten Versuch der Laststufe 1, vgl. (7)

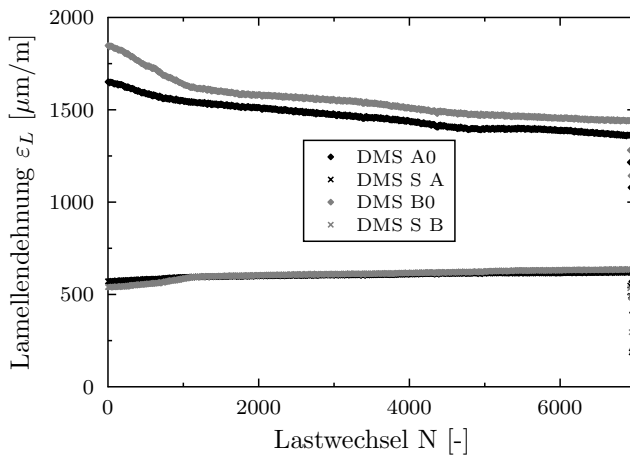


Abb. 5.11: Stahl- und Lamellendehnungen im zweiten Versuch der Laststufe 1, vgl. (7)

## 5. EIGENE VERSUCHE

---

**Tabelle 5.8:** Versuchsergebnisse an gemischt bewehrten Doppellaschenkörpern der Festigkeitsklasse C 20/25

LS/Vers.	Seite	$F_L^O/\Delta F_{LR}$	$F_L^U/\Delta F_{LR}$	$\Delta F_{L,0}/\Delta F_{LR}$	N
1/1	A	30,1%	13,0%	19,6%	$\geq 2 \cdot 10^6$
1/1	B	34,6%	16,2%	21,9%	$\geq 2 \cdot 10^6$
1/2a	A	61,2%	13,5%	55,2%	581
1/2a	B	67,1%	16,9%	60,3%	-
1/2b	A	54,9%	13,3%	47,9%	-
1/2b	B	57,7%	16,0%	49,6%	-
3/1	A	51,1%	34,9%	24,8%	$\geq 2 \cdot 10^6$
3/1	B	51,0%	34,1%	25,6%	$\geq 2 \cdot 10^6$
3/2	A	59,4%	33,7%	38,7%	428.569
3/2	B	59,2%	32,9%	39,3%	428.569

### 5.5 Plattenstreifen

Zum Nachweis der Übertragbarkeit des Bemessungskonzeptes auf Biegebauteile werden zwei unbewehrte Platten im Vierpunkt-Biegeversuch unter Dauerschwingbelastung getestet.

#### 5.5.1 Aufbau und Durchführung der Plattenversuche

Die Platten weisen eine Länge von 3 m, eine Breite von 0,5 m und eine Dicke von 0,15 m auf. Der Auflagerabstand beträgt 2,6 m und die Belastung erfolgt an zwei Lasteinleitungspunkten, die einen Abstand von 0,8 m aufweisen. Die Belastung ist mittig auf der Platte angeordnet. Die Platten werden ohne innere Bewehrung in der Zugzone hergestellt. Zur Transportsicherung wird lediglich in der Druckzone eine Längsbewehrung aus fünf Betonstabstählen mit einem Durchmesser von 8 mm eingelegt. An den Auflagern werden die Lamellen durch Aussparungen in den Lasteinleitungsplatten geführt, um ein ungehindertes Ablösen der Lamelle gewährleisten zu können. Die Entkopplung ist im Bereich der Lasteinleitung und an den Auflagern zu erwarten. In diesen Bereichen wurden Sägeschnitte angebracht, um das Rissbild vorzugeben, vgl. (7).

Die Durchbiegung der Platte wird mit Wegaufnehmern in der Mitte des Bauteils gemessen. Die Lamellendehnungen werden mit Dehnmessstreifen (DMS) aufgenommen,

## 5.5 Plattenstreifen

die über den Sägeschnitten appliziert werden. Abbildung 5.13 zeigt die Lage der DMS und der Wegaufnehmer, vgl. (7).

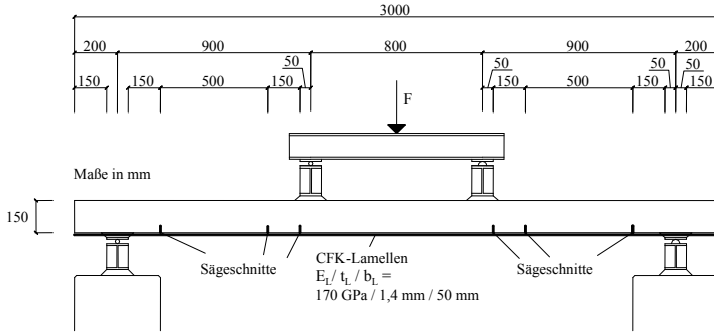


Abb. 5.12: Versuchsaufbau für Plattenversuche, vgl. (7)

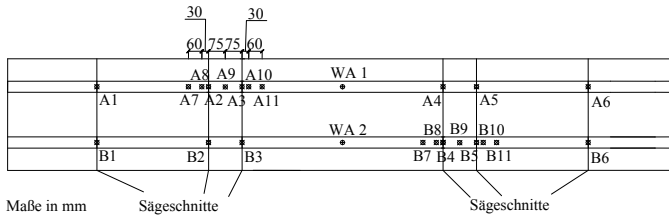


Abb. 5.13: Messstellenplan für Plattenversuche, vgl. (7)

Die Plattenversuche dienen dem Nachweis der Übertragbarkeit des Bemessungskonzeptes auf Biegebauteile. Es wurden vier Dauerschwingversuche in zwei Laststufen durchgeführt. In der ersten Laststufe wurden die Dauerschwingversuche mit einer Unterlast von ca. 15% der statischen Bruchlast durchgeführt. Die statische Bruchlast wurde rechnerisch unter Berücksichtigung der Versuchsergebnisse aus statischen Versuchen an

## 5. EIGENE VERSUCHE

---

Doppelaschenkörpern zu 36,9 kN bestimmt. Im ersten Dauerschwingversuch wurde mit einer Oberlast von 58% der Bruchlast gearbeitet und im zweiten Versuch mit 99%. Im ersten Versuch wurden zwei Millionen Lastwechsel untersucht. Anschließend wurde die Oberlast erhöht. Im zweiten Versuch erfolgte dann nach 900 Lastwechseln eine vollständige Entkopplung des Bauteils. In der zweiten Laststufe wurde eine Unterlast von ca. 46% gewählt. Der erste Versuch in dieser Laststufe wurde mit einem Oberlastniveau von 22% der Bruchlast, der zweite Versuch mit 68% durchgeführt, vgl. (7). Tabelle 5.9 fasst die untersuchten Laststufen zusammen.

**Tabelle 5.9:** Laststufen der Plattenversuche

Laststufe	Versuch	$F^U$	$F^O$	$F^U/F_{max}$	$F^O/F_{max}$
1	1	5,5 kN	21,5 kN	14,9%	58,3%
1	2	5,2 kN	36,5 kN	14,1%	99,0%
2	1	17,1 kN	21,8 kN	46,4%	59,1%
2	2	17,2 kN	31,5 kN	46,7%	85,5%

### 5.5.2 Ergebnisse der Plattenversuche

Zur Beurteilung der Schädigung durch Dauerschwingbeanspruchung wurden die Durchbiegungen in Plattenmitte und die Lamellendehnungen über den Sägeschnitten aufgezeichnet. In Abbildung 5.14 ist die Zunahme der Durchbiegung in beiden Versuchen aus Laststufe 1 dargestellt. Abbildung 5.15 zeigt die Dehnung der Lamelle A am Sägeschnitt 2 auf der linken Plattenseite bei Erreichen der Ober- und der Unterlast im ersten und im zweiten Versuch der Laststufe 1.

Die Durchbiegung steigt mit zunehmender Lastspielzahl an, die Steigung weist dabei eine abnehmende Tendenz auf. Gegen Ende des zweiten Versuchs, kurz vor Einsetzen der vollständigen Entkopplung, nach ca. 900 Lastwechseln steigt die Zunahme der Durchbiegung deutlich an, bis das vollständige Versagen der Platte eintritt. Die Messungen bestätigen in diesem Versuch den in Abbildung 4.15 beschriebenen Verlauf.

## 5.5 Plattenstreifen

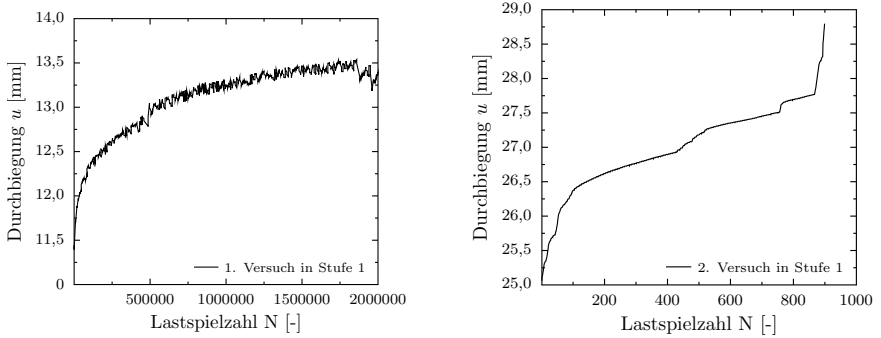


Abb. 5.14: Durchbiegung  $u$  in den Versuchen aus Laststufe 1

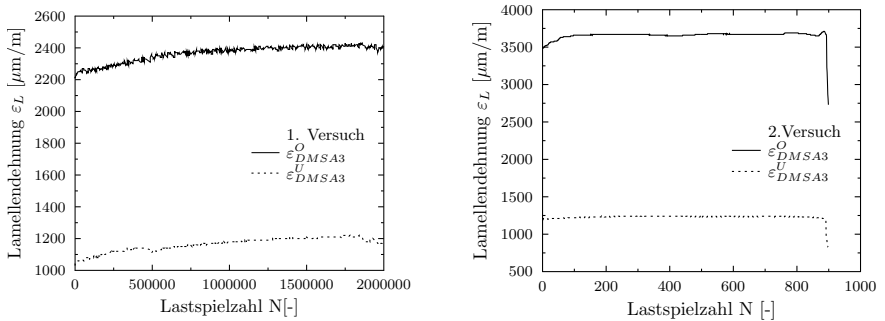


Abb. 5.15: Lamellendehnung am DMS A3 über der Lastspielzahl  $N$  in Laststufe 1



Die Lamellendehnungen weisen in der ersten Versuchshälfte ebenfalls einen zunehmenden Verlauf auf. Dies ist auf die Ausbildung des Rissbildes zurückzuführen. Bei Einsetzen der Rissbildung nimmt der Beton noch einen Teil der Zugkräfte auf. Mit zunehmender Rissbildung nimmt dieser Anteil jedoch ab, in Folge dessen nehmen die Lamellenkräfte und -dehnungen zu. Mit Fortschreiten der Lastspielzahl wird dieser Prozess langsamer und die Lamellendehnungen nähern sich einem konstanten Niveau an.

Bei Erreichen der Unterlast liegen die Lamellendehnungen deutlich oberhalb der Dehnungen, die beim ersten Anfahren der Unterlast auftraten. Diese lagen an den Sägeschnitten 2 bis 5 zwischen 100 und 150  $\mu\text{m}/\text{m}$ . Diese Abweichung wurde so auch in den Versuchen aus (41) festgestellt, daher wurden die hier beschriebenen Plattenversuche mit den Lamellen auf der Unterseite durchgeführt. Auf diese Weise sollte vermieden werden, dass sich bei der Rissbildung entstehender Betonstaub in die Risse setzt und so zu einer Verfälschung der Lamellendehnungen führt. Während der Versuche konnte beobachtet werden, dass Staub in geringen Mengen aus den Rissen austrat. Dies führte jedoch nicht dazu, dass das Niveau der Lamellendehnungen bei Erreichen der Unterlast sinkt. Die Lamellendehnungen bei Erreichen der Unterlast weisen in den Versuchen ebenso wie die Lamellendehnungen bei Erreichen der Oberlast einen Anstieg auf, der mit zunehmender Lastspielzahl geringer wird. Eine Abnahme der Lamellendehnungen bei Erreichen der Unterlast konnte nicht festgestellt werden.

Eine Erklärung für diese Beobachtung ist, dass sich die Risse infolge von Schäden an den Oberflächen der Rissufer nicht vollständig schließen. Bei Entlastung entstehen Druckkräfte im Bereich der Risse, die dazu führen, dass die Lamelle nicht mehr vollständig entlastet wird. Es tritt eine innere Vorspannung im Bereich der Risse auf. Bei der Auswertung der Plattenversuche anhand der gemessenen Lamellendehnungen bei Erreichen der Unterlast bleibt der positive Effekt der inneren Vorspannung unberücksichtigt.

### 5.5.3 Bewertung der Plattenversuche

Die Bewertung der Dauerschwingversuche an Platten erfolgt anhand der Versuchsergebnisse aus statischen Versuchen an Doppelaschenkörpern aus (7). Für den zur Herstel-

## 5.5 Plattenstreifen

---

lung der Platten verwendeten Beton der Festigkeitsklasse C20/25 wurden die in Tabelle 5.10 aufgeführten Verbundparameter bestimmt.

**Tabelle 5.10:** Verbundparameter Festigkeitsklasse C20/25

$\tau_{L1}$	$s_{L1}$	$s_{L0}$
8,04 N/mm <sup>2</sup>	0,045 mm	0,203 mm

Anhand der Verbundparameter lässt sich nach Gleichung RV 6.15 der DAfStb-Richtlinie (16) der Mittelwert der maximal aufnehmbare Lamellenkraftdifferenz am Zwischenrisselement  $\Delta F_{Lm,BL}$  bestimmen.

$$\Delta F_{Lm,BL} = b_L \cdot \sqrt{\tau_{L1} \cdot s_{L0} \cdot E_L \cdot t_L + F_{LEd}^2} - F_{LEd} \quad (5.1)$$

Die aufnehmbare Verbundbruchkraft am Zwischenrisselement  $\Delta F_{Lm,BL}$  ist neben den Verbundparametern  $\tau_{L1}$  und  $s_{L0}$  abhängig von der Lamellenkraft am geringer beanspruchten Rissufer  $F_{LEd}$ , der Lamellenbreite  $b_L$ , der Lamellendicke  $t_L$  und dem Elastizitätsmodul der Lamelle  $E_L$ . Anteile aus Reibung und Krümmung bleiben bei der Auswertung der Dauerschwingversuche unberücksichtigt.

Die einwirkende Lamellenkraftdifferenz  $\Delta F_{LEd}$  lässt sich aus der Prüfmaschinenkraft  $F$  bestimmen. Dazu sind zunächst die Momente an den durch die Sägeschnitte vorgegebenen Rissufern bei  $x_1 = 0,7 \text{ m}$  und  $x_2 = 0,85 \text{ m}$  zu bestimmen.

$$M(x_1) = \frac{F \cdot x_1}{2} \quad (5.2)$$

$$M(x_2) = \frac{F \cdot x_2}{2} \quad (5.3)$$

Mit den Momenten lassen sich dann die einwirkende Lamellenkraftdifferenz und die einwirkende Lamellenkraft am geringer belasteten Rissufer ermitteln.

$$\Delta F_{LEd} = \frac{M(x_2) - M(x_1)}{z_L} \quad (5.4)$$

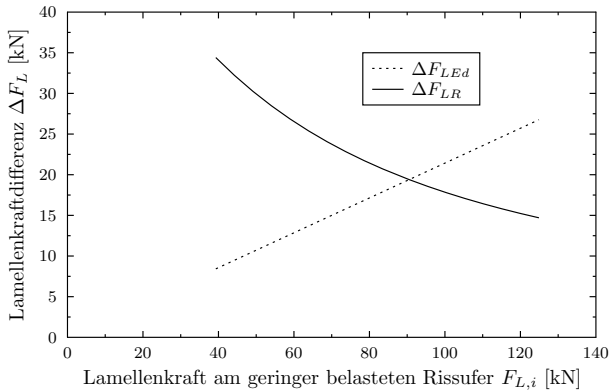
$$F_{LEd}(x_1) = \frac{M(x_1)}{z_L} \quad (5.5)$$

Der innere Hebelarm  $z_L$  wird vereinfachend konstant zu  $0,95 \cdot d_L$  angenommen. Das Verhältnis von Hebelarm  $z_L$  zu statischer Höhe  $d_L$  wird aufgrund der geringen

## 5. EIGENE VERSUCHE

---

Betonstauchungen zu 0,95 gewählt. Die einwirkende und die aufnehmbare Lamellenkraftdifferenz  $\Delta F_{LEd}$  und  $\Delta F_{LR}$  lassen sich nun in Abhängigkeit der Lamellenkraft am geringer beanspruchten Rissufer darstellen, vgl. Abbildung 5.16.



**Abb. 5.16: Einwirkende und aufnehmbare Lamellenkraftdifferenz**

Der Schnittpunkt zwischen einwirkender und aufnehmbarer Lamellenkraftdifferenz  $\Delta F_{LEd}$  und  $\Delta F_{LR}$  markiert das Eintreten des Verbundversagens. An dieser Stelle ergibt sich eine Lamellenkraftdifferenz von 19,4 kN bei einer Lamellenkraft am geringer belasteten Rissufer von 90,5 kN. Um diesen Zustand zu erzeugen, ist eine Prüfmaschinenkraft von 36,9 kN erforderlich.

Die durchgeführte Auswertung erfolgt mit der gleichen Methode, mit welcher der Nachweis am Zwischenrisselement erfolgt, vgl. Abbildung 4.6. Aus der Belastung wird die Momentenlinie und daraus die vorhandenen Lamellenkräfte an den Rissufern ermittelt. Die aufnehmbare Lamellenspannung wird in diesem Fall aus den Mittelwerten der Verbundparameter bestimmt, vgl. Tabelle 5.10. Die Effekte aus Reibung und Krümmung werden vernachlässigt. Die Bewertung der Dauerschwingversuche erfolgt anhand der oben ermittelten maximal aufnehmbaren Lamellenkraftdifferenz. Diese lässt sich in eine Dehnungsdifferenz umrechnen, welche dann mit gemessenen Werten verglichen

## 5.5 Plattenstreifen

werden kann. Da man vom Auflager bis zur Lasteinleitung von einem linearen Kraftanstieg ausgehen kann, werden vereinfacht die an den DMS A3, A4, B3 und B4 gemessenen Lamellendehnungen mit der Lamellendehnung verglichen, die sich bei Erreichen der maximal aufnehmbaren Lamellenkraftdifferenz an den Klebestellen einstellt. Für die genannten DMS ergibt sich eine maximal erreichbare Lamellendehnung  $\varepsilon_{L,max}$  von  $4.618 \mu\text{m}/\text{m}$ . Tabelle 5.11 fasst die Ergebnisse der Dehnungsmessungen aus den Biegeversuchen zusammen.

**Tabelle 5.11:** Lamellendehnungen und erreichte Lastspielzahlen in Biegeversuchen

LS/Vers.	DMS	$\varepsilon_L^O$ [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ]	$\varepsilon_L^U$ [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ]	$\frac{\varepsilon_L^O}{\varepsilon_{L,max}}$ [-]	$\frac{\varepsilon_L^U}{\varepsilon_{L,max}}$ [-]	N [-]	$\frac{\Delta\varepsilon_{L,0}}{\varepsilon_{L,max}}$ [-]
1/1	A3	2322	1166	50,3%	25,2%	$\geq 2 \cdot 10^6$	33,5%
1/1	A4	2134	1116	46,2%	24,2%	$\geq 2 \cdot 10^6$	29,1%
1/1	B3	2214	1110	47,9%	24,0%	$\geq 2 \cdot 10^6$	31,5%
1/1	B4	2100	1079	45,5%	23,4%	$\geq 2 \cdot 10^6$	28,8%
1/2	A3	3650	1230	79,0%	26,6%	900	71,4%
1/2	A4	3381	1187	73,2%	25,7%	900	63,9%
1/2	B3	3582	1230	77,6%	26,6%	900	69,4%
1/2	B4	3447	1150	74,6%	24,9%	900	66,2%
2/1	A3	2005	1425	43,4%	30,9%	$\geq 3 \cdot 10^6$	18,2%
2/1	A4	1770	1286	38,3%	27,8%	$\geq 3 \cdot 10^6$	14,5%
2/1	B3	1636	1198	35,4%	25,9%	$\geq 3 \cdot 10^6$	12,8%
2/1	B4	1580	1111	34,2%	24,1%	$\geq 3 \cdot 10^6$	13,4%
2/2	A3	3104	1682	67,2%	36,4%	34.200	48,4%
2/2	A4	2838	1614	61,5%	35,0%	34.200	40,7%
2/2	B3	2561	1328	55,5%	28,8%	34.200	37,5%
2/2	B4	2713	1431	58,7%	31,0%	34.200	40,2%

# 6

## Auswertung

Die Versuchsergebnisse werden anhand von Wöhlerlinien ausgewertet. Diese werden in Anlehnung an das interaktive Verfahren nach Block und Dreier (6) ermittelt. Die Versuchsergebnisse aus den unterschiedlichen Laststufen lassen sich gemäß (7) durch eine lineare Projektionsrechnung in einer Wöhlerlinie zusammenfassen, mit der die ertragbare Schwingbreite für reine Schwellbeanspruchung in Abhängigkeit der Lastspielzahl  $N$  ermittelt werden kann. Im Umkehrschluss kann darauffolgend aus der Wöhlerlinie die Abnahme der ertragbaren Schwingbreite mit zunehmender Unterlast im Goodman-Smith-Diagramm für die jeweilige Lastspielzahl beschrieben werden.

### 6.1 Ermittlung der Wöhlerlinie für CFK-Lamellen

#### 6.1.1 Projektion der Schwingbreiten

Zur Anpassung der Wöhlerlinie werden projizierte Schwingbreiten verwendet. Mit Hilfe von Gl. 6.1 lässt sich jede Schwingbreite  $F_{L,i}^O - F_{L,i}^U$  aus jedem Versuch  $i$  auf eine reine Schwellbeanspruchung mit einer Unterlast  $F_L^U = 0 \text{ kN}$  transformieren.

$$\Delta F_{L,0,i} / \Delta F_{LR} = \frac{F_{L,i}^O - F_{L,i}^U}{\Delta F_{LR}} = \frac{F_{L,i}^O - F_{L,i}^U}{\Delta F_{LR} - F_{L,i}^U} \quad (6.1)$$

Die Projektionsgerade verläuft durch den Punkt  $(1,0/1,0)$  mit  $F_{L,i}^O / \Delta F_{LR} = 1,0$  und  $F_{L,i}^U / \Delta F_{LR} = 1,0$  mit der Verbundbruchkraft  $\Delta F_{LR}$  und durch die im jeweiligen Versuch anliegende bezogene Oberlast  $F_{L,i}^O / \Delta F_{LR}$ . Der y-Achsenabschnitt der Projektionsgerade ist die bezogene projizierte Schwingbreite bei reiner Schwellbeanspruchung

## 6.2 Anpassung der Wöhlerlinie

$\Delta F_{L,0,i}/F_{LR}$  mit der die Anpassung der Wöhlerlinie erfolgt. Bild 6.1 zeigt den oben beschriebenen Projektionsweg im Goodman-Smith-Diagramm.

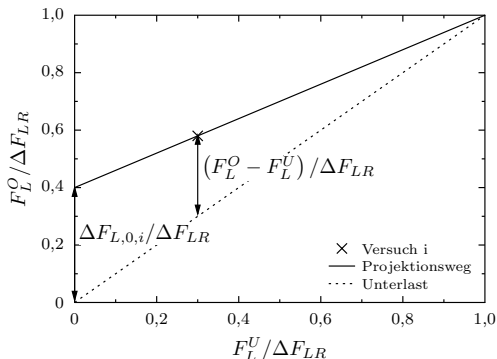


Abb. 6.1: Projektion der Schwingbreite

## 6.2 Anpassung der Wöhlerlinie

Die Lastspielzahlen werden aus den Dehnungsmessungen ermittelt. Es wird aus jedem Versuch jene Lastspielzahl verwendet, bei der eine freie Verbundlänge von 30 mm erreicht wird, vgl. Abbildung 5.5. Dieses ist genau dann der Fall, wenn der Wert der Dehnung, gemessen mit dem DMS A1 oder B1, den Wert der freien Dehnung, gemessen mit dem DMS A0 oder B0, erreicht. Die DMS A0 und B0 sind im unverklebten Bereich der Lamelle positioniert. Die DMS A1 und B1 sind 30 mm vom Beginn der Verklebung entfernt appliziert. Die DMS mit der Bezeichnung A befinden sich auf der Vorderseite, die mit der Bezeichnung B auf Rückseite des Probekörpers. Zur Anpassung an die Messdaten werden in Heft 593 des DAfStb (7) zwei verschiedene Gleichungen für die Wöhlerlinie verwendet. Die erste Variante der Wöhlerlinie ist der Arbeit von Block und Dreier (6) entnommen. Sie weist einen Übergang zur Dauerfestigkeit  $\Delta F_{L,D}/\Delta F_{LR}$  auf, die bei dieser Form der Wöhlerlinie die Asymptote für  $N \rightarrow \infty$  bildet.

$$\frac{\Delta F_L}{\Delta F_{LR}} = \frac{\Delta F_{L,D}}{\Delta F_{LR}} + \left(1 - \frac{F_L^U}{\Delta F_{LR}} - \frac{\Delta F_{L,D}}{\Delta F_{LR}}\right) \cdot a^{\log N^b} \quad (6.2)$$

## 6. AUSWERTUNG

---

Die Parameter a, b und die bezogene Dauerfestigkeit  $\Delta F_{L,D}/\Delta F_{LR}$  sind die Freiwerte der ersten Wöhlerlinienvariante, die an die Messdaten angepasst werden. Die Werte aus der Anpassung für die erste Wöhlerlinienvariante sind in Tabelle 6.1 dargestellt. Die zur Anpassung der Wöhlerlinien verwendeten Lastspielzahlen  $N$  sind in den Tabellen 5.4, 5.5, 5.6 und 5.8 aufgeführt.

**Tabelle 6.1:** Wöhlerlinienparameter für Variante 1

a	b	$\Delta F_{L,D}/\Delta F_{LR}$
0,998	2,99	0,342

Die zweite Variante basiert auf der Gleichung 4.10 für die Wöhlerlinie nach Palmgren und verwendet die Modifikation nach Haibach (36) für den Bereich von mehr als  $N^*$  Lastwechseln.

$$\frac{\Delta F_L}{\Delta F_{LR}} = \frac{\Delta F_{L,D}}{\Delta F_{LR}} \cdot \left(1 - \frac{F_L^U}{\Delta F_{LR}}\right) \cdot \left(\frac{N}{N^*}\right)^{-\frac{1}{k}} \quad (6.3)$$

Die Dauerfestigkeit  $\Delta F_{L,D}/\Delta F_{LR}$  wird hier dem Wert von  $N^*$  zugeordnet. Für Lastspielzahlen  $N > N^*$  wird der reziproke Wert der Steigung der Wöhlerlinie im doppelt logarithmischen Maßstab  $k$  erhöht.

$$k = k_1 \text{ für } N \leq N^* \quad (6.4)$$

$$k = k_2 = 2 \cdot k_1 - 1 \text{ für } N > N^* \quad (6.5)$$

Die Parameter für die zweite Variante der Wöhlerlinie  $k_1$ ,  $k_2$ ,  $N^*$  und die bezogene Dauerfestigkeit  $\Delta F_{L,D}/\Delta F_{LR}$  sind in Tabelle 6.2 zusammengefasst.

**Tabelle 6.2:** Wöhlerlinienparameter für Variante 2

$k_1$	$k_2$	$N^*$	$\Delta F_{L,D}/F_{LbRm}$
23,4	45,8	$2 \cdot 10^6$	0,398

Anhand der Messergebnisse lässt sich ein charakteristischer Wert für die bezogene Dauerfestigkeit  $(\Delta F_{L,D}/\Delta F_{LR})_{char} = 0,290$  bestimmen. Die Standardabweichung weist einen Wert von 0,061 auf. Die Parameter  $k_1$ ,  $k_2$  und  $\Delta F_{L,D}/\Delta F_{LR}$  weichen von den Werten aus (7) und der DAfStb-Richtlinie (16) ab. Dies ist darauf zurückzuführen, dass ausschließlich die Ergebnisse verwendet wurden, bei denen eine Schädigung in der

## 6.2 Anpassung der Wöhlerlinie

Form auftritt, dass die freie Dehnung am DMS A1 oder B1 erreicht wird, eine vollständige Entkopplung der Lamelle vorliegt oder eine extreme Änderung der Steigung im Dehnungsverlauf festgestellt wird. Die zur Anpassung der Wöhlerlinien verwendeten Lastspielzahlen  $N$  sind in den Tabellen 5.4, 5.5, 5.6 und 5.8 aufgeführt. Zur Anpassung der Wöhlerlinie aus der Variante 2 werden die Lastspielzahlen  $N < 2 \cdot 10^6$  verwendet, bei denen eine Schädigung in Form einer Entkopplung auf 30 mm Länge eintritt. Die Durchläufer, bei denen keine Schädigung festgestellt wurde, bleiben unberücksichtigt. Die Ermittlung der Lastspielzahlen aus den Dehnungsmessungen ist in den Abbildungen A.1 bis A.16 im Anhang dargestellt. Die Auswertung ohne Berücksichtigung der Durchläufer liefert eine bessere Anpassung der Wöhlerlinie mit geringerer Standardabweichung und eine höhere bezogene Dauerfestigkeit  $\Delta F_{L,D}/\Delta F_{L,R}$ . Abb. 6.2 zeigt den Verlauf beider Varianten für die Wöhlerlinie bei reiner Schwellbeanspruchung mit einer Unterlast von 0 kN im Vergleich mit den 16 Messergebnissen aus den Tabellen 5.4, 5.5, 5.6 und 5.8, bei denen eine Schädigung eintrat. Trotz weniger Messergebnisse mit Lastspielzahlen  $N \leq 10.000$  wird deutlich, dass die Variante 2 der Wöhlerlinie die bessere Anpassung liefert.

