

INSTITUT FÜR BAUSTOFFE, MASSIVBAU UND BRANDSCHUTZ

AMTLICHE MATERIALPRÜFANSTALT FÜR DAS BAUWESEN

iBMB

TU BRAUNSCHWEIG

**Zum Verbundtragverhalten laschenverstärkter
Betonbauteile unter nicht vorwiegend
ruhender Beanspruchung**

**von
Christoph Hankers**

Heft 124 · BRAUNSCHWEIG · 1996

UB Braunschweig 84



2743-168-1

~~BA N 6.1~~

2743-1681

INSTITUT FÜR BAUSTOFFE, MASSIVBAU UND BRANDSCHUTZ

AMTLICHE MATERIALPRÜFANSTALT FÜR DAS BAUWESEN

IBMB

TU BRAUNSCHWEIG

**Zum Verbundtragverhalten laschenverstärkter
Betonbauteile unter nicht vorwiegend
ruhender Beanspruchung**

von
Christoph Hankers

Heft 124 · BRAUNSCHWEIG · 1996

ISBN 3-89288-103-0

ISSN 0178-5796

~~EF~~



Diese Arbeit ist die vom Fachbereich für Bauingenieur- und Vermessungswesen der Technischen Universität Braunschweig genehmigte Dissertation des Verfassers.

Eingereicht am: 08.11.1995
Mündliche Prüfung am: 18.03.1996
Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. F. S. Rostásy
Berichterstatter: Prof. Baurat h.c. Dr. M. Wicke

VORWORT

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter des Fachgebietes Baustoffkunde und Stahlbetonbau im Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) der Technischen Universität Braunschweig. Meiner Arbeit liegen drei Forschungsvorhaben zugrunde, die von der Stiftung Volkswagenwerk, bzw. von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) dankenswerterweise gefördert wurden.

Die Voraussetzung für das Gelingen dieser Arbeit war das wissenschaftliche Interesse und die stetige Diskussionsbereitschaft von Herrn Prof. Dr.-Ing. F.S. Rostásy. Meine Familie half mir mit Geduld, Verständnis und Abwechslung. Ihnen gilt mein besonderer Dank.

Herr Prof. Baurat h.c. Dr. M. Wicke (Leopold-Franzens-Universität Innsbruck) übernahm den Mitbericht. Ich danke ihm für die hiermit verbundene Mühe. Ich danke Herrn Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.H. K. Kordina für den souveränen Prüfungsvorsitz und den Herren Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.H. H. Duddeck und Prof. Dr.-Ing. H. Falkner für die Mitwirkung an der Prüfung.

Mein Dank gilt den Herren R. Epperlein und K.-H. Sprenger, die engagiert und gewissenhaft die versuchs- und meßtechnischen Probleme lösten. Außerdem Frau cand.-ing. M. Hariri, die alle Zeichnungen erstellte und mich bei der Versuchsauswertung unterstützte.

Für die stets gute Zusammenarbeit bedanke ich mich bei meinen Kollegen und allen Mitarbeitern des Institutes.

Braunschweig, im Mai 1996

Christoph Hankers

INHALTSVERZEICHNIS

1. EINLEITUNG
 - 1.1 Problemstellung und Ziel
 - 1.2 Gliederung der Arbeit

2. VERBUNDTRAGVERHALTEN VON EINBETONIERTEM RIPPENSTAHL UNTER DYNAMISCHER BEANSPRUCHUNG
 - 2.1 Versuchsergebnisse und Modelle aus der Literatur
 - 2.1.1 Überblick
 - 2.1.2 Untersuchungen für "Low Cycle Fatigue"
 - 2.1.3 Untersuchungen für "High Cycle Fatigue"
 - 2.2 Zusammenfassung und Schlußfolgerungen

3. TRAGVERHALTEN DES LASCHENVERBUNDES UNTER DYNAMISCHER BEANSPRUCHUNG
 - 3.1 Versuchsergebnisse aus der Literatur
 - 3.1.1 Vorbemerkung
 - 3.1.2 Literaturübersicht
 - 3.2 Eigene Versuche mit laschenverstärkten Biegebauteilen
 - 3.2.1 Vorbemerkung
 - 3.2.2 Versuchskörper und Versuchsdurchführung
 - 3.2.3 Im Versuch beobachtete Versagensarten
 - 3.2.4 Darstellung der Ergebnisse im Wöhler-Diagramm
 - 3.3 Bewertung und Schlußfolgerungen

4. BRUCHKRITERIEN DES KLEBSTOFFS UNTER STATISCHER UND DYNAMISCHER BEANSPRUCHUNG
 - 4.1 Vorbemerkung
 - 4.2 Literaturüberblick
 - 4.2.1 Klebverbindungen unter statischer Beanspruchung
 - 4.2.2 Klebverbindungen unter dynamischer Beanspruchung
 - 4.2.3 Schlußfolgerungen
 - 4.3 Spannungen in der Klebschicht
 - 4.4 Festigkeitskriterium für die Klebschicht
 - 4.5 Versuchskörper und Versuchsdurchführung

- 4.6 Untersuchte Klebstoffe
- 4.7 Versuchsauswertung
 - 4.7.1 Vorbemerkung
 - 4.7.2 Auswertung der statischen Versuche
 - 4.7.2.1 Ergebnisse und Bruchkriterium
 - 4.7.2.2 Einfluß einer Fugenlängsspannung
 - 4.7.3 Auswertung der dynamischen Versuche
 - 4.7.3.1 Vorbemerkung
 - 4.7.3.2 Versuchsauswertung und Ergebnisse
 - 4.7.3.3 Einfluß einer Druckbeanspruchung
 - 4.7.3.4 Einfluß der Klebstoffart
 - 4.7.3.5 Bruchkriterium für dynamische Beanspruchung
 - 4.7.3.6 Schädigungsprozeß unter dynamischer Beanspruchung
- 4.8 Bruchmechanisches Konzept zur Abbildung des Schädigungsprozesses
 - 4.8.1 Vorbemerkung
 - 4.8.2 Grundlagen für statische Kurzzeitbeanspruchung
 - 4.8.3 Experimentelle Bestimmung des Spannungsintensitätsfaktors
 - 4.8.4 Erweiterung auf dynamische Beanspruchung
 - 4.8.4.1 Bestimmung des Ribfortschrittes unter dynamischer Beanspruchung
 - 4.8.4.2 Auswertung
- 4.9 Zusammenfassung und Schlußfolgerung

- 5. EIGENE VERSUCHE MIT DOPPELLASCHENKÖRPERN
 - 5.1 Vorbemerkung
 - 5.2 Versuchskörper und Versuchsdurchführung
 - 5.3 Versuchsparameter und Versuchsergebnisse
 - 5.4 Auswertung der Versuche
 - 5.4.1 Vorbemerkung
 - 5.4.2 Zur Problematik des Messens von Laschendehnungen
 - 5.4.3 Zur Ermittlung der Verbundspannung-Verschiebungs-Beziehungen
 - 5.4.4 Tragverhalten bei monotoner Erstbelastung
 - 5.4.5 Tragverhalten bei Be-, Ent- und Wiederbelastung
 - 5.4.5.1 Laschendehnungen und Verschiebungen
 - 5.4.5.2 Lokale Verbundspannung-Verschiebungs-Beziehungen
 - 5.4.5.3 Schädigungsmechanismus
 - 5.5 Zusammenfassung und Schlußfolgerung

- 6. **MODELL FÜR DAS DYNAMISCHE VERBUNDTRAGVERHALTEN LASCHENVERSTÄRKTER ZUGGLIEDER IM VERANKERUNGSBEREICH**
- 6.1 **Vorbemerkung**
- 6.2 **Modell für statische Kurzzeit-Laschenverbundbeanspruchung**
- 6.3 **Im Versuch beobachtetes Verbundtragverhalten**
- 6.4 **Schädigungsmodelle für zyklische Zugbeanspruchung von Beton**
- 6.5 **Rechenmodell für zyklische Laschenverbundbeanspruchung**
- 6.5.1 **Vorbemerkung**
- 6.5.2 **Bruchmechanische Grundlagen**
- 6.5.3 **Verschiebungen und Verbundspannungen am belasteten Laschenanfang**
- 6.5.4 **Verteilungsfunktionen für Laschenzugkraft, Relativverschiebung und Verbundspannung**
- 6.5.5 **Verbundansätze**
- 6.6 **Ablauf der Berechnungen**
- 6.7 **Vergleich der Ergebnisse aus Rechnung und Versuch**
- 6.7.1 **Vorbemerkung**
- 6.7.2 **Vergleich**
- 6.8 **Einflüsse auf das Verbundtragverhalten unter dynamischer Beanspruchung**
- 6.8.1 **Vorbemerkung**
- 6.8.2 **Einfluß der Oberlast**
- 6.8.2.1 **Verschiebungszunahme in Abhängigkeit von Beanspruchung und Lastwechselzahl**
- 6.8.2.2 **Grenzwert der Verbundschädigung**
- 6.8.2.3 **Schädigungszuwachs in Abhängigkeit von der Oberlast**
- 6.8.2.4 **Einfluß der Betonzugfestigkeit**
- 6.8.2.5 **Einfluß der Laschengeometrie**
- 6.8.2.6 **Einfluß der Unterlast**
- 6.8.2.7 **Einfluß des Modellparameters**
- 6.8.2.8 **Einfluß der Belastungsreihenfolge**
- 6.8.3 **Vorhersage des Verbundbruchs infolge Zugschwellbeanspruchung**
- 6.9 **Gegenüberstellung und Abgrenzung der Versagensarten**
- 6.9.1 **Vorbemerkung**
- 6.9.2 **Vorhersage der Versagensart**
- 6.10 **Zusammenfassung**

7. VERBUNDTRAGVERHALTEN DES LASCHENVERSTÄRKTEN BETONKÖRPERS UNTER ZUGSCHWELLBEANSPRUCHUNG
 - 7.1 Vorbemerkung
 - 7.2 Laschenverstärkter Zugkörper ohne Innenbewehrung
 - 7.2.1 Grundlagen der Mitwirkung des Betons auf Zug
 - 7.2.2 Entkoppelung unter Zugschwellbeanspruchung
 - 7.2.3 Riböffnung unter Zugschwellbeanspruchung
 - 7.2.4 Entkoppelung im Gebrauchszustand
 - 7.3 Laschenverstärkter Zugkörper mit Innenbewehrung
 - 7.3.1 Vorbemerkung
 - 7.3.2 Zugkräfte beim laschenverstärkten gerissenen Stahlbetonbauteil
 - 7.3.3 Entkoppelung und Kraftumlagerung bei abgeschlossenem Ribbild
 - 7.3.4 Einflüsse auf die Laschenverbundbeanspruchung bei abgeschlossenem Ribbild
 - 7.3.5 Entkoppelung und Kraftumlagerung im Einzelriß
 - 7.4 Vergleich der Verbundbeanspruchung für das abgeschlossene Ribbild und den Einzelriß
 - 7.5 Verbundbeanspruchung infolge veränderlicher Biegemomente
 - 7.6 Zusammenfassung

8. EMPFEHLUNGEN FÜR DIE BEMESSUNG LASCHENVERSTÄRKTER BETONBAUTEILE UNTER NICHT VORWIEGEND RUHENDER BEANSPRUCHUNG
 - 8.1 Vorgehen nach Richtlinie
 - 8.2 Empfehlungen für die Nachweise im rechnerischen Gebrauchszustand
 - 8.2.1 Nachweis für die Stahllasche
 - 8.2.2 Nachweise für den Klebstoff
 - 8.2.3 Nachweise für die Verbundbeanspruchung des Betons
 - 8.2.3.1 Verbundbeanspruchung im Verankerungsbereich
 - 8.2.3.2 Verbundbeanspruchung infolge Mitwirkung des Betons auf Zug

9. ZUSAMMENFASSUNG, SCHLUBFOLGERUNGEN UND AUSBLICK

10. LITERATUR

- ANHANG

BEZEICHNUNGEN**Allgemein**

cal	:	rechnerisch
max	:	maximal
min	:	minimal
eff	:	wirksam
zul	:	zulässig
vorh	:	vorhanden