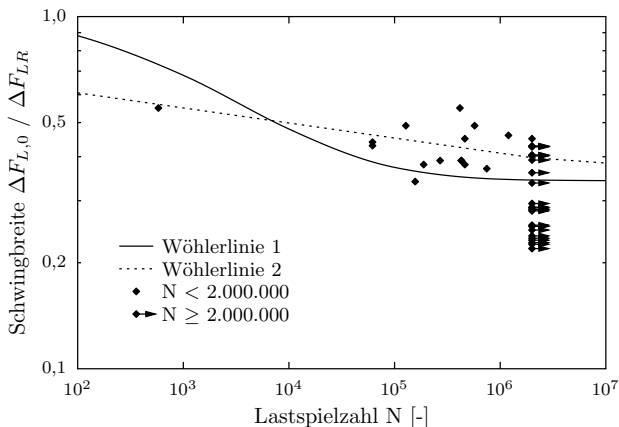


Abb. 6.2: Varianten der Wöhlerlinie im Vergleich mit Messdaten



### 6.2.1 Darstellung der Messergebnisse im Goodman-Smith-Diagramm

Das Versuchsprogramm wurde mit dem Ziel entwickelt, eine Dauerfestigkeit für den Klebeverbund zu bestimmen. Um die Lastniveaus zu erkunden, bei der die Schädigung des Verbundes einsetzt, wurden daher entsprechend viele Versuche mit Lastspielzahlen  $N \geq 2 \cdot 10^6$  durchgeführt. Im Dauerfestigkeitsschaubild nach Goodman 6.3 lassen sich die Messergebnisse mit der Dauerfestigkeitskennlinie für zwei Millionen Lastwechsel vergleichen.

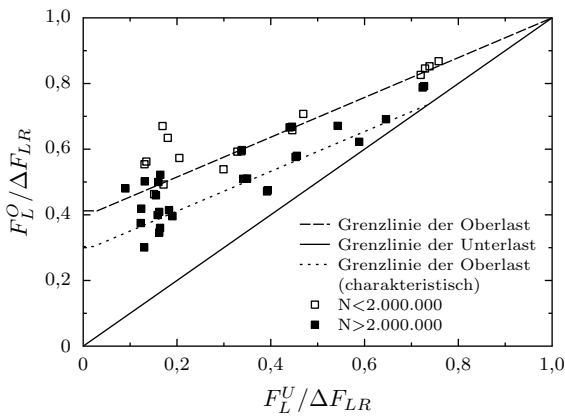


Abb. 6.3: Darstellung der Messergebnisse im Goodman-Smith-Diagramm

Neben der Dauerfestigkeitskennlinie ist auch der charakteristische Wert der Kennlinie dargestellt. Dieser wird durch eine Transformation des Bezugswertes  $\Delta F_{LR}$  bestimmt. Der Bezugswert, der Mittelwert der statischen Verbundfestigkeit  $\Delta F_{LR}$ , wird mit dem Quotienten aus dem charakteristischen Wert der bezogenen Dauerfestigkeit und dem Mittelwert der bezogenen Dauerfestigkeit  $\eta_k$  abgemindert.

$$\eta_k = \frac{(\Delta F_{L,D} / \Delta F_{LR})_{char}}{\Delta F_{L,D} / \Delta F_{LR}} = \frac{0,291}{0,398} = 0,731 \quad (6.6)$$

Die abgeminderte statische Verbundfestigkeit  $\Delta F_{LR}$  lässt sich nun mit dem charakteristischen Wert der statischen Verbundfestigkeit  $\Delta F_{Lk,BL}$  vergleichen. Für die Be-

messung wird der kleinere der beiden Werte verwendet. Für die CFK-Lamellen ist der charakteristische Wert der statischen Verbundfestigkeit  $\Delta F_{Lk,BL}$  maßgebend.

### 6.3 Vergleich der Wöhlerlinie mit Biegeversuchen

Die ermittelte Wöhlerlinie lässt sich auch mit den Ergebnissen aus den Biegeversuchen an Plattenstreifen vergleichen. Aus den Lamellendehnungen bei Erreichen der Ober- und der Unterlast sowie der maximal aufnehmbaren Lamellendehnung können die bezogenen Lamellendehnungen  $\varepsilon_L^O/\varepsilon_{L,max}$  und  $\varepsilon_L^U/\varepsilon_{L,max}$  ermittelt werden. Die Werte sind in Tabelle 5.11 aufgeführt. Aus diesen Werten lässt sich anschließend die Schwingbreite der Lamellenkräfte bei reiner Schwellbeanspruchung ermitteln. In Abhängigkeit der Lastspielzahl bis zum Eintritt der vollständigen Lamellenentkopplung lassen sich die Messdaten dann mit der Wöhlerlinienvariante 2 vergleichen und nachvollziehen. Lediglich die Durchläufer bzw. die Versuche mit mehr als zwei Millionen Lastwechseln liegen etwas unterhalb der angenommenen Wöhlerlinie.

Nach dem Bemessungskonzept werden die Lamellenkräfte aus den Einwirkungen und deren Schwingbreite ermittelt. In den Versuchen resultieren diese Einwirkungen aus den Prüfmaschinenkräften. Bei einer Bewertung der Messergebnisse anhand der Prüfmaschinenkräfte werden daher geringere Lamellenkräfte bei Erreichen der Unterlast angenommen als sie tatsächlich im Versuch erreicht werden, vgl. Tabelle 5.11. Hierdurch wird der Effekt der inneren Vorspannung deutlich. Dieses zeigt sich im Vergleich von Abbildung 6.4 mit 6.5. Beide Auswertungsverfahren liefern im Vergleich mit der Wöhlerlinie zwei Ergebnisse auf der sicheren Seite. Das Bemessungskonzept mit dem Nachweis der Oberlast und der Schwingbreite in zwei Stufen kann daher auf das Zwischenrisselement übertragen werden.



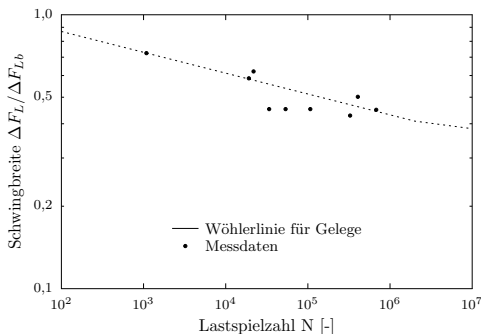
## 6.4 Ermittlung der Wöhlerlinie für CF-Gelege

Analog zu dem, in Kapitel 6.1 beschriebenen, Verfahren erfolgte auch für die in Tabelle 5.7 aufgeführten Ergebnisse der Versuche an, ausschließlich mit CF-Gelegen bewehrten, Probekörpern eine Parameteranpassung an die Messwerte. Für die Gelegeversuche wurde ebenfalls die Variante 2 der Wöhlerlinie verwendet. Die Freiwerte  $N^*$ ,  $k_1$ ,  $k_2$  und  $\Delta F_{L,D}/\Delta F_{LR}$  sind in Tabelle 6.3 aufgeführt. Für die Anpassung der Freiwerte bleiben die beiden Werte mit dem größten Abstand zur Regressionsgeraden unberücksichtigt, da es sich bei diesen um Ausreißer handelt.

**Tabelle 6.3:** Wöhlerlinienparameter für CF-Gelege

$k_1$	$k_2$	$N^*$	$\Delta F_{L,D}/\Delta F_{LR}$
13,14	25,28	$2 \cdot 10^6$	0,409

Die Schwingbreite bei  $2 \cdot 10^6$  Lastspielen fällt etwas größer als bei den CFK-Lamellen aus. Ursache dafür kann das bessere Verbundverhalten der Gelege sein. Unabhängig von den Parametern  $E_L$ ,  $t_L$  und  $G_F$  ergeben sich für CF-Gelege höhere Verbundbruchkräfte als bei CFK-Lamellen, vgl. (20). Die Steigung der Wöhlerlinie im doppelt logarithmischen Maßstab ist deutlich größer als bei den aufgeklebten CFK-Lamellen. Unter Umständen ist dies auf die große Steifigkeit des fünfflagigen Geleges zurückzuführen. Die Wöhlerlinie für CF-Gelege ist in Abbildung 6.6 dargestellt.



**Abb. 6.6:** Wöhlerlinie für CF-Gelege

## 6.5 Vergleich der Wöhlerlinie mit internationalen Scherversuchen

In diesem Kapitel werden die Versuchsergebnisse aus den zyklischen Scherversuchen, die in den Kapiteln 5.2 und 5.3 beschrieben werden, mit den Ergebnissen aus der Literatur verglichen, die in Tabelle 4.2 zusammengefasst sind.

Die Tabellen A.1, A.2 und A.3 im Anhang fassen die Ergebnisse aus 92 Einzelversuchen vergleichend zusammen. In den Tabellen werden Breite  $b_L$ , Dicke  $t_L$ , Elastizitätsmodul  $E_L$  und die Verbundlänge  $l_t$  der jeweils untersuchten Laminat gegenübergestellt. Die zugehörige, in statischen Vorversuchen bestimmte, Verbundbruchkraft  $\Delta F_{LR}$ , die jeweils untersuchte Unterlast  $F_L^U$  und Oberlast  $F_L^O$ , die Lastspielzahl  $N_{30}$  und die projizierte Schwingbreite  $S_0 = \Delta F_{L,0,i} / \Delta F_{LR}$  nach Gleichung 6.1 mit aufgeführt. Bei der Lastspielzahl  $N_{30}$  handelt es sich um die Lastspielzahl, bei der eine entkoppelte Länge von 30 mm erreicht wurde.

In den Versuchen aus Tabelle 4.2 wurde in Dauerschwingversuchen bei konstanter Ober- und Unterlast,  $F_L^O$  und  $F_L^U$ , zunächst die Lastspielzahl  $N$  bis zur vollständigen Entkopplung auf der gesamten Verbundlänge  $l_{bL}$  bestimmt. Für die Festlegung der Lastspielzahl  $N_{30}$  wurde zunächst die Rissfortschrittsrate unter dem Laminat bzw. die Fortschrittsrate für die Entkopplung  $\frac{da}{dN} = \frac{l_{bL}}{N} [\frac{1}{mm}]$  ermittelt. Die Lastspielzahl  $N_{30}$  ergibt sich dann aus  $30 \cdot \frac{da}{dN}$ .

Bei dieser vereinfachten Rechnung wird von einer konstanten Rissfortschrittsrate ausgegangen, obwohl zu Beginn des Versuchs eine sich verlangsamende und zum Ende des Versuchs eine beschleunigte Entkopplung auftritt. Dies kann bei kleinen Lastspielzahlen zu einer Überschätzung der Rissfortschrittsrate bzw. zu einer Unterschätzung der Lastspielzahl  $N_{30}$  führen. Aus Sicht der Bemessung liegt diese Abschätzung dennoch auf der sicheren Seite.

Über diese Umrechnung lassen sich nun alle Messwerte in einem Diagramm darstellen und statistisch bewerten. Als Näherungsfunktion wird die zweite Variante der Wöhlerlinie nach Gleichung 6.3 benutzt. Die Parameter  $\Delta F_{L,D} / \Delta F_{LR}$  und  $k$  ergeben

## 6.5 Vergleich mit internationalen Versuchen

---

sich für die gesamte Datenbasis zu  $\Delta F_{L,D}/\Delta F_{LR} = 0,409$  und  $k = 18,3$ . Die Standardabweichung für  $\Delta F_{L,D}/\Delta F_{LR}$  beträgt 0,0617 und der charakteristische Wert für  $\Delta F_{L,D}/\Delta F_{LR}$  lässt sich zu 0,307 ermitteln. Abbildung 6.7 zeigt einen Überblick über alle Messergebnisse der Dauerschwingversuche und die Mittelwerte sowie die charakteristischen Werte der angepassten Wöhlerlinie im Vergleich mit der charakteristischen Wöhlerlinie nach DAfStb-Richtlinie (16).

Um den Vergleich mit der Wöhlerlinie nach DAfStb-Richtlinie (16) herstellen zu können, wurde eine Transformation des Bezugswertes vorgenommen. Gemäß (32) ergibt sich zwischen dem charakteristischen Wert und dem Mittelwert der Verbundbruchkraft ein Faktor von 0,694. Die Wöhlerlinie nach DAfStb-Richtlinie (16) wurde mit diesem Faktor entsprechend verschoben. Die Messwerte weisen eine hohe Streuung auf. Bei einer Schwingbreite von 50 % der Verbundbruchkraft variieren die Versuchsergebnisse zwischen 200 und  $2 \cdot 10^6$  Lastspielen. Dies ist vor allem auf die geringe Steigung der Wöhlerlinie zurückzuführen. Diese fällt sehr viel flacher aus als beim Stahl. Im Eurocode 2 (23) wird für die Ermüdungsbemessung des Betonstahls ebenfalls eine Wöhlerlinie der Variante 2 verwendet, so dass sich die Steigungen über den Wert  $k_1$  direkt vergleichen lassen. Der reziproke Wert der Steigung der Wöhlerlinie im doppelt logarithmischen Maßstab  $k_1$  ist in (23) für gerade und gebogene, nicht geschweißte Betonstähle mit einem Wert von 5 für Lastspielzahlen  $N \leq 10^6$  angegeben. Der Wert  $k_1$  wurde für die Wöhlerlinie nach (16) zu 23,1 ermittelt. Unter Berücksichtigung aller Messergebnisse, die in den Tabellen A.1, A.2 und A.3 im Anhang aufgeführt sind, ergibt sich ein Wert für  $k_1$  von 18,3.

Eine weitere Ursache für die Streuungen ist, dass die Datenbank unterschiedliche Verstärkungssysteme und unterschiedliche Versuchsmethoden zusammenfasst. Von den Verstärkungssystemen wurden sowohl aufgeklebte CFK-Lamellen, als auch aufgeklebte CF-Gelege untersucht. Darüber hinaus wurden die Versuche mit unterschiedlichen Aufbauten durchgeführt, vgl. Abbildung 4.16 und Tabelle 4.3. Dennoch lässt sich anhand der Messdaten ein eindeutiger Verlauf der Wöhlerlinie ablesen und es zeigt sich, dass die zweite Variante der Wöhlerlinie nach Gleichung 6.3 diesen Verlauf in ausreichender Näherung abbildet. Die Näherung ist sowohl für aufgeklebte CFK-Lamellen als auch für Gelegesysteme aus CFK und GFK anwendbar. Mit den in der DAfStb-Richtlinie (16)

## 6. AUSWERTUNG

---

genannten Parametern für die Wöhlerlinie ist eine sichere Bemessung für die an dieser Stelle ausgewerteten Verstärkungssysteme möglich.

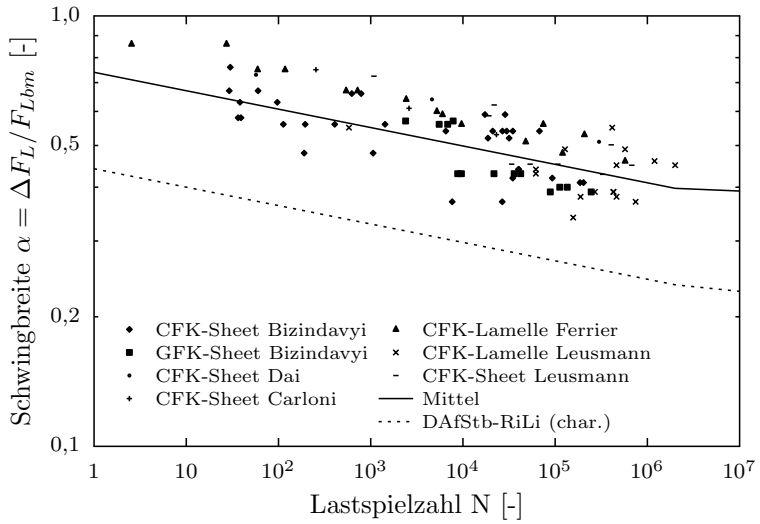


Abb. 6.7: Datenbank

## 6.6 Formulierung einer Rissfortschrittsrate

Mit den Zusammenhängen aus der Wöhlerlinie nach Gleichung 6.3 lässt sich auch eine Formulierung für den Rissfortschritt vergleichbar mit dem Ansatz nach Diab (27) aufstellen. Voraussetzung dafür ist, dass die vorhandene Verbundlänge groß genug ist, um ein stabiles Risswachstum zu ermöglichen. Die Wöhlerlinie ist für einen Rissfortschritt von  $da = 30$  mm aufgestellt worden. Die Gleichung 6.3 lässt sich nach der Lastspielzahl  $N$  umstellen und man erhält Gleichung 6.8.

$$\frac{da}{dN} = 0 \quad \text{für } F_L^O < \Delta F_{LR, fat1} \quad (6.7)$$

$$\frac{da}{dN} = \frac{1}{N^*} \cdot \left( \frac{F_L^O - F_L^U}{c_1 \cdot (\Delta F_{LR} - F_L^U)} \right)^k \quad \text{für } \Delta F_{LR, fat1} \leq F_L^O < \Delta F_{LR} \quad (6.8)$$

$$\frac{da}{dN} = \infty \quad \text{für } F_L^O \geq \Delta F_{LR} \quad (6.9)$$

Im elastischen Bereich bei einer Oberlast  $F_L^O < \Delta F_{LR, fat1}$  tritt keine Rissbildung auf. Die Grenze des Bereichs wird durch die Kraft  $\Delta F_{LR, fat1} = 0,348 \cdot f_{ctm, surf}^{1/4} \cdot \Delta F_{LR}$  markiert. Reduziert sich die Verbundlänge auf die Länge, die zur Aufnahme der einwirkenden Lamellenkraft bei Oberlast  $F_L^O$  mindestens erforderlich ist, beschleunigt sich das Risswachstum in der Form, dass es zum plötzlichen Versagen innerhalb des nächsten Lastschrittes kommt. Der Parameter  $k$  entspricht dem gleichnamigen Parameter aus der zweiten Wöhlerlinienvariante. Der Parameter  $c_1$  kann aus der bezogenen Dauerfestigkeit  $\Delta F_{L,D}/\Delta F_{LR}$  für  $N^*$  Lastspiele und der in Gleichung 6.3 vorausgesetzten Risslänge von 30 mm errechnet werden. Mit dem transformierten Parameter  $c_1$  lässt sich nun der Rissfortschritt  $da/dN$  in Millimeter pro Lastspiel bestimmen, wenn für den Parameter  $da$  in Gleichung 6.10 1 mm eingesetzt wird.

$$c_1 = \Delta F_{L,D}/\Delta F_{LR} \cdot \frac{30^{-\frac{1}{k}}}{da} \quad (6.10)$$

Der Zusammenhang aus den Gleichungen 6.7 bis 6.9 ist qualitativ in Abbildung 6.8 dargestellt. Er basiert auf der Rissfortschrittsratenformulierung nach Gleichung 4.14, wobei im hier beschriebenen Fall des Klebeverbundes der Spannungsintensitätsfaktor  $\Delta K$  durch den Ausdruck  $\Delta K_L$  zu ersetzen ist.

$$\Delta K_L = \frac{F_L^O - F_L^U}{c_1 \cdot (\Delta F_{LR} - F_L^U)} \quad (6.11)$$



## 6. AUSWERTUNG

Die Rissfortschrittsratenformulierung ermöglicht es im Umkehrschluss die Verbundlängenreserve  $\Delta l_{bl}$  in der Wöhlerlinie nach Gleichung 6.3 zu berücksichtigen.

$$\frac{\Delta F_L}{\Delta F_{LR}} = c_1 \cdot \left(1 - \frac{F_L^U}{\Delta F_{LR}}\right) \cdot \left(\frac{N}{\Delta l_{bl} \cdot N^*}\right)^{-\frac{1}{k}}. \quad (6.12)$$

In Gleichung 6.12 wird die bezogene Dauerfestigkeit  $\Delta F_{L,D}/\Delta F_{LR}$  durch den normierten Parameter  $c_1$  nach Gleichung 6.10 ersetzt. Die Verbundlängenreserve  $\Delta l_{bl}$  lässt sich wie folgt ermitteln:

$$\Delta l_{bl} = l_{bL} - l_{bL,max} \cdot \left(1 - \sqrt[1 - \frac{F_L^O}{\Delta F_{LR,max}}]{k}\right). \quad (6.13)$$

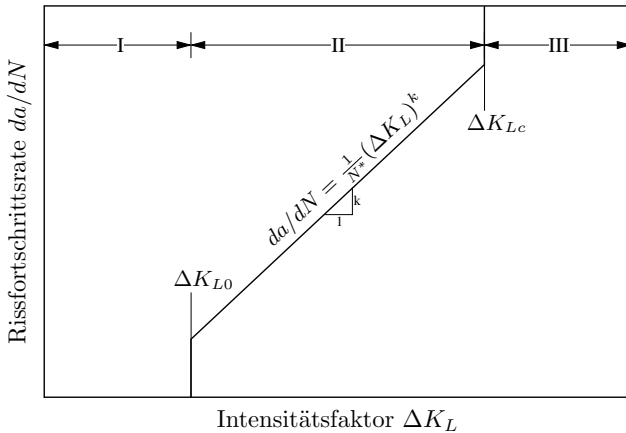


Abb. 6.8: Rissfortschrittsrate für den Klebeverbund auf Beton

# 7

## Bemessungskonzept

Um die Tragfähigkeit eines mit geklebter Bewehrung verstärkten Stahlbetonbauteils unter nicht ruhender Belastung sicherzustellen, sind bei Biegebeanspruchung folgende Nachweise zu führen:

- Nachweis gegen Ermüdung des innenliegenden Beton- und Spannstahls nach Kapitel 6.8.4, 6.8.5 oder 6.8.6 der DIN EN 1992-1-1 (23)
- Nachweis gegen Ermüdung des Betons unter Druck oder Querkraftbeanspruchung nach Kapitel 6.8.7 der DIN EN 1992-1-1 (23)
- Nachweis gegen Ermüdung des Verbundes von aufgeklebten CFK-Lamellen nach Kapitel RV 6.8.8 der RiLi Verstärken (16)
- Nachweis gegen Ermüdung des Verbundes von aufgeklebten Stahllaschen nach Kapitel RV 6.8.9 der RiLi Verstärken (16)
- Nachweis gegen Ermüdung des Verbundes von in Schlitze geklebten CFK-Lamellen nach Kapitel RV 6.8.10 der RiLi Verstärken (16)
- Nachweis gegen Ermüdung der aufgeklebten Stahllaschen nach DIN EN 1993-1-9 (26)

Gegenstand dieser Arbeit ist der Verbund aufgeklebter Faserkunststoffe, daher wird im Folgenden der Nachweis gegen Ermüdung des Verbundes aufgeklebter CFK-Lamellen genauer betrachtet. Wie in Kapitel 6 gezeigt wurde, kann mit der Wöhlerlinie aus Gleichung 6.3 die Schwingbreite in Abhängigkeit der Lastspielzahl  $N$  und der Unterlast

$\Delta F_L^U$  ermittelt werden, bei der eine Schädigung des Verbundes zwischen Lamelle und Beton in der Form eintritt, dass die Lamelle bis auf eine Länge von 30 mm entkoppelt. Darüber hinaus bestätigen die Versuchsergebnisse, dass bei Einhaltung des elastischen Bereichs keine Schädigungen in Folge zyklischer Beanspruchung auftreten.

Das Bemessungskonzept basiert daher auf zwei Nachweisen. Zuerst wird nachgewiesen, dass die Verbundspannung  $\tau_L$  bei Erreichen der Oberlast im elastischen Bereich liegt. Kann dieser Nachweis nicht erfüllt werden, ist der Nachweis der Schwingbreite zu führen. Die Bemessung kann nach folgendem Muster erfolgen. Die Kräfte unter nicht vorwiegend ruhender Belastung in der CFK-Lamelle sind an jedem Zwischenrisselement zu ermitteln. Der Ermüdungsnachweis ist am maßgebenden Zwischenrisselement, dem Element mit dem höchsten Quotienten aus der einwirkenden Lamellenkraftdifferenz zum Widerstandswert der Lamellenkraftdifferenz, zu führen. Dabei ist die zu verankernde Lamellenkraftdifferenz für das höher belastete Rissufer nach 7.1 oder die Schwingbreite der zu verankernden Kraftdifferenz nach 7.2 nachzuweisen.

### 7.1 Nachweis der Lamellenkraftdifferenz bei Erreichen der Oberlast

Auf den Nachweis der Einhaltung der Schwingbreite kann verzichtet werden, wenn nachgewiesen wird, dass der elastische Bereich im Verbundspannungs-Verschiebungsgesetz nicht überschritten wird. Dazu muss die folgende Bedingung eingehalten werden:

$$\Delta F_{LRd, fat, 1} = 0,348 \cdot f_{ctm, surf}^{\frac{1}{3}} \cdot \Delta F_{LRd} \geq \Delta F_{LE, equ}. \quad (7.1)$$

In Gleichung 7.1 ist zu diesem Zweck die Oberflächenzugfestigkeit  $f_{ctm, surf}$  in  $\text{N}/\text{mm}^2$ , der Bemessungswert des Widerstandes der Lamellenkraftänderung  $\Delta F_{LRd}$  in kN und der Lamellenkraftdifferenz am maßgebenden Zwischenrisselement bei Oberlast  $\Delta F_{LE, equ}$  in kN einzusetzen. Die Endverankerung ist wie ein Zwischenrisselement, mit einer Belastung am geringer beanspruchten Rissufer von 0 kN, zu behandeln. Zur Berechnung des Widerstandwertes  $\Delta F_{LRd}$  wird im Unterschied zum statischen Nachweis nach DAfStb-Richtlinie (16) nur der Verbundanteil des Widerstandes  $\Delta F_{Lk, BL}$  verwendet.

$$\Delta F_{LRd} = \frac{\Delta F_{Lk, BL}}{\gamma_{BA}} \quad (7.2)$$

## 7.2 Nachweis der Schwingbreite

Wird der Nachweis der Lamellenkraftdifferenz bei Erreichen der Oberlast nach Gleichung 7.1 nicht eingehalten, muss der Nachweis wie folgt geführt werden:

$$\Delta F_{LRd,fat2} \geq \Delta F_{LEd,fat}. \quad (7.3)$$

Die aufnehmbare Schwingbreite der Lamellenkraft am maßgebenden Zwischenrisselement  $\Delta F_{Lb,Rd,fat,2}$  ergibt sich zu:

$$\Delta F_{LRd,fat2} = \alpha \cdot \Delta F_{LRd}. \quad (7.4)$$

Dafür ist der Bemessungswert des Widerstandes der Lamellenkraftänderung  $\Delta F_{LRd}$  nach Gleichung (RV 6.123) der Richtlinie (16) zu verwenden, wobei die Lamellenkraft am niedriger beanspruchten Rissufer bei Erreichen der Oberlast anzusetzen ist. Der Abminderungsbeiwert  $\alpha$  aus Abbildung 7.2 zur Ermittlung von  $\Delta F_{LRd,fat2}$  wird mit der folgenden Gleichung ermittelt:

$$\alpha = -c \cdot \frac{\Delta F_{LEd}^U}{\Delta F_{LbRd}} + c. \quad (7.5)$$

Der Beiwert  $c$  zur Berücksichtigung der Lastspielzahl  $N$  wird wie folgt bestimmt:

$$c = 0,342 \cdot \left( \frac{N}{N^*} \right)^{-\frac{1}{k}}. \quad (7.6)$$

Dabei ist die Lastspielzahl der Einwirkung  $N$ , der Bezugswert  $N^* = 2 \cdot 10^6$  und der reziproke Wert  $k$  des Exponenten zur Ermittlung des Beiwertes  $c$  mit  $k = k_1 = 23,2$  für  $N < N^*$  und  $k = k_2 = 45,5$  für  $N \geq N^*$  zu verwenden. Der Bemessungswert der Schwingbreite aus den einwirkenden Lamellenkräften am höher belasteten Rissufer  $\Delta F_{LEd,fat}$  wird mit Gleichung 7.7 ermittelt.

$$\Delta F_{LEd,fat} = \Delta F_{LEd}^O - \Delta F_{LEd}^U \quad (7.7)$$

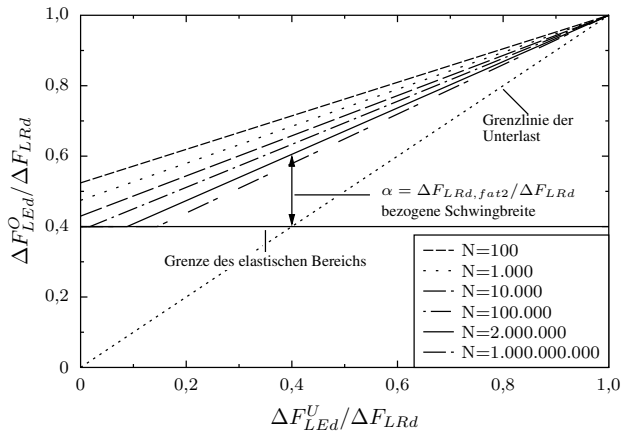


Abb. 7.1: Goodman-Smith-Diagramm aus (16)

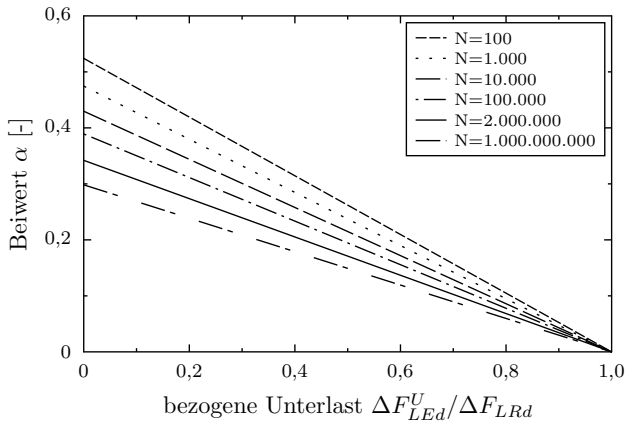


Abb. 7.2: Abminderungsbeiwert  $\alpha$  aus (16)

### 7.3 Anmerkungen zur Bemessung

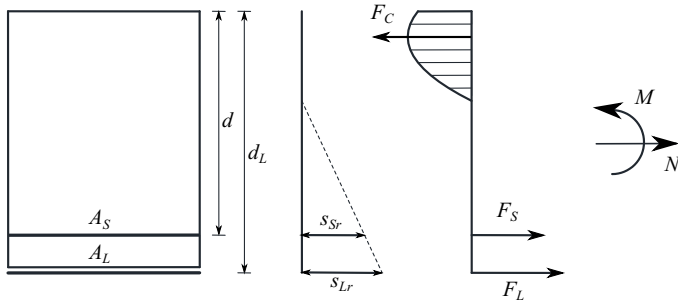
Die Unterschiede im Verbundverhalten von einbetonierter und aufgeklebter Bewehrung führen zu einer Kraftverteilung zwischen den Bewehrungssträngen, die von der Kraftverteilung unter Annahme einer ebenen Dehnungsverteilung abweichen kann.

Die Kraftverteilung unter Annahme einer ebenen Dehnungsverteilung entspricht nicht den realen Verhältnissen. Der anfangs steifere Verbund und die meist geringere Steifigkeit der aufgeklebten Bewehrung sorgen für größere Dehnungen in der aufgeklebten Bewehrung und somit auch für größere Kräfte bei geringer Belastung. Um die tatsächliche Verteilung der Kräfte zu ermitteln, ist das unterschiedliche Verbundverhalten der Bewehrung zu berücksichtigen.

#### 7.3.1 Verbundverhalten aufgeklebter und einbetonierter Bewehrung

Zehetmaier entwickelt in (57) ein Modell zur Berechnung der Kraftaufteilung zwischen Betonstahl und extern aufgeklebter Bewehrung an verstärkten Stahlbetonbauteilen. Mit dem Modell kann die Kraftaufteilung entlang von Biegebauteilen untersucht werden. Dazu wird das Bauteil zunächst in Zwischenrisselemente eingeteilt. Abhängig von den eingelegten Bewehrungsstähen, deren Querschnittsfläche  $A_s$ , Durchmesser  $d_s$  und der Betonfestigkeit  $f_{cm}$  lässt sich ein zu erwartender Rissabstand  $s_r$  bestimmen, mit dem ein Elementaraster für das Bauteil erstellt werden kann. Das Konzept für die Bestimmung des Rissabstandes und der Einteilung der Bauteile wird auch in der Richtlinie „Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung“ (16) angewendet. In Iterationsrechnungen werden darauffolgend an jedem Rissufer unter Beachtung der Dehnungs- und der Verschiebungskompatibilität sowie des Kräfte- und Momentengleichgewichts die Kräfte in Betonstahl und aufgeklebter Bewehrung berechnet.

Nach Zehetmaier wird die Verschiebungskompatibilität erreicht, wenn der Schlupf des Betonstahls und der Schlupf der aufgeklebten Bewehrung den Verlauf der Rissöffnung sinnvoll nachbilden. Bei der iterativen Ermittlung des Schlupfes wird zunächst ein linearer Verlauf der Rissöffnung angenommen, vgl. Abb. 7.3. Die Kraftaufteilung wird dabei vom Verbundverhalten der unterschiedlichen Bewehrungsstränge bestimmt.



**Abb. 7.3: Kraftaufteilung auf Betonstahl und geklebte Bewehrung am Rissufer**

Das Verbundverhalten von Bewehrungssträngen kann mit der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes nach Volkersen (52) beschrieben werden, zu deren Lösung eine Ansatzfunktion für die Beziehung zwischen Verbundspannung und Schlupf  $\tau_L$  ( $s_L$ ) erforderlich ist.

Die Verbundspannung-Schlupf-Beziehung aufgeklebter Bewehrung wird mit dem bilinearen Verbundansatz nach Holzenkämpfer (40) beschrieben. Dieser ist durch einen elastisch ansteigenden und plastisch entfestigenden Bereich gekennzeichnet und wird mit den Parametern  $\tau_{L1}$ ,  $s_{L1}$  und  $s_{L0}$  beschrieben. Die Verbundspannung  $\tau_{L1}$  ist die maximal aufnehmbare Verbundspannung, die bei einer Relativverschiebung der Größe  $s_{L1}$  erreicht wird.

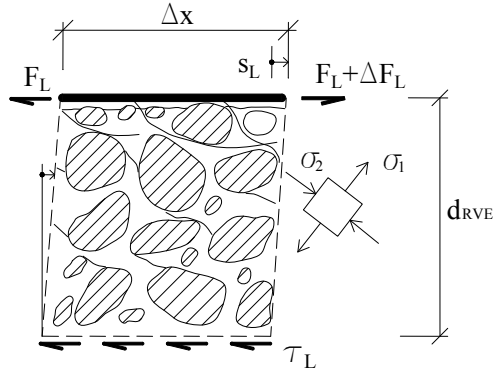
Die Kennwerte  $\tau_{L1}$  und  $s_{L1}$  beschreiben den linear elastischen Bereich der bilinearen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung. Die Relativverschiebung  $s_{L1}$  kann aus der maximalen Verbundspannung  $\tau_{L1}$  und dem Schubmodul  $G_c$  des Betons bestimmt werden.

$$s_{L1} = \tau_{L1} \cdot \frac{d_{RVE}}{G_c} = \frac{1}{145,6} \cdot \frac{\tau_{L1}}{\sqrt{f_{ctm,surf}}} \quad (7.8)$$

Deutlich wird dieser Zusammenhang durch die Betrachtung eines repräsentativen Volumenelements nach Holzenkämpfer, vgl. Abbildung 7.4. Das repräsentative Volumenelement RVE kann nach Holzenkämpfer als Würfel mit einer Kantenlänge bzw. Höhe  $d_{RVE} = 2,5$  bis  $3 \cdot d_{max}$  angenommen werden. Wobei für  $d_{max}$  der Größtkorndurchmesser des Betonuntergrundes einzusetzen ist. Vereinfachend darf eine Kanten-

### 7.3 Anmerkungen zur Bemessung

länge  $d_{RVE} = 50$  mm angesetzt werden. Der Schubmodul  $G_c$  wird vereinfacht aus der Oberflächenzugfestigkeit zu  $7.280 \cdot \sqrt{f_{ctm,surf}}$  bestimmt.



**Abb. 7.4: Repräsentatives Volumenelement (RVE) aus (40)**

Die Relativverschiebung  $s_{L0}$  markiert das Ende des entfestigenden Bereiches, ab dem keine Verbundspannungen mehr übertragen werden können. Die Verbundbruchenergie  $G_F$ , die zum vollständigen Ablösen der aufgeklebten Bewehrung aufgebracht werden muss, ergibt sich aus dem Flächeninhalt des Dreiecks, welches der bilineare Ansatz im Verbundspannungs-Schlupf-Diagramm umreißt.

$$G_F = \frac{\tau_{L1} \cdot s_{L0}}{2} \quad (7.9)$$

Die charakteristischen Werte für die Verbundparameter  $\tau_{L1}$ ,  $s_{L1}$  und  $s_{L0}$  sind in Tabelle 7.1 aufgeführt, vgl. (16). Abbildung 7.5 zeigt die Verbundspannung-Schlupf-Beziehung für die aufgeklebte Bewehrung.

**Tabelle 7.1: Verbundparameter für aufgeklebte Bewehrung**

Bewehrung	$\tau_{L1}$	$s_{L1}$	$s_{L0}$
CFK-Lamellen	$0,300 \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm,surf}}$	$\frac{1}{145,6} \cdot \frac{\tau_{L1}}{\sqrt{f_{ctm,surf}}}$	0,201 mm
Stahllaschen	$0,366 \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm,surf}}$	$\frac{1}{145,6} \cdot \frac{\tau_{L1}}{\sqrt{f_{ctm,surf}}}$	0,185 mm



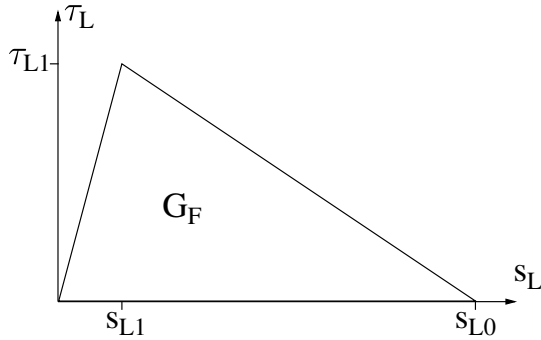


Abb. 7.5: Verbundansatz für aufgeklebte Bewehrung nach (40)

Den Verbund des eingelegten Betonstahls beschreibt Zehetmaier in (57) mit einem Verbundansatz, der aus vier Bereichen besteht. Der erste Bereich erfasst den ansteigenden Ast bis zum Erreichen des Verbundspannungsmaximums  $\tau_{s,max}$  bei einem Stahlschlupf  $s_{s1}$ .

$$0 \leq s_s \leq s_{s1} \quad \tau_s = k_s \cdot \sqrt{f_{cm}} \cdot s_s^{\alpha_s} \quad (7.10)$$

Der zweite Bereich beschreibt den plastischen Bereich mit konstanter Verbundspannung  $\tau_{s,max}$  im Schlupfbereich von  $s_{s1}$  bis  $s_{s2}$ .

$$s_{s1} < s_s \leq s_{s2} \quad \tau_s = \tau_{s,max} \quad (7.11)$$

Dieser Abschnitt wird gefolgt von einem dritten Bereich mit einem entfestigenden Ast, im Schlupfbereich von  $s_{s2}$  bis  $s_{s3}$ , in dem die Verbundspannung vom Maximalwert  $\tau_{s,max}$  auf das Niveau der Reibspannung  $\tau_{sR}$  abfällt.

$$s_{s2} < s_s \leq s_{s3} \quad \tau_s = \tau_{s,max} - \frac{\tau_{s,max} - \tau_{sR}}{s_{s3} - s_{s2}} \cdot (s_s - s_{s2}) \quad (7.12)$$

Überschreitet der Stahlschlupf den Wert von  $s_{s3}$  bleibt die Verbundspannung konstant auf dem Niveau der Reibspannung.

$$s_s > s_{s3} \quad \tau_s = \tau_{sR} \quad (7.13)$$

### 7.3 Anmerkungen zur Bemessung

**Tabelle 7.2:** Verbundparameter für einbetonierte Bewehrung

Parameter	Einheit	gerippter Betonstahl		glatter Betonstahl	
		VB I	VB II	VB I	VB II
$\tau_{s,max}$	$N/mm^2$	$C_s \sqrt{f_{cm}}$	$0,7 \cdot C_s \sqrt{f_{cm}}$	$C_s \sqrt{f_{cm}}$	$C_s \sqrt{f_{cm}}$
$\tau_{s,R}$	$N/mm^2$	$0,15 \cdot \tau_{s,max}$	$0,15 \cdot \tau_{s,max}$	$1,0 \cdot \tau_{s,max}$	$1,0 \cdot \tau_{s,max}$
$C_s$	$\sqrt{N/mm^2}$	$0,5 \cdot c/d_s + 0,7 \leq 2,4$		0,25	0,13
$k_s$	$\frac{\sqrt{N/mm^2}}{\sqrt[4]{mm}}$	2	1	$C_s$	$C_s$
$\alpha_s$	–	0,25	0,25	0	0
$s_{s1}$	mm	$\frac{C_s}{k_s} \alpha_s \leq 1,0$	$0,7 \cdot \frac{C_s}{k_s} \alpha_s \leq 1,0$	–	–
$s_{s2}$	mm	$s_{s1} + 0,1$	$s_{s1} + 0,2$	–	–
$s_{s3}$	mm	$s_{s2} + 0,7$	$s_{s1} + 1,9$	–	–

Die einzusetzenden Werte für die Parameter  $\tau_{s,max}$ ,  $k_s$ ,  $\alpha_s$ ,  $s_1$ ,  $s_2$  und  $s_3$  sind in Tabelle 7.2 aufgeführt, vgl. (57) und (16). Abbildung 7.6 zeigt die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung für einbetonierte Bewehrung. Dargestellt ist der Verbundspannungs-Schlupf-Verlauf, der sich für einen Beton mit einer mittleren Druckfestigkeit  $f_{cm} = 58 \text{ N/mm}^2$  und einem Betonstahldurchmesser  $d_s = 28 \text{ mm}$  ergibt.

Die oben dargestellten Verbundansätze für aufgeklebte und einbetonierte Bewehrung lassen sich nun direkt gegenüberstellen. Abb. 7.7 zeigt die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen für beide Bewehrungstypen im direkten Vergleich für zwei gegensätzliche Parameterkonfigurationen. Zum einen für die maximal zulässige Betondruckfestigkeit für aufgeklebte Bewehrungen nach (16)  $f_{cm} = 58 \text{ N/mm}^2$  und einen größeren Nenn-durchmesser für Betonstabstahl  $d_s = 28 \text{ mm}$ . Zum anderen für den Mindestwert der Betondruckfestigkeit für aufgeklebte Bewehrungen nach (16)  $f_{cm} = 20 \text{ N/mm}^2$  und den kleinsten Nenndurchmesser für Betonstabstahl nach DIN 488-2 (24)  $d_s = 6 \text{ mm}$ .

## 7. BEMESSUNGSKONZEPT

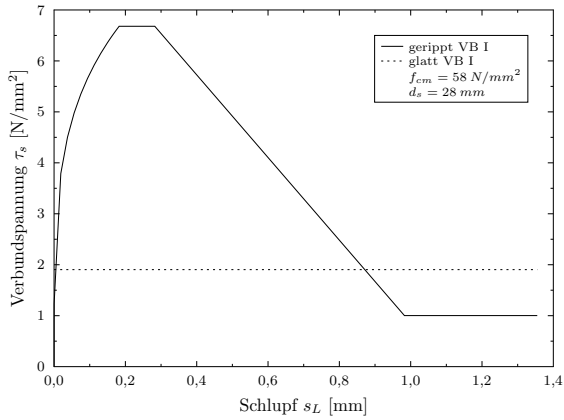


Abb. 7.6: Verbundansatz für einbetonierte Bewehrung, vgl. (57)

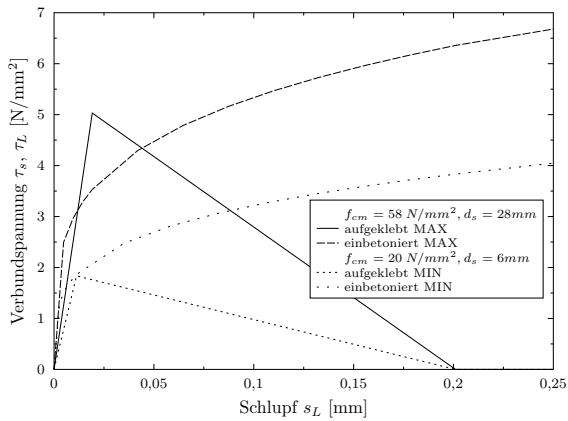


Abb. 7.7: Verbundansätze für einbetonierte und aufgeklebte Bewehrung im Vergleich

Unter der ersten Parameterkonfiguration wird das Verbundspannungsmaximum der aufgeklebten Bewehrung deutlich früher erreicht als das Maximum der einbetonierten Bewehrung. Weiterhin wird deutlich, dass der Verbund der aufgeklebten Bewehrung im elastisch ansteigenden Bereich der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung steifer als der Verbund der einbetonierten Bewehrung reagiert. Dies ist ein Grund dafür, dass aufgeklebte CFK Lamellen zunächst größere Kräfte aufnehmen als einbetonierte Betonstähle. Diese Zusammenhänge sind jedoch stark abhängig von den Eingangsparametern der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen. Den größten Einfluss besitzen die Betondruckfestigkeit  $f_{cm}$  und der Stabdurchmesser des Betonstahls  $d_s$ . Unter der zweiten Parameterkonfiguration wird deutlich, dass die Unterschiede im Verbundverhalten bis zum Erreichen der maximalen Verbundspannung der aufgeklebten Bewehrung  $\tau_{L1}$  deutlich geringer ausfallen.

#### 7.3.2 Ermittlung der Kraftaufteilung

Die Kraftaufteilung wird nach Zehetmaier (57) in iterativen Rechenläufen an den Risserfern ermittelt. In einem ersten Rechenlauf erfolgt eine Berechnung der inneren Kräfte, Dehnungen und Relativverschiebungen durch Erfüllen der Gleichgewichtsbedingungen und der Dehnungskompatibilität. Im zweiten Rechenlauf erfolgt die Berechnung durch Erfüllen der Gleichgewichtsbedingungen und der Verschiebungskompatibilität. Aus den Ergebnisdifferenzen ergeben sich Korrekturgrößen, mit denen die Rechenläufe solange wiederholt werden, bis alle Konvergenzkriterien von den Ergebnissen für innere Kräfte, Dehnungen und Relativverschiebungen eingehalten werden.

Das Verfahren ist sehr aufwendig und erfordert die Kenntnis aller Einflussgrößen. Neben den Verbundbedingungen haben das statische System, dessen Belastungssituation und auch die Rissbildung großen Einfluss auf die Kraftaufteilung. Für Bemessungsaufgaben hat Zehetmaier daher ein Ingenieurmodell entwickelt, das es ermöglicht die Kraftaufteilung mit Hilfe von Verbundbeiwerten abzuschätzen. Der Verbundbeiwert  $\delta_{Lk}$  gibt das Verhältnis der Lamellen- zur Stahldehnung an, bereinigt um die Dehnungsdifferenz, die sich aus der unterschiedlichen Lage der Bewehrungsstränge bei Biegebeanspruchung ergibt.

$$\delta_{Lk} = \frac{\varepsilon_L}{\varepsilon_s} \cdot \frac{d-x}{d_L-x} \quad (7.14)$$

Mit Hilfe dieses Verbundbeiwertes lässt sich dann ausgehend von der Lamellendehnung unter Annahme der Bernoulli-Hypothese  $\varepsilon_L^{II}$  die Lamellendehnung  $\varepsilon_L$  unter Beachtung der unterschiedlichen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen ermitteln, vgl. (57).

$$\varepsilon_L = \frac{\left(1 + \frac{E_L \cdot A_L}{E_s \cdot A_s} \cdot \frac{z_L}{z_s} \cdot \frac{d-x}{d_L-x}\right) \cdot \delta_{Lk}}{1 + \frac{E_L \cdot A_L}{E_s \cdot A_s} \cdot \frac{z_L}{z_s} \cdot \frac{d-x}{d_L-x} \cdot \delta_{Lk}} \cdot \varepsilon_L^{II} \quad (7.15)$$

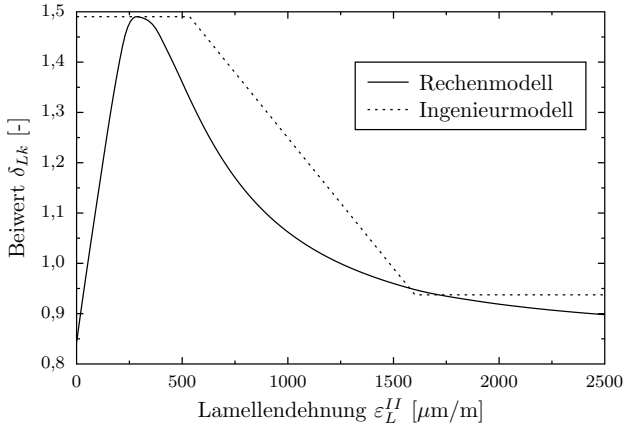


Abb. 7.8: Verbundbeiwert  $\delta_{Lk}$ , vgl. (57)

Abb. 7.8 zeigt beispielhaft den Verlauf des Verbundbeiwertes  $\delta_{Lk}$  in Abhängigkeit der Lamellendehnung nach der Bernoulli-Hypothese  $\varepsilon_L^{II}$ . Der Verbundbeiwert verändert sich mit zunehmender Lamellendehnung. Er steigt zunächst bis zu seinem Maximalwert  $\delta_{Lk,max}$  an und fällt danach wieder ab, um sich dann einem asymptotischen Wert anzunähern. Mit dem, durch Extremwertberechnung bestimmbar, Wert  $\delta_{Lk,max}$  und dem Verbundbeiwert bei Einsetzen der Entkopplung  $\delta_{Lke}$  lässt sich dann der Verlauf des Verbundbeiwertes  $\delta_{Lk}$  in einem Ingenieurmodell annähern. Das Ingenieurmodell

### 7.3 Anmerkungen zur Bemessung

benutzt bis zum Erreichen des Maximalwertes  $\delta_{Lk,max}$  den konstanten Maximalwert. Anschließend wird bis zur Lamellenentkopplung mit einer vom Maximalwert bis zum Wert  $\delta_{Lke}$  abfallenden Geraden gearbeitet. Der Maximalwert  $\delta_{Lk,max}$  kann aus dem folgenden Gleichungssystem berechnet werden, vgl. (57):

$$\varepsilon_L(s_L) = \sqrt{\frac{\tau_{L1}}{E_L t L} \cdot \left( 2s_L - s_{L1} - \frac{(s_L - s_{L1})^2}{s_{L0} - s_{L1}} \right)} \quad (7.16)$$

$$\varepsilon_s(s_L) = \sqrt{\frac{8k_s \sqrt{f_{cm}}}{(\alpha_s + 1) E_s d_s} \cdot \left( \frac{s_L}{k_{\delta i} \cdot \frac{d_L - x}{d - x}} \right)^{\frac{\alpha_s + 1}{2}}} \quad (7.17)$$

$$\delta_{Lk}(s_L) = \frac{\varepsilon_L(s_L)}{\varepsilon_s(s_L)} \cdot \frac{d - x}{d_L - x}. \quad (7.18)$$

Die Gleichungen 7.16 und 7.17 lassen sich in Gleichung 7.18 einsetzen. Für die Ableitung  $d\delta_{Lk}(s_L)/ds_L$  lassen sich dann die Nullstellen ermitteln, für die man als Lösung den Schlupf  $s_L^*$  erhält, bei dem der Verbundbeiwert  $\delta_{Lk}$  maximal wird, vgl. (57).

$$s_L^* = \frac{\alpha_s \cdot s_{L0} - \sqrt{\alpha_s^2 \cdot s_{L0}^2 - s_{L1} \cdot s_{L0} \cdot (\alpha_s^2 - 1)}}{(\alpha_s - 1)} \quad (7.19)$$

Mit dem Schlupf  $s_L^*$  lässt sich dann der Maximalwert  $\delta_{Lk,max}$  ermitteln.

$$\delta_{Lk,max} = \frac{\sqrt{\frac{\tau_{L1}}{E_L t L} \cdot \left( 2s_L^* - s_{L1} - \frac{(s_L^* - s_{L1})^2}{s_{L0} - s_{L1}} \right)}}{\sqrt{\frac{8k_s \sqrt{f_{cm}}}{(\alpha_s + 1) E_s d_s} \cdot \left( \frac{s_L^*}{k_{\delta i} \cdot \frac{d_L - x}{d - x}} \right)^{\frac{\alpha_s + 1}{2}}}} \cdot \frac{d - x}{d_L - x} \quad (7.20)$$

Bei der Ermittlung des Verbundbeiwertes  $\delta_{Lk,max}$  ist der empirische Korrekturfaktor  $k_{\delta i}$  nach Finckh (32) zu berücksichtigen. Dieser lässt sich mit der folgenden Gleichung bestimmen:

$$k_{\delta i} = \left( k_{\delta i,c1} \cdot k_{\delta i,c2} \cdot \frac{f_{cm}}{30 \text{ N/mm}^2} \right) \cdot \left( k_{\delta i,L1} \cdot k_{\delta i,L2} \cdot \frac{E_L \cdot t_L}{1 \cdot 10^6 \text{ N/mm}} \right) \cdot \left( k_{\delta i,s1} \cdot k_{\delta i,s2} \cdot \frac{E_s \cdot d_s}{2 \cdot 10^6 \text{ N/mm}} \right). \quad (7.21)$$

Die Koeffizienten für Gleichung 7.21 sind in Tabelle 7.3 aufgeführt. Der Verbundbeiwert bei Erreichen des Entkopplungsbeginns  $\delta_{Lke}$  lässt sich mit den nachfolgenden Gleichungen abschätzen. Bei Zwischenrisselementen mit dem Rissabstand  $s_r \leq l_{bL,max}^*$

## 7. BEMESSUNGSKONZEPT

**Tabelle 7.3:** Koeffizienten zur Ermittlung von  $k_{\delta i}$  aus (32)

Betonstahl	$k_{\delta i,c1}$	$k_{\delta i,c2}$	$k_{\delta i,L1}$	$k_{\delta i,L2}$	$k_{\delta i,s1}$	$k_{\delta i,s2}$
gerippt	1,91	-0,68	1,24	0,70	0,76	-0,17
glatt	4,94	-2,35	0,31	0,70	1,00	0,00

und an Endverankerungen mit der Verbundlänge  $l_{bL} = s_r \leq l_{bL,max}^*$  ergibt sich  $\delta_{Lke}$  aus Gleichung 7.23, vgl. (57).

$$\delta_{Lke} = \frac{\frac{\varepsilon_{L,max}}{\sin\left(\sqrt{\frac{\tau_{L1}}{E_L \cdot t_L \cdot s_{L0}} \cdot \frac{s_r}{2}}\right)}}{\frac{2 \cdot s_{L0}}{s_r} \cdot \frac{1}{k_{\delta i}} + \frac{s_r}{E_s d_s} \cdot \frac{k_s \cdot \sqrt{f_{cm}}}{\alpha_s + 1} \cdot s_{L0}^{\alpha_s} \cdot k_{\delta i}^{-\alpha_s} \cdot \left(\frac{d_L - x}{d - x}\right)^{1 - \alpha_s}} \quad (7.22)$$

Bei Zwischenrisselementen mit dem Rissabstand  $s_r > l_{bL,max}^*$  und an Endverankerungen mit der Verbundlänge  $l_{bL} = s_r > l_{bL,max}^*$  kann  $\delta_{Lke}$  mit der folgenden Gleichung bestimmt werden, vgl. (57):

$$\delta_{Lke} = \frac{\varepsilon_{L,max}}{\sqrt{\frac{8 \cdot k_s \cdot \sqrt{f_{cm}}}{(\alpha_s + 1) \cdot E_s d_s}} \cdot s_{L0}^{(\alpha_s + 1)/2} \cdot k_{\delta i}^{-(\alpha_s + 1)/2} \cdot \left(\frac{d_L - x}{d - x}\right)^{(1 - \alpha_s)/2}}. \quad (7.23)$$

$l_{bL,max}^*$  kann wie folgt ermittelt werden, vgl. (57):

$$l_{bL,max}^* = \pi \cdot \sqrt{\frac{E_L \cdot t_L \cdot s_{L0}}{\tau_{L1}}}. \quad (7.24)$$

Im Übergangsbereich nach Erreichen des Maximalwertes  $\delta_{Lk,max}$  und vor Einsetzen der Entkopplung kann der Verbundbeiwert  $\delta_{Lk}$  mit der Geradengleichung für die lineare Näherungsfunktion der  $\delta_{Lk} - \varepsilon_L^H$ -Beziehung bestimmt werden. Die Steigung der Geraden  $m$  lässt sich mit der folgenden Gleichung berechnen, vgl. (57):

$$m = -E_s \cdot d_s \cdot \sqrt{\frac{\tau_{L1}}{E_L \cdot t_L \cdot f_{cm}}} \cdot k_{\delta i}^{\alpha_s + 1} \cdot \left(\frac{d_L - x}{d - x}\right)^{\alpha_s} \cdot \frac{\alpha_s + 1}{8 \cdot k_s} \cdot s_{L0}^{-\alpha_s} \cdot \frac{E_s A_s + E_L A_L}{E_s \cdot A_s}. \quad (7.25)$$

Der Verbundbeiwert  $\delta_{Lk}$  kann dann abhängig von der Lamellendehnung  $\varepsilon_L^H$  wie folgt bestimmt werden, vgl. (57):

$$\delta_{Lk}(\varepsilon_L^H) = \begin{cases} \delta_{Lk,max} & \text{wenn } \varepsilon_L^H \leq \varepsilon_L^H(s_L^*) \\ \delta_{Lk,max} - m \cdot (\varepsilon_L^H - \varepsilon_L^H(s_L^*)) & \text{wenn } \varepsilon_L^H(s_L^*) > \varepsilon_L^H \leq \varepsilon_L^H(s_{L0}) \\ \delta_{Lke} & \text{wenn } \varepsilon_L^H > \varepsilon_L^H(s_{L0}). \end{cases} \quad (7.26)$$

### 7.3 Anmerkungen zur Bemessung

---

Die Lamellendehnung  $\varepsilon_L^{II}(s_L^*)$  bei Erreichen des maximalen Verbundbeiwertes  $\delta_{Lk,max}$  kann mit der folgenden Gleichung bestimmt werden, vgl. (57):

$$\varepsilon_L^{II}(s_L^*) = \sqrt{\frac{\tau_{L1}}{E_L t L} \cdot \left( 2s_L^* - s_{L1} - \frac{(s_L^* - s_{L1})^2}{s_{L0} - s_{L1}} \right)} \cdot \frac{1 + \frac{E_L \cdot A_L}{E_s \cdot A_s} \cdot \frac{z_L}{z_s} \cdot \frac{d-x}{d_L-x} \cdot \delta_{Lk,max}}{\left( 1 + \frac{E_L \cdot A_L}{E_s \cdot A_s} \cdot \frac{z_L}{z_s} \cdot \frac{d-x}{d_L-x} \right) \cdot \delta_{Lk,max}}. \quad (7.27)$$

Der Schlupf  $s_L^*$  wird mit Gleichung 7.19 bestimmt. Die Lamellendehnung  $\varepsilon_L^{II}(s_{L0})$  bei Einsetzen der Entkopplung lässt sich wie folgt ermitteln, vgl. (57):

$$\varepsilon_L^{II}(s_{L0}) = \frac{1 + \frac{E_L \cdot A_L}{E_s \cdot A_s} \cdot \frac{z_L}{z_s} \cdot \frac{d-x}{d_L-x} \cdot \delta_{Lke}}{\left( 1 + \frac{E_L \cdot A_L}{E_s \cdot A_s} \cdot \frac{z_L}{z_s} \cdot \frac{d-x}{d_L-x} \right) \cdot \delta_{Lke}} \cdot \varepsilon_{L,max}. \quad (7.28)$$

Wenn der Verbundbeiwert  $\delta_{Lk}$  bekannt ist, lässt sich die tatsächliche Lamellendehnung unter Berücksichtigung des unterschiedlichen Verbundverhaltens mit Gleichung 7.15 bestimmen. Die Stahldehnung  $\varepsilon_s$  kann anschließend aus der wahren Lamellendehnung  $\varepsilon_L$  mit der folgenden Gleichung berechnet werden:

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_L}{\delta_{Lk}} \cdot \frac{d-x}{d_L-x}. \quad (7.29)$$

Für den Verbundnachweis der aufgeklebten Bewehrung wird der, für die geklebte Bewehrung ungünstigere, Verbundbeiwert  $\delta_{Lk}$  verwendet. Für den Ermüdungsnachweis des Bewehrungsstahls wird der Verbundbeiwert  $\delta_{Lke}$  verwendet. Auf diese Weise ist gewährleistet, dass eine Kraftumlagerung von der aufgeklebten Bewehrung auf den inneren Bewehrungsstahl erfolgen kann, ohne dass die Kräfte des einen oder des anderen Bewehrungsstranges in den jeweils maßgebenden Nachweisen unterschätzt werden. Sowohl für die aufgeklebte Bewehrung als auch für die einbetonierte Bewehrung werden die jeweils ungünstigsten Belastungssituationen zur Ermittlung der Kräfte angenommen. Für die Ermittlung der Kräfte in der aufgeklebten Bewehrung ist die Erstbelastung maßgeblich. Die Ermittlung der Kräfte in der einbetonierten Bewehrung erfolgt unter der Annahme, dass die Entkopplung der aufgeklebten Bewehrung eingesetzt hat. Nach Einsetzen der Entkopplung ändert sich der Verbundbeiwert nur noch in geringem Maße. Voraussetzung für eine Kraftumlagerung von der Erstbelastung bis zum Einsetzen der Entkopplung und darüber hinaus ist eine ausreichende Verbundlänge.