Zeichen für geometrische Größen

A	:	Querschnittsfläche (allgemein)
A_C	:	Querschnittsfläche des Betons
$A_{C,eff}$:	wirksame Zugzone der Bewehrung
A_l	:	Querschnittsfläche der Lasche
A_S	:	Querschnittsfläche des Betonstahls in der Zugzone
b	:	Breite bei Rechteckquerschnitten
b_l	:	Laschenbreite
h	:	Gesamtdicke eines Querschnitts
h_l	:	Laschendicke
h_g	:	Klebschichtdicke
d_s	:	Durchmesser des Bewehrungsstabes
d_{sw}	:	wirksamer Durchmesser der Innenbewehrung
		$d_{sw} = \sum d_s$
d_{RVE}	:	Kantenlänge der repräsentativen Volumeneinheit
z	:	Hebelarm der inneren Kräfte der Gesamtzugbewehrung
z_s	:	Hebelarm der inneren Kräfte der Innenbewehrung
z_l	:	Hebelarm der inneren Kräfte der geklebten Bewehrung
x	:	Höhe der Betondruckzone
v_l	:	Versatzmaß
l	:	Länge, Stablänge, Stützweite
l_v	:	Verbundlänge der Lasche
l_t	:	Verankerungslänge der Lasche

x, y, z	:	Achsrichtungen eines rechtwinkligen, rechtsdrehenden Koordinatensystems
w	:	RiBbreite
s	:	RiBabstand
s_s	:	Relativverschiebung der Innenbewehrung gegenüber Beton
s_l	:	Relativverschiebung der Lasche gegenüber Beton
s_{l1}, s_{l0}	:	Relativverschiebungsparameter des Verbundansatzes der geklebten Bewehrung
μ_s	:	geometrischer Bewehrungsgrad der Innenbewehrung $\mu_s = A_s / A_c$
μ_l	:	geometrischer Bewehrungsgrad der geklebten Bewehrung $\mu_l = A_l / A_c$
η_l	:	Verhältnis der Flächen von Lasche und Innenbewehrung $\eta_l = A_l / A_s$
κ_l	:	Verhältnis der Laschendicke zur Summe der Stabdurchmesser der Innenbewehrung $\kappa_l = h_l / d_{sw}$

Kenngrößen für Baustoffe

(alle Werte sind Mittelwerte, sofern nicht anders gekennzeichnet)

Stahl

E_s	:	Elastizitätsmodul der Innenbewehrung
E_l	:	Elastizitätsmodul der geklebten Bewehrung
f_{sy}	:	Festigkeit des Laschenstahls an der Streckgrenze
f_{syk}	:	charakteristischer Wert f_{ly}
f_{ly}	:	Festigkeit der Innenbewehrung an der Streckgrenze
f_{lyk}	:	charakteristischer Wert f_{ly}

Beton

E_c	:	Elastizitätsmodul von Normalbeton
ν_c	:	Querdehnzahl des Betons
f_c	:	Zylinderdruckfestigkeit
f_{ct}	:	mittlere zentrische Zugfestigkeit
f_{ctk}	:	charakteristischer Wert der Betonzugfestigkeit

ϵ_{cu}	:	Bruchstauchung des Normalbetons
G_F	:	Bruchenergie
G^0	:	lokale Verbundenergie unter Oberlast
d_{max}	:	Zuschlaggrößtkorn

Klebstoff

E_g	:	Elastizitätsmodul des Klebstoffs
G_g	:	Schubmodul des Klebstoffs
ν_g	:	Querdehnzahl des Klebstoffs
f_{gt}	:	zentrische Zugfestigkeit
f_{gc}	:	Druckfestigkeit

Zeichen für Kräfte, Momente, Spannungen und Dehnungen

F	:	Einwirkung, Kraft, Last
F_c	:	auf den Beton wirkende Kraft
F_s	:	auf die Innenbewehrung wirkende Kraft
F_ℓ	:	auf die Lasche wirkende Kraft
M	:	Biegemoment (allgemein)
M_v	:	Biegemoment im verstärkten Zustand
M_o	:	Biegemoment im unverstärkten Zustand
M_{cr}	:	Rißmoment
Q	:	Querkraft (allgemein)
Q_s	:	auf die Innenbewehrung wirkende Querkraft
Q_ℓ	:	auf die Lasche wirkende Querkraft
n_s	:	Verhältnis der Elastizitätsmoduli von Innenbewehrung und Beton $n_s = E_s / E_c$
n_ℓ	:	Verhältnis der Elastizitätsmoduli von geklebter Bewehrung und Beton $n_\ell = E_\ell / E_c$
n_g	:	Verhältnis der Elastizitätsmoduli von Klebstoff und Lasche $n_g = E_g / E_\ell$
ϵ	:	Dehnung (allgemein)
ϵ_c	:	Stauchung des Betons
ϵ_s	:	Dehnung der Innenbewehrung
ϵ_{sm}	:	mittlere Dehnung der Innenbewehrung unter Berücksichtigung der Verbundenergie

- VIII -

	:	sichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug
ε_{ℓ}	:	Dehnung der geklebten Bewehrung
$\varepsilon_{\ell m}$:	mittlere Dehnung der geklebten Bewehrung unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug
γ_g	:	Verzerrung der Klebschicht, $\gamma_g = s_g / h_g$
σ	:	Spannung (allgemein)
σ_1, σ_2	:	Hauptzug- bzw. Hauptdruckspannung
σ_c	:	Betondruckspannung
σ_{ct}	:	Zugspannung im Beton
σ_s	:	Betonstahlspannung
σ_{sr}	:	Betonstahlspannung im Zustand II bei Erstrißbildung
σ_{sm}	:	mittlere Stahlspannung der Innenbewehrung unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug
σ_{ℓ}	:	Laschenstahlspannung
$\sigma_{\ell r}$:	Laschenstahlspannung im Zustand II bei Erstrißbildung
$\sigma_{\ell m}$:	mittlere Stahlspannung der geklebten Bewehrung unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug
τ	:	Schubspannung, Verbundspannung (allgemein)
τ_s	:	Verbundspannung für einen Punkt der Innenbewehrung
τ_{ℓ}	:	Verbundspannung für einen Punkt der geklebten Bewehrung
$\tau_{\ell 1}, \tau_{\ell 0}$:	Parameter des Verbundansatzes für geklebte Bewehrung
T	:	Verbundbruchkraft
W, E	:	Arbeit, Energie
C	:	Compliance (Nachgiebigkeit)
a	:	Verbundrißlänge
R	:	F_{ℓ}^u / F_{ℓ}^0

Weitere Zeichen

ω	:	Hilfswert in der Dgl. des verschieblichen Verbunds
η	:	Verstärkungsgrad
N, n	:	Lastwechselzahl
Δ	:	Differenz
μ	:	Reibbeiwert

Indizes

k	:	charakteristischer Wert
c	:	Beton
s	:	Bewehrungsstahl
ℓ	:	Lasche
g	:	Klebstoff
u	:	Bruch
r	:	am Riß
0	:	unverstärkter Zustand
v	:	verstärkter Zustand
n	:	mit Anpreßdruck

Hochgestellte Zeiger

o	:	unter Oberlast
u	:	unter Unterlast

Weitere Zeichen werden bei erstmaliger Verwendung im Text erläutert.

1. EINLEITUNG

1.1 Problemstellung und Ziel

Die Verstärkung der Zugzone von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen mittels aufgeklebter Laschen aus Stahl gehört zum Stand der Technik. Lasche, Klebstoff und Beton bilden ein Verbundsystem, das durch Zug- und Verbundspannungen in Laschenlängsrichtung, sowie evt. durch Zug- und Druckspannungen normal hierzu, beansprucht wird. Für vorwiegend ruhende Beanspruchung ist ein breites Wissen über den Versagensmechanismus des Klebverbundes vorhanden. Konsistente mechanische Modelle zum Lastabtrag zwischen Lasche und Untergrund sind entwickelt worden, Bemessungskriterien stehen zur Verfügung. Das Tragverhalten des Verbundsystems unter nicht vorwiegend ruhender Beanspruchung, die bei Industrie- und Verkehrsbauwerken auftreten kann, wurde dagegen bisher nur sporadisch untersucht. Angaben zum Schädigungsmechanismus fehlen weitgehend. Modelle zur Vorhersage der Schädigung fehlen völlig. Ein Bemessungsmodell hierfür steht bislang nicht zur Verfügung.

Eine Beanspruchung der Verbundzone durch Verbundspannungen kann beim Biegebauteil, s. Bild 1.1, im Verankerungsbereich der Lasche (V), zwischen den

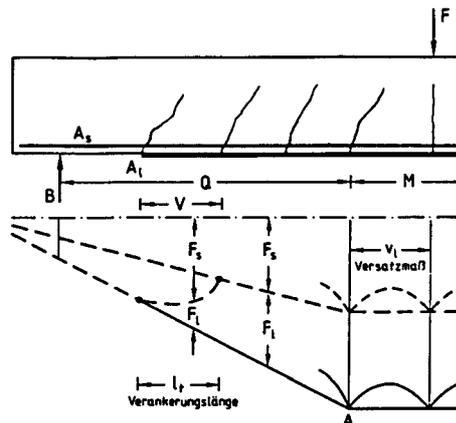


Bild 1.1: Beanspruchungsbereiche des Klebverbundes, aus [83]

Rissen infolge Mitwirkung des Betons auf Zug (M) sowie im Bereich veränderlicher Biegemomente (Q) auftreten.

Ziel dieser Arbeit ist es, für diese Bereiche das Tragverhalten des Klebverbundes stahllaschenverstärkter Betonbauteile unter schwellender Zugbeanspruchung zu untersuchen. Für die lastwechselabhängige Verbundschädigung soll ein Modell entwickelt werden, mit dem die Einflüsse der das Verbundtragverhalten beeinflussenden Parameter abgebildet werden können.

Da Versuchsbeobachtungen zeigen, daß das Versagen in jedem der Fügepartner Stahl, Klebstoff und/oder Beton auftreten kann, müssen jeweils zugehörige Versagenskriterien bereitgestellt werden. Hierauf aufbauend sind Empfehlungen für ein Ingenieurmodell für die Bemessungspraxis zu geben.

1.2 Gliederung der Arbeit

Zunächst wird in ABSCHNITT 2 ein Einblick in die Literatur zur verwandten Thematik des Verbundtragverhaltens von einbetoniertem Rippenstahl unter schwellender Beanspruchung gegeben. Das Tragverhalten und Ansätze aus der Literatur zur Modellbildung werden erläutert.

Anschließend gibt ABSCHNITT 3 eine Literaturübersicht über den Stand des Wissens zum Verbundtragverhalten laschenverstärkter Betonbauteile unter schwellender Verbundbeanspruchung. Eigene dynamische Versuche an laschenverstärkten Biegebauteilen werden erläutert und Ergebnisse und Versagensarten diskutiert. Es ergab sich die Notwendigkeit, das Phänomen des Klebstoffversagens unter dynamischer Beanspruchung gesondert untersuchen zu müssen.

In ABSCHNITT 4 werden daher Bruchkriterien von handelsüblichen Epoxidharzklebstoffen sowohl für statische als auch für dynamische Beanspruchung ermittelt. Grundlage hierfür sind umfangreiche Versuchsreihen mit eigenen Versuchskörpern.

Nach Kenntnis der Versagenskriterien der Klebstoffe erfolgt in ABSCHNITT 5 die experimentelle Untersuchung des Verbundversagens im Betonuntergrund mittels laschenverstärkter Zug-Druck-Betonkörpern unter Zugschwellbeanspruchung. Der lastwechselabhängige Schädigungsprozeß des Laschenverbunds wird

erläutert.

In ABSCHNITT 6 wird hierauf aufbauend ein Schädigungsmodell entwickelt, mit dem die Verteilung von Laschendehnungen, Verbundspannungen und Relativverschiebungen über der Laschenlänge in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl bestimmt werden kann. Parameterstudien werden durchgeführt.

ABSCHNITT 7 beschreibt die Beanspruchung des Laschenverbundes infolge Mitwirkung des Betons auf Zug in der gerissenen Zugzone sowie die lastwechselabhängige Entkoppelung der Lasche vom Untergrund. Es wird theoretisch gezeigt, daß es zu einer Kraftumlagerung von Lasche zur Innenbewehrung kommen kann. Hinweise zur Berücksichtigung von Verbundspannungen infolge veränderlicher Biegemomente werden gegeben.