### 7.3.3 Erforderliche Verbundlänge

Der Ermüdungsnachweis geht von einer Entkopplung der aufgeklebten Bewehrung auf 30 mm Länge aus. Diese Verbundlängenreserve von 30 mm muss am Bauteil vorhanden sein und nachgewiesen werden. Am Zwischenrisselement kann die erforderliche Verbundlänge wie folgt nachgewiesen werden:

$$l_{bL} = s_r \geq l_{bL,max} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{\Delta F_L^O}{\Delta F_{LRd,max}}} \right) + 60 \text{ mm.} \quad (7.30)$$

An der Endverankerung muss folgende Bedingung erfüllt sein:

$$l_{bL} \geq l_{bL,max} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{F_L^O}{\Delta F_{LRd,max}}} \right) + 30 \text{ mm.} \quad (7.31)$$

Die maximale Verbundlänge  $l_{bL,max}$  kann mit Gleichung RV 8.11 aus der DAfStb-Richtlinie für das Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung (16) bestimmt werden.

Wenn die vorhandene Verbundlänge die maximale Verbundlänge  $l_{bL,max}$  und die, für die Umlagerung notwendige, Verbundlängenreserve von 30 mm an der Endverankerung bzw. 60 mm am Zwischenrisselement übersteigt, kann die Kraftaufteilung vereinfacht mit dem Verbundbeiwert  $\delta_{lke}$  ermittelt werden.

### 7.3.4 Betonstahlverbund bei schwingender Belastung

Die Auswirkungen einer Dauerschwingbelastung auf den Verbund des eingelegten Betonstahls können nach Sippel (51) berechnet werden. Der eingelegte Betonstahl ist anfällig gegenüber Materialermüdung, daher wird der Nachweis der Ermüdung nach DIN EN 1992-1-1 (23) für den eingelegten Betonstahl geführt. Bei Einhaltung dieses Nachweises fällt die Schwingbreite der Dehnungen im Betonstahl gering aus. Unter den Bedingungen, die zur Ermüdung des Betonstahls führen würden, ergeben sich infolge der Dauerschwingbelastung maximale Schlupfzunahmen im Bereich weniger Mikrometer bei gerippten Betonstählen und Betonen der Festigkeitsklasse C20/25. Die Auswirkungen der Verbundermüdung des inneren Bewehrungsstahls sind somit deutlich geringer als die der Verbundermüdung der Lamelle. Darüber hinaus wirkt sich die Verbundermüdung

## 7.4 Bemessungsbeispiel

---

der inneren Bewehrung positiv auf die Kraftaufteilung aus. Sie wirkt der Kraftumlagerung von der aufgeklebten Bewehrung auf die einbetonierte Bewehrung entgegen. Die Auswirkungen der Verbundermüdung der inneren Bewehrung können daher bei gerippten Betonstählen vernachlässigt werden.

Bei glattem Stahl kann eine Dauerschwingbelastung zur vollständigen Entkopplung der inneren Bewehrung führen. In diesem Fall kann eine Grenzfallbetrachtung durchgeführt werden. Zum einen ist der Nachweis der Verbundermüdung nach dem oben beschriebenen Muster unter der Annahme, dass der Glatstahlverbund vollständig intakt ist zu führen. Zum anderen ist dieser unter der Annahme, dass der Glatstahl ohne Verbund im Beton liegt und der komplette Anstieg der Momentenlinie zu einem Kraftanstieg in der Lamelle führt, zu erbringen. Können beide Nachweise erfüllt werden, ist davon auszugehen, dass der Nachweis auch für alle Zwischenstadien erfüllt ist.

## 7.4 Bemessungsbeispiel

Die Bemessung eines dauerschwingbeanspruchten mit aufgeklebten CFK-Lamellen verstärkten Stahlbetonbauteils soll anhand einer Stahlbetonplatte, die durch Gabelstaplerverkehr belastet ist, erläutert werden. Das Bemessungsbeispiel beschränkt sich hier auf den Ermüdungsnachweis des Verbundes der aufgeklebten Bewehrung.

### 7.4.1 Ablauf der Nachweisführung

Der Ermüdungsnachweis des Verbundes der aufgeklebten Bewehrung erfolgt ähnlich wie der statische Nachweis des Verbundes am Zwischenrisselement. Der wesentliche Unterschied zum statischen Fall besteht darin, dass für den Ermüdungsfall keine vereinfachte Nachweisform existiert, und somit der genaue Nachweis am Zwischenrisselement und der Endverankerung geführt werden muss. Dabei ist zu berücksichtigen, dass für den Widerstandswert der Verbundbruchkraft  $\Delta F_{LRd}$  nur der Anteil aus dem Klebeverbund  $\Delta F_{Lk,BL}$  berücksichtigt werden darf. Die Anteile aus Reibung  $\Delta F_{Lk,BF}$  und Krümmung  $\Delta F_{Lk,KF}$  werden bei Ermüdung vernachlässigt, da deren Wirkung bei Dauerschwingbelastung noch nicht quantifizierbar ist. Darüber hinaus erfolgt der Nachweis an der Endverankerung über den Vergleich der Lamellenkraftdifferenzen und nicht über die

## 7. BEMESSUNGSKONZEPT

Ermittlung eines aufnehmbaren Moments. Der Ablauf des Ermüdungsnachweises an der Endverankerung ist in Abbildung 7.9 dargestellt.

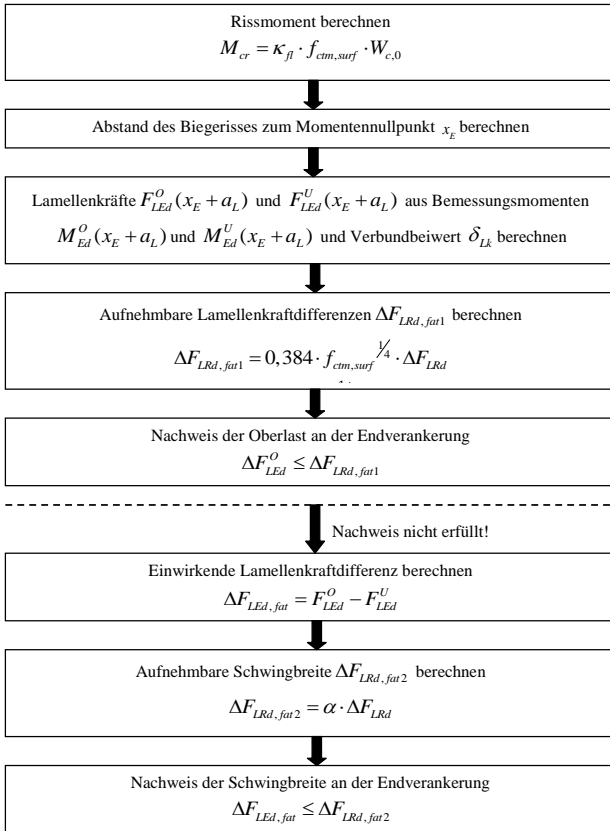


Abb. 7.9: Ablauf des Ermüdungsnachweises an der Endverankerung

## 7.4 Bemessungsbeispiel

In einem ersten Schritt wird das Rissmoment  $M_{cr}$  mit Gleichung RV 6.5 nach der DAfStb-Richtlinie „Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung“ (16) berechnet. Darauf folgt die Ermittlung der Lage des Biegerisses, der dem Momentennullpunkt am nächsten liegt. Abbildung 7.10 zeigt die Lageermittlung beispielhaft für eine Endauflagersituation.

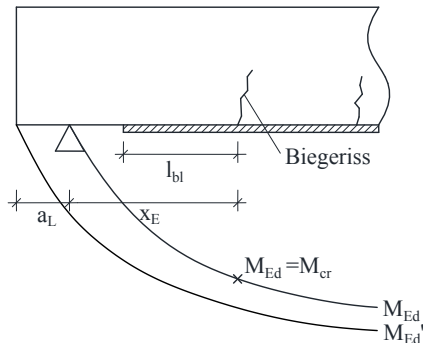


Abb. 7.10: Ermittlung der Risslage, vgl. (16)

Der Nachweis wird an der Stelle  $x_E$  mit dem, um das Maß  $a_l$  versetzten, Moment  $M'_{Ed}$  geführt. Mit dem Moment lässt sich die einwirkende Lamellenkraft  $F_{LEd}$  ermitteln, die dann mit dem Widerstandswert der Lamellenkraft  $F_{LRd}$  verglichen wird. An der Endverankerung ist davon auszugehen, dass der dem Momentennullpunkt am nächsten gelegene Biegeriss nach der Verstärkungsmaßnahme entsteht. Die günstig wirkenden Vordehnungen im Bewehrungsstahl dürfen daher nicht berücksichtigt werden.

Für den Nachweis am Zwischenrisselement (ZRE) muss zunächst eine Risseinteilung des zu verstärkenden Bauteils erfolgen. Dazu wird das Bauteil in Zwischenrisselemente mit dem Rissabstand  $s_r$  unterteilt. Der Rissabstand  $s_r$  wird aus dem Rissmoment  $M_{cr}$ , dem inneren Hebelarm  $z_s$  und der Verbundkraft pro Millimeter  $F_{bsm}$  der einbetonierten Bewehrung ermittelt.

An den Rissuffern  $i$  werden die Momente aus Vorbelastung  $M_0(x_i)$  und bei Erreichen der Oberlast  $M_{Ed}^O(x_i)$  sowie der Unterlast  $M_{Ed}^U(x_i)$  ermittelt. Mit dem Moment aus Vorbelastung  $M_0(x_i)$  wird die Vordehnung des Bewehrungsstahls  $\varepsilon_{s0}(x_i)$  bestimmt.

Anschließend erfolgt die Berechnung der Lamellenkräfte bei Oberlast  $F_{LEd}^O(x_i)$  und bei Unterlast  $F_{LEd}^U(x_i)$  unter Berücksichtigung des Verbundbeiwertes  $\delta_{Lk,max}$ .

Mit den bekannten Lamellenkräften  $F_{LEd}^O(x_i)$  an den Rissufern  $i$  und  $i+1$  lässt sich dann die Lamellenkraftdifferenz am Zwischenrisselement  $j$   $\Delta F_{LEd,j}^O$  bei Erreichen der Oberlast bestimmen. Diese bildet dann die einwirkende Lamellenkraftdifferenz für den ersten Verbundermüdungsnachweis  $\Delta F_{LEd,fat}$ . Nachzuweisen ist, dass die einwirkende Lamellenkraftdifferenz  $\Delta F_{LEd,fat}$  kleiner ist als der Widerstandswert  $\Delta F_{LRd,fat1}$ , welcher die Grenze des elastischen Bereichs markiert.

Ist der Nachweis nicht erfüllt, folgt der Nachweis der Schwingbreite. Dazu wird zusätzlich zur Lamellenkraftdifferenz am Zwischenrisselement  $j$  bei Erreichen der Oberlast  $\Delta F_{LEd,j}^O$  noch die Lamellenkraftdifferenz bei Erreichen der Unterlast  $\Delta F_{LEd,j}^U$  bestimmt. Die Einwirkung  $\Delta F_{LEd,fat}$  ergibt sich dann aus der Differenz der Lamellenkraftdifferenzen bei Ober- und Unterlast. Diese muss dann nachweislich kleiner als der Widerstandswert  $\Delta F_{LRd,fat2}$  sein.

## 7.4 Bemessungsbeispiel

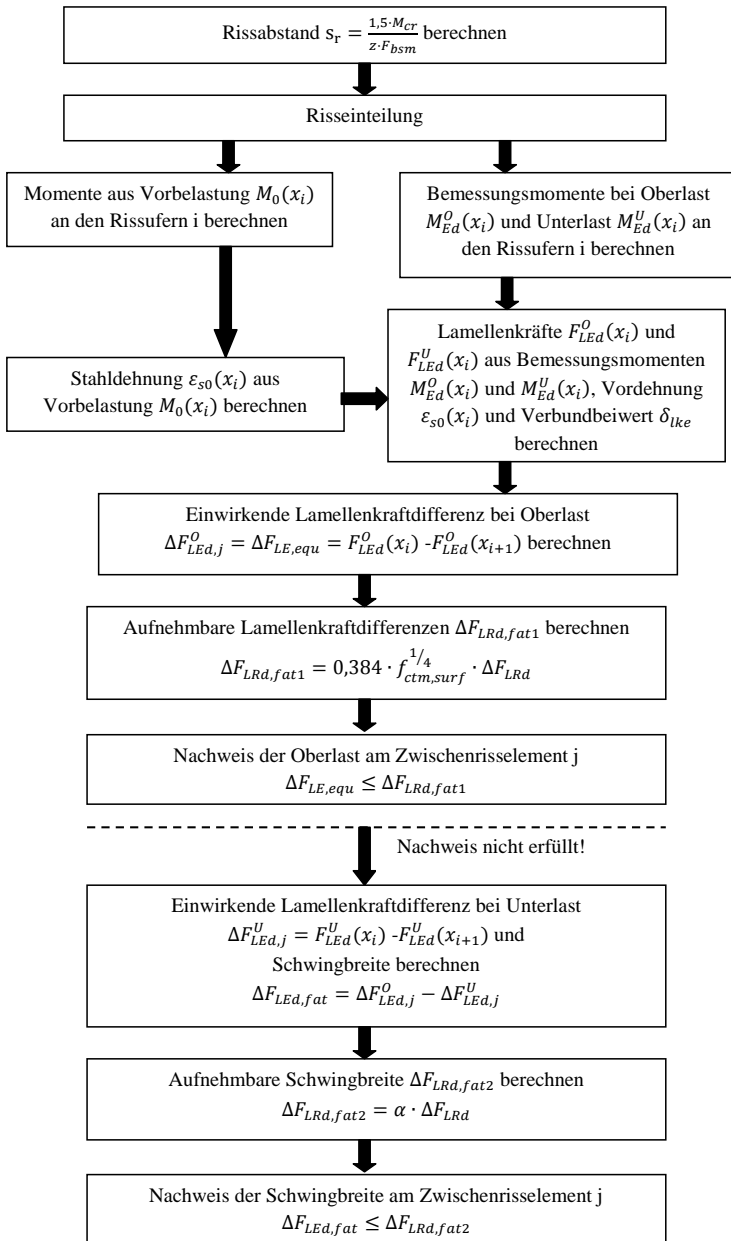


Abb. 7.11: Nachweisführung am Zwischenrisselement

7.4.2 System und Belastung

Eine einachsig gespannte Stahlbetonplatte der Betonfestigkeitsklasse C35/45 soll mit aufgeklebten CFK-Lamellen verstärkt werden. Bei der Platte handelt es sich um einen Einfeldträger, der vor der Verstärkung durch einen leichten Gabelstapler belastet wurde. Nach der Verstärkungsmaßnahme soll das System mit einem schwereren Gabelstapler befahren werden können. Die Last aus dem Gabelstaplerverkehr wird als Wanderlast betrachtet, die an jeder beliebigen Stelle auf der Platte auftreten kann. Nach dem Verstärken wird die Platte durch die Wanderlast  $F$  mit  $N = 10^7$  Lastspielen belastet und ist daher als ermüdungswirksam anzusehen. Abbildung 7.12 zeigt das statische System, die Belastung und die Bauteilabmessungen.

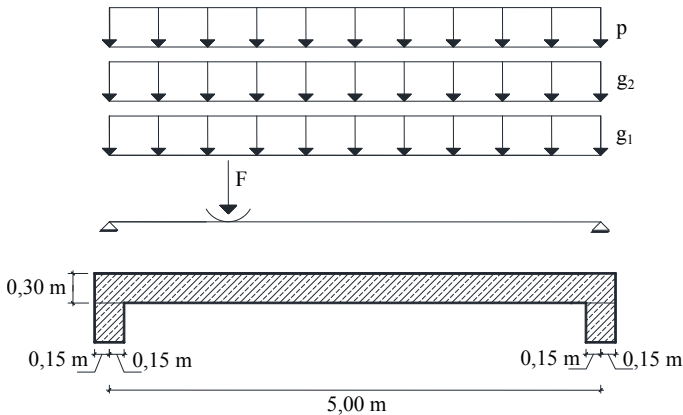


Abb. 7.12: System und Belastung

Für den Verbundermüdungsnachweis sind die Lastfälle während des Verstärkens und nach der Verstärkung zu beachten. In beiden Zuständen wird die Platte mit dem Eigengewicht  $g_1$  von  $7,5 \text{ kN/m}$  und der Ausbaulast  $g_2 = 3 \text{ kN/m}$  belastet. Nach der Verstärkungsmaßnahme soll die Platte mit dem Eigengewicht  $g_1 = 7,5 \text{ kN/m}$ , der Ausbaulast  $g_2 = 3 \text{ kN/m}$ , der Verkehrslast  $p = 5 \text{ kN/m}$  und der Wanderlast aus dem schweren Gabelstapler mit  $F = 50 \text{ kN}$  belastet werden. Tabelle 7.4 fasst die Belastungszustände zusammen.

## 7.4 Bemessungsbeispiel

**Tabelle 7.4:** Belastung vor, während und nach der Verstärkung

Last	vor	während ( $L0$ )	nach ( $L1$ )
Eigengewicht $g_1$	7,5 kN/m	7,5 kN/m	7,5 kN/m
Ausbauast $g_2$	3 kN/m	3 kN/m	3 kN/m
Verkehrslast $p$	5 kN/m	0 kN/m	5 kN/m
Gabelstaplerlast $F$	30 kN	0 kN	50 kN

### 7.4.3 Baustoffe

Es werden folgende Baustoffe verwendet.

**Beton** Der vorhandene Beton entspricht der Festigkeitsklasse C35/45. Der Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit beträgt  $f_{cm} = 43 \text{ N/mm}^2$ , die Oberflächenzugfestigkeit  $f_{ctm,surf} = 2,9 \text{ N/mm}^2$ . Der E-Modul des Betons wird mit  $E_{cm} = 34.000 \text{ N/mm}^2$  angenommen.

**Innere Bewehrung** Als Bewehrung in der zu verstärkenden Platte ist ein BSt 500 S mit einer Zugfestigkeit  $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$  verbaut. Als Querbewehrung wurde ein BSt 500 S mit einem Durchmesser  $d_s = 8 \text{ mm}$  im Abstand  $s = 100 \text{ mm}$  verlegt. Als Längsbewehrung wird Betonstahl mit einem Durchmesser  $d_s = 14 \text{ mm}$  im Abstand  $s = 125 \text{ mm}$  verwendet. Der sich daraus ergebende Bewehrungsquerschnitt beträgt  $a_s = 12,32 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

**CFK-Lamellen** Als Verstärkung sollen aufgeklebte CFK-Lamellen mit einer Nennstärke von  $t_L = 1,4 \text{ mm}$  appliziert werden. Die Zugfestigkeit der Lamellen  $f_{Luk}$  beträgt  $2.400 \text{ N/mm}^2$ , der Elastizitätsmodul  $E_L$  beträgt  $170.000 \text{ N/mm}^2$ .

### 7.4.4 Lastfallkombinationen und Schnittgrößen

Der Ermüdungsnachweis wird im Grenzzustand der Tragfähigkeit unter der Einwirkungskombination nach Abschnitt 6.8.3 der DIN 1992-1-1 (23) geführt. Um eine Schwingbreite ermitteln zu können, wird nach zyklischen und nicht-zyklischen Einwirkungen



unterschieden. Die Kombination mit den nicht-zyklischen Einwirkungen wird zur Ermittlung der Unterlast benutzt, die Kombination mit den zyklischen Einwirkungen zur Bestimmung der Oberlast. Die nicht-zyklischen Einwirkungen entsprechen der häufigen Einwirkungskombination im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und können wie folgt dargestellt werden:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} Q_{k,i}. \quad (7.32)$$

Die Ermittlung der zyklischen Einwirkungskombination erfolgt unter Berücksichtigung der maßgebenden Ermüdungsbelastung  $Q_{fat}$ .

$$\left( \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} Q_{k,i} \right) + Q_{fat} \quad (7.33)$$

Im vorliegenden Beispiel ist die Gabelstaplerlast  $F$  die maßgebende Ermüdungsbelastung.

#### 7.4.5 Ermüdungsnachweis an der Endverankerung

Der Nachweis an der Endverankerung wird, wie in Kapitel 7.4.1 beschrieben, geführt. Im ersten Schritt wird das Rissmoment  $M_{cr}$  bestimmt.

$$M_{cr} = \kappa_{fl} \cdot f_{ctm,surf} \cdot W_{c,0} \quad (7.34)$$

$$= 1,3 \cdot 2,9 \cdot 15 = 56,6 \text{ kNm/m}$$

$$\kappa_{fl} = 1,6 - \frac{h}{1000} = 1,6 - \frac{300}{1000} = 1,3 \quad (7.35)$$

$$W_{c,0} = \frac{b \cdot h^2}{6} = 15,0 \cdot 10^6 \text{ mm}^3/\text{m} \quad (7.36)$$

Im zweiten Schritt folgt die Ermittlung des ersten Biegerisses. Die Stelle dieses Risses kann durch Vergleich der Momentenlinie mit dem Rissmoment zu  $x_E = 0,751 \text{ m}$  bestimmt werden. Die Bestimmung von  $x_E$  erfolgt mit der zyklischen Einwirkungskombination unter Berücksichtigung einer wandernden Gabelstaplerlast  $F$  in einer iterativen Rechnung.

Nachdem die Lage des ersten Biegerisses bekannt ist, lässt sich die vorhandene Verbundlänge  $l_{bl}$  der geklebten Bewehrung berechnen.

$$l_{bl} = x_E - a_l - a_L = 751 - 150 - 50 = 551 \text{ mm} \quad (7.37)$$

## 7.4 Bemessungsbeispiel

Die effektive Verbundlänge  $l_{bl,max}$  der aufgeklebten Bewehrung ermittelt sich zu:

$$l_{bl,max} = \frac{2}{\kappa_{Lb}} \cdot \sqrt{\frac{E_L \cdot t_L \cdot s_{L0k}}{\tau_{L1k}}} \quad (7.38)$$

$$l_{bl,max} = \frac{2}{1,128} \cdot \sqrt{\frac{170000 \cdot 1,4 \cdot 0,201}{3,474}} = 208,1 \text{ mm} \quad (7.39)$$

mit:

$$\kappa_{Lb} = 1,128 \quad (7.40)$$

$$\tau_{L1k} = 0,366 \cdot \sqrt{\alpha_{cc} \cdot f_{cm} \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{ctm,surf}} \quad (7.41)$$

$$\tau_{L1k} = 0,366 \cdot \sqrt{0,85 \cdot 43 \cdot 0,85 \cdot 2,9} = 3,47 \text{ N/mm}^2 \quad (7.42)$$

$$s_{L0k} = 0,201. \quad (7.43)$$

Im dritten Schritt erfolgt die Berechnung der Schnittgrößen, der inneren Kräfte und der Nachweis der Lamellenkraftdifferenz. Das Moment am ersten Biegeriss bei Oberlast unter Berücksichtigung des Versatzmaßes  $a_L$  ergibt sich zu:

$$m_{Ed}^O = \frac{p \cdot l}{2} \cdot (x_E + a_l) - \frac{p \cdot x_E^2}{2} + \frac{F \cdot (l - x_E + a_l)}{l} \cdot (x_E + a_l) \quad (7.44)$$

$$m_{Ed}^O = \frac{18 \cdot 5}{2} \cdot 0,901 - \frac{18 \cdot 0,901^2}{2} + \frac{50 \cdot (5 - 0,901)}{5} \cdot 0,901 = 65,6 \text{ kNm/m} \quad (7.45)$$

Über das Gleichgewicht der Kräfte und Momente werden iterativ die Dehnungen im Beton und in der aufgeklebten Lamelle berechnet, vgl. (58). Für Kräfte und Momente gelten die folgenden Bedingungen:

$$m_{Ed}^O = m_{Rd} \quad (7.46)$$

$$F_{sld} + F_{Ld} = -F_{cd} \quad (7.47)$$

mit der Betondruckkraft:

$$F_{cd} = b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot \alpha_R \quad (7.48)$$

der Lamellenzugkraft:

$$F_{Ld} = a_L \cdot E_L \cdot \varepsilon_L \quad (7.49)$$

der Betonstahlzugkraft:

$$F_{sld} = a_{sl} \cdot E_s \cdot \varepsilon_{sl} \leq a_{sl} \cdot f_{yd} \quad (7.50)$$

und dem aufnehmbaren Moment des verstärkten Stahlbetonquerschnitts:

$$m_{Rd} = F_{sld} \cdot (d_{sl} - k_a \cdot x) + F_{Ld} \cdot (d_L - k_a \cdot x). \quad (7.51)$$

## 7. BEMESSUNGSKONZEPT

Die Aufstellung der Gleichgewichtsbedingungen erfolgt unter Annahme eines ebenen Dehnungszustandes mit der Lamellendehnung  $\varepsilon_L^{II}$ .

$$F_{cd} = b \cdot \frac{-\varepsilon_c}{(-\varepsilon_c + \varepsilon_L^{II})} \cdot f_{cd} \cdot \alpha_R \quad (7.52)$$

Ausgehend von dieser Dehnung werden unter Berücksichtigung des Verbundbeiwertes  $\delta_{Lk}$  die tatsächlichen Dehnungen  $\varepsilon_L$  und  $\varepsilon_s$  ermittelt. Da die vorhandene Verbundlänge mit  $l_{bl} = 551$  mm die Summe aus maximaler Verbundlänge und Vorhaltemaß  $l_{bl,max} + 30$  mm = 238,1 mm übersteigt, darf mit dem Verbundbeiwert  $\delta_{Lke}$  gearbeitet werden.

$$\delta_{Lke} = \frac{\varepsilon_{L,max}}{\sqrt{\frac{8 \cdot k_s \cdot \sqrt{f_{cm}}}{(\alpha_s + 1) \cdot E_s \cdot d_s} \cdot s_{L0}^{(\alpha_s + 1)/2} \cdot k_{\delta i}^{-(\alpha_s + 1/2)} \cdot \left(\frac{d_L - x}{d - x}\right)^{(1 - \alpha_s)/2}}} \quad (7.53)$$

$$\begin{aligned} &= \frac{0,00171}{\sqrt{\frac{8 \cdot 2 \cdot \sqrt{43}}{(0,25 + 1) \cdot 200000 \cdot 14} \cdot 0,201^{(0,25 + 1)/2} \cdot 0,687^{-(0,25 + 1/2)} \cdot \left(\frac{300 - x}{273 - x}\right)^{(1 - 0,25)/2}}} \\ \varepsilon_L &= \frac{\left(1 + \frac{E_L \cdot A_L}{E_s \cdot A_s} \cdot \frac{z_L}{z_s} \cdot \frac{d - x}{d_L - x}\right) \cdot \delta_{Lke}}{1 + \frac{E_L \cdot A_L}{E_s \cdot A_s} \cdot \frac{z_L}{z_s} \cdot \frac{d - x}{d_L - x} \cdot \delta_{Lke}} \cdot \varepsilon_L^{II} \quad (7.54) \\ &= \frac{\left(1 + \frac{170000 \cdot 912}{200000 \cdot 1223} \cdot \frac{z_L}{z_s} \cdot \frac{273 - x}{300 - x}\right) \cdot \delta_{Lke}}{1 + \frac{170000 \cdot 912}{200000 \cdot 1223} \cdot \frac{z_L}{z_s} \cdot \frac{273 - x}{300 - x} \cdot \delta_{Lke}} \cdot \varepsilon_L^{II} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_s &= \frac{\varepsilon_L}{\delta_{Lke}} \cdot \frac{d - x}{d_L - x} \quad (7.55) \\ &= \frac{\varepsilon_L}{\delta_{Lke}} \cdot \frac{273 - x}{300 - x} \end{aligned}$$

Die Ermittlung des Verbundbeiwertes  $\delta_{Lke}$  erfolgt unter Berücksichtigung des Korrekturfaktors  $k_{\delta i}$ .

$$k_{\delta i} = \left(k_{\delta i,c1} \cdot k_{\delta i,c2} \cdot \frac{f_{cm}}{30 \text{ N/mm}^2}\right) \cdot \left(k_{\delta i,L1} \cdot k_{\delta i,L2} \cdot \frac{E_L \cdot t_L}{1 \cdot 10^6 \text{ N/mm}}\right) \quad (7.56)$$

$$\cdot \left(k_{\delta i,s1} \cdot k_{\delta i,s2} \cdot \frac{E_s \cdot d_s}{2 \cdot 10^6 \text{ N/mm}}\right)$$

$$\begin{aligned} k_{\delta i} &= \left(1,91 \cdot -0,68 \cdot \frac{43}{30}\right) \cdot \left(1,24 \cdot 0,7 \cdot \frac{170000 \cdot 1,4}{1 \cdot 10^6}\right) \quad (7.57) \\ &\cdot \left(0,76 \cdot -0,17 \cdot \frac{200000 \cdot 14}{2 \cdot 10^6}\right) = 0,687 \end{aligned}$$

## 7.4 Bemessungsbeispiel

Aus den Dehnungen  $\varepsilon_L$  und  $\varepsilon_s$  lassen sich die Kräfte  $F_{Ld}$  und  $F_{sld}$  ermitteln, die dann das Gleichgewicht der Kräfte und Momente erfüllen müssen.

$$F_{sld} + F_{Ld} = F_{cd} \quad (7.58)$$

$$E_s \cdot A_s \cdot \varepsilon_{sl} + E_L \cdot A_L \cdot \varepsilon_L = b \cdot \frac{-\varepsilon_c}{(-\varepsilon_c + \varepsilon_L^{II})} \cdot f_{cd} \cdot \alpha_R$$

$$200000 \cdot 1223 \cdot \varepsilon_{sl} + 170000 \cdot 1232 \cdot \varepsilon_L =$$

$$= 1000 \cdot \frac{-\varepsilon_c}{(-\varepsilon_c + \varepsilon_L^{II})} \cdot 19,83 \cdot \left(1 - \frac{2}{3 \cdot \varepsilon_c}\right)$$

$$m_{Ed}^O = m_{Rd} \quad (7.59)$$

$$F_{sld} \cdot z_s + F_{Ld} \cdot z_L = 65,6 \text{ kNm/m}$$

$$200000 \cdot 1223 \cdot \varepsilon_{sl} \cdot z_s + 170000 \cdot 1232 \cdot \varepsilon_L \cdot z_L$$

$$= 65,6 \text{ kNm/m}$$

Die Druckzonenhöhe  $x$  und die Hebelarme  $z_s$  und  $z_L$  lassen sich in Abhängigkeit der unbekanntem Beton- und Lamellendehnung  $\varepsilon_c$  und  $\varepsilon_L^{II}$  wie folgt beschreiben:

$$x = \frac{-\varepsilon_c}{(-\varepsilon_c + \varepsilon_L^{II})} \cdot d_L \quad (7.60)$$

$$z_L = d_L - \frac{-\varepsilon_c}{2 \cdot (-\varepsilon_c + \varepsilon_L^{II})} \cdot d_L \cdot \frac{8 + \varepsilon_c}{24 + 4 \cdot \varepsilon_c} \quad (7.61)$$

$$z_s = d_s - \frac{-\varepsilon_c}{2 \cdot (-\varepsilon_c + \varepsilon_L^{II})} \cdot d_L \cdot \frac{8 + \varepsilon_c}{24 + 4 \cdot \varepsilon_c} \quad (7.62)$$

In einer Iterationsrechnung werden Beton- und Lamellendehnung  $\varepsilon_c$  und  $\varepsilon_L^{II}$  so bestimmt, dass Kräfte- und Momentengleichgewicht erfüllt werden.

$$\varepsilon_c = -0,2659 \text{ mm/m}$$

$$\varepsilon_L^{II} = 0,495 \text{ mm/m}$$

In der Rückrechnung ergibt sich die Stahldehnung  $\varepsilon_s$ , die Lamellendehnung  $\varepsilon_L$  und der Verbundbeiwert  $\delta_{Lke}$ .

$$\varepsilon_s = 0,658 \text{ mm/m}$$

$$\varepsilon_L = 0,487 \text{ mm/m}$$

$$\delta_{Lke} = 0,638$$

Die Lamellenkraft bei Oberlast  $F_L^O$  beträgt am Biegeriss, der dem Auflager am nächsten ist:

$$F_L^O = \varepsilon_L \cdot E_L \cdot A_L = 0,000487 \cdot 170000 \cdot 1232/1000 = 102,04 \text{ kN}. \quad (7.63)$$

Der Nachweis der Oberlast wird mit Gleichung 7.1 geführt.

$$\begin{aligned} \Delta F_{LRd, fat,1} &= 0,348 \cdot f_{ctm,surf}^{\frac{1}{4}} \cdot \Delta F_{LRd} \geq \Delta F_{LE, equ} = F_L^O & (7.64) \\ &= 0,348 \cdot 2,9^{\frac{1}{4}} \cdot 239,16 = 108,61 \geq 102,04 \\ \Delta F_{LRd} &= \frac{\Delta F_{Lk,BL}}{\gamma_{BA}} = \frac{b_L \cdot \sqrt{E_L \cdot t_L \cdot \tau_L \cdot s_{L0k}}}{\gamma_{BA}} = 239,16 \text{ kN} \end{aligned}$$

Der Nachweis der Oberlast ist erfüllt. Im nächsten Schritt folgt der Nachweis am Zwischenrisselement.

#### 7.4.6 Ermüdungsnachweis am Zwischenrisselement

Der Nachweis erfolgt am maßgebenden Zwischenrisselement. Durch Variation der Stelle  $x$ , an der die Wanderlast angreift, kann das Zwischenrisselement zwischen dem ersten und dem zweiten Biegeriss vom Auflager ausgehend als das Maßgebende identifiziert werden. Die ungünstigste Beanspruchung im Element tritt auf, wenn sich die Wanderlast an der Stelle des zweiten Biegerisses befindet. Die Stelle des zweiten Biegerisses  $x_2$  lässt sich, ausgehend von der Stelle des ersten Biegerisses, mit dem Rissabstand  $s_r$  ermitteln. Dieser wird mit Gleichung RV 6.3 gemäß DAfStb-Richtlinie (16) ermittelt.

$$s_r = 1,5 \cdot l_{e,0} = 1,5 \cdot 119,4 = 179,1 \text{ mm} \quad (7.65)$$

Die Eintragungslänge  $l_{e,0}$  wird aus dem Rissmoment  $M_{cr}$  nach Gleichung 7.34 und der Verbundkraft je Länge  $F_{bsm}$  des einbetonierten Bewehrungsstahles berechnet.

$$l_{e,0} = \frac{M_{cr}}{z_s \cdot F_{bsm}} = \frac{56,6 \cdot 10^6}{0,85 \cdot 300 \cdot 1857} = 119,4 \text{ mm} \quad (7.66)$$

$$F_{bsm} = \sum_{i=1}^n n_{s,i} \cdot d_{s,i} \cdot \pi \cdot f_{bsm} = 14 \cdot 8 \cdot \pi \cdot 5,28 = 1857 \text{ N/mm} \quad (7.67)$$

$$f_{bsm} = \kappa_{vb1} \cdot 0,43 \cdot f_{cm}^{2/3} = 1,0 \cdot 0,43 \cdot 43^{2/3} = 5,28 \text{ N/mm}^2 \quad (7.68)$$

Beim Nachweis am Zwischenrisselement ist die Vordehnung des Bewehrungsstahles an den Rissen 1 und 2 bei  $x_1 = 0,751 \text{ m}$  und  $x_2 = 0,930 \text{ m}$  zu berücksichtigen. Diese wird

## 7.4 Bemessungsbeispiel

---

mit den Biegemomenten  $m_{Ed0,1}$  für den Lastfall L0 ermittelt.

$$m_{Ed0,1} = \frac{p \cdot l}{2} \cdot x - \frac{p \cdot x^2}{2} \quad (7.69)$$

$$m_{Ed0,1} = \frac{1 \cdot 5}{2} \cdot 0,751 - \frac{10,5 \cdot 0,751^2}{2} = 16,75 \text{ kNm/m} \quad (7.70)$$

$$m_{Ed0,2} = \frac{p \cdot l}{2} \cdot x - \frac{p \cdot x^2}{2} \quad (7.71)$$

$$m_{Ed0,2} = \frac{1 \cdot 5}{2} \cdot 0,751 - \frac{10,5 \cdot 0,930^2}{2} = 19,87 \text{ kNm/m} \quad (7.72)$$

Die Vordehnung lässt sich anschließend am ersten Biegeriss durch das Erfüllen der Gleichgewichtsbedingungen  $\sum M = 0$  und  $\sum H = 0$  bestimmen.

$$F_{sld} = F_{cd} \quad (7.73)$$

$$E_s \cdot A_s \cdot \varepsilon_{sl} = b \cdot \frac{-\varepsilon_c}{(-\varepsilon_c + \varepsilon_{sl})} \cdot f_{cd} \cdot \alpha_R$$

$$200000 \cdot 1223 \cdot \varepsilon_{sl} = 1000 \cdot \frac{-\varepsilon_c}{(-\varepsilon_c + \varepsilon_{sl})} \cdot 19,83 \cdot \left(1 - \frac{2}{3 \cdot \varepsilon_c}\right)$$

$$m_{Rd} = m_{Ed0,1} \quad (7.74)$$

$$F_{sld} \cdot z_s = 16,75 \text{ kNm/m}$$

$$E_s \cdot A_s \cdot \varepsilon_{sl} \cdot (1 - d_{sl}) \cdot \frac{8 + \varepsilon_c}{24 + 4 \cdot \varepsilon_c} \cdot \frac{-\varepsilon_c}{-\varepsilon_c - \varepsilon_{sl}} = 16,75 \text{ kNm/m}$$

$$200000 \cdot 1223 \cdot \varepsilon_{sl} \cdot (1 - 273) \cdot \frac{8 + \varepsilon_c}{24 + 4 \cdot \varepsilon_c} \cdot \frac{-\varepsilon_c}{-\varepsilon_c - \varepsilon_{sl}} = 16,75 \text{ kNm/m}$$

Aus der Iterationsrechnung folgt:

$$\varepsilon_c = -0,0684 \text{ mm/m} \quad (7.75)$$

$$\varepsilon_{sl} = 0,267 \text{ mm/m}. \quad (7.76)$$

Im nächsten Schritt folgt die Berechnung der Lamellenkräfte bei Ober- und bei Unterlast unter Berücksichtigung der Vordehnungen  $\varepsilon_{sl,0}$  und  $\varepsilon_{L,0}$  an beiden Rissufern des Zwischenrisselementes. Dazu werden zunächst die Biegemomente bei Oberlast  $m_{Ed}^O$

## 7. BEMESSUNGSKONZEPT

und bei Unterlast  $m_{Ed}^U$  an den Rissufern bei  $x_1 = 0,751\text{ m}$  und  $x_2 = 0,930\text{ m}$  berechnet.

$$m_{Ed,1}^O = \frac{p \cdot l}{2} \cdot x_1 - \frac{p \cdot x_1^2}{2} + \frac{F \cdot x_1 \cdot (l - x_1)}{l} \quad (7.77)$$

$$m_{Ed,1}^O = \frac{15,5 \cdot 5}{2} \cdot 0,751 - \frac{15,5 \cdot 0,751^2}{2} + \frac{50 \cdot 0,751 \cdot (5 - 0,751)}{5} = 55,3\text{ kNm/m}$$

$$m_{Ed,1}^U = \frac{p \cdot l}{2} \cdot x_1 - \frac{p \cdot x_1^2}{2} \quad (7.78)$$

$$m_{Ed,1}^U = \frac{15,5 \cdot 5}{2} \cdot 0,751 - \frac{15,5 \cdot 0,751^2}{2} = 24,7\text{ kNm/m}$$

$$m_{Ed,2}^O = \frac{p \cdot l}{2} \cdot x_2 - \frac{p \cdot x_2^2}{2} + \frac{F \cdot x_2 \cdot (l - x_2)}{l} \quad (7.79)$$

$$m_{Ed,2}^O = \frac{15,5 \cdot 5}{2} \cdot 0,930 - \frac{15,5 \cdot 0,930^2}{2} + \frac{50 \cdot 0,930 \cdot (5 - 0,930)}{5} = 67,2\text{ kNm/m}$$

$$m_{Ed,2}^U = \frac{p \cdot l}{2} \cdot x_2 - \frac{p \cdot x_2^2}{2} \quad (7.80)$$

$$m_{Ed,2}^U = \frac{15,5 \cdot 5}{2} \cdot 0,930 - \frac{15,5 \cdot 0,930^2}{2} = 29,3\text{ kNm/m}$$

Anhand der Gleichgewichtsbedingungen  $\sum M = 0$  und  $\sum H = 0$  kann die Ermittlung der Lamellendehnungen unter Berücksichtigung des Verbundbeiwertes  $\delta_{Lk}$  und der Vordehnungen  $\varepsilon_{sl,0}$  und  $\varepsilon_{L,0}$  erfolgen. Zur Berechnung des Verbundbeiwertes sind die folgenden Gleichungen notwendig:

$$\delta_{Lk}(\varepsilon_L^I) = \delta_{Lk,max} - m \cdot (\varepsilon_L^I - \varepsilon_L^I(s_L^*)) \quad (7.81)$$

$$\delta_{Lk,max} = \frac{\sqrt{\frac{\tau_{L1}}{E_L t L} \cdot \left(2s_L^* - s_{L1} - \frac{(s_L^* - s_{L1})^2}{s_{L0} - s_{L1}}\right)}}{\sqrt{\frac{8k_s \sqrt{f_{cm}}}{(\alpha_s + 1) E_s ds} \cdot \left(k_{\delta i} \cdot \frac{s_L^*}{\frac{d_L - x}{d - x}}\right)^{\frac{\alpha_s + 1}{2}}}} \cdot \frac{d - x}{d_L - x} \quad (7.82)$$

$$s_L^* = \frac{\alpha_s \cdot s_{L0} - \sqrt{\alpha_s^2 \cdot s_{L0}^2 - s_{L1} \cdot s_{L0} \cdot (\alpha_s^2 - 1)}}{(\alpha_s - 1)} \quad (7.83)$$

## 7.4 Bemessungsbeispiel

$$m = -E_s \cdot d_s \cdot \sqrt{\frac{\tau_{L1}}{E_L \cdot t_L \cdot f_{cm}}} \cdot k_{\delta i}^{\alpha_s + 1} \cdot \left(\frac{d_L - x}{d - x}\right)^{\alpha_s} \cdot \frac{\alpha_s + 1}{8 \cdot k_s} \cdot s_{L0}^{-\alpha_s} \quad (7.84)$$

$$\cdot \frac{E_L \cdot A_L + E_s \cdot A_s}{E_s \cdot A_s}$$

$$\varepsilon_L^{II}(s_L^*) = \sqrt{\frac{\tau_{L1}}{E_L t_L} \cdot \left(2s_L^* - s_{L1} - \frac{(s_L^* - s_{L1})^2}{s_{L0} - s_{L1}}\right)} \quad (7.85)$$

$$\cdot \frac{1 + \frac{E_L \cdot A_L}{E_s \cdot A_s} \cdot \frac{z_L}{z_s} \cdot \frac{d-x}{d_L-x} \cdot \delta_{Lk,max}}{\left(1 + \frac{E_L \cdot A_L}{E_s \cdot A_s} \cdot \frac{z_L}{z_s} \cdot \frac{d-x}{d_L-x}\right) \cdot \delta_{Lk,max}}$$

$$k_{\delta i} = \left(k_{\delta i,c1} \cdot k_{\delta i,c2} \cdot \frac{f_{cm}}{30 \text{ N/mm}^2}\right) \cdot \left(k_{\delta i,L1} \cdot k_{\delta i,L2} \cdot \frac{E_L \cdot t_L}{1 \cdot 10^6 \text{ N/mm}}\right) \quad (7.86)$$

$$\cdot \left(k_{\delta i,s1} \cdot k_{\delta i,s2} \cdot \frac{E_s \cdot d_s}{2 \cdot 10^6 \text{ N/mm}}\right)$$

Aus den Gleichgewichtsbedingungen  $\sum M = 0$  und  $\sum H = 0$  ergibt sich das folgende Gleichungssystem:

$$F_{sld} + F_{Ld} = F_{cd} \quad (7.87)$$

$$E_s \cdot A_s \cdot (\varepsilon_{sl} + \varepsilon_{sl,0}) + E_L \cdot A_L \cdot \varepsilon_L = b \cdot \frac{-\varepsilon_c}{(-\varepsilon_c + \varepsilon_L^{II})} \cdot f_{cd} \cdot \alpha_R$$

$$200000 \cdot 1223 \cdot (\varepsilon_{sl} + 0,00267) + 170000 \cdot 1232 \cdot \varepsilon_L =$$

$$= 1000 \cdot \frac{-\varepsilon_c}{(-\varepsilon_c + \varepsilon_L^{II})} \cdot 19,83 \cdot \left(1 - \frac{2}{3 \cdot \varepsilon_c}\right)$$

$$m_{Ed}^O = m_{Rd} \quad (7.88)$$

$$F_{sld} \cdot z_s + F_{Ld} \cdot z_L = 55,3 \text{ kNm/m}$$

$$200000 \cdot 1223 \cdot (\varepsilon_{sl} + 0,00267) \cdot z_s + 170000 \cdot 1232 \cdot \varepsilon_L \cdot z_L$$

$$= 55,3 \text{ kNm/m}$$

mit den Dehnungen:

$$\varepsilon_L = \frac{\left(1 + \frac{E_L \cdot A_L}{E_s \cdot A_s} \cdot \frac{z_L}{z_s} \cdot \frac{d-x}{d_L-x}\right) \cdot \delta_{Lk}}{1 + \frac{E_L \cdot A_L}{E_s \cdot A_s} \cdot \frac{z_L}{z_s} \cdot \frac{d-x}{d_L-x} \cdot \delta_{Lk}} \cdot \varepsilon_L^{II} \quad (7.89)$$

$$= \frac{\left(1 + \frac{170000 \cdot 1232}{200000 \cdot 1223} \cdot \frac{z_L}{z_s} \cdot \frac{273-x}{300-x}\right) \cdot \delta_{Lk}}{1 + \frac{170000 \cdot 1232}{200000 \cdot 1223} \cdot \frac{z_L}{z_s} \cdot \frac{273-x}{300-x} \cdot \delta_{Lk}} \cdot \varepsilon_L^{II}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_L}{\delta_{Lk}} \cdot \frac{d-x}{d_L-x} + \varepsilon_{sl,0} \quad (7.90)$$

$$= \frac{\varepsilon_L}{\delta_{Lk}} \cdot \frac{273-x}{300-x} + 0,001$$



und den Hebelarmen  $z_s$  und  $z_L$  sowie der Druckzonenhöhe  $x$ :

$$x = \frac{-\varepsilon_c}{(-\varepsilon_c + \varepsilon_L^I + \varepsilon_{L,0})} \cdot d_L \quad (7.91)$$

$$z_L = d_L - \frac{-\varepsilon_c}{2 \cdot (-\varepsilon_c + \varepsilon_L^I + \varepsilon_{L,0})} \cdot d_L \cdot \frac{8 + \varepsilon_c}{24 + 4 \cdot \varepsilon_c} \quad (7.92)$$

$$z_s = d_s - \frac{-\varepsilon_c}{2 \cdot (-\varepsilon_c + \varepsilon_L^I + \varepsilon_{L,0})} \cdot d_L \cdot \frac{8 + \varepsilon_c}{24 + 4 \cdot \varepsilon_c}. \quad (7.93)$$

Das Gleichungssystem lässt sich auf zwei Gleichungen mit den Unbekannten  $\varepsilon_c$  und  $\varepsilon_L^I$  reduzieren, die sich in einer Iterationsrechnung zu folgenden Werten bestimmen lassen:

$$\begin{aligned} \varepsilon_c &= -0,266 \text{ mm/m} \\ \varepsilon_L^I &= 0,300 \text{ mm/m}. \end{aligned}$$

In der Rückrechnung ergibt sich die Stahldehnung  $\varepsilon_s$ , die Lamellendehnung  $\varepsilon_L$  und der Verbundbeiwert  $\delta_{Lk}$ .

$$\begin{aligned} \varepsilon_s &= 0,583 \text{ mm/m} \\ \varepsilon_L &= 0,357 \text{ mm/m} \\ \delta_{Lk} &= 0,989 \end{aligned}$$

In gleicher Weise werden die Stahl- und Lamellendehnungen bei Unterlast am zweiten Biegeriss ermittelt. Aus den Dehnungen lassen sich dann die Kräfte bestimmen. Tabelle 7.5 fasst alle für den Ermüdungsnachweis erforderlichen Ergebnisse zusammen. Der Nachweis der Oberlast wird mit der Lamellenkraftdifferenz bei Oberlast  $\Delta F_{LE, equ}$  geführt.

$$\Delta F_{LE, equ} = F_L^O(x_2) - F_L^O(x_1) = 91,89 - 74,78 = 17,12 \text{ kN} \quad (7.94)$$

Der Widerstandswert wird mit Gleichung 7.1 ermittelt.

$$\Delta F_{LRd, fat, 1} = 0,348 \cdot 2,9^{\frac{1}{4}} \cdot 203 = 88,5 \text{ kN} \quad (7.95)$$

$$\Delta F_{LRd} = \frac{\Delta F_{Lk, BL}}{\gamma_{BA}} = \frac{304}{1,5} = 203 \text{ kN} \quad (7.96)$$

Damit ist der Nachweis der Oberlast am Zwischenrisselement  $\Delta F_{LE, equ} \leq \Delta F_{LRd, fat, 1}$  erfüllt. Ein Nachweis der Schwingbreite ist nicht erforderlich.

**Tabelle 7.5:** Momente, Kräfte und Dehnungen für den Nachweis am ZRE

Parameter	Riss 1	Riss2
$x$	0,751 m	0,930 m
$m_{Ed,0}$	16,75 kNm	19,87 kNm
$m_{Ed}^O$	55,29 kNm	67,19 kNm
$m_{Ed}^U$	24,73 kNm	29,34 kNm
$\varepsilon_{L,0}$	0,300 mm/m	0,356 mm/m
$\varepsilon_{sl,0}$	0,267 mm/m	0,317 mm/m
$\varepsilon_L^O$	0,357 mm/m	0,439 mm/m
$\varepsilon_L^U$	0,076 mm/m	0,090 mm/m
$\varepsilon_{sl}^O$	0,583 mm/m	0,705 mm/m
$\varepsilon_{sl}^U$	0,335 mm/m	0,397 mm/m
$\varepsilon_c^O$	0,266 mm/m	0,325 mm/m
$\varepsilon_c^U$	0,131 mm/m	0,156 mm/m
$\delta_{lk}^O$	0,987	0,987
$\delta_{lk}^U$	0,989	0,989
$F_L^O$	73,47 kN	90,29 kN
$F_L^U$	15,62 kN	18,54 kN
$F_{sl}^O$	145,04 kN	175,43 kN
$F_{sl}^U$	82,75 kN	98,19 kN

#### 7.4.7 Ermüdungsnachweis des inneren Bewehrungsstahles

Für den Ermüdungsnachweis des eingelegten Bewehrungsstahles ist die maximal auftretende Spannungsschwingbreite zu ermitteln. Diese tritt in Feldmitte bei Erreichen der Oberlast auf. Das maximal auftretende Moment stellt sich ein, wenn die Wanderlast in Feldmitte steht. Das Moment beträgt dann:

$$\begin{aligned}
 m_{Ed}^O &= \frac{p \cdot l^2}{8} + \frac{F \cdot l}{4} \\
 &= \frac{15,5 \cdot 5^2}{8} + \frac{50 \cdot 5}{4} = 110,94 \text{ kNm/m}.
 \end{aligned}
 \tag{7.97}$$

Bei der Ermittlung der Stahlspannungen ist die Vordehnung zum Zeitpunkt des Verstärkens zu beachten. Zum Zeitpunkt der Verstärkung ist das Bauteil durch sein Ei-

## 7. BEMESSUNGSKONZEPT

---

gengewicht und die Ausbaulast belastet. Das Moment beträgt unter diesen Umständen:

$$\begin{aligned} m_{Ed,0} &= \frac{p \cdot l^2}{8} + \frac{F \cdot l}{4} \\ &= \frac{10,5 \cdot 5^2}{8} = 32,81 \text{ kNm/m}. \end{aligned} \quad (7.98)$$

Für den Nachweis der Stahlspannungen wird der Verbundbeiwert  $\delta_{Lke}$  unter Annahme einer einsetzenden Lamellenentkopplung verwendet. Aus der Iterationsrechnung analog zum Nachweis am Zwischenrisselement ergeben sich die Dehnungen  $\varepsilon_c$ ,  $\varepsilon_L^I$ ,  $\varepsilon_s$ ,  $\varepsilon_L$ , der Verbundbeiwert bei Oberlast  $\delta_{Lke}^O$  und die Vordehnung  $\varepsilon_{L,0}$  zu:

$$\begin{aligned} \varepsilon_c^O &= -0,530 \text{ mm/m} \\ \varepsilon_L^{IO} &= 0,591 \text{ mm/m} \\ \varepsilon_s^O &= 1,316 \text{ mm/m} \\ \varepsilon_L^O &= 0,583 \text{ mm/m} \\ \varepsilon_{L,0} &= 0,589 \text{ mm/m} \\ \delta_{Lke}^O &= 0,640. \end{aligned}$$

Die Stahlspannung bei Oberlast beträgt somit:

$$\sigma_s^O = E_s \cdot \varepsilon_s^O = 200000 \cdot 1,316 \cdot 10^{-3} = 263,12 \text{ N/mm}^2. \quad (7.99)$$

Bei Unterlast beträgt das Moment:

$$\begin{aligned} m_{Ed}^U &= \frac{p \cdot l^2}{8} \\ &= \frac{15,5 \cdot 5^2}{8} = 48,44 \text{ kNm/m}. \end{aligned} \quad (7.100)$$

Aus der Iterationsrechnung ergeben sich die Dehnungen  $\varepsilon_c$ ,  $\varepsilon_L^I$ ,  $\varepsilon_s$ ,  $\varepsilon_L$  und der Verbundbeiwert  $\delta_{Lke}$  bei Unterlast zu:

$$\begin{aligned} \varepsilon_c^U &= -0,256 \text{ mm/m} \\ \varepsilon_L^{IU} &= 0,121 \text{ mm/m} \\ \varepsilon_s^U &= 0,686 \text{ mm/m} \\ \varepsilon_L^U &= 0,119 \text{ mm/m} \\ \delta_{Lke}^U &= 0,642. \end{aligned}$$

## 7.4 Bemessungsbeispiel

---

Die Stahlspannung bei Unterlast beträgt dann:

$$\sigma_s^U = E_s \cdot \varepsilon_s^U = 200000 \cdot 0,686 \cdot 10^{-3} = 137,28 \text{ N/mm}^2. \quad (7.101)$$

Die Schwingbreite errechnet sich zu:

$$\Delta\sigma_{s,equ} = \sigma_s^O - \sigma_s^U = 263,1 - 137,3 = 125,8 \text{ N/mm}^2. \quad (7.102)$$

Der Nachweis nach DIN EN 1992-1-1 lautet dann:

$$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{s,equ} \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N)}{\gamma_{s,fat}} \quad (7.103)$$
$$1,0 \cdot 125,8 = 125,8 \text{ N/mm}^2 \leq 125,8 \text{ N/mm}^2 = \frac{162,5 \cdot \frac{10^7}{10^6} \left(-\frac{1}{9}\right)}{1,0}.$$

Der Ermüdungsnachweis des inneren Bewehrungsstahls wird in diesem Fall maßgebend. Aufgrund des Verbundbeiwertes  $\delta_{Lke} < 1,0$  und der Vordehnungen im Bewehrungsstahl  $\varepsilon_{sl,0}$  wird ein Lamellenquerschnitt von  $880 \times 1,4 \text{ mm}^2/m$  erforderlich, um die Schwingbreite der Stahlspannungen zu reduzieren.

Etwas weniger kritisch ist der Nachweis an der Endverankerung. Hier ist der Lamellenquerschnitt zu 94% ausgenutzt. Günstig wirkt sich beim Endverankerungsnachweis eine geringere Lamellendicke  $t_L$  aus. Die geringere Dicke führt zu einem günstigeren Verhältnis von Lamellenkraft zu Verbundfläche. Falls der Endverankerungsnachweis maßgebend werden sollte, kann durch eine Reduktion der Lamellendicke bei gleichbleibender Querschnittsfläche ein günstigeres Verhältnis von Einwirkung und Widerstandswert geschaffen werden.

## Zusammenfassung und Ausblick

Das Verstärken von Betonbauteilen mit aufgeklebten Faserkunststoffen ist eine wirksame Methode, die Tragfähigkeit und auch die Lebensdauer von Brücken zu erhöhen. Bei Bauwerken mit Verkehrsbelastung hat das Verbundverhalten aufgeklebter Bewehrung unter zyklischer Beanspruchung jedoch einen wesentlichen Einfluss auf die Verformungen und die Tragfähigkeit verstärkter Betonbauteile. Mit zunehmender Schwingbreite und zunehmender Unterlast steigt die Geschwindigkeit der Verbundrissbildung und die Restlebensdauer sinkt. In dieser Arbeit wurde der Zusammenhang in Dauerschwingversuchen mit mehr als zwei Millionen Lastwechseln bei variierenden Ober- und Unterlasten untersucht. Anhand von Dehnungs- und Verschiebungsmessungen konnten vorhandene Modellvorstellungen zur Rissbildung an der Betonoberfläche teilweise bestätigt und in Bezug auf den Einfluss der Unterlast erweitert werden. Auf Basis der erweiterten Modelle konnte ein Bemessungskonzept für den Fall der Ermüdung entwickelt werden, das sowohl für Nachweise an Endverankerungen als auch an Zwischenrisselementen angewendet werden kann. Die in dieser Arbeit entwickelte Vorgehensweise der Versuchsdurchführung und -auswertung zeigt eine Möglichkeit auf, mit wenigen Versuchen die notwendigen Parameter für das Bemessungskonzept zu identifizieren. Darüber hinaus gibt diese Arbeit eine Empfehlung, wie das unterschiedliche Verbundverhalten von einbetonierter und aufgeklebter Bewehrung bei schwingender Beanspruchung berücksichtigt werden kann.

Im Rahmen dieser Arbeit wurden Dauerschwingversuche an Doppelaschenkörpern mit einer Verbundlänge von 1.100 mm mit mehr als zwei Millionen Lastwechseln durch-

---

geführt. Dabei wurden drei unterschiedliche Betonfestigkeitsklassen und zwei unterschiedliche Typen geklebter Bewehrung berücksichtigt. Anhand der Versuchsergebnisse konnte ein Modell entwickelt werden, welches es ermöglicht, die Schädigung des Lamellenverbundes in Abhängigkeit von Unterlast und Lastspielzahl zu beschreiben. Kern des Modells ist eine Wöhlerlinie, mit der aus der zu erreichenden Lastspielzahl und dem Unterlastniveau die Schwingbreite der Lamellenkräfte bestimmt werden kann, die zu einer bestimmten entkoppelten Länge der Lamelle führt. Durch Umstellen der Gleichung für die Wöhlerlinie ist es im Umkehrschluss ebenso möglich, die Rissfortschrittsrate oder die erreichbare Lastspielzahl in Abhängigkeit der entkoppelten Länge, des Unterlastniveaus und der Schwingbreite zu bestimmen.