In ABSCHNITT 8 werden die z.Zt. gültigen Bestimmungen für das Verstärken von Stahl- und Spannbetonkonstruktionen für nicht vorwiegend ruhende Beanspruchung aufgeführt. Aufgrund der Ergebnisse aus der vorliegenden Arbeit werden Empfehlungen zur Bemessung laschenverstärkter Betonbauteile für nicht vorwiegend ruhende Beanspruchungen gegeben.

2. VERBUNDTRAGVERHALTEN VON EINBETONIERTEM RIPPENSTAHL UNTER DYNAMISCHER BEANSPRUCHUNG

2.1 Versuchsergebnisse und Modelle aus der Literatur

2.1.1 Überblick

Im folgenden soll kurz auf das Verbundtragverhalten von Innenbewehrung in Beton unter dynamischer Beanspruchung eingegangen werden. Einige Möglichkeiten der Modellbildung werden aufgeführt. Für vertiefende Betrachtungen wird auf die Literatur verwiesen. Zusammenfassende Literaturübersichten sind z.B. in [1], [15], [46], [66], [80], und [89] zu finden. Einige Originalbezeichnungen der Autoren werden beibehalten und im Text erläutert.

Die Untersuchung des Tragverhaltens dynamisch beanspruchter Innenbewehrung wurde experimentell und theoretisch auf zwei Gebieten untersucht, die mit den Begriffen "low cycle" bzw. "high cycle fatigue" beschrieben werden können. Der Begriff "low cycle fatigue" kennzeichnet den Widerstand gegenüber einer dynamischen Belastung mit nur wenigen Lastwechseln, aber extrem hoher Schwingbreite mit $\Delta\tau_s > 4 \text{ N/mm}^2$ [1]. Die Streckgrenze der Bewehrung wird i.d.R. erreicht. Die Beanspruchung erfolgt in positiver und negativer Verschiebungsrichtung als s.g. Wechselbeanspruchung. Ursache für eine derartige Beanspruchung kann ein Katastrophenfall sein, z.B. Erdbeben oder extreme Windbeanspruchung.

Der Begriff "high cycle fatigue" beschreibt dagegen den Widerstand gegenüber Ermüdungsbeanspruchungen mit geringer Schwingbreite bei hoher Lastspielzahl. Dabei handelt es sich um Beanspruchungen im Gebrauchslastbereich, vorwiegend um Zugschwellbelastung, z.B. infolge Verkehrslast.

2.1.2 Untersuchungen für "Low Cycle Fatigue"

Grundlegende Arbeiten zum dynamischen Verbundtragverhalten sind von *Ciampi, Eligehausen et al*, z.B. [12], [13], [24], [25], [68], mit Auszieh- und Ausdrückkörpern durchgeführt worden. Ziel war, neben den Parameterstudien

-5-

mit Stabdurchmesser, Betonfestigkeit, Stababstand, und Querdruck, das Studium des Einflusses verschiedener Belastungsgeschichten auf das Verbundspannung-Verschiebungsverhalten einbetonierter Rippenstähle. Regelgröße der Versuchsdurchführung war die Verschiebung des unbelasteten Stabendes. Unter Annahme einer gleichmäßig über die Einbettungslänge verteilten Verbundspannung ergab sich bei Erstbelastung bis zum Bruch die in Bild 2.1

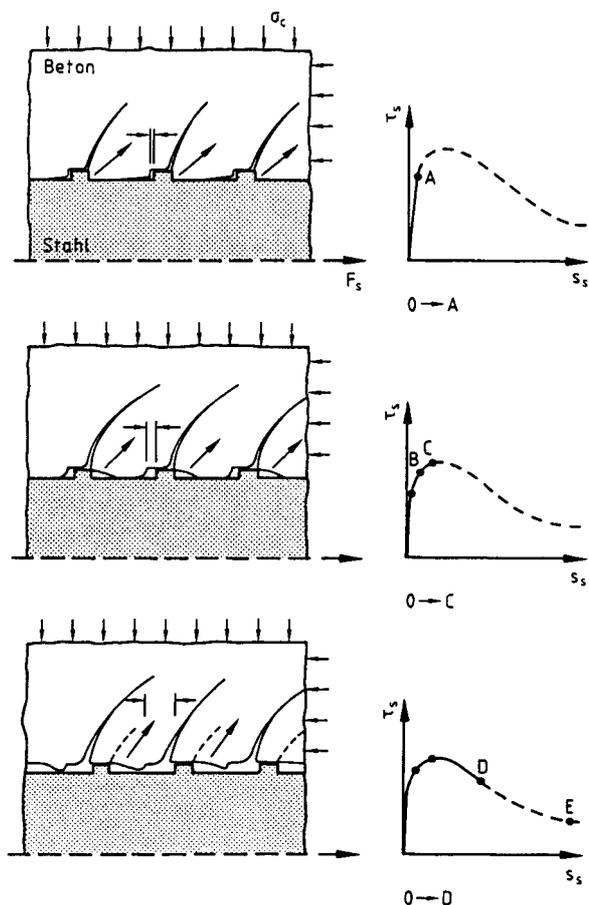


Bild 2.1: Verbundtragverhalten von Innenbewehrung unter monotoner Erstbeanspruchung, nach [12]

qualitativ dargestellte τ_s - s_s -Beziehung, s. Pfad OABCDE. Bei niedrigen Spannungen beginnen, ausgehend von den Rippen des Bewehrungstahles, Risse in den Beton hineinzuwachsen (Punkt A). Mit Erreichen der maximalen Verbundspannung (Punkt C) findet ein Abscheren der Betonkonsolen oberhalb der Stahlrippen statt. Eine weiter steigende Verschiebung führt zu einer Reduzierung der übertragbaren Verbundspannung bis auf die Höhe des Reibungs-

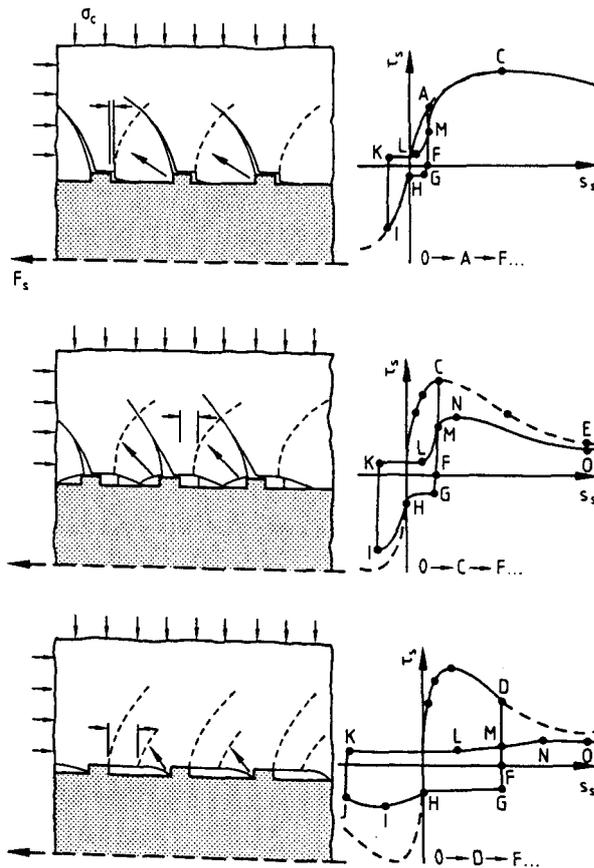


Bild 2.2: Verbundtragverhalten von Innenbewehrung unter Wechselbeanspruchung, nach [12]

niveaus, Punkt E. Die τ_s - s_s -Beziehung nach Umkehr der Belastungsrichtung ist wesentlich abhängig von der Position des Entlastungspunktes, s. Bild 2.2. Eine Entlastung deutlich unterhalb des Verbundspannungsmaximums führt nach Entlastung, Belastung in negativer Richtung und Wiederbelastung in positiver Richtung auf die Kurve der monotonen Erstbelastung zurück, s. Bild 2.2, oben. Erreicht die Belastung bereits vor dem Entlastungsvorgang das Maximum der τ_s - s_s -Beziehung, so wird nach Entlastung und Belastungsumkehr die Kurve der monotonen Erstbelastung nicht mehr erreicht. Die fortgeschrittene Ribbildung führt zu einer Reduktion der Verbundtragfähigkeit und -steifigkeit, s. Bild 2.2, Mitte. Eine Erstbelastung weit im abfallenden Ast der τ_s - s_s -Beziehung für monotone Erstbelastung, führt zu einem im wesentlichen nur noch auf Reibungsverbund basierenden Verbundtragverhalten, s. Bild 2.2, unten.

Die beschriebenen Versuche bilden die Grundlage für ein analytisches Modell zur Beschreibung der lokalen Verbundspannung-Schlupf-Beziehung. Hierbei wird die τ_s - s_s -Beziehung für monotone Erstbelastung im positiven und negativen Schlupfbereich durch einen Ansatz nach Bild 2.3 beschrieben. Die Mo-

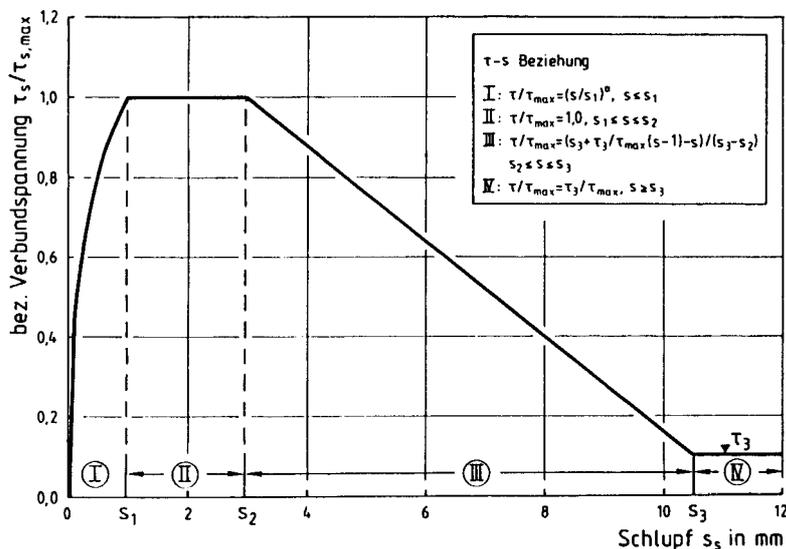


Bild 2.3: Verbundspannung-Schlupf-Beziehung, nach [12]

dellierung der Verbundschädigung infolge einer Wechselbeanspruchung erfolgt unter der Berücksichtigung eines Schädigungsparameters d , der eine Reduktion der Erstbelastungskurve bewirkt. Die Größe von d ist abhängig vom Verhältnis der bis zur Entlastung dissipierten Energie E_{diss} zur Bruchenergie G_F , s. Bild 2.4:

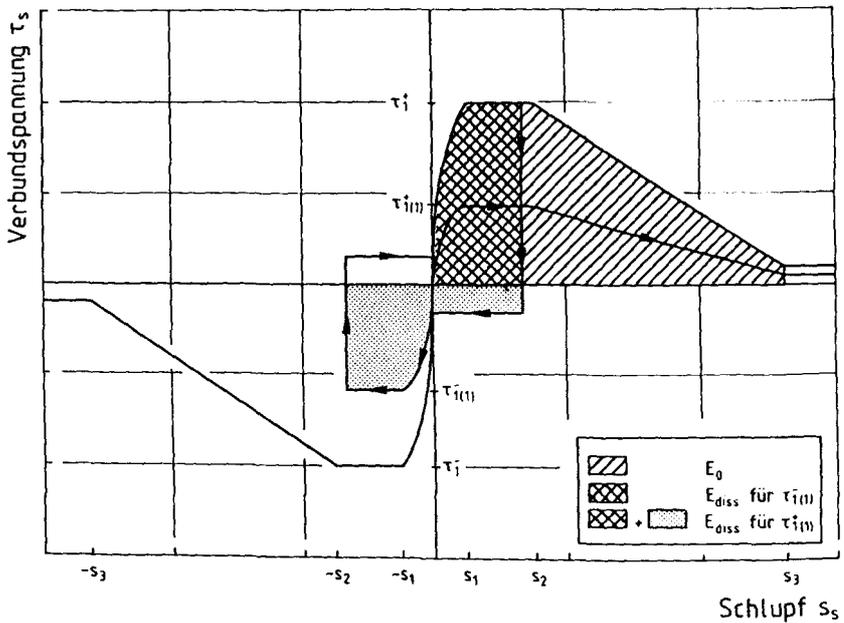


Bild 2.4: Verbundansatz für Wechselbeanspruchung, nach [12]

$$d = 1 - e^{-1,2(E_{diss}/G_F)^{1,1}} \quad (2.1)$$

mit E_{diss} : dissipierte Energie

G_F : Bruchenergie

d : Schädigungsparameter

Mit dem Faktor d werden die charakteristischen Verbundspannungswerte τ_1 bzw

stähle unter wegeregelter Wechselbeanspruchung. Eine Entlastung vom Punkt B (s_1, τ_{m1}) führt zu einem Reibungsniveau $-\tau_{0,1}$ (Punkt C). Die Neigung der Entlastungsgeraden BC wird durch die Lage des Entlastungspunktes auf der τ_s - s_s -Beziehung für die Erstbelastung bestimmt. Eine weitere Reduzierung des Schlupfes findet auf dem konstanten Reibungsniveau bis zum Schnittpunkt mit der Erstbelastungskurve für die negative Richtung, Punkt D, statt. Eine Umkehrung der Belastungsrichtung ab Punkt E folgt dem Pfad EFG bis zum Schnittpunkt mit dem Erstentlastungsast, Punkt G. Ein Vergrößern des Schlupfes über s_1 hinaus führt auf die Kurve der Erstbelastung zum Punkt I. Ein weiterer Ent- und Belastungszyklus ab I folgt den o.g. Bedingungen. Eine Belastungsumkehr bereits nach Erreichen des Punktes G folgt dem Pfad GC'D' und ab hier eine erneute Belastung in positiver s_s -Richtung dem Pfad D'F'G'. Die Höhe des Reibungsniveaus ist abhängig von der Anzahl der auf-gebrachten Be- und Entlastungszyklen und wird durch die Einführung eines lastspielzahlabhängigen Reduktionsfaktors berücksichtigt.

Der Einfluß einer Zugschwell- und Wechselbeanspruchung auf das Verbundtragverhalten wurde von *Morita und Kaku* [64] an Auszieh- und Ausdrückkörpern mit kurzer Verbundlänge studiert. Der Modellansatz basiert auf einer bilinearen τ_s - s_s -Beziehung. Ein abfallender Ast wird nicht berücksichtigt. Im folgenden soll das Modell anhand des Bildes 2.6 kurz beschrieben werden.

Eine Entlastung im Punkt B folgt einer Geraden mit der Neigung K_3 bis zu einem konstanten Reibungsniveau (Punkt E) der Höhe

$$\tau_E = -\alpha \tau_B \quad (2.4)$$

Der Schädigungsfaktor α wurde aus den Versuchen zu

$$\alpha = 0,18$$

bestimmt.

Eine weitere Entlastung bzw. Verschiebungszunahme in negativer Richtung führt zum Schnittpunkt mit der τ_s - s_s Kurve für monotone Belastung und folgt dieser Kurve bis zum Punkt der Belastungsumkehr (J). Unter der Neigung K_3 wird der Punkt K erreicht, der auf dem Niveau

$$\tau_K = -\alpha \tau_J \quad (2.5)$$

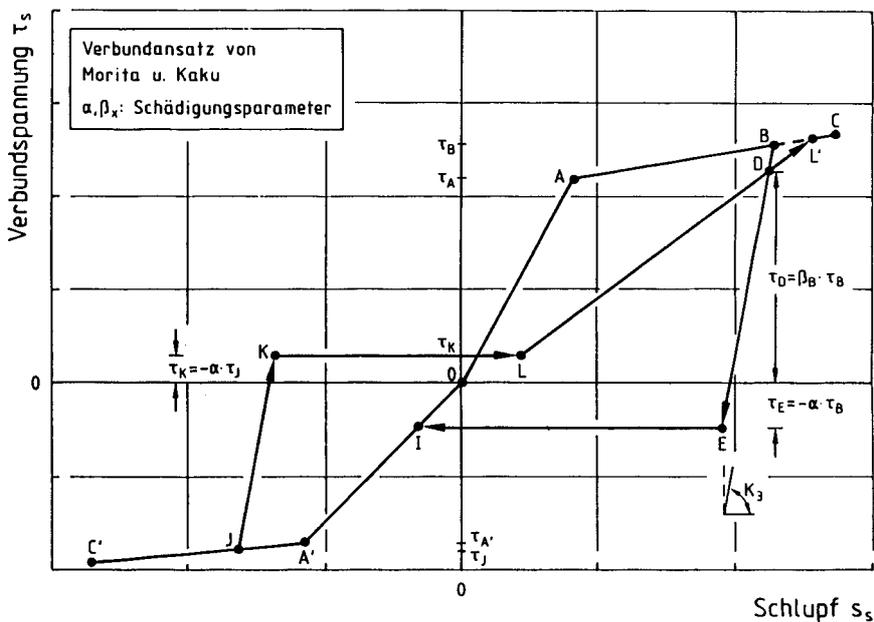


Bild 2.6: Verbundansatz für Wechselbeanspruchung, nach [64]

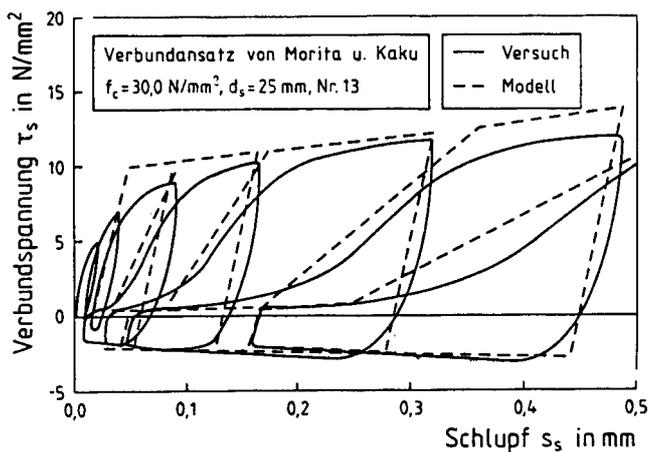


Bild 2.7: Vergleich Versuch - Rechnung mit dem Verbundansatz nach Bild 2.6

liegt. Ab Punkt L führt die Wiederbelastungsgerade durch den Punkt D auf die Kurve der monotonen Erstbelastung (L') zurück. Entlastungs- und Wiederbelastungspunkt sind nicht deckungsgleich. Die Ursache hierfür ist die durch einen Lastwechsel verursachte Schädigung.

Das Nachrechnen eines Ausziehversuches mit diesem Modell ergibt eine in Bild 2.7 gestrichelt dargestellte τ_s - s_s -Beziehung für einen Stab mit $d_s = 25\text{mm}$ im wegeregelten Ausziehversuch. Die Übereinstimmung von Versuch und Rechnung ist befriedigend. Eine Übertragung dieses Modells auf andere Versuchsbedingungen und -parameter ist jedoch nicht möglich.

Hassan und Hawkins [42] berichten über Verbunduntersuchungen an Auszieh- bzw. Ausdrückkörpern, mit deren Randbedingungen ein biegesteifer Anschluß Unterzug-Stütze simuliert werden soll. Hintergrund dieser Versuche ist die große Bedeutung dieses Knotens für die Gesamtverformungsantwort eines Bauwerkes unter extremen aufgezwungenen Verschiebungen, z.B. infolge Erdbebenbeanspruchung. Versuchsparameter waren die Form der Staboberfläche (glatt, gerippt), die Art der Endverankerung (gerade, Aufbiegung), sowie die Höhe und Anzahl der Belastungszyklen. Die Versuche wurden wegeregelt durchgeführt. Das Verhältnis β_d der gemessenen Relativverschiebung unter Oberlast am belasteten Stabanfang zur Verschiebung beim erstmaligen Erreichen der Streckgrenze diente zum Quantifizieren der Höhe der Beanspruchung. Sie wurde so ausgelegt, daß die Streckgrenze der Innenbewehrung signifikant überschritten wurde.

Bild 2.8 zeigt im Kraft-Verschiebungsdiagramm die Kurve für die monotone Erstbelastung im Kurzzeit-Ausziehversuch, gestrichelte Linie, sowie das Ergebnis eines Zugschwellversuches mit variabler Oberlast. Die Erstbelastungskurve stellt die Einhüllende aller Kraft-Verschiebungszustände infolge der Zugschwellbeanspruchung dar. Eine Wechselbeanspruchung führt zu einer mit der Anzahl der Lastwechsel fortschreitenden Steifigkeitsreduzierung im Kraft-Verschiebungs-Diagramm, s. Bild 2.8. Sie ist das Resultat der Verbundzerstörung entlang der Einbettungslänge.

Grundlage der Modellierung des Verbundtragverhaltens ist die Bestimmung der Energieabsorption während eines Halbzyklus. Mit Hilfe der Regressionsanalyse wurde eine empirische Formel entwickelt, in der die Abhängigkeit des

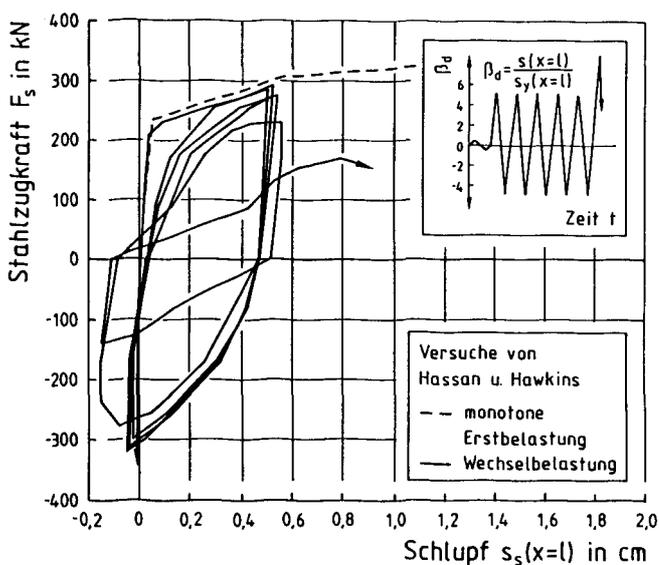


Bild 2.8: Steifigkeitsverlust infolge Zugschwellbeanspruchung, nach [42]

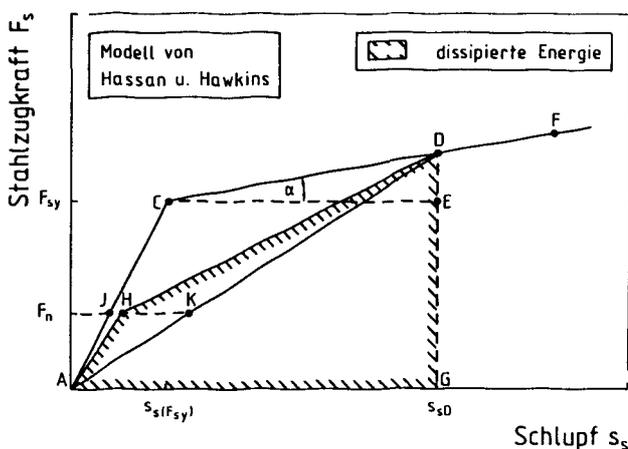


Bild 2.9: Geometrisches Modell des Energieverzehrs, nach [42]

Energieverzehr von den maßgebenden Parametern Belastungshöhe, Lastwechselanzahl, Anfangssteifigkeit, Verhältnis von Rippenabstand zu Stabdurchmesser, u.a. bestimmt wird. Eine Anwendung dieser Beziehung auf andere

Parameter ist nicht möglich. In Ergänzung zu dem empirischen Ansatz entwickeln *Hassan* und *Hawkins* ein einfaches geometrisches Modell, basierend auf dem Kraft-Verschiebungs-Diagramm in schematischer Darstellung nach Bild 2.9. Die Kurve der monotonen Erstbelastung wird bilinear abgebildet, s. ACF. Bei vorgegebener Verbundlänge ist die Grenztragfähigkeit erreicht, wenn die F_s - s_s Beziehung infolge zyklischer Wechselbeanspruchung bis Punkt D, Linie AHD, und der hieraus resultierenden Steifigkeitsreduzierung durch Verbundzerstörung die Linie AD unterschreitet.