Das Modell ist durch Versuchsergebnisse ausschließlich für Verbundlängen, die größer als die statisch erforderlichen Verbundlängen sind, validiert. Das Bemessungskonzept geht daher von einer entkoppelten Länge von 30 mm aus. Diese Verbundlängenreserve muss für infolge der schwingenden Belastung auftretenden Kraftumlagerungen, die vom Modell nicht exakt erfasst werden, zur Verfügung stehen und ist daher nachzuweisen.

Untersuchungen an Platten haben gezeigt, dass der anhand von Versuchen an Zug-Druckkörpern entwickelte Ansatz für den Endverankerungsbereich auch auf Zwischenrisselemente im mittleren Bereich von Biegebauteilen übertragbar und zutreffend ist.

In Versuchen an bewehrten Probekörpern konnte gezeigt werden, dass die Schädigung des Lamellenverbundes zu einer Umlagerung der Lamellenkräfte auf den einbetonierten Bewehrungsstahl führt, und dass die Umlagerung der Kräfte von der CFK-Lamelle auf den Stahl eine Reduktion der Schädigung des Lamellenverbundes bewirkt. Die Versuchsergebnisse lassen auf keine Beschleunigung oder zusätzliche Verlangsamung der Rissfortschrittsrate infolge der Lastumlagerungen schließen. Eine abschnittsweise Betrachtung der Schädigung führt zu Ergebnissen, die mit Versuchen bei konstanter Schwingbreite vergleichbar sind. Eine Rückumlagerung der Kräfte im Betonstahl auf die aufgeklebte Bewehrung kann bei gerippten Betonstählen ausgeschlossen werden, da deren Verbund auch bei Dauerschwingbelastung deutlich weniger schadensanfällig ist als der Verbund der aufgeklebten Bewehrung.

Neben den eigenen Versuchen werden auch die Ergebnisse internationaler Verbundversuche mit zyklischer Belastung in einer Datenbank zusammengetragen und ausgewertet. Anhand der Datenbank lässt sich der, auf Basis der eigenen Versuche ermittelte, Wöhlerlinienansatz bestätigen und die Datengrundlage dafür erweitern.

Mit der aus den Versuchsergebnissen ermittelten Wöhlerlinie konnte ein für die Praxis anwendbarer Bemessungsansatz für den ermüdungsbeanspruchten Verbund aufgeklebter Faserkunststoffe an biegebeanspruchten Bauteilen entwickelt werden. Dieser erfolgt in zwei Stufen. In der ersten Stufe wird die Lamellenkraft bei Erreichen der Oberlast nachgewiesen. Führt diese zu Verbundspannungen im elastischen Bereich der bilinearen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung, ist der Ermüdungsnachweis erfüllt, da bei diesem Lastniveau keine Schädigung zu befürchten ist. Wird der Nachweis nicht erfüllt, folgt in der zweiten Stufe der Nachweis der Schwingbreite, der neben der Oberlast auch die Unterlast und die zu erreichende Lastspielzahl berücksichtigt.

Der Bemessungsansatz enthält ungewollte Reserven aufgrund der Differenz zwischen der rechnerisch angenommenen und der tatsächlich vorhandenen Unterlast. Infolge der Rissbildung und des nicht vollständigen Schließens von Rissen in Stahlbetonbauteilen weichen die in Versuchen gemessenen Dehnungen in der Bewehrung bei Unterlast deutlich von den errechneten Dehnungen ab. Dies ist bei geringen Unterlasten zum Teil auch auf das Mitwirken des Betons auf Zug zurückzuführen. Wenn diese positiven Effekte auch Eingang in die Bemessung finden sollen, ist zu klären, wie lange das Mitwirken des Betons auf Zug oder das nicht vollständige Schließen von Rissen bei zyklischer Beanspruchung verlässlich wirken.

Der entwickelte Modellansatz für den lastspielabhängigen Nachweis der Schwingbreite basiert auf einer konstanten Rissfortschrittsrate, die sich unter einer sinusförmigen Belastung mit konstanter Oberlast und konstanter Unterlast bei großen Verbundlängen einstellt. Das Modell bildet somit den Bereich des stabilen Risswachstums ab und klärt die Zusammenhänge zwischen den Lastniveaus bei Dauerschwingbeanspruchung und den erreichbaren Lastspielzahlen in Abhängigkeit der noch vorhandenen Verbundlänge. Die Ermittlung der Kraftaufteilung zwischen der aufgeklebten und der inneren

---

Bewehrung erfolgt in dem vorgestellten Bemessungsbeispiel anhand der unterschiedlichen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen für kritische Belastungszustände. Mit den dargestellten Formulierungen ist es ebenso möglich, die Kraftumlagerung in Abhängigkeit der Lastspielzahl zu bestimmen und durch Schadensakkumulation einen schadensäquivalenten Bemessungszustand zu ermitteln. Auf diese Weise kann eine ganzheitliche Betrachtung der Kraftumlagerung vorgenommen werden und die Wirtschaftlichkeit der Bemessung noch weiter verbessert werden.

Das vorgestellte Modell liefert einen ersten Schritt hin zu einem ganzheitlichen Modellansatz, der die Verbundschädigung auch unter zyklischen Belastungen mit variierendem Verlauf, unabhängig von der Lastspielzahl und konstanten Lastniveaus, beschreiben kann und den Verlauf von Lamellendehnungen, Schlupf und Verbundspannungen über der Klebelänge darstellbar macht. Einen weiteren Schritt in diese Richtung bilden die Modelle von Hankers (37) und Carrara (11). Diese sind geeignet um den Verlauf von Dehnungen, Verschiebungen und Verbundspannungen in der aufgeklebten Bewehrung über die Klebelänge und über den zeitlichen Verlauf bzw. der Lastspielzahl  $N$  wiederzugeben. Sie sind jedoch nicht für alle Lastkonfigurationen verifiziert. Zudem ist das Modell von Hankers (37) für große Unterlasten nicht zutreffend. Darüber hinaus fehlt für diese Ansätze noch die Übertragung auf das Zwischenrisselement.

Mit genaueren Modellen und einem kontinuierlichen Ansatz für die Kraftübertragung von der aufgeklebten Bewehrung auf den inneren Bewehrungsstahl könnten beliebige Beanspruchungssituationen untersucht und Betriebsfestigkeiten für einzelne Bauteile genauer bestimmt werden. Dies führt zu einer wirtschaftlicheren Bemessung und einer genaueren Prognose der Lebensdauer von Verstärkungsmaßnahmen an Bauwerken mit Verkehrsbelastung und lässt die Verstärkungsmethode mit aufgeklebten Faserkunststoffen zu einem sicheren, wirtschaftlichen und praxistauglichen Mittel zur Verstärkung von Brücken avancieren.



# Literaturverzeichnis

- [1] ACI Committee 440. *ACI 440.2R-08: Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*. American Concrete Institute, Farmington Hills (MI), 2008.
- [2] J. Aidoo, K. A. Harries, und M. F. Petrou. *Fatigue Behavior of Carbon Fiber Reinforced Polymer-Strengthened Reinforced Concrete Bridge Girders*. *Journal of Composites for Construction*, Seite 501–509, 2004.
- [3] R. Al-Rousan und M. Issa. *Fatigue performance of reinforced concrete beams strengthened with CFRP sheets*. *Construction and Building Materials*, Seite 3520–3529, 2011.
- [4] R.A. Barnes und G.C. Mays. *Fatigue performance of concrete beams strengthened with CFRP plates*. *Journal of Composites for Construction*, Seite 63–72, 1999.
- [5] L. Bizindavyi, K.W. Neale, und M.A. Erki. *Experimental Investigation of bonded fiber reinforced polymer-concrete joints under cyclic loading*. *Journal of Composites for Construction*, 2003.
- [6] K. Block und F. Dreier. *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Heft 541 - Das Ermüdungstragverhalten von Dübelbefestigungen*. Beuth, Berlin, 2003.
- [7] H. Budelmann und T. Leusmann. *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Heft 593 - Praxisgerechte Bemessungsansätze für das wirtschaftliche Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung - Verbundtragfähigkeit unter nicht ruhender Belastung*. Beuth, Berlin, 2013.
- [8] W. Buschmeyer, C. Roder, P. Haardt, und P.J. Gusia. *Zum Verstärken von Betonbrücken der Bundesfernstraßen*. *Bauingenieur*, Seite 172–178, 2009.

- [9] C. Carloni, K. V. Subramaniam, M. Savoia, und C. Mazzotti. *Experimental determination of FRP-concrete cohesive interface properties under fatigue loading*. *Composite Structures*, Seite 1288–1296, 2012.
- [10] Christian Carloni und Kolluru V. Subramaniam. *Investigation of sub-critical fatigue crack growth in FRP/concrete cohesive interface using digital image analysis*. *Composites Part B: Engineering*, Seite 35–43, 2013.
- [11] P. Carrara. *Dissertation: Interface behavior of fiber reinforced polymer composites externally glued to quasi-brittle substrates*. Universita Firenze und TU Braunschweig, 2014.
- [12] P. Carrara und L. de Lorenzis. *Cyclic interface behavior of external composite reinforcements: a coupled damage-plasticity model*. In: *Proceedings of the 7th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering, CICE 2014, Vancouver*.
- [13] CNR. *CNR-DT 200 R1/2013 - Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures*. CNR, Rome, 2013.
- [14] J.G. Dai, Y. Saito, T. Ueda, und Y. Sato. *Static and Fatigue Bond Characteristics of Interfaces between CFRP Sheets and Frost Damage Experienced Concrete*. In: *Proceedings of the 7th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures FRPRCS-7 New Orleans, Louisiana, USA*, (7):1515–1530, 2005.
- [15] J.G. Dai, T. Ueda, und Y. Sato. *Development of the Nonlinear Bond Stress-Slip Model of Fiber Reinforced Plastics Sheet-Concrete Interfaces with a Simple Method*. *Journal of Composites for Construction*, Seite 52–62, 2005.
- [16] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. *DAfStb-Richtlinie - Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung: Teil 1: Bemessung und Konstruktion*. Beuth, Berlin, 2013.
- [17] Deutsches Institut für Bautechnik - DIBt. *Zulassungsbescheid Z-36.1-1 - Schubfeste Klebeverbindung zwischen Stahlplatten und Stahlbetonbauteilen oder Spannbetonbauteilen*. Berlin, 1979.

- [18] Deutsches Institut für Bautechnik - DIBt. *Zulassungsbescheid Z-36. 1-3 - Schubfeste Klebeverbindung zwischen Stahlplatten und Stahlbetonbauteilen oder Spannbetonbauteilen*. Berlin, 1993.
- [19] Deutsches Institut für Bautechnik - DIBt. *Verstärkungen von Betonbauteilen durch schubfest aufgeklebte Kohlefaserlamellen - Sika CarboDur Z-36. 12-29*. Berlin, 2002.
- [20] Deutsches Institut für Bautechnik - DIBt. *Verstärken von Betonbauteilen mit schubfest aufgeklebten CFK-Gelegen nach der DAfStb-Richtlinie Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung mittels des Tyfo Fibrwrap Carbon Composite Systems: Tyfo SCH-41 und Tyfo SCH-11UP in Verbindung mit Tyfo S Epoxy - Z-36. 12-83*. Berlin, 2013.
- [21] Deutsches Institut für Normung e.V. *DIN 50100 - Werkstoffprüfung - Dauerschwingversuch*. Beuth, Berlin, 1978.
- [22] Deutsches Institut für Normung e.V. *DIN 1045 - Beton und Stahlbeton - Bemessung und Ausführung*. Beuth, Berlin, 1988.
- [23] Deutsches Institut für Normung e.V. *DIN EN 1992-1-1 - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Beuth, Berlin, 2005.
- [24] Deutsches Institut für Normung e.V. *DIN 488-2 - Betonstahl - Betonstabstahl*. Beuth, Berlin, 2009.
- [25] Deutsches Institut für Normung e.V. *DIN-Fachbericht 101: Einwirkung auf Brücken*. Beuth, Berlin, 2009.
- [26] Deutsches Institut für Normung e.V. *DIN EN 1993-1-9 - Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-9: Ermüdung*. Beuth, Berlin, 2010.
- [27] H.M. Diab, Z. Wu, und K. Iwashita. *Theoretical solution for fatigue debonding growth and fatigue life prediction of FRP-concrete interface*. Seite 1–10, 2007.
- [28] B. Ferracuti, M. Savoia, und C. Mazzotti. *Interface law for FRP-concrete delamination*. *Composite Structures*, Seite 523–531, 2007.

- [29] E. Ferrier, P. Hamelin, und A. Limam. *Evolution of bending stiffness of RC beam reinforced by CFRP under fatigue loading*. In: *Proceedings of the 3rd International Conference on Advanced Composites Materials in Bridges and Structures*, Seite 703–710, 2000.
- [30] E. Ferrier, D. Bigaud, P. Hamelin, L. Bizindavyi, und K.W. Neale. *Fatigue of CFRPs externally bonded to concrete. materials and structures*, Seite 39–46, 2005.
- [31] fib Task Group 9.3 FRP. *Externally bonded FRP reinforcement for RC structures*. International Federation for Structural Concrete (fib), Lausanne, 2001.
- [32] W. Finckh. *Dissertation: Einfluss bauteilspezifischer Effekte auf die Bemessung von mit CFK-Lamellen verstärkten Stahlbetonbauteilen*. TU München, 2012.
- [33] C. Gheorghiu, P. Labossiere, und J. Proulx. *Fatigue and monotonic strength of RC beams strengthened with CFRPs. Composites: Part A*, Seite 1111–1118, 2005.
- [34] J. Goodman. *Mechanics applied to engineering*. Longmans, Green and Co., London, 1914.
- [35] R. Gussenhoven und S. F. Brena. *Fatigue Behavior of Reinforced Concrete Beams Strengthened with Different FRP Laminate Configurations*. In: *Proceedings of the 7th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures FRPRCS-7 New Orleans, Louisiana, USA*, Seite 613–630, 2005.
- [36] Erwin Haibach. *Betriebsfestigkeit: Verfahren und Daten zur Bauteilberechnung*. Springer, Berlin, 2006.
- [37] C. Hankers. *Dissertation: Zum Verbundtragverhalten laschenverstärkter Betonbauteile unter nicht vorwiegend ruhender Beanspruchung*. TU Braunschweig, 1996.
- [38] K. Harries und J. Aidoo. *Deterioration of FRP-to-concrete bond under fatigue loading*. In: *Proceedings of the International Symposium on bond Behaviour of FRP in Structures (BBFS 2005), Hong Kong*, Seite 553–558, 2005.
- [39] P. J. Heffernan und M.-A. Erki. *Fatigue behavior of Reinforced concrete beams strengthened with Carbon Fiber Reinforced plastic laminates*. *Journal of Composites for Construction*, Seite 132–140, 2004.

- [40] P. Holzenkämpfer. *Dissertation: Ingenieurmodelle des Verbunds geklebter Bewehrung für Betonbauteile*. TU Braunschweig, 1994.
- [41] U. Husemann und H. Budelmann. *Einfluss von nicht vorwiegend ruhender Belastung auf die Verbundtragfähigkeit von CFK-Lamellen zur Bauteilverstärkung: Abschlussbericht*. Braunschweig, 2008.
- [42] E. O. Ibars. *Doctoral thesis: Peeling failure in beams strengthened by plate bonding. A design proposal*. Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 2005.
- [43] ISIS Canada. *Strengthening reinforced concrete structures with externally-bonded fibre reinforced polymers: Design manual No. 4*. ISIS Canada, Manitoba, 2001.
- [44] Y.J. Kim und P.J. Heffernan. *Fatigue behavior of externally strengthened concrete beams with fiber reinforced polymers: State of the Art*. *Journal of Composites for Construction*, Seite 246–256, 2008.
- [45] T. Leusmann und H. Budelmann. *Tests on CFRP Sheets for achieving a allgemeine bauaufsichtliche Zulassung*. FYFE EUROPE S.A., Braunschweig, 2014.
- [46] X.Z. Lu, J.G. Teng, L.P. Ye, und J.J. Jiang. *Bond-slip models for FRP sheets/plates bonded to concrete*. *Engineering Structures*, Seite 920–937, 2005.
- [47] J. Naumann. *Brücken und Schwerverkehr - eine Bestandsaufnahme*. *Bauingenieur*, Seite 1–9, 2010.
- [48] U. Neubauer. *Dissertation: Verbundtragverhalten geklebter Bewehrung*. TU Braunschweig, 2000.
- [49] R. Niedermeier. *Dissertation: Zugkraftdeckung bei klebarmierten Bauteilen*. TU München, 2001.
- [50] Dieter Radaj und Michael Vormwald. *Ermüdungsfestigkeit: Grundlagen für Ingenieure*. Springer, Berlin, 2007.
- [51] T. Sippel. *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Heft 540 - Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbauwerken unter Betriebsbelastung*. Beuth, Berlin, 2003.

- [52] O. Volkersen. *Die Nietkraftverteilung in zugbeanspruchten Nietverbindungen mit konstanten Laschenquerschnitten*. *Luftfahrtforschung*, Seite 41–47, 1938.
- [53] A. Wöhler. *Über die Festigkeits-Versuche mit Eisen und Stahl*. *Zeitschrift für Bauwesen*, Seite 74–106, 1870.
- [54] Z. Wu, X. Wang, K. Iwashita, T. Sasaki, und Y. Hamaguchi. *Tensile fatigue behaviour of FRP and hybrid FRP sheets*. *Composites Part B: Engineering*, Seite 396–402, 2010.
- [55] J. Yao, J.G. Teng, und J.F. Chen. *Experimental study on FRP-to-concrete bonded joints*. *Composites Part B: Engineering*, Seite 99 – 113, 2005.
- [56] H. Yuan, J.G. Teng, R. Seracino, Z.S. Wu, und J. Yao. *Full-range behavior of FRP-to-concrete bonded joints*. *Engineering Structures*, Seite 553 – 565, 2004.
- [57] G. Zehetmaier. *Dissertation: Zusammenwirken einbetonierter Bewehrung mit Klebarmierung bei verstärkten Betonbauteilen*. TU München, 2006.
- [58] K. Zilch und G. Zehetmaier. *Bemessung im konstruktiven Betonbau: Nach DIN 1045-1 und DIN EN 1992-1-1*. Springer, Berlin, 2005.
- [59] K. Zilch, R. Niedermeier, und W. Finckh. *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Heft 591 - Sachstandsbericht Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung*. Beuth, Berlin, 2010.
- [60] K. Zilch, R. Niedermeier, und W. Finckh. *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Heft 592 - Praxisgerechte Bemessungsansätze für das wirtschaftliche Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung - Verbundtragfähigkeit unter statischer Belastung*. Beuth, Berlin, 2010.
- [61] K. Zilch, R. Niedermeier, und W. Finckh. *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Heft 594 - Praxisgerechte Bemessungsansätze für das wirtschaftliche Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung - Querkrafttragfähigkeit*. Beuth, Berlin, 2010.

# Anhang A

## Anhang

### A.1 Dauerschwingversuche an Doppellaschenkörpern mit CFK-Lamellen

Dehnungsmessungen Festigkeitsklasse C20/25, Laststufe 1, Versuch 3, Seite A:

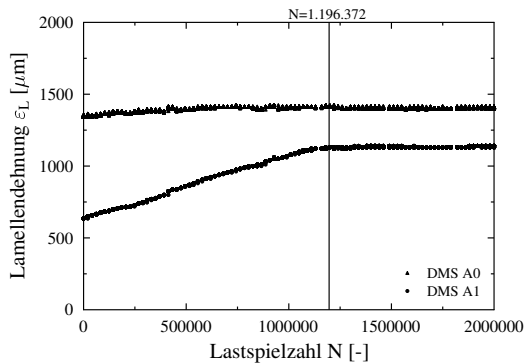


Abb. A.1: Dehnungsverlauf C20/25, LS 1, Versuch 3, A

## A.1 Versuche mit CFK-Lamellen

---

Dehnungsmessungen Festigkeitsklasse C20/25, Laststufe 1, Versuch 4, Seite A:

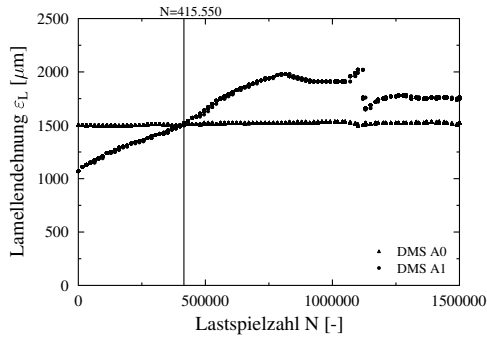


Abb. A.2: Dehnungsverlauf C20/25, LS 1, Versuch 4, A

Dehnungsmessungen Festigkeitsklasse C20/25, Laststufe 1, Versuch 4, Seite B:

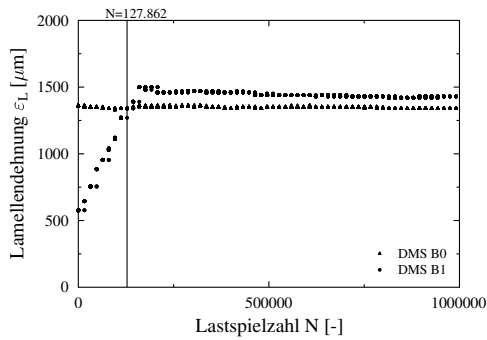


Abb. A.3: Dehnungsverlauf C20/25, LS 1, Versuch 4, A



Dehnungsmessungen Festigkeitsklasse C20/25, Laststufe 2, Versuch 2, Seite A:

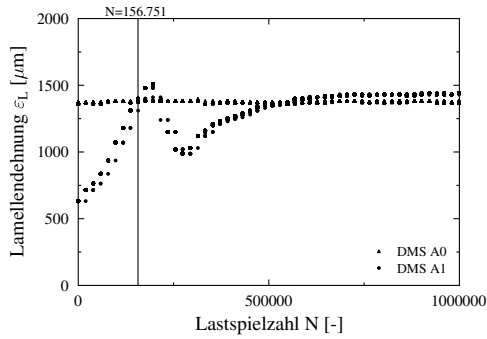


Abb. A.4: Dehnungsverlauf C20/25, LS 2, Versuch 2, A

Dehnungsmessungen Festigkeitsklasse C20/25, Laststufe 3, Versuch 3, Seite B:

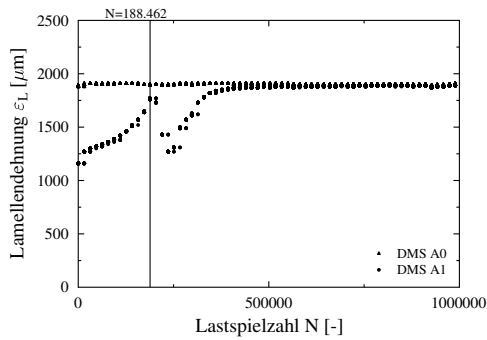


Abb. A.5: Dehnungsverlauf C20/25, LS 3, Versuch 3, B

## A.1 Versuche mit CFK-Lamellen

---

Dehnungsmessungen Festigkeitsklasse C20/25, Laststufe 4, Versuch 2, Seite A:

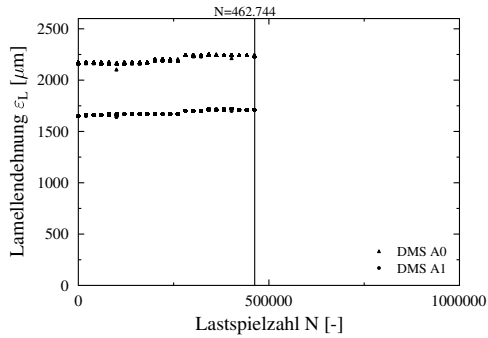


Abb. A.6: Dehnungsverlauf C20/25, LS 2, Versuch 2, A

Dehnungsmessungen Festigkeitsklasse C20/25, Laststufe 4, Versuch 2, Seite B:

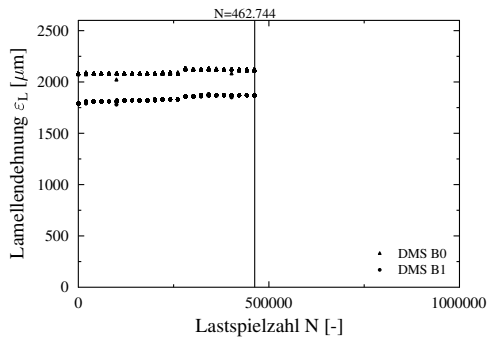


Abb. A.7: Dehnungsverlauf C20/25, LS 2, Versuch 2, B

Dehnungsmessungen Festigkeitsklasse C40/50, Laststufe 1, Versuch 3, Seite A:

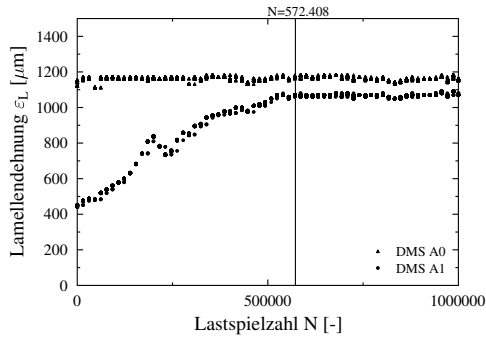


Abb. A.8: Dehnungsverlauf C40/50, LS 1, Versuch 2, A

Dehnungsmessungen Festigkeitsklasse C40/50, Laststufe 3, Versuch 2, Seite A:

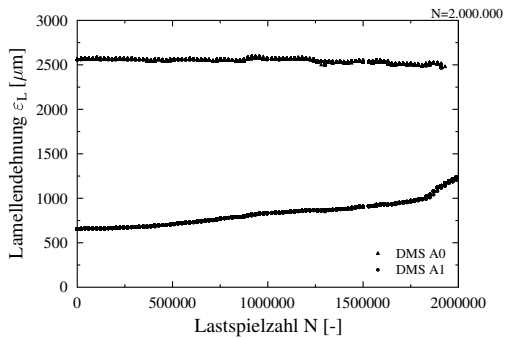


Abb. A.9: Dehnungsverlauf C40/50, LS 3, Versuch 2, A

## A.1 Versuche mit CFK-Lamellen

---

Dehnungsmessungen Festigkeitsklasse C50/60, Laststufe 1, Versuch 2, Seite A:

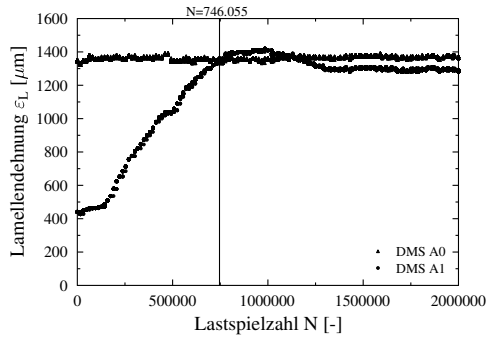


Abb. A.10: Dehnungsverlauf C50/60, LS 1, Versuch 2, A

Dehnungsmessungen Festigkeitsklasse C50/60, Laststufe 1, Versuch 2, Seite B:

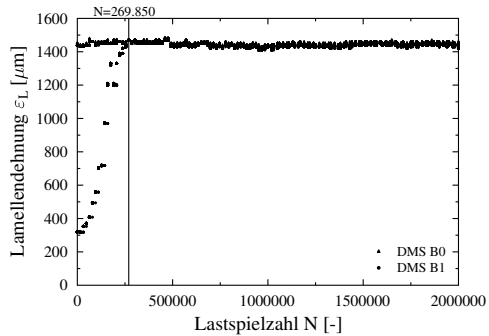


Abb. A.11: Dehnungsverlauf C50/60, LS 1, Versuch 2, B

Dehnungsmessungen Festigkeitsklasse C50/60, Laststufe 4, Versuch 3, Seite A:

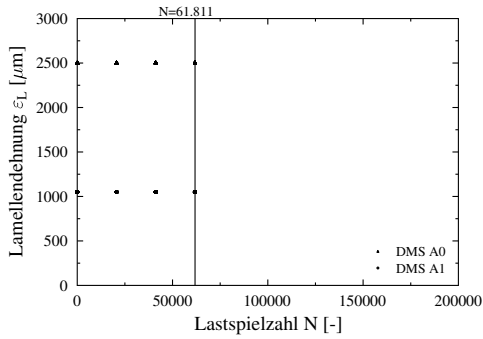


Abb. A.12: Dehnungsverlauf C50/60, LS 4, Versuch 3, A

Dehnungsmessungen Festigkeitsklasse C50/60, Laststufe 4, Versuch 3, Seite B:

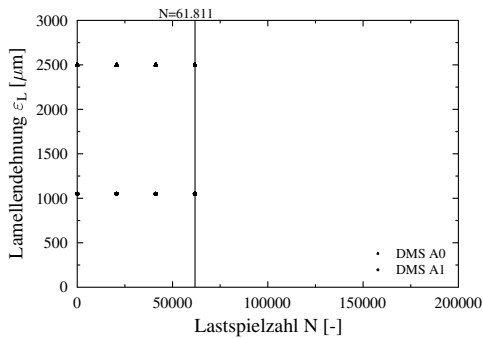


Abb. A.13: Dehnungsverlauf C50/60, LS 4, Versuch 3, B

## A.1 Versuche mit CFK-Lamellen

---

Dehnungsmessungen Festigkeitsklasse C20/25, gemischt bewehrt, Laststufe 1, Versuch 2, Seite A:

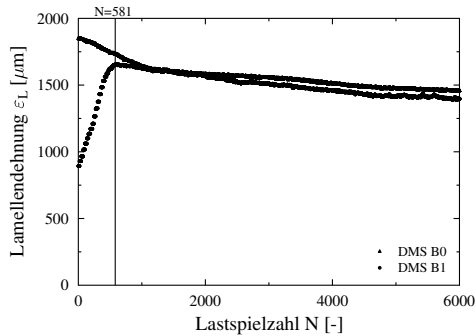


Abb. A.14: Dehnungsverlauf C20/25, gemischt bewehrt, LS 1, Versuch 2, A

Dehnungsmessungen Festigkeitsklasse C20/25, gemischt bewehrt, Laststufe 3, Versuch 2, Seite A:

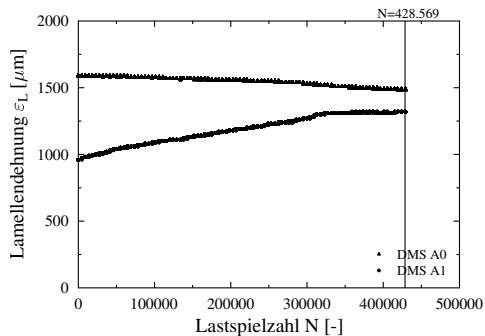


Abb. A.15: Dehnungsverlauf C20/25, gemischt bewehrt, LS 3, Versuch 2, A

Dehnungsmessungen Festigkeitsklasse C20/25 gemischt bewehrt, Laststufe 3, Versuch 2, Seite B:

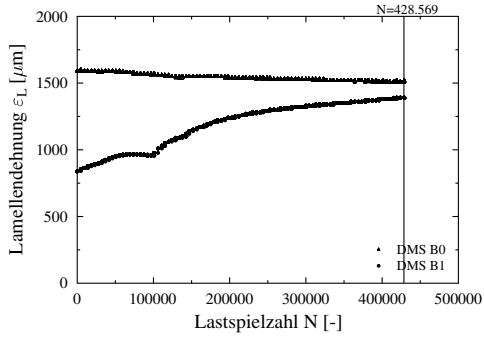


Abb. A.16: Dehnungsverlauf C20/25, gemischt bewehrt, LS 3, Versuch 2, B

## A.2 Dauerschwingversuche an Doppellaschenkörpern mit CF-Gelegen

Dehnungsmessungen Laststufe 1, Versuch 2, Seite A:

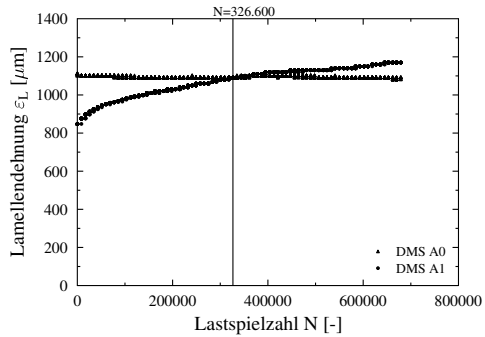


Abb. A.17: Dehnungsverlauf LS 1, Versuch 2, A



Dehnungsmessungen Laststufe 1, Versuch 2, Seite B:

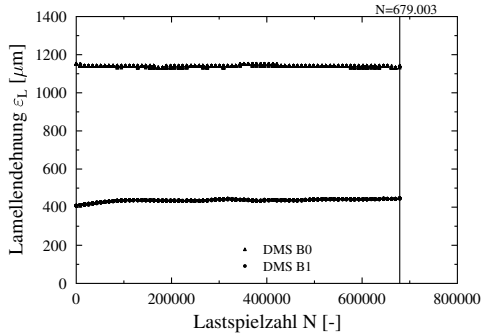


Abb. A.18: Dehnungsverlauf LS 1, Versuch 2, B

Dehnungsmessungen Laststufe 1, Versuch 3, Seite A:

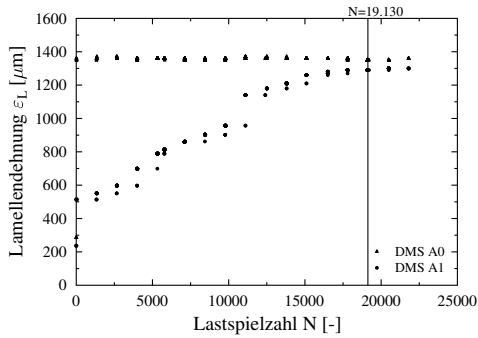


Abb. A.19: Dehnungsverlauf LS 1, Versuch 3, A

## A.2 Versuche mit CF-Gelegen

---

Dehnungsmessungen Laststufe 1, Versuch 2, Seite B:

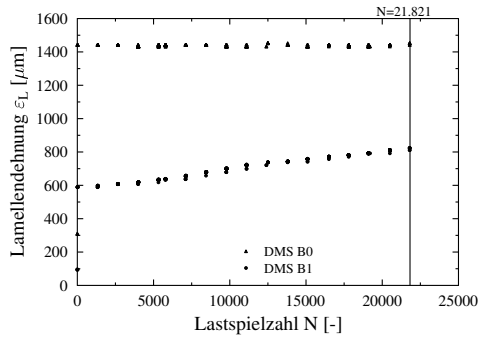


Abb. A.20: Dehnungsverlauf LS 1, Versuch 2, B

Dehnungsmessungen Laststufe 1, Versuch 3, Seite B:

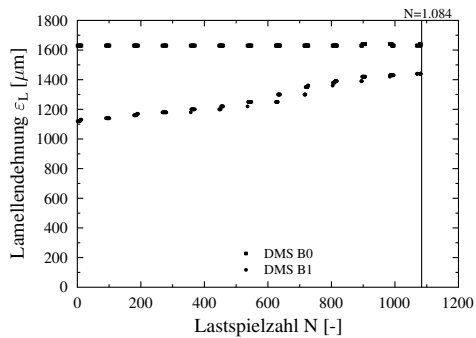


Abb. A.21: Dehnungsverlauf LS 1, Versuch 3, B

Dehnungsmessungen Laststufe 2, Versuch 2, Seite A:

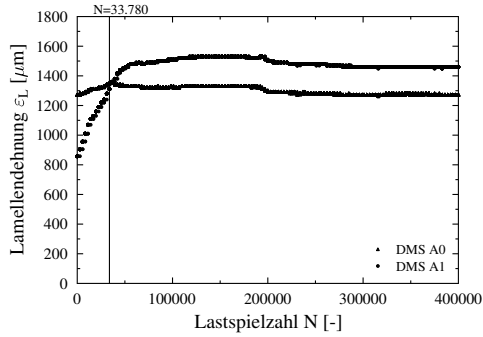


Abb. A.22: Dehnungsverlauf LS 2, Versuch 2, A

Dehnungsmessungen Laststufe 2, Versuch 2, Seite B:

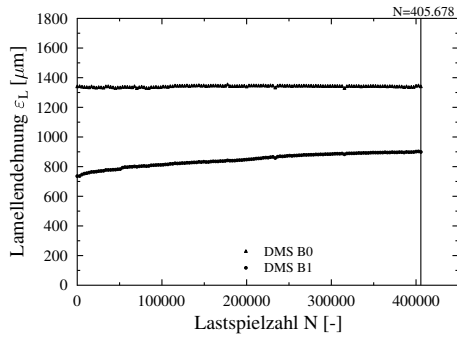


Abb. A.23: Dehnungsverlauf LS 2, Versuch 2, B

## A.2 Versuche mit CF-Gelegen

---

Dehnungsmessungen Laststufe 2, Versuch 2, Seite A:

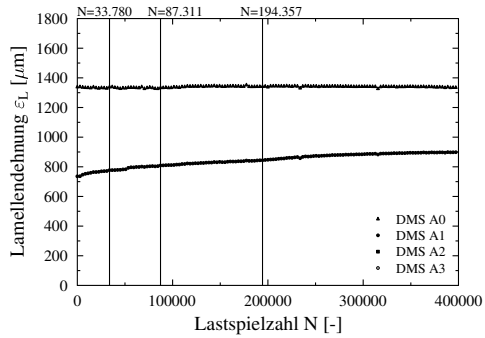


Abb. A.24: Dehnungsverlauf LS 2, Versuch 2, A

Dehnungsmessungen Laststufe 2, Versuch 4, Seite B:

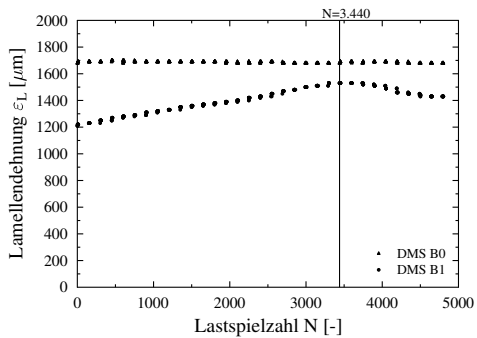


Abb. A.25: Dehnungsverlauf LS 2, Versuch 4, B

### A.3 Datenbank für Dauerschwingversuche mit aufgeklebten Faserkunststoffen

### A.3 Datenbank für Dauerschwingversuche

**Tabelle A.1:** Versuchsergebnisse aus (7, 9, 45)

Ref.	Name	$b_L$ [mm]	$t_L$ [mm]	$E_L$ [kN/mm <sup>2</sup> ]	$l_t$ [mm]	$\Delta F_{LR}$ [N]	$F_L^U$ [N]	$F_L^O$ [N]	$N_{30}$ [-]	$S_0$ [-]
Bud. (7)	C201	50	1,4	170	1150	28382	3820	15958	127862	0,4
Bud. (7)	C202	50	1,4	170	1150	28382	5117	18005	415550	0,55
Bud. (7)	C203	50	1,4	170	1150	28382	5819	16267	1196372	0,46
Bud. (7)	C204	50	1,4	170	1150	30190	9032	16267	156751	0,34
Bud. (7)	C205	50	1,4	170	1150	34296	15292	22562	188462	0,38
Bud. (7)	C206	50	1,4	170	1150	30190	21729	24942	462744	0,38
Bud. (7)	C207	50	1,4	170	1150	30190	22884	26204	462744	0,45
Bud. (7)	C208	50	1,4	170	1150	30952	5236	20754	581	0,60
Bud. (7)	C209	50	1,4	170	1150	30952	10436	18374	428569	0,39
Bud. (7)	C2010	50	1,4	170	1150	30952	10175	18338	428569	0,39
Bud. (7)	C401	50	1,4	170	1150	24847	3249	13768	572408	0,49
Bud. (7)	C402	50	1,4	170	1150	24847	11662	17576	2000000	0,45
Bud. (7)	C501	50	1,4	170	1150	34950	25811	29798	61811	0,44
Bud. (7)	C502	50	1,4	170	1150	34950	25478	29560	61811	0,43
Bud. (7)	C503	50	1,4	170	1150	34950	5284	16184	746055	0,37
Bud. (7)	C504	50	1,4	170	1150	34950	5986	17207	269850	0,39
Car. (9)	DSF1	25	0,167	230	152	7590	1250	6000	255	0,75
Car. (9)	DSF2	25	0,167	230	152	7590	1100	5100	2604	0,61
Car. (9)	DSF3	25	0,167	230	152	7590	1100	4500	23091	0,53
Fyf. (45)	12A	50	5	95,8	1150	36000	5500	18600	326600	0,43
Fyf. (45)	12B	50	5	95,8	1150	36000	5700	19300	679003	0,45
Fyf. (45)	13A	50	5	95,8	1150	36000	5300	23300	19130	0,59
Fyf. (45)	13B	50	5	95,8	1150	36000	6200	24700	21821	0,62
Fyf. (45)	14B	50	5	95,8	1150	36000	6600	27900	1084	0,72
Fyf. (45)	22A1	50	5	95,8	1150	36000	15200	24600	33780	0,45
Fyf. (45)	22B	50	5	95,8	1150	36000	14700	25400	405678	0,50
Fyf. (45)	22A2	50	5	95,8	1150	36000	15200	24600	53531	0,45
Fyf. (45)	22A3	50	5	95,8	1150	36000	15200	24600	107046	0,45
Fyf. (45)	24B	50	5	95,8	1150	36000	15300	32600	3440	0,84

**Tabelle A.2:** Versuchsergebnisse aus (5)

Ref.	Name	$b_L$ [mm]	$t_L$ [mm]	$E_L$ [kN/mm <sup>2</sup> ]	$l_t$ [mm]	$\Delta F_{LR}$ [N]	$F_L^U$ [N]	$F_L^O$ [N]	$N_{30}$ [-]	$S_0$ [-]
Biz. (5)	C1-1a	25,4	0,33	29,2	300	8500	0	6480	30	0,76
Biz. (5)	C1-2a	25,4	0,33	29,2	300	8500	0	5029	17323	0,59
Biz. (5)	C1-2b	25,4	0,33	29,2	300	8500	0	5029	28656	0,59
Biz. (5)	C1-3a	25,4	0,33	29,2	300	8500	0	4572	21025	0,54
Biz. (5)	C1-3b	25,4	0,33	29,2	300	8500	0	4572	29790	0,54
Biz. (5)	C1-3c	25,4	0,33	29,2	300	8500	0	4572	34739	0,54
Biz. (5)	C1-3d	25,4	0,33	29,2	300	8500	0	4572	67608	0,54
Biz. (5)	C1-4a	25,4	0,33	29,2	300	8500	0	3505	186222	0,41
Biz. (5)	C1-4b	25,4	0,33	29,2	300	8500	0	3505	202950	0,41
Biz. (5)	C2-1a	50,8	0,33	29,2	160	17000	0	11135	624	0,66
Biz. (5)	C2-1b	50,8	0,33	29,2	160	17000	0	11135	788	0,66
Biz. (5)	C2-2a	50,8	0,33	29,2	160	17000	0	9185	6526	0,54
Biz. (5)	C2-2b	50,8	0,33	29,2	160	17000	0	9185	26832	0,54
Biz. (5)	C2-3a	50,8	0,33	29,2	160	17000	0	7071	34674	0,42
Biz. (5)	C2-3b	50,8	0,33	29,2	160	17000	0	7071	93133	0,42
Biz. (5)	C3-1a	50,8	0,33	29,2	160	17000	0	11460	29	0,67
Biz. (5)	C3-1b	50,8	0,33	29,2	160	17000	0	11460	60	0,67
Biz. (5)	C3-2a	50,8	0,33	29,2	160	17000	0	9453	113	0,56
Biz. (5)	C3-2b	50,8	0,33	29,2	160	17000	0	9453	407	0,56
Biz. (5)	C3-3a	50,8	0,33	29,2	160	17000	0	7453	40022	0,44
Biz. (5)	C3-3b	50,8	0,33	29,2	160	17000	0	7453	40352	0,44
Biz. (5)	C4-1a	50,8	0,66	29,2	300	30200	0	17496	37	0,58
Biz. (5)	C4-1b	50,8	0,66	29,2	300	30200	0	17496	39	0,58
Biz. (5)	C4-2a	50,8	0,66	29,2	300	30200	0	14402	190	0,48
Biz. (5)	C4-2b	50,8	0,66	29,2	300	30200	0	14402	1062	0,48
Biz. (5)	C4-3a	50,8	0,66	29,2	300	30200	0	11232	7650	0,37
Biz. (5)	C4-3b	50,8	0,66	29,2	300	30200	0	11232	26687	0,37
Biz. (5)	C5-1a	50,8	0,66	29,2	300	30200	0	18882	38	0,63
Biz. (5)	C5-1b	50,8	0,66	29,2	300	30200	0	18882	97	0,63
Biz. (5)	C4-2a	50,8	0,66	29,2	300	30200	0	16825	195	0,56
Biz. (5)	C5-2b	50,8	0,66	29,2	300	30200	0	16825	1430	0,56
Biz. (5)	C5-3a	50,8	0,66	29,2	300	30200	0	15728	18682	0,52
Biz. (5)	C5-3b	50,8	0,66	29,2	300	30200	0	15728	31684	0,52

### A.3 Datenbank für Dauerschwingversuche

**Tabelle A.3:** Versuchsergebnisse aus (5, 14, 30)

Ref.	Name	$b_L$ [mm]	$t_L$ [mm]	$E_L$ [kN/mm <sup>2</sup> ]	$l_t$ [mm]	$\Delta F_{LR}$ [N]	$F_L^U$ [N]	$F_L^O$ [N]	$N_{30}$ [-]	$S_0$ [-]
Biz. (5)	G1-1a	25,4	1	29,2	220	11410	0	6426	5523	0,56
Biz. (5)	G1-1b	25,4	1	29,2	220	11410	0	6426	6830	0,56
Biz. (5)	G1-2a	25,4	1	29,2	220	11410	0	4890	8768	0,43
Biz. (5)	G1-2b	25,4	1	29,2	220	11410	0	4890	9627	0,43
Biz. (5)	G1-3a	25,4	1	29,2	220	11410	0	4543	112227	0,40
Biz. (5)	G1-3b	25,4	1	29,2	220	11410	0	4543	135273	0,40
Biz. (5)	G2-1a	25,4	1	29,2	300	11410	0	6477	2390	0,57
Biz. (5)	G2-1b	25,4	1	29,2	300	11410	0	6477	7832	0,57
Biz. (5)	G2-2a	25,4	1	29,2	300	11410	0	4953	21714	0,43
Biz. (5)	G2-2b	25,4	1	29,2	300	11410	0	4953	35949	0,43
Biz. (5)	G2-2c	25,4	1	29,2	300	11410	0	4953	42308	0,43
Biz. (5)	G2-3a	25,4	1	29,2	300	11410	0	4420	88609	0,39
Biz. (5)	G2-3b	25,4	1	29,2	300	11410	0	4420	245893	0,39
Dai (14)	S1-1	60	0,11	230	150	24600	0	17958	57	0,73
Dai (14)	S1-2	60	0,11	230	150	24600	0	15744	4615	0,64
Dai (14)	S1-3	60	0,11	230	150	24600	0	12546	299162	0,51
Fer. (30)	A 1	16,2	1,38	67,9	200	12072	0	10284	3	0,86
Fer. (30)	A 2	16,1	1,38	67,5	200	11998	0	10220	27	0,86
Fer. (30)	A 3	16,2	1,38	67,3	200	12072	0	8942	59	0,75
Fer. (30)	A 4	16,1	1,38	67,2	200	11998	0	8887	118	0,75
Fer. (30)	A 5	16,2	1,38	66,8	200	12072	0	8048	720	0,67
Fer. (30)	A 6	16,2	1,38	66,8	200	12072	0	8048	542	0,67
Fer. (30)	A 7	16,2	1,38	66,3	200	12072	0	7154	6001	0,59
Fer. (30)	A 8	16,2	1,38	66,2	200	12072	0	6707	9653	0,56
Fer. (30)	A 9	16,2	1,38	65,9	200	12072	0	6148	47948	0,51
Fer. (30)	A 10	16,2	1,38	65,7	200	12072	0	5813	120251	0,48
Fer. (30)	B 1	12,8	2,57	54,4	200	29113	0	17797	2425	0,64
Fer. (30)	B 2	12,8	2,9	50,7	200	32851	0	18968	5210	0,60
Fer. (30)	B 3	12,7	2,65	51,6	200	29785	0	16222	74385	0,56
Fer. (30)	B 4	12,7	2,61	48,9	200	29335	0	14982	207728	0,53
Fer. (30)	B 5	12,7	2,68	-	200	30122	0	13342	573517	0,46



## VERZEICHNIS DER BISHER IN DER SCHRIFTENREIHE DES IBMB ERSCHIENENEN HEFTE (ISSN 1439-3875)

In der Schriftenreihe "Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig - ISSN 0178-5796 (Heft 1 bis 16 als "Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig", Heft 17 bis 39 als "Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig") sind bisher die nachfolgend aufgeführten Hefte erschienen.

Sie können bezogen werden von:

Institut für Baustoffe,  
Massivbau und Brandschutz  
der Technischen Universität Braunschweig  
Bibliothek  
Beethovenstraße 52  
38106 Braunschweig

Tel. (05 31) 3 91-54 54  
Fax (05 31) 3 91-5900  
E-Mail [o.dienelt@tu-bs.de](mailto:o.dienelt@tu-bs.de)

oder über jede Buchhandlung.

Kosten:  
Je nach Umfang zwischen € 7 und € 30  
(zuzüglich Versandkosten)

Das aktuelle Verzeichnis unter:  
[www.ibmb.tu-bs.de](http://www.ibmb.tu-bs.de) (→ Bibliothek)

Vergriffene Hefte können als Kopien gegen Erstattung der Kopierkosten bezogen werden.

Heft 1:

Deters, R.: Über das Verdunstungsverhalten und den Nachweis öliger Holzschutzmittel. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1962; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1962

Heft 2:

Kordina, K.: Das Verhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen unter Feuerangriff. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1963; Sonderdruck aus: Beton 13(1962), S. 11-18, 81-84

Heft 3:

Eibl, J.: Zur Stabilitätsfrage des Zweigelenkbogens mit biegeweichem Zugband und schlaffen Hängestangen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1963; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1963

Heft 4:

Kordina, K.; Eibl, J.: Ein Verfahren zur Bestimmung des Vorspannverlustes infolge Schlupf in der Verankerung. Zur Frage der Temperaturbeanspruchung von kreiszylindrischen Stahlbetonsilos. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1964; Sonderdruck aus: Beton- und Stahlbetonbau 58(1963), S. 265-268; 59(1964), S. 1-11

Heft 5:

Ertingshausen, H.: Über den Schalungsdruck von Frischbeton. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1965; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Hannover, 1965

Heft 6:

Waubke, N.V.: Transportphänomene in Betonporen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1966; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 7:

Ehm, H.: Ein Beitrag zur rechnerischen Bemessung von brandbeanspruchten balkenartigen Stahlbetonbauteilen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

Heft 8:

Steinert, J.: Möglichkeiten der Bestimmung der kritischen Last von Stab- und Flächen-tragwerken mit Hilfe ihrer Eigenfrequenz. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

Heft 9:

Lämmke, A.: Untersuchungen an dämm-schichtbildenden Feuerschutzmitteln. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

Heft 10:

Rafla, K.: Beitrag zur Frage der Kippstabilität aufgehängter Träger. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 11:

Ivanyi, G.: Die Traglast von offenen, kreisförmigen Stahlbetonquerschnitten: Brazier-Effekt. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 12:

Meyer-Ottens, C.: Brandverhalten verschiedener Bauplatten aus Baustoffen der Klassen A und B. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1969

Heft 13:

Fuchs, G.: Zum Tragverhalten von kreisförmigen Doppelsilos unter Berücksichtigung der Eigensteifigkeit des Füllgutes. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 14:

Meyer-Ottens, C.: Wände aus Holz und Holzwerkstoffen unter Feuerangriff. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Sonderdruck aus: Mitteilungen der Deutschen Gesellschaft für Holzforschung, H.56(1969)

Heft 15:

Lewandowski, R.: Beurteilung von Bauwerksfestigkeiten anhand von Betongüteküwürfeln und -bohrproben. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1970

Heft 16:

Neubauer, F.-J.: Untersuchungen zur Frage der Rissesicherung von leichten Trennwänden aus Gips-Wandbauplatten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1969

Heft 17:

Meyer-Ottens, C.; Kordina, K.: Gutachten über das Brandverhalten von Bauteilen aus dampfgehärtetem Gasbeton: aufgestellt für den Fachverband Gasbetonindustrie. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1970

Heft 17:

Meyer-Ottens, C.; Kordina, K.: Gutachten über das Brandverhalten von Bauteilen aus dampfgehärtetem Gasbeton. Erw. Neuaufl. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974

Heft 18:

Bödeker, W.: Die Stahlblech-Holz-Nagelverbindung und ihre Anwendung: Grundlagen und Bemessungsvorschläge. Braunschweig. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1971; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1971, ISBN 3-89288-057-3

Heft 19:

Meyer-Ottens, C.: Bauaufsichtliche Brandschutzvorschriften: Beispiele für ihre Erfüllung bei Wänden, Brandwänden und Decken. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1971

Heft 20:

Liermann, K.: Das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbrückenpfeilern mit Rollenlagern. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972, ISBN 3-89288-056-5

Heft 22:

Nürnbergger, U.: Zur Frage des Spannungsrißkorrosionsverhaltens kohlenstoffarmer Betonstähle in Nitratlösungen unter Berücksichtigung praxisnaher Verhältnisse. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972, ISBN 3-89288-054-9

Heft 23:

Meyer-Ottens, C.: Zur Frage der Abplatzungen an Betonbauteilen aus Normalbeton bei Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972

Heft 24:

El-Arousy, T.H.: Über die Steinkohlenflugasche und ihre Wirkung auf die Eigenschaften von Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge im frischen und festen Zustand. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973, ISBN 3-89288-053-0

Heft 25:

Rieche, G.: Mechanismen der Spannungs-korrosion von Spannstählen im Hinblick auf ihr Verhalten in Spannbetonkonstruktionen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973, ISBN 3-89288-052-2

Heft 26:

Tennstedt, E.: Beitrag zur rechnerischen Ermittlung von Zwangsschnittgrößen unter Berücksichtigung des wirklichen Verformungsverhaltens des Stahlbetons. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-051-4

Heft 27:

Schneider, U.: Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normalbetonen bei hohen Temperaturen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973

Heft 28:

Neisecke, J.: Ein dreiparametrisches, komplexes Ultraschall-Prüfverfahren für die zerstörungsfreie Materialprüfung im Bauwesen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-050-6

Heft 29:

Kordina, K.; Maack, P.; Hjorth, O.: Traglastermittlung an Stahlbeton-Druckgliedern. Schlußbericht (AIF-Nr. 956). Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-048-4

Heft 30:

Eibl, J.; Ivanyi, G.: Berücksichtigung der Torsionssteifigkeit von Randbalken bei Stahlbetondecken. Schlußbericht, Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974

Heft 31:

Kordina, K.; Janko, B.: Stabilitätsnachweise von Rahmensystemen im Stahlbetonbau. Schlußbericht (AIF-Nr. 1388), Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-049-2

Heft 32:

Hjorth, O.: Ein Beitrag zur Frage der Festigkeiten und des Verbundverhaltens von Stahl und Beton bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1976; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1975

Heft 33:

Klingsch, W.: Traglastberechnung instationär thermisch belasteter schlanker Stahlbetondruckglieder mittels zwei- und dreidimensionaler Diskretisierung. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1976; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1976

Heft 34:

Djamous, F.: Thermische Zerstörung natürlicher Zuschlagstoffe im Beton. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977

Heft 35:

Haksever, A.: Zur Frage des Trag- und Verformungsverhaltens ebener Stahlbetonrahmen im Brandfall. Braunschweig. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977

Heft 36:

Storkebaum, K.-H.: Ein Beitrag zur Traglastermittlung von vierseitig gelagerten Stahlbetonwänden. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977, ISBN 3-89288-045-X

Heft 37:

Bechtold, R.: Zur thermischen Beanspruchung von Außenstützen im Brandfall. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977, ISBN 3-89288-046-8

Heft 38:

Steinert, J.: Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesbeton aus dem Wassereindringverhalten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Unveränderter Nachdruck der Erstveröffentlichung Bad Honnef, Osang, 1977 (Zivilschutzforschung, Bd. 7)

Heft 39:

Weiß, R.: Ein haufwerkstheoretisches Modell der Restfestigkeit geschädigter Betone. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1978; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1978, ISBN 3-89288-047-6

Heft 40:

Alda, W.: Zum Schwingkriechen von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1978; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1978, ISBN 3-89288-035-2

Heft 41:

Teutsch, M.: Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken mit rechteckigem Querschnitt unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-036-0

Heft 42:

Schneider, U.: Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1979

Heft 43:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Veröffentlichungen 1967 bis 1979. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-037-9

Heft 44:

Kordina, K.; Fröning, H.: Druckmessungen in Silozellen mit einer neu entwickelten Sonde. Abschlußbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-038-7

Heft 45:

Henke, V.: Ein Beitrag zur Zuverlässigkeit frei gelagerter Stahlbetonstützen unter genormter Brandeinwirkung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1980; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1980

Heft 46:

Schneider, U.; Haksever, A.: Wärmebilanzrechnungen für Brandräume mit unterschiedlichen Randbedingungen (Teil 1). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1980

Heft 47:

Walter, R.: Partiiell brandbeanspruchte Stahlbetondecken: Berechnung des inneren Zwanges mit einem Scheibenmodell. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1981; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1981, ISBN 3-89288-039-5

Heft 48:

Svensvik, B.: Zum Verformungsverhalten gerissener Stahlbetonbalken unter Einschluß der Mitwirkung des Betons auf Zug in Abhängigkeit von Last und Zeit. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1981; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1981, ISBN 3-89288-040-9

Heft 49:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Veröffentlichungen 1967 bis 1981. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1981, ISBN 3-89288-041-7

Heft 50:

Ojha, S.K.: Die Steifigkeit und das Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken unter kombinierter Beanspruchung aus Torsion, Biegemoment, Querkraft und Axialkraft. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-042-5

Heft 51:

Henke, V.: Zusammenstellung und Anwendung Bayes'scher Verfahren bei der Stichprobenbeurteilung. Projekt D1 des SFB 148. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-043-3

Heft 52:

Haksever, A.: Stahlbetonstützen mit Rechteckquerschnitten bei natürlichen Bränden. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Habil.-Schr., Technische Universität Istanbul, 1982, ISBN 3-89288-044-1

Heft 53:

Weber, V.: Untersuchung des Reiß- und Verformungsverhaltens segmentärer Spannbetonbauteile. Braunschweig. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-017-4

Heft 54:

Ranisch, E.-H.: Zur Tragfähigkeit von Verklebungen zwischen Baustahl und Beton: geklebte Bewehrung. Unveränderter Nachdruck der Ausgabe 1982. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-010-7

Heft 55:

Wiedemann, G.: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982

Heft 56:

Timm, R.: Ein geometrisch und physikalisch nichtlineares Rechenmodell zur optimalen Biegebemessung ebener Stahlbetonrahmen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-018-2

Heft 57:

Diederichs, U.: Untersuchungen über den Verbund zwischen Stahl und Beton bei hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-019-0

Heft 58:

Schneider, U.: Wärmebilanzrechnungen in Verbindung mit Versuchen in Brandräumen (Teil 2). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-020-4

Heft 59:

Dobbernack, R.: Wärmebilanzrechnungen in Brandräumen unter Berücksichtigung der Mehrzonenmodellbildung (Teil 3). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-021-2

Heft 60:

Hillger, W.: Verbesserungen und Erweiterungen von Ultraschallprüfverfahren zur zerstörungsfreien Fehlstellen- und Qualitätskontrolle von Betonbauteilen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-014-X

Heft 61:

Blume, F.: Zur Wirklichkeitsnähe der Lastannahmen in Silovorschriften für Zellen aus Stahlbeton und Spannbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-013-1

Heft 62:

Nöltling, D.: Das Durchstanzen von Platten aus Stahlbeton : Tragverhalten, Berechnung, Bemessung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-012-3

Heft 63:

Wesche, J.: Brandverhalten von Stahlbetonplatten im baupraktischen Einbauzustand. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-009-3

Heft 64:

Droese, S.: Untersuchungen zur Technologie des Gleitschalungsbau. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-000-X

Heft 65:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Forschungsarbeiten 1978 - 1983. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-001-8

Heft 66:

Hegger, J.: Einfluß der Verbundart auf die Grenztragfähigkeit von Spannbetonbalken. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-002-6

Heft 67:

Kepp, B.: Zum Tragverhalten von Verankerungen für hochfeste Stäbe aus Glasfaser-verbundwerkstoff als Bewehrung im Spannbetonbau. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-003-4