2.1.3 Untersuchungen für "High Cycle Fatigue"

Die τ_s - s_s -Beziehung für einen Einrippenstab unter wiederholter Be- und Entlastung wurde experimentell von *Rehm* [72] bestimmt. Der verwendete Versuchskörper ist der bekannte Ausziehkörper mit kurzer Verbundlänge. Bei Beginn der Entlastung bleiben die Verschiebungen nahezu bis zur halben ursprünglichen Last unverändert, s. Bild 2.10. Die Hauptursache

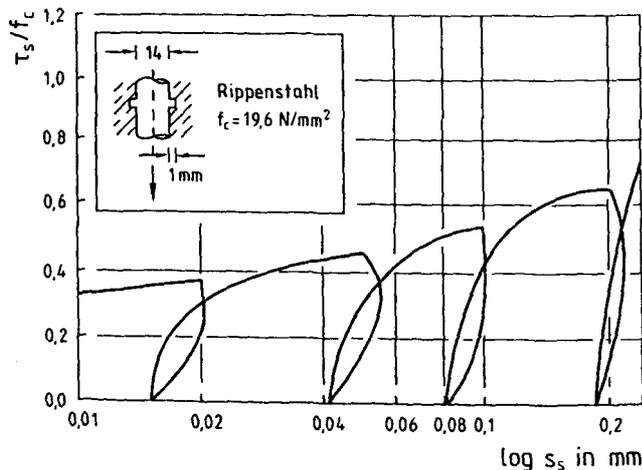


Bild 2.10: Verbundspannung-Verschiebungs-Verhalten einbetonierter Rippenstäbe unter Zugschwellbeanspruchung, nach [72]

hierfür ist nach *Rehm* die infolge der hohen örtlichen Pressung unterhalb der Rippe des Bewehrungstabes nur verzögert elastisch zurückgehende Ver-

formung des Betons. Die τ_s - s_s -Beziehung zeigt ein ausgeprägtes hysteretisches Verhalten. Die Schlupfzunahme bei Wiederbelastung ist größer, als die Schlupfabnahme bei Entlastung.

Rehm und Eligehausen [73], [74] führten umfangreiche Versuche mit dem o.g. Ausziehkörper durch, bei denen Belastungshöhe, Schwingbreite, Stabdurchmesser, Betongüte und Verbundlänge variiert wurden. Die Ergebnisse der Zugschwellversuche zeigten, daß die Zeitfestigkeit des Verbundes unter dynamischer Belastung durch die Mittelspannung und die Spannungsamplitude beschrieben werden kann. Die Autoren definieren eine Dauerfestigkeit des Verbundes für $N=10^6$ Lastwechsel unter Zugschwellbeanspruchung für eine Unterspannung $\tau_s^u = 0,1 \cdot \tau_{su}$ bei ca. 65% der Kurzzeitverbundfestigkeit. Während der Lastwechsel war eine starke Verschiebungszunahme am unbelasteten Stabende zu beobachten. Das Auftragen der Stabendverschiebung über der Lastwechselzahl im doppellogarithmischen Maßstab ergab bei Belastungen unterhalb der Dauerfestigkeit näherungsweise parallel zueinander verlaufende Geraden, s. Bild 2.11. Demgegenüber nahm die Steigung der Geraden bei Ver-

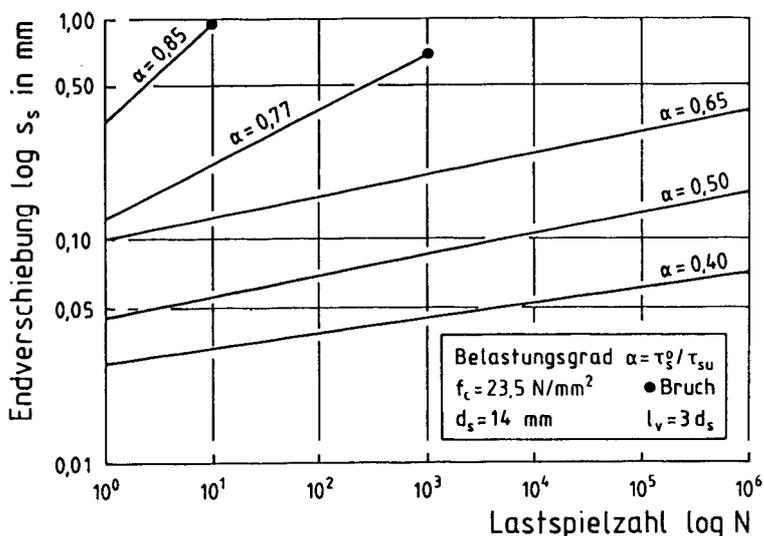


Bild 2.11: Stabendverschiebung in Abhängigkeit von der Beanspruchungshöhe und Lastwechselzahl, nach [73]

suchen, die während der dynamischen Belastungsphase versagten, deutlich zu, d.h. der Verbundbruch kündigte sich durch eine große Verschiebungszunahme weit vor Erreichen der Bruchlastspielzahl an. Nach 10^6 Lastwechseln wurde die Verbundrestfestigkeit im statischen Kurzzeit-Ausziehversuch bestimmt. Dabei zeigte sich, daß infolge der vorgängigen dynamischen Belastung und der damit verbundenen irreversiblen Verbundschädigung eine Versteifung der Verbundspannung-Verschiebungs-Beziehung auftrat, s. Bild 2.12. Die erreich-

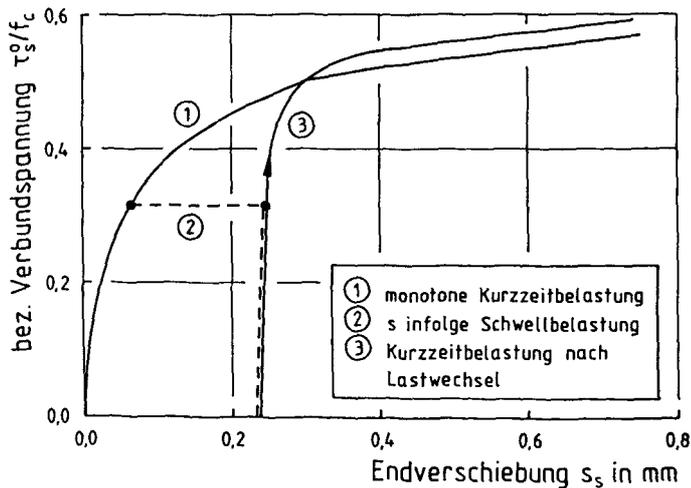


Bild 2.12: Vergleich der Verbundspannung-Verschiebungs-Beziehung für monotone Erstbelastung und Wiederbelastung, nach [73]

ten Lastspielzahlen im Wöhlerdiagramm für unterschiedliche Stabdurchmesser und zwei Betonfestigkeitsklassen zeigt Bild 2.13. In halblogarithmischer Darstellung lassen sich die Ergebnisse durch eine Gerade abbilden.

Den Einfluß einer Zugschwell- und Wechselbeanspruchung auf die Verbundspannungsverteilung entlang eines einbetonierten Rippenstahles untersuchten experimentell *Ismail* und *Jirsa* [48]. Es wurde festgestellt, daß es in Abhängigkeit von der Höhe der aufgetragenen Belastung zu einer fortschreitenden Verbundzerstörung kommen kann. Den maßgebenden Einfluß stellt die Größe der im zuletzt durchgeführten Be- und Entlastungszyklus aufgetragenen Spannung dar.

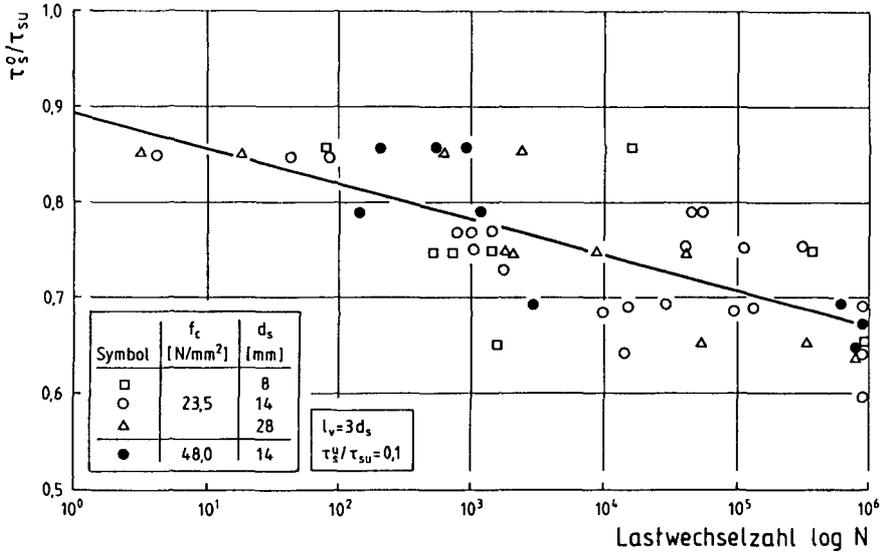


Bild 2.13: Wöhlerdiagramm für Verbundschwellbeanspruchung, nach [74]

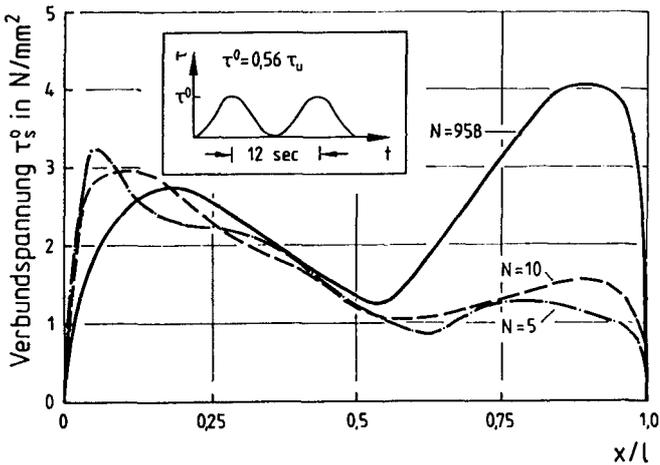


Bild 2.14: Verbundzerstörung infolge dynamischer Beanspruchung, nach [69]

Mit Hilfe eines exentrischen Ausziehversuchs wurde ebenfalls die Verteilung der Verbundspannungen entlang der Stablänge von *Perry* und *Jundi* [69] studiert. Die Versuche ergaben, daß es mit steigender Lastspielzahl zu einem Wandern der Verbundspannungsspitze vom belasteten zum unbelasteten Stabende kommen kann, s. Bild 2.14. Der Grenzwert für das Auftreten einer derartigen Schädigung wird erreicht, wenn die Oberlast ca. 80% der Bruchlast, bestimmt im Kurzzeitausziehversuch, überschreitet. Eine Bestätigung dieser Ergebnisse erfolgte durch *Tepfers* [90].

Am Institut für Massivbau der Technischen Hochschule Darmstadt sind von *König* und *Tue* Versuche an Dehnkörpern zur Ermittlung des Verbundtragverhaltens von Beton- und Spannstahl unter statischer und dynamischer Belastung durchgeführt worden, s. [54], [93]. Der Versuchskörper ist ein Dehnkörper mit gemischter Bewehrung aus nicht vorgespanntem Spannstahl und Betonrippenstahl. Die unterschiedliche Oberflächenausbildung der verwendeten Stähle führt zu einem Unterschied in der Krafteinleitung. Der gerippte Betonstahl bewirkt eine größere Dehnungsgradienten als der glatte Spannstahl, d.h. die Einleitungslänge des Spannstahles ist größer. Eine wiederholte Be- und Entlastung im Gebrauchslastbereich verschlechtert das Verbundtragverhalten nicht. Die τ_s - s_s -Beziehung aller untersuchten Stahlsorten hat den gleichen prinzipiellen Verlauf. Die Betongüte und die Beschaffenheit der Stahloberflächen beeinflussen dagegen das Verbundtragverhalten.

Das Modellieren des Verbundtragverhaltens unter dynamischer Belastung erfolgt durch Anpassen geeigneter Funktionen mit Hilfe der Regressionsanalyse an die Versuchsergebnisse. Der Erstbelastungsast wird durch die Form

$$\tau_s(x) = C \cdot s_s(x)^n \quad (2.6)$$

mit C : Faktor zur Berücksichtigung der Materialeigenschaften

n : Konstante, je nach Stahlsorte

angegeben. Vergleichbare Ansätze finden sich z.B. in [72]. Der Entlastungsast wird durch folgende Funktion beschrieben:

$$s_s(x) = \tau_{zwi} \left(\frac{s_s(x)}{s_{zwi}} \right)^{f_t} + \tau_{05} \frac{s_{zwi} - s_s(x)}{s_{zwi}} \frac{1}{(r_n+1)^{f_c}} \quad (2.7)$$

mit τ_{zwi} , s_{zwi} : Verbundspannung bzw. Schlupf bei Beginn der Entlastung

τ_{05} : minimaler negativer Reibwiderstand bei $s = 0$

f_t : von der Stahlsorte und der Betonfestigkeit abhängige Konstante

f_c : Exponent zur Berücksichtigung der Abminderung des Reibungsverbundes infolge der wiederholten Belastung

r_n : von der Lastspielzahl abhängiger Faktor

$$r_n = \log(10LW) + LW/20000$$

Die erneute Wiederbelastung folgt der Funktion

$$\tau_s(x) = a_t \frac{\tau_{max}}{(r_n + 1)^{a_m}} \left(\frac{s_s(x)}{s_{max} a_e} \right)^{a_x} \quad (2.8)$$

mit τ_{max} , s_{max} : Zielpunkt der Wiederbelastung auf der Erstbelastungskurve

a_t , a_e , a_x : Parameter zur Beschreibung des Verbundes zwischen den verschiedenen Stahlsorten und Beton bzw. Verpreßmörtel

Bild 2.15 zeigt exemplarisch die rechnerisch ermittelte Verbundspannung-Verschiebungs-Beziehung für einen einbetonierten Rippenstahl.

Erreicht die Wiederbelastungskurve die Kurve der monotonen Erstbelastung, folgt nach diesem Modell die weitere τ_s - s_s -Beziehung der Kurve der Erstbelastung. Die Schlußfolgerung, daß durch die so beschriebene Verbundhysterese nur die Verbundsteifigkeit, nicht jedoch die Verbundfestigkeit verringert wird, ist nur gültig im ansteigenden Bereich der τ_s - s_s -Beziehung.

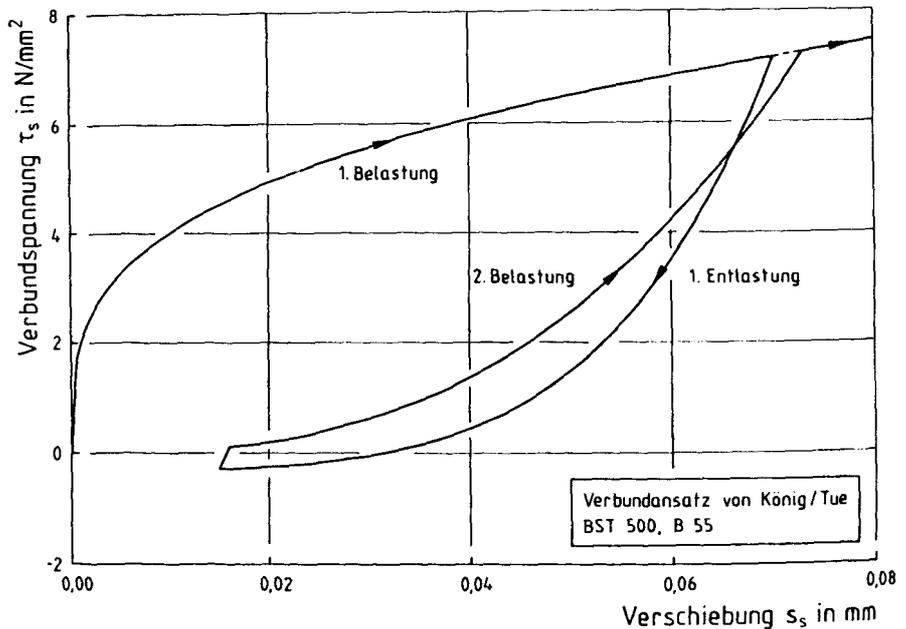


Bild 2.15: Schematische Darstellung des Verbundspannung-Verschiebungs-Verlaufs eines einbetonierten Rippenstabes nach Be-, Ent- und Wiederbelastung mit dem Modell nach [54]

Mit diesem Modell, dessen Parameter durch Regressionsanalyse an Versuchsergebnisse angepaßt wurden, läßt sich der Einfluß einer dynamischen Belastung auf das lokale Verbundtragverhalten beschreiben. Maßgebend für die Größe der bei jedem Zyklus erzeugten Schädigung ist die Lage des Zielpunktes, in dem die Wiederbelastungskurve auf die Erstbelastungskurve trifft.

Unter Verwendung von zentrischen Ausziehversuchen nach [72] mit variabler Verbundlänge untersuchte Balázs [4], [7] u.a. das Phänomen der Verbundzerstörung innerhalb der Verbundlänge eines Bewehrungsstabes unter dynamischer Zugschwellbelastung. Als globale Antwort auf die Verbundschädigung verwendet er die gemessene Verschiebung am belasteten und unbelasteten Stabende. Der Schädigungsprozeß äußert sich in einer Zunahme der Endverschiebung in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl, s. Bild 2.16. Nach Auf-

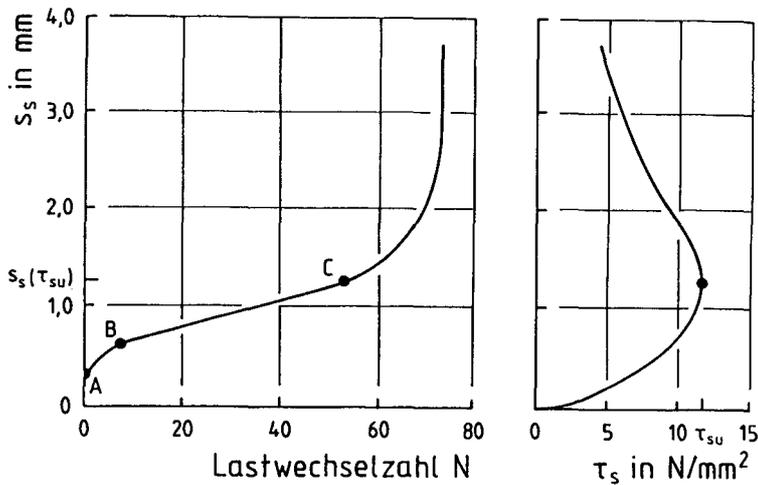


Bild 2.16: Relativverschiebung in Abhängigkeit von Lastwechselzahl bzw. von der Verbundspannung nach [4]

bringen der Oberlast stellt sich der Initialschlupf ein (Punkt A). Mit zunehmender Lastspielzahl steigt die Verschiebung bis Punkt B in konkaver Form an. Nach einem linearen Bereich folgt ab C eine stark progressive Schlupfzunahme bis zum Bruch. Diese Form der s_s - N -Beziehung wurde für alle Versuchskörper unabhängig von den gewählten Versuchsparametern erhalten. Die Größe der bei Punkt C erreichten Endverschiebung entspricht dem Wert $s_s(\tau_{su})$, der sich im monotonen Ausziehversuch bei Erreichen der maximalen Verbundspannung einstellt. Mit Kenntnis von $s_s(B)$ und mit Hilfe einer linearen Extrapolation kann der Wert $s_s(\tau_{su})$ als Dimensionierungskriterium dienen.

Das Verbundtragverhalten von Innenbewehrung und Beton wurde sowohl theoretisch als auch experimentell von Gylltoft [35], [36], [37], [58] an einem Ausziehkörper mit kurzer Verbundlänge untersucht. Die dynamischen Versuche bestätigen die Ergebnisse von Balász. Der progressive Verbundbruch zwischen Stahl und Beton wird unter Verwendung der Methode der Finiten Elemente mit nichtlinearen Materialgesetzen für die Verbundelemente, basierend auf bruchmechanischen Ansätzen, modelliert. Versagen ist sowohl parallel als auch normal zur Kontaktfläche Stahl-Beton möglich, analog

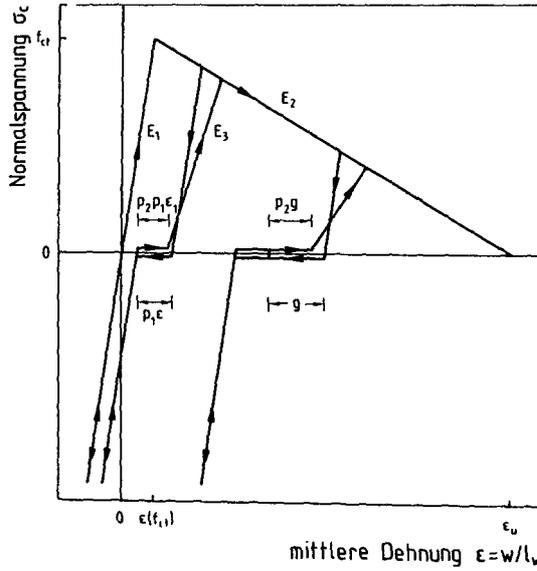


Bild 2.17: $\sigma_c - \epsilon_c$ -Beziehung für Beanspruchung normal zur Stabachse [35]

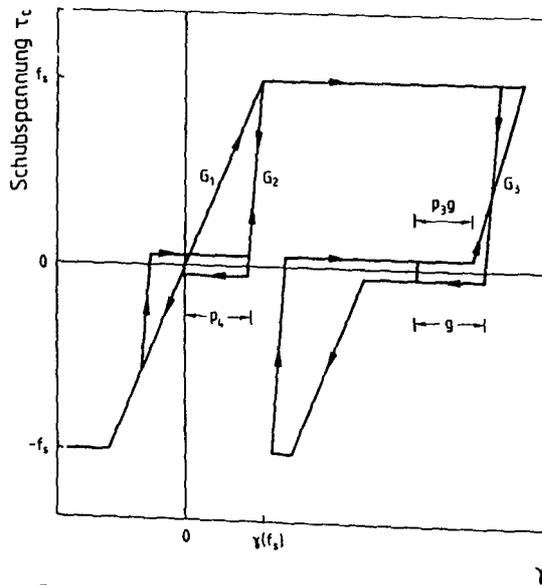


Bild 2.18: $\tau_s - \gamma$ -Beziehung für Beanspruchung parallel zur Stabachse [35]

Modus I bzw. Modus II der Bruchmechanik. Das Materialgesetz für die Beanspruchung normal zur Kontaktfläche ist eine Spannungs-Dehnungslinie nach Bild 2.17, ähnlich der oft für den Beton verwendeten. Eine Schädigung wird durch einen weicheren Wiederbelastungsast ausgedrückt, dessen Steigung von der Lage des Entlastungspunktes auf der σ_c - ϵ_c -Beziehung abhängig ist. Für die Beanspruchung parallel zur Kontaktfläche wurde eine τ_c - γ Beziehung nach Bild 2.18 gewählt. Nach Erreichen der maximalen Schubspannung f_s wird ein Abfall der Schubtragfähigkeit durch eine Zunahme des Reibwiderstandes kompensiert. Die Schädigungsmodellierung infolge einer Ent- und Wiederbelastung auf der τ_c - γ -Beziehung erfolgt analog zur σ_c - ϵ_c -Beziehung.