Heft 68:

Sager, H.: Zum Einfluß hoher Temperaturen auf das Verbundverhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-004-2

Heft 69:

Haß, R.: Zur praxisgerechten brandschutz-technischen Beurteilung von Stützen aus Stahl und Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-005-0

Heft 70:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: 17. Forschungskolloquium des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, März 1986, Kurzfassungen der Beiträge. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-006-9

Heft 71:

Ehm, C.: Versuche zur Festigkeit und Verformung von Beton unter zweiaxialer Beanspruchung und hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-007-7

Heft 72:

Hartwich, K.: Zum Riß- und Verformungsverhalten von Stahlfaserverstärkten Stahlbetonstäben unter Längszug. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-008-5

Heft 73:

Scheuermann, J.: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Verbund und Rißbildung von Stahlbetonbauteilen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-011-5

Heft 74:

Hinrichsmeyer, K.: Strukturorientierte Analyse und Modellbeschreibung der thermischen Schädigung von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-015-8

Heft 75:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Fachseminar Neue Bemessungsregeln durch Änderung der Stahlbeton- und Spannbetonvorschriften DIN 1045, DIN 4227, Juni 1986, Kurzfassungen der Beiträge. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-022-0

Heft 76:

Budelmann, H.: Zum Einfluß erhöhter Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton mit unterschiedlichen Feuchtegehalten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-016-6



Heft 77:

Großmann, F.: Spannungen und bruchmechanische Vorgänge im Normelbeton unter Zugbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-023-9

Heft 78:

Rohling, A.: Zum Einfluß des Verbundkriechens auf die Rißbreitenentwicklung sowie auf die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-024-7

Heft 79:

Henning, W.: Zwangrißbildung und Bewehrung von Stahlbetonwänden auf steifen Unterbauten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-025-5

Heft 80:

Richter, E.: Zur Berechnung der Biegetragfähigkeit brandbeanspruchter Spann-betonbauteile unter Berücksichtigung geeigneter Vereinfachungen für die Materialgesetze. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-026-3

Heft 81:

Kiel, M.: Nichtlineare Berechnung ebener Stahlbetonflächentragwerke unter Einschluß von Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-027-1

Heft 82:

Konietzko, A.: Polymerspezifische Auswirkungen auf das Tragverhalten modifizierter zementgebundener Betone (PCC). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-028-X

Heft 83:

Grzeschkowitz, R.: Zum Trag- und Verformungsverhalten schlanker Stahlbetonstützen unter besonderer Berücksichtigung der schiefen Biegung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-030-1

Heft 84:

Wiese, J.: Zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonplatten unter partieller Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-031-X

Heft 85:

Rudolph, K.: Traglastberechnung zweiachsig biegebeanspruchter Stahlbetonstützen unter Brandeinwirkung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-032-8

Heft 86:

Kordina, K.; Meyer-Ottens, C.; Noack, I.: Einfluß der Eigenbrandlast auf das Brandverhalten von Bauteilen aus brennbaren Baustoffen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989, in Vorbereitung, ISBN 3-89288-058-1

Heft 87:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Forschungsarbeiten 1984 - 1989. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989, ISBN 3-89288-034-4

Heft 88:

Grossert, E.: Untersuchungen zum Tragverhalten von Massivbrücken mit zweizelligem Kastenquerschnitt. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1989, ISBN 3-89288-059-X

Heft 89:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Weiterbildungsseminar "Bauen in Europa", 15.-16. November 1990 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-063-8

Heft 90:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Claußen, T.; Voß, K.-U.: Vorspannung im Hochbau. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1991, ISBN 3-89288-064-6

Heft 91:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachtagung Spannbeton im Hoch- und Industriebau, Kurzreferate, 1991, ISBN 3-89288-065-4

Heft 92:

Heins, T.: Simulationsmodell zur sicherheitstechnischen Beurteilung der Rauchausbreitung in ausgedehnten Räumen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1991; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, ISBN 3-89288-066-2

Heft 93:

Hagen, E.: Zur Prognose des Gefährdungspotentials von Raumbränden. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1992; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1991, ISBN 3-89288-072-7

Heft 94:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachseminar "Instandsetzung und Ertüchtigung von Massivbauten", 14.-15. November 1991 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-068-9

Heft 95:

Qualitätssicherung im Bauwesen, VMPA-Tagung 1992, 25.-26.06.1992, Tagungsbericht, ISBN 3-89288-071-9

Heft 96:

Weiterbildungsseminar "Brandschutz im Industriebau", 30.09.1992 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-070-0

Heft 97:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachseminar "Neue Technologien im Bauwesen", 12.-13.11.1992 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-073-5

Heft 98:

Gunkler, E.: Verstärkung biegebeanspruchter Mauerwerkswände durch bewehrte Ergänzungsschichten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1992, ISBN 3-89288-074-3

Heft 99:

Dorn, T.: Zur Berechnung des Tragverhaltens brandbeanspruchter Tragwerke in Verbundbauweise unter besonderer Berücksichtigung der Träger-Stützen-Anschlüsse. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1992, ISBN 3-89288-075-1

Heft 100:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachseminar "Stahlfaserbeton", 04.03.1993 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-076-X

Heft 101:

Falkner, H.; Teutsch, M.: Vergleichende Untersuchungen an unbewehrten und stahlfaserbewehrten Industriefußböden. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-077-8

Heft 102:

Falkner, H.; Teutsch, M.: Comparative studies of plain and steel fiber reinforced concrete industrial ground slabs. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-078-6

Heft 103:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 1993: Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis. 06.-07.10.1993, Kurzreferate, ISBN 3-89288-079-4

Heft 104:

Thienel, K.-C.: Festigkeit und Verformung von Beton bei hoher Temperatur und biaxialer Beanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-080-8

Heft 105:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Braunschweiger Bauseminar 1993 "Dauerhafte Bauwerke aus Faserbeton", 11.-12.11.1993 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-081-6

Heft 106:

Neuentwicklungen im baulichen Brandschutz. Dr. Meyer-Ottens 60 Jahre; Fachseminar 18.03.1994 in Braunschweig, ISBN 3-89288-085-9

Heft 107:

Bunte, D.: Zum karbonatisierungsbedingten Verlust der Dauerhaftigkeit von Außenbauteilen aus Stahlbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994  
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-086-7

Heft 108:

Holzenkämpfer, P.: Ingenieurmodell des Verbundes geklebter Bewehrung für Betonbauteile. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1994, ISBN 3-89288-087-5

Heft 109:

Forschungsarbeiten 1990 - 1994. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994, ISBN 3-89288-088-3

Heft 110:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Rohde, S.: Untersuchung der Schubtragfähigkeit und der Wasserundurchlässigkeit von Arbeitsfugen unter Verwendung von Stremaform-Abschalelementen.

Falkner, H.; Teutsch, M.; Claußen, T.: Schubtragfähigkeit des Verußbetons zwischen Köcher-, Block oder Hülsenfundamenten und Stützenfuß bei unterschiedlich profilierten Betonoberflächen.

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994, ISBN 3-89288-089-1

Heft 111:

Voß, K.-U.: Zum Trag- und Verformungsverhalten bei Schwellbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-090-5

Heft 112:

Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten: 05./06.10.1994 in Braunschweig; Kurzreferate, 1994, ISBN 3-89288-092-1

Heft 113:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Aus der Forschung in die Praxis: 10./11.11.1994; Braunschweiger Bauseminar 1994, ISBN 3-89288-091-3

Heft 114:

Warnecke, P.: Tragverhalten und Konsolidierung von historischem Natursteinmauerwerk, 1995

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-094-8

Heft 115:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 1995: 6. Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis: 04.-05.10.1995, Kurzreferate, ISBN 3-89288-093-X

Heft 116:

Huang, Z.: Grenzbeanspruchung gebetteter Stahlfaserbetonplatten, 1995

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-095-6

Heft 117:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Huang, Z.: Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens von Industriefußböden aus Stahlfaserbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-096-4

Heft 118:

Kubat, B.: Durchstanzverhalten von vorge-spannten, punktförmig gestützten Platten aus Stahlfaserbeton, 1995

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-097-2

Heft 119:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Dichte Bauwerke: 09./10.11.1995; Braunschweiger Bauseminar 1995, ISBN 3-89288-091-3

Heft 120:

Steinert, C.: Bestimmung der Wärmeübergangsbedingungen auf Bauteile im Brandfall, Abschlußbericht, 1995, ISBN 3-89288-099-9

Heft 121:

Schütte, J.; Teutsch, M.; Falkner, H.: Fugenlose Betonbodenplatten, Forschungsbericht, 1996, ISBN 3-89288-100-6

Heft 122:

Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten: 24./25.09.1996 in Braunschweig, Kurzreferate, 1996, ISBN 3-89288-101-4

Heft 123:

Droese, S.; Riese, A.: Belastungsversuche an zwei Durchlauf-Plattenstreifen aus Elementplatten mit Aufbeton aus Stahlfaserbeton, 1996, ISBN 3-89288-102-4

Heft 124:

Hankers, C.: Zum Verbundtragverhalten laschenverstärkter Betonbauteile unter nicht vorwiegend ruhender Beanspruchung, 1996

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1996, ISBN 3-89288-103-0

Heft 125:

Schmidt-Döhl, F.: Ein Modell zur Berechnung von kombinierten chemischen Reaktions- und Transportprozessen und seine Anwendung auf die Korrosion mineralischer Baustoffe, 1996

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1996, ISBN 3-89288-104-9

Heft 126:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Ingenieurbauwerke mit neuen Konzepten: 14./15.11.1996, Braunschweiger Bauseminar 1996, ISBN 3-89288-105-7

Heft 127:

Forschung über Baudenkmalpflege - Arbeitsberichte: 1990 - 1993, 1996, ISBN 3-89288-106-5

Heft 128:

Festschrift zum 65. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. F. S. Rostásy: Baustoffe in Praxis, Lehre und Forschung, 1997, ISBN 3-89288-107-3

Heft 129:

Forschung über Baudenkmalpflege - Arbeitsberichte: 1994, 1997, ISBN 3-89288-108-1

Heft 130:

Forschung über Baudenkmalpflege - Arbeitsberichte: 1995, 1997, ISBN 3-89288-109-X

Heft 131:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Klinkert H.: Trag- und Verformungsverhalten dynamisch beanspruchter Fahrbahnen aus Beton- und Stahlfaserbeton, Forschungsbericht, 1997, ISBN 3-89288-110-3

Heft 132:

Schütte, J.: Einfluß der Lagerungsbedingungen auf Zwang in Betonbodenplatten, 1997  
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1997, ISBN 3-89288-111-1

Heft 133:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 1997: 7. Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis: 01.-02.10.1997, Kurzreferate, ISBN 3-89288-112-X

Heft 134:

Ameler, J.: Betonverhalten bei hohen Temperaturen und triaxialer Beanspruchung - FE-Modell auf der Basis der Betonstruktur, 1997  
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1997, ISBN 3-89288-113-8

Heft 135:

Tagung Konsolidierung von historischem Natursteinmauerwerk: 06./07.11.1997 in Braunschweig, ISBN 3-89288-114-6

Heft 136:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Innovatives Bauen: 13./14.11.1997, Braunschweiger Bauseminar 1997, ISBN 3-89288-115-4

Heft 137:

Forschung über Baudenkmalpflege - Arbeitsberichte: 1996 - 1997. 1998.  
ISBN 3-89288-116-2

Heft 138:

Scheibe, M.: Vorhersage des Zeitstandverhaltens unidirektionaler Aramidfaserverbundstäbe in alkalischer Umgebung. 1998.  
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 1998.  
ISBN 3-89288-117-0

Heft 139:

Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten : 29./30.9.1998 in Braunschweig ; Kurzreferate. 1998.  
ISBN 3-89288-118-9

Heft 140:

Gutsch, A.: Stoffeigenschaften jungen Betons - Versuche und Modelle. 1998. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.  
ISBN 3-89288-119-7

Heft 141:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]  
Beton auf neuen Wegen : 12.-13.11.1998 ; Braunschweiger Bauseminar 1998.  
ISBN 3-89288-120-0

Heft 142:

Betonbau - Forschung, Entwicklung und Anwendung : Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing Horst Falkner am 20.4.1999. 1999.  
ISBN 3-89288-121-9

Heft 143:

Teutsch, M ; Klinkert, H.  
Leistungsklassen von Stahlfaserbeton. 1999.  
ISBN 3-89288-122-7

Heft 144:

Forschungsarbeiten 1995 - 1999. 1999.  
ISBN 3-89288-123-5

Heft 145:

Braunschweiger Brandschutztage 1999: 8. Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis ; 4.-5. Oktober 1999 in Braunschweig., Kurzreferate. 1999.  
ISBN 3-89288-124-3

Heft 146:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]  
Bauen im nächsten Jahrtausend : 11.11.-12.11.1999 ; Braunschweiger Bauseminar 1999.  
ISBN 3-89288-125-1

Heft 147:

Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten: 28./29.3.2000 in Braunschweig; Kurzreferate, 2000.  
ISBN 3-89288-126-X

Heft 148:

Hariri, K.: Bruchmechanisches Verhalten jungen Betons - Laser-Speckle-Interferometrie und Modellierung der Rißprozeßzone. 2000.  
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2000.  
ISBN 3-89288-127-8

Heft 149:

Wigger, H.: Rissbildung in historischem Natursteinmauerwerk : Beobachtung, Versuche und Berechnungsmodelle. 2000.  
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2000.  
ISBN 3-89288-128-6

Heft 150:

Neubauer, U.: Verbundtragverhalten geklebter Lamellen aus Kohlenstoffaser – Verbundwerkstoff zur Verstärkung von Betonbauteilen. 2000  
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2000.  
ISBN 3-89288-129-4.

Heft 151:

Brandschutz in Chemikalienlagern. 2000.  
ISBN 3-89288-130-8

Heft 152:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]  
Trends und Entwicklungen im Bauwesen : 9.-10.11.2000 ; Braunschweiger Bauseminar 2000.  
ISBN 3-89288-131-6

Heft 153:

Rostásy, F.S. ; Budelmann, H. [Hrsg.]  
Rissbeherrschung massiger Betonbauteile : Bauwerk, Werkstoff, Simulation ; Braunschweig, 20.3.2001.  
ISBN 3-89288-132-4

Heft 154:

Krauß, M. ; Hariri, K. ; Rostásy, F.S.  
Hydratationsgrad, Ultraschall-Technik zur Beschreibung der Erhärtung, bruchmechanisches Verhalten jungen Betons : Berichte ; Forschungsprojekt der EU (Brite Euram BE96-3843), IPACS. 2001.  
ISBN 3-89288-135-9.

Heft 155:

Gutsch, A. ; Rostásy, F.S.  
Spannungs-Dehnungslinie, viskoelastisches Verhalten und autogenes Schwinden jungen Betons : Berichte ; Forschungsprojekt der EU (Brite Euram BE96-3843), IPACS. 2001.  
ISBN 3-89288-136-7

Heft 156:

Rostásy, F.S. ; Krauß, M. ; Gutsch, A.  
Spannungsberechnung und Risskriterien für  
jungen Beton – Methoden des iBMB : Be-  
richt ; Forschungsprojekt der EU (Brite  
Euram BE96-3843), IPACS. 2001.  
ISBN 3-89288-137-5

Heft 157:

Rostásy, F.S. ; Krauß, M. ; Gutsch, A.  
Früher Zwang in massigen Sohlplatten :  
Bericht ; Forschungsprojekt der EU (Brite  
Euram BE96-3843), IPACS. 2001.  
ISBN 4-89288-138-3

Heft 158:

Braunschweiger Brandschutztag 2001: 9.  
Fachseminar Brandschutz - Forschung und  
Praxis ; 1.-2. Oktober 2001 in Braun-  
schweig., Kurzreferate. 2001.  
ISBN 3-89288-139-1

Heft 159:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]  
Bauen im Wandel der Zeit : 8.-9.11.2001 ;  
Braunschweiger Bauseminar 2001. 2001.  
ISBN 3-89288-140-5.

Heft 160:

Beiträge zum 40. Forschungskolloquium  
des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton :  
11.-12.10.2001 in Braunschweig. 2001.  
ISBN 3-89288-141-3

Heft 161:

Dora, B.: Hydraulisch erhärtende Baustoffe  
aus Betonbrechsand – Phasenveränderun-  
gen durch Temperaturbehandlung und Ein-  
satzmöglichkeiten.  
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2001.  
ISBN 3-89288-142-1.

Heft 162:

RO 70 : 50 Jahre Forschung und 25 Disser-  
tationen ; Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. zum  
70 Geburtstag gewidmet. 2002.  
ISBN 3-89288-143-X.

Heft 163:

Praxisseminar Brandschutz bei Sonderbau-  
ten : 1. und 2. Oktober 2002 in Braun-  
schweig ; Kurzreferate.  
2002.  
ISBN 3-89288-144-8

Heft 164:

Stahlfaserbeton : Ein unberechenbares Ma-  
terial? ; 14.-15. November - Braunschwei-  
ger Bauseminar 2002.  
ISBN 3-89288-145-6

Heft 165:

Niemann, P.  
Gebrauchsverhalten von Bodenplatten aus  
Beton unter Einwirkungen infolge Last und  
Zwang. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.,  
2002.  
ISBN 3-89288-146-4

Heft 166:

Budelmann ; H. ; Falkner, H. [Hrsg.]  
Bauen im Bestand : 25. März 2003.  
ISBN 3-89288-147-2

H. 167:

Blume, G.W.: Ingenieurmodell zur brand-  
schutztechnischen Bemessung von Bautei-  
len auf der Basis von experimentell ermit-  
telten Verbrennungseffektivitäten. 2003.  
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2002.  
ISBN 3-89288-148-0

H. 168:

Braunschweiger Brandschutztag 2003: 10.  
Fachseminar Brandschutz - Forschung und  
Praxis ; 30.9. - 1.10.2003 in Braunschweig.,  
Kurzreferate. 2003.  
ISBN 3-89288-149-9

H. 169:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]  
Bauforschung und -praxis in schwierigen  
Zeiten : 13. und 14. November ; Braun-  
schweiger Bauseminar 2003.  
ISBN 3-89288-150-2

H 170:

Hemmy, O.: Zum Gebrauchs- und Tragverhalten von Tunnelschalen aus Stahlfaserbeton und stahlfaserverstärktem Stahlbeton.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2003.

ISBN 3-89288-151-0

H. 171:

Dehne, M.: Probabilistisches Sicherheitskonzept für die brandschutztechnische Bemessung. 2003.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2003.

ISBN 3-89288-153-7

H. 172:

Paliga, K.: Entstehung und Vermeidung von Betonabplatzungen bei Tunnelbränden. 2003.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2003.

ISBN 3-89288-154-5

Heft 173:

Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dietmar Hosser : Brandschutz und mehr...

2003.

ISBN 3-89288-152-9

Heft 174:

Timm, M.: Verbundwirkung des Betons im Bereich von STREMAFORM - Abschalelementen : Untersuchungsbericht ; Okt. 2000. 2004.

ISBN 3-89288-156-1

Heft 175:

Zehfuß, J.: Bemessung von Tragsystemen mehrgeschossiger Gebäude in Stahlbauweise für realistische Brandbeanspruchung.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2004.

ISBN 3-89288-155-3

Heft 176:

Nause, P.: Berechnungsgrundlagen für das Brandverhalten von Druckgliedern aus hochfestem Beton. 2004.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2004.

ISBN 3-89288-157-X

Nicht in der Schriftenreihe erschienen.

Heft 177:

Budelmann ; H. ; Falkner, H. [Hrsg.]

Bauen im Bestand : 23. März 2004.

ISBN 3-89288-158-8

H. 178:

Praxisseminar Brandschutz bei Sonderbauten : 29. – 30.9.2004 in Braunschweig ; Kurzreferate. 2004.

ISBN 3-89288-159-6

H. 179:

Krauß, M.: Probabilistischer Nachweis der Wirksamkeit von Maßnahmen gegen frühe Trennrisse in massigen Betonbauteilen. 2004.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2004.

ISBN 3-89288-160-X.

H. 180:

Weiske, R.

Durchleitung hoher Stützlasten bei Stahlbetonflachdecken. 2004.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2004.

ISBN 3-89288-161-8.

H. 181:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]

Qualität im Bauwesen : 11. und 12. Nov. ; Braunschweiger Bauseminar 2004.

ISBN 3-89288-162-6

H. 182:

Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Klaus Peter Großkurth : Struktur und Anwendung der Baustoffe. 2005.

ISBN 3-89288-163-4

H. 183:

Budelmann, H. ; Laube, M. ; Hinrichs, W. [Hrsg.]

Bauen im Bestand : 23. Februar 2005.

ISBN 3-89288-164-2



H. 184:

Hinrichs, W.

Charakterisierung einer einheitlichen Messmethodik und Validierung ausgewählter Verfahren für die Bestimmung der Maschenweiten von Stahldrahtgeweben : Das Forschungsvorhaben wurde von der Stiftung Stahlanwendungsforschung im Stifterverband für die Deutsche Wissenschaft e.V. gefördert (Az: A 182/S24/10036/02. 2005). ISBN 3-89288-166-9.

H. 185:

Braunschweiger Brandschutz-Tage '05 : 11. Fachseminar Brandschutz – Forschung und Praxis, 28. und 29. Sept. 2005 in Braunschweig, Tagungsbericht. ISBN 3-89288-167-7.

H. 186:

Will, J.: Entwicklung eines sauerstoffkalorimetrischen Verfahrens zur Bestimmung von Brandparametern bei unterschiedlich ventilierten Bränden. 2005. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2005. ISBN 3-89288-168-5.

H. 187:

Rigo, E.M.: Ein probabilistisches Konzept zur Beurteilung der Korrosion zementgebundener Baustoffe durch lösenden und treibenden Angriff. 2005. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2005. ISBN 3-89288-169-3.

H. 188:

Budelmann, H. ; Gutsch, A.-W. [Hrsg.] Bauen im Bestand : Beton in der Abwassertechnik ; 6. Sept. 2005. ISBN 3-89288-170-7.

H. 189:

Gerritzen, D.P.  
Zur Frage der Nutzbarkeit verbundlos vorgespannter Stahlbetondecken nach Brandeinwirkung. 2005. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2005. ISBN 3-89288-171-5.

H. 190:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.] Bewe(ä)rteter Betonbau : 10. und 11. November ; Braunschweiger Bauseminar 2005. ISBN 3-89288-172-3

H. 191:

Kurzberichte aus der Forschung 2005. 2006. ISBN 3-89288-173-1

H. 192:

Praxisseminar Brandschutz bei Sonderbauten : 26.-27. Sept. 2006 ; Kurzreferate. ISBN-10: 3-89288-174-X ISBN-13: 978-3-89288-174-2.

H. 193:

Sperling, D.  
Eine Methode zur automatisierten Überwachung von Spannbetonfahrwegträgern. 2006. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2006. ISBN-10: 3-89288-175-8 ISBN-13: 978-3-89288-175-9.

H. 194:

Grunert, J.P.  
Zum Tragverhalten von Spannbetonfertigteiltälken aus Stahlfaserbeton ohne Betonstahlbewehrung. 2006. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2006. ISBN-10: 3-89288-176-6 ISBN-13: 978-3-89288-176-6.

H. 195:

Budelmann, H. ; Gutsch, A.-W. [Hrsg.] Bau Symposium Braunschweig (BSB 2007) : Stand und Entwicklung des Trockenbaus ; 8. März. 2007. ISBN 978-3-89288-177-3.

H. 196:

Bruder, S.  
Adaptive Modellierung der Dauerhaftigkeit im Zuge der Überwachung von Betonbauwerken. 2007. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 1996. ISBN 978-3-89288-178-0.

H. 197:  
Holst, A.  
Korrosionsmonitoring und Bruchortung  
vorgespannter Zugglieder in Bauwerken.  
2007.  
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.  
ISBN 978-3-89288-179-7.

H. 198:  
Forell, B.  
A Methodology to assess Species Yields of  
Compartment Fires by means of an ex-  
tended Global Equivalence Ratio Concept.  
2007.  
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.  
ISBN 978-3-89288-180-3.

H. 199:  
Braunschweiger Brandschutz-Tage '07 : 21.  
Fachseminar Brandschutz – Forschung und  
Praxis, 26. und 27. Sept. 2007 in Braun-  
schweig, Tagungsband.  
ISBN 978-3-89288-181-0.

H. 200:  
Nothnagel, R.  
Hydratations- und Strukturmodell für Ze-  
mentstein. 2007.  
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.  
ISBN 978-3-89288-182-7

H. 201:  
Riese, O.  
Ein Brandausbreitungsmodell für Kabel.  
2007.  
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.  
ISBN 978-3-89288-183-4

H. 202:  
Braunschweiger Brandschutz-Tage '08 : 22.  
Fachtagung ; Brandschutz bei Sonderbauten  
, 30.9. – 1.10.2008 – Tagungsband.  
ISBN 978-3-89288-185-8

H. 203:  
Klinzmann, C.  
Methodik zur computergestützten,  
probabilistischen Bauwerksbewertung unter  
Einbeziehung von Bauwerksmonitoring.  
2008.  
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.  
ISBN 978-3-89288-186-5.

H. 204:  
Schnetgöke, R.  
Zuverlässigkeitsorientierte Systembewer-  
tung von Massivbauwerken als Grundlage  
für die Bauwerksüberwachung. 2008.  
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.  
ISBN 978-3-89288-187-2.

H. 205:  
Budelmann, H. ; Gutsch, A.-W. [Hrsg.]  
Bau Symposium Braunschweig (BSB  
2008): Konstruktiver Holzbau ; 4. Novem-  
ber 2008.  
ISBN 978-3-89288-188-9.

H. 206:  
Kampmeier, B.  
Risikogerechte Brandschutzlösungen für  
den mehrgeschossigen Holzbau. 2008.  
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2008.  
ISBN 978-3-89288-189-6.

H. 207:  
Husemann, U.  
Erhöhung der Verbundtragfähigkeit von  
nachträglich aufgeklebten Lamellen durch  
Bügelumschließungen.  
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2009.  
ISBN 978-3-89288-190-2

H. 208:  
Braunschweiger Brandschutz-Tage '09 : 23.  
Fachtagung Brandschutz – Forschung und  
Praxis, 29.9.2008 – 30.9.2009 ; Tagungs-  
band.  
ISBN 978-3-89288-191-9

H. 209:  
Sperbeck, S.T.  
Seismic Risk Assessment of Masonry Walls  
and Risk Reduction by Means of Prestress-  
ing. 2009.  
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2009.  
ISBN 978-3-89288-192-6

H. 210:  
Braunschweiger Brandschutz-Tage 2010 : :  
24. Fachtagung ; Brandschutz bei Sonder-  
bauten , 21. und 22.9.2010 – Tagungsband.  
ISBN 978-3-89288-194-0

H. 211:  
Hohm, V.  
Wärmetransportmodell für gekoppelte Pro-  
zesse in der Brandsimulation. 2010.  
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.  
ISBN 978-3-89288-195-7.

H. 212:  
Kruse, D.  
Entwicklung von Hochleistungsbrand-  
schutzbeschichtungen zum Entzündungs-  
schutz von Holz unter Vollbrandbedingun-  
gen. 2011.  
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2010.  
ISBN 978-3-89288-196-4.

H. 213:  
Twelmeier, H.  
Dauerhaftigkeitsprognose der Verfügun-  
g von gipshaltigem historischem Mauerwerk.  
2011.  
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2010.  
ISBN 978-3-89288-197-1.

H. 214:  
Braunschweiger Brandschutz-Tage 2011 : :  
25. Fachtagung Brandschutz – Forschung  
und Praxis, 27. und 28.9.2011 – Tagungs-  
band.  
ISBN 978-3-89288-198-8

H. 215:  
Hollmann, D.W.  
Grundlagen und Ingenieurmodell für den  
Nachweis von Holzbauteilen mit Hochleis-  
tungsbrandschutzbeschichtungen. 2011.  
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2011.  
ISBN 978-3-89288-199-5

H. 216:  
Rostásy, F.S.  
Assessment of Mechanical Properties of  
Structural Materials for Cryogenic Applica-  
tion (June 1988). 2011.  
ISBN 978-3-89288-200-8

H. 217:  
Albrecht, C.  
A risk-informed and performance-based life  
safety concept in case of fire. 2012.  
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2012.  
ISBN 978-3-89288-202-2.

H. 218:  
Braunschweiger Brandschutz-Tage 2012 : :  
26. Fachtagung Brandschutz bei Sonderbau-  
ten, 19. und 20.9.2012 – Tagungsband.  
ISBN 978-3-89288-203-9.

H. 219:  
Wichers, M.  
Bemessung von bewehrten Betonbauteilen  
bei Teilflächenbelastung unter Berücksich-  
tigung der Rissbildung. 2013.  
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss. 2013.  
ISBN 978-3-89288-204-6.

H. 220:  
Braunschweiger Brandschutz-Tage 2013 : :  
27. Fachtagung Brandschutz – Forschung  
und Praxis ; 25. und 26.9.2013 – Tagungs-  
band.  
ISBN 978-3-89288-205-

H. 221:  
Krakowski, W..  
Rissverhalten von Flächentragwerken aus  
Stahlbeton mit schiefwinkliger Bewehrung.  
2013.  
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss. 2013.  
ISBN 978-3-89288-206-0

H. 222:  
Krauss, H.-W.  
Zur Auswirkung hochfeiner inerter Zusatz-  
stoffe auf die Hydratationskinetik und die  
Mikrostruktur von Zementstein. 2013.  
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss. 2013.  
ISBN 978-3-89288-207-7

H. 223:  
Steven, G.  
Trag- und Nachbruchverhalten von Stützen  
aus ultrahochfestem Beton mit hochfester  
Längsbewehrung. 2014.  
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2014.  
ISBN 978-3-89288-208-4

H. 224:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 2014 : :  
28. Fachtagung Brandschutz bei Sonder-  
bauten ; 16. und 17.9.2014 – Tagungsband.  
ISBN 978-3-89288-209-1.

H. 225:

Heumann; G.  
Zuverlässigkeitsorientierte Bewertung be-  
stehender Bauwerke aus Stahlbeton und  
Spannbeton. 2014.  
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2014.  
ISBN 978-3-89288-210-7

H. 226:

Leusmann; T.  
Das Verbundtragverhalten geklebter Kohle-  
faserkunststoffe auf Beton unter schwin-  
gender Beanspruchung. 2015.  
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2015.  
ISBN 978-3-89288-211-4