2.2 Zusammenfassung und Schlußfolgerungen

Das Tragverhalten des Verbundes zwischen einbetonierten Rippenstählen unter Schwell- und Wechselbeanspruchung wurde umfänglich untersucht. Eine Vielzahl von systematischen Versuchsreihen wurde durchgeführt. Parameter waren vor allem die Betonfestigkeit, die Verbundlänge und der Stabdurchmesser sowie Art und Höhe der dynamischen Belastung. Unter Zugschwellbelastung mit niedriger Schwingbreite und hoher Lastwechselzahl kann eine Dauerverbundfestigkeit in der Größenordnung von ca. 65% der Kurzzeitverbundfestigkeit definiert werden. Die τ_s - s_s -Beziehung für monotone Erstbelastung gilt als Einhüllende aller Beanspruchungszustände und wird bei erneuter Belastung wieder erreicht. Eine Wechselbeanspruchung mit hoher Amplitude führt dagegen zu einem Abfall der Verbundtragfähigkeit. Der Entlastungspunkt auf der τ_s - s_s -Beziehung der monotonen Erstbelastung wird i.d.R. auch nach Belastungssteigerung nicht mehr erreicht.

Ein Modellieren der Verbundschädigung Innenbewehrung-Beton infolge einer dynamischen Beanspruchung erfolgt in der Literatur auf drei verschiedenen Wegen. Die erste Möglichkeit ist die Beschreibung der Verformungsantwort auf die wiederholte Belastung. So wird die Veränderung der Endverschiebung im Ausziehversuch als Maß für die innere Verbundzerstörung beschrieben. Aussagen über die Verbundspannungsverteilung entlang der Stabachse, bzw. hieraus resultierend über Verbundrißlängen und -fortschritt, sind nur bedingt möglich.

Voraussetzung für die zweite Möglichkeit ist die Kenntnis der lokalen

Verbundspannung-Verschiebungscharakteristik für monotone Erstbelastung als Einhüllende aller Beanspruchungszustände. Hiermit kann die Schädigung durch Beschreibung des Ent- und Wiederbelastungsastes, sowie durch Modifikation des Zielpunktes auf der τ_s - s_s -Beziehung modelliert werden. Als Ergebnis einer derartigen Modellrechnung werden Aussagen über die Verbundspannungsverteilung, über End- und Anfangsverschiebungen sowie über den Verbundrißfortschritt in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl erhalten.

Die verschmierte Betrachtungsweise des Spannungszustandes innerhalb der Verbundzone durch Verbundspannungen wird mit der Methode der Finiten Elemente aufgegeben. Durch die Angabe von entsprechenden Stoffgesetzen für die Kontaktelemente des Überganges von Stahl auf Beton sind detaillierte Aussagen über den Beanspruchungszustand sowohl in als auch quer zur Stabachse möglich.

Folgende Schlußfolgerungen für die ähnliche Problematik des Laschenverbundes unter schwellender Beanspruchung können aus dieser Literaturstudie zum Verbundtragverhalten von Innenbewehrung in Beton gezogen werden:

Es bietet sich die Verwendung von Verbundspannung-Verschiebungs-Beziehungen an. Zum einen hat sich dieses Vorgehen für die Modellierung bei Kurzzeitbelastung als geeignet erwiesen. Vorhandene Modelle können erweitert werden. Zum anderen können mit Hilfe der energetischen Betrachtungsweise lokale τ_ℓ - s_ℓ -Diagramme, ähnlich den von *Gylltoft* verwendeten, formuliert werden. Hiermit wird es möglich, nicht nur Aussagen über die Relativverschiebungen zu Beginn und am Ende der Verbundlänge zu erhalten, sondern auch die Verteilung $\sigma_\ell(x)$, $\tau_\ell(x)$, $s_\ell(x)$ in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl zu ermitteln. Da Laschendehnungen ohne Beeinträchtigung der Verbundqualität auf der Laschenoberseite gemessen werden können, kann eine gemessene $\epsilon_\ell(x)$ -Verteilung zur Überprüfung der rechnerischen Ergebnisse dienen.

Im nächsten Abschnitt wird ein Überblick über den Stand des Untersuchungen von laschenverstärkten Zug- und Biegebauteilen unter schwellender Laschenbeanspruchung gegeben. Das Defizit zwischen dem Kenntnisstand vom Verbundtragverhalten der Innenbewehrung und dem der Lasche wird deutlich.

3. TRAGVERHALTEN DES LASCHENVERBUNDES UNTER DYNAMISCHER BEANSPRUCHUNG

3.1 Versuchsergebnisse aus der Literatur

3.1.1 Vorbemerkung

Während auf dem Gebiet der Untersuchungen zur statischen Tragfähigkeit laschenverstärkter Biege- und Zugtragglieder umfangreiche theoretische und praktische Arbeiten vorgenommen worden sind, existieren nur wenig Angaben in der Literatur zum dynamischen Tragverhalten. Experimentelle Untersuchungen hatten oftmals das Ziel, für einen konkreten Anwendungsfall mit definierten Belastungsgrenzen die Eignung der Methode der geklebten Bewehrung zu überprüfen. Grenzzustände der Tragfähigkeit wurden oftmals nicht untersucht. Parameterstudien, detaillierte Angaben zum Schädigungsmechanismus fehlen weitgehend, Modelle zur Vorhersage der Schädigung fehlen völlig.

3.1.2 Literaturübersicht

Über erste Untersuchungen an Verklebungen von Beton mit Stahl unter dynamischer Belastung berichtet Hänsch [40] im Jahre 1968. Der Versuchskörper zur Bestimmung der Scherfestigkeit ist in Bild 3.1 dargestellt. Die

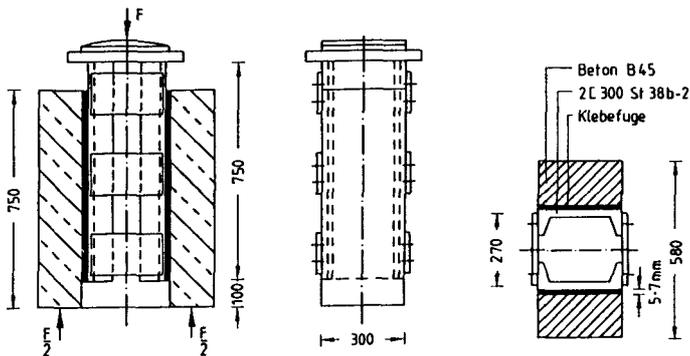


Bild 3.1: Versuchskörper nach [40]

Versuchsergebnisse zeigten die Eignung handelsüblicher Epoxidharzmörtel zum

Verbinden von Stahl und Beton für Verbundkonstruktionen. Die Zeitfestigkeit bis zu einer Lastwechselzahl von $2 \cdot 10^6$ beträgt das 0,5-0,6fache der statischen Kurzzeitbruchlast. Die Bruchfuge verläuft bei ordnungsgemäß ausgeführter Verklebung im Beton. Eine Vorbehandlung des Betonuntergrundes zur Verfestigung wird empfohlen.

Im Jahr 1981 berichtet van Gemmert [95] über dynamische Versuche an vorgespannten Balken, die im Rahmen von Verstärkungsarbeiten an mehreren Brückenbauwerken in Belgien durchgeführt wurden. Die gewählte Methode der Laschenverstärkung sollte zusammen mit einer zusätzlichen externen Vorspannung den korrosionsbedingten Verlust an Vorspannkraft der innenliegenden Spannglieder kompensieren. Die Biegebalken wurden mit Laschen $5 \times 200\text{mm}^2$ verstärkt und unter einer relativ niedrigen dynamischen Belastung mit $\sigma_l^0 = 40 \text{ N/mm}^2$ geprüft. Nach 500.000 Lastwechseln war erwartungsgemäß keine Schädigung der Verbundzone Stahllasche-Klebstoff-Beton zu erkennen.

Erstmalig umfangreiche Untersuchungen zum dynamischen Tragverhalten laschenverstärkter Biegetragglieder sind von Ladner und Weder [56] durchgeführt worden. An 8 Biegebalken nach Bild 3.2 wurde das Verbundtragverhalten untersucht, um einen allgemeinen Einblick in die Art des Zerstörungsmechanismus zu erhalten, sowie Grenzen der Anwendung aufzuzeigen.

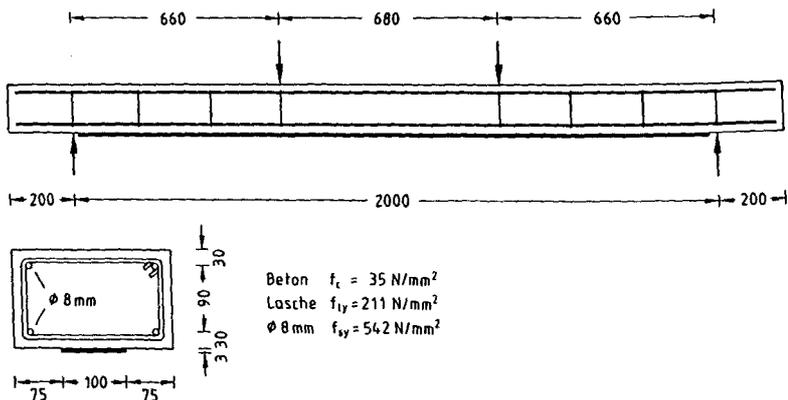


Bild 3.2: Versuchskörper nach [56]

Vor dem Aufkleben der Stahllaschen wurden die Betonbalken in einem statischen Vierpunkt-Biegeversuch angerissen. Die dynamischen Versuche wurden als Einstufenversuche mit einer Zug-Schwell-Beanspruchung der Lasche durchgeführt, s. Tabelle 3.1. Die Schwingbreite der Laschenspannung in Feldmitte wurde über die gesamte Versuchsdauer konstant gehalten. Hierbei handelt es sich um einen theoretischen Wert, da bei den Versuchen 4, 5, 7, 8 und 9 die Streckgrenze der Lasche in Höhe von i.M. $f_{lyk} = 211 \text{ N/mm}^2$ überschritten wurde. Die Balken Nr. 1, 2 und 3 überstanden eine Lastwechselzahl von $N = 1 \cdot 10^7$ ohne sichtbare Schädigung.

Tab. 3.1: Ergebnisse der Ermüdungsversuche, nach [56]

Balken	$\sigma_{\ell}^0/\sigma_{\ell}^u$	σ_{ℓ}^0/f_{lyk}	σ_{ℓ}^0/f_{lyk}	LW	Zustand des Balkens nach Versuchsabbruch
3	140/100	0,67	0,43	$1 \cdot 10^7$	intakt
2	160/80	0,77	0,48	$1 \cdot 10^7$	intakt
1	200/40	0,94	0,60	$1 \cdot 10^7$	intakt
5	220/20	1,06	0,67	$2,22 \cdot 10^6$	einseitiges Lösen
4	230/10	1,17	0,72	$8,79 \cdot 10^5$	einseitiges Lösen
7	240/20	1,22	0,75	$1,26 \cdot 10^6$	Ermüdungsbruch Lasche
8	260/20	1,07	0,72	$1,79 \cdot 10^6$	einseitiges Lösen
9	280/20	1,22	0,79	$2,38 \cdot 10^5$	Ermüdungsbruch Lasche

Eine statische Resttragfähigkeitsbestimmung mit Balken Nr. 2 nach vorgängiger dynamischer Belastung erbrachte die an einem vergleichbaren Balken zuvor bestimmte Kurzzeitbruchlast. Bei den Balken 4,5 und 8 versagte der Klebverbund während des dynamischen Versuches. Die Stahllasche löste sich einseitig zwischen einem Kraftangriffspunkt und dem Auflager vom Untergrund. Als Schädigungsmechanismus wurde ein Lösen der Lasche von der Klebschicht in der Umgebung von Biege- und/oder Schubrisen im Beton erkannt. Der verbundfreie Bereich vergrößert sich mit zunehmender Lastwechselzahl in Richtung Laschenende. Die Balken 7 und 9 versagten dagegen durch Ermüdungsbruch der Lasche in Feldmitte.

Über einen weiteren dynamischen Versuch an einem Plattenbalken mit praxisgerechten Abmessungen und externer geklebter Zug- und Schubbewehrung wird ebenfalls in [56] berichtet. Dabei wurden vier Ermüdungsphasen über jeweils $2 \cdot 10^6$ Lastwechsel mit einem rechnerischen Spannungsverhältnis in der Lasche von $\sigma_L^0/\sigma_L^U = 240/120 \text{ N/mm}^2$, $300/150 \text{ N/mm}^2$, $360/180 \text{ N/mm}^2$ und $400/200 \text{ N/mm}^2$ eingestellt. Die Streckgrenze der Lasche betrug $414,3 \text{ N/mm}^2$. Alle Lastwechsel wurden ohne sichtbare Schädigung des Laschenverbundes überstanden. Im anschließenden statischen Bruchversuch trat das Versagen nach Erreichen des plastischen Momentes durch Versagen der Betondruckzone auf.

Im Zuge der Verstärkung von Autobahnbrücken im gerissenen Koppelfugenbereich sind von Rostásy und Ranisch [81] umfangreiche Untersuchungen mit Doppellaschenkörpern nach Bild 3.3 durchgeführt worden. Die stichprobenartige Prüfung des dynamischen Tragverhaltens ergab, daß der Verbund Stahllasche-Klebstoff-Beton mit den geprüften Parametern nach Tabelle 3.2 nicht geschädigt worden war.

Der Versuch DVV2 versagte durch Ermüdungsbruch der Lasche nach insgesamt $1,44 \cdot 10^6$ Lastwechseln. Die beiden anderen Versuche wurden nach $4,2 \cdot 10^5$ bzw. $1,58 \cdot 10^6$ Lastwechseln abgebrochen und einer Resttragfähigkeitsprüfung

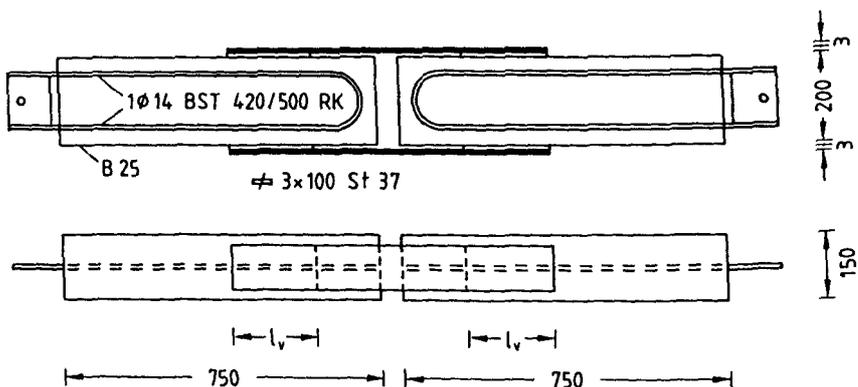


Bild 3.3: Versuchskörper nach [81]

Tab. 3.2: Parameter und Ergebnisse der Versuche mit Doppellaschenkörpern nach [81]

		DVV1	DVV2	DVV3
A_ℓ	[mm ²]	3x100	3x100	3x100
l_v	[mm]	200	300	300
Bruchlast $F_{\ell u}$ Vergleichskörper	[kN]	70,0	90,0	90,0
1. Belastungsphase				
Oberlast $F_\ell^0/F_{\ell u}$	[%]	45	72	72
Unterlast $F_\ell^u/F_{\ell u}$	[%]	13	44	44
Frequenz	[Hz]	0,4	6	6
Lastwechsel	$\cdot 10^3$	130	1170	1060
2. Belastungsphase				
Oberlast $F_\ell^0/F_{\ell u}$	[%]	60	88	88
Unterlast $F_\ell^u/F_{\ell u}$	[%]	25	44	44
Frequenz	[Hz]	0,5	6	6
Lastwechsel	$\cdot 10^3$	290	270	520
Restbruchlast $F_{\ell r}$	[%]	144	-	122

unterzogen. Es wurde eine deutliche Festigkeitssteigerung gegenüber der mittleren statischen Bruchlast der Vergleichskörper festgestellt. Die Bruchfläche lag dabei zu 100% im Beton, wenige Millimeter oberhalb der Klebschicht. Um Aussagen über die Spannungsverteilung im Lasteinleitungsbe-
reich während des dynamischen Versuches treffen zu können, wurden Laschen mit Dehnungsmeßstreifen bestückt. Bild 3.4 zeigt die Ergebnisse der ausge-
werteten Dehnungsmessungen für ausgewählte Lastwechselzahlen exemplarisch für Versuch DVV1. Eine Vergleichmäßigung der Laschenspannungen am belaste-
ten Laschenanfang läßt auf eine lokale Störung des Verbundes schließen. Das Wandern der Verbundspannungsspitze vom belasteten Laschenanfang in Richtung
Laschenende ist deutlich zu erkennen.

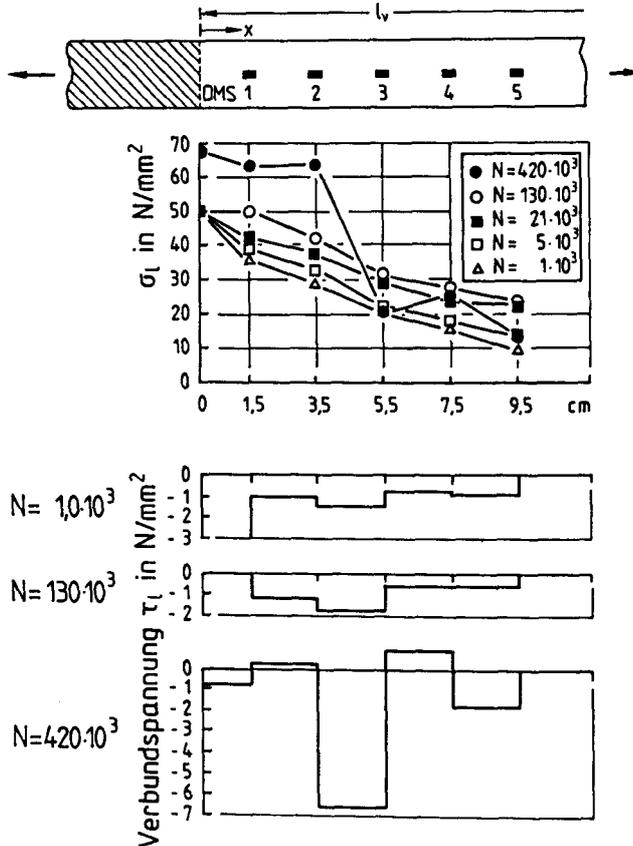


Bild 3.4: Spannungen als Funktion von Ort und Lastwechselzahl, nach [81]

Eine weitere Arbeit zum dynamischen Tragverhalten laschenverstärkter Biegetragglieder ist von Mays 1985 [61], [62] veröffentlicht worden. Insgesamt 29 Biegebalken nach Bild 3.5 wurden dynamisch getestet, um Aussagen über die Einflüsse von Klebstoffart und vorgängiger Ribbildung auf die dynamische Tragfähigkeit zu erhalten. Die Betonkörper mit einer Stützweite von 900 mm wurden mit Laschen $50 \times 1,6 \text{ mm}^2$ bis 5 cm vor die Auflagerkante verstärkt. Das Versagen im dynamischen Versuch kündigte sich i.d.R. durch das Aufweiten eines diagonal verlaufenden Risses am Laschenende an.

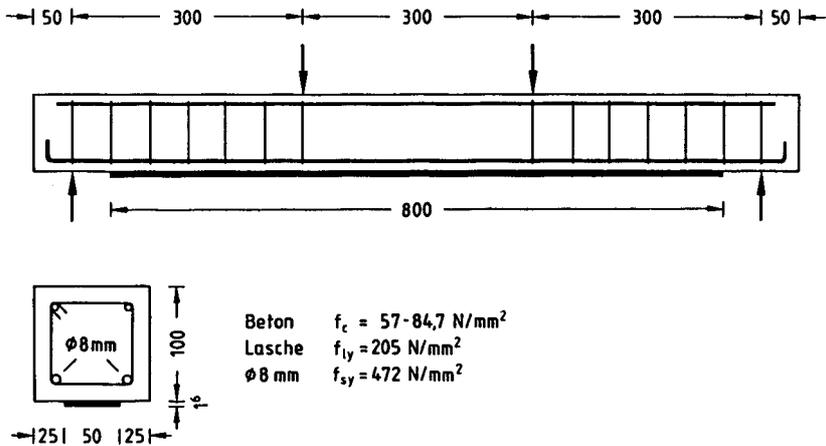


Bild 3.5: Versuchskörper nach [62]

Anschließend erfolgte der Bruch durch progressives horizontales Ribwachstum im Beton in Höhe der unteren Innenbewehrung. Wurden Versuchskörper vor dem Verkleben der Laschen im Biegeversuch angerissen, so änderte sich die Versagensart und es kam zu einem Ermüdungsbruch der Lasche. Da während der dynamischen Versuche keine Laschendehnungen gemessen wurden, können keine Aussagen zu den Auswirkungen einer dynamischen Belastung auf die Verbundeigenschaften zwischen Lasche und Beton gemacht werden. Eine Auswertung der Versuche erfolgt von Mays durch Darstellung von Lastwechselzahl und Schwingbreite der Laschenspannung im Wöhler-Diagramm, s. Bild 3.6. Letztere wurde aus der Differenz der Pressenkräfte für Ober- und Unterlast und ihrer Zuordnung zu gemessenen Laschendehnungen während eines statischen Referenzversuches mit gleichen Parametern berechnet. Die Zeitfestigkeit wird durch die Angabe einer unteren Einhüllenden an die Versuchsergebnisse bestimmt:

$$\log N = -86 \log \Delta \sigma_{\ell} + 190,5 \quad (3.1)$$

Die Angabe eines Dauerfestigkeitswertes in Analogie zum dynamischen Tragverhalten von Stahl erscheint nicht gerechtfertigt, jedoch gibt Mays einen Grenzwert von einer Schwingbreite der Laschenspannung von $\Delta \sigma_{\ell} = 175 \text{ N/mm}^2$

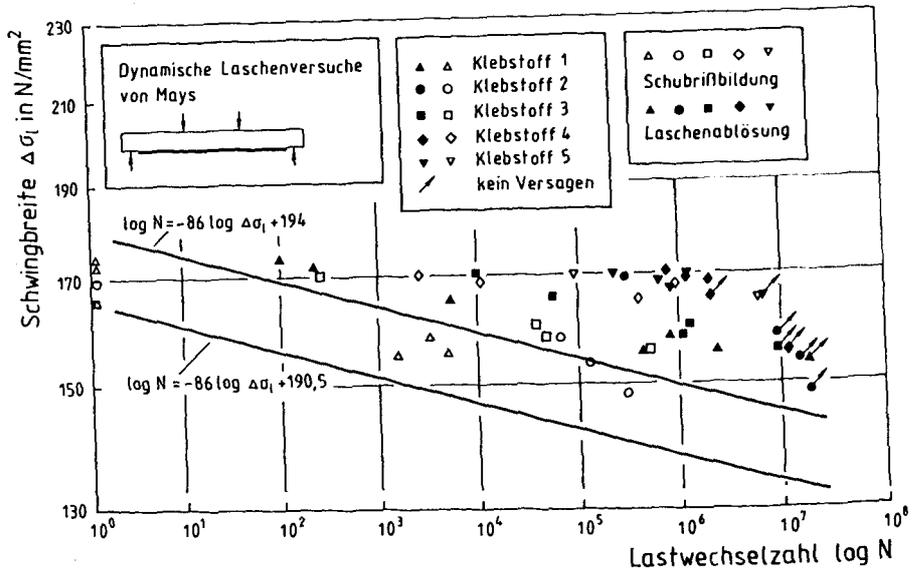


Bild 3.6: Ergebnisse der dynamischen Versuche mit laschenverstärkten Biegetraggliedern

an, unterhalb dem mit keiner Schädigung des Laschenverbundes zu rechnen sei. Ein Einfluß der Klebstoffart oder eines Primers auf die dynamische Verbundtragfähigkeit konnte nicht festgestellt werden.

Über dynamische Versuche an laschenverstärkten Biegetraggliedern berichtet Canovas 1985 [10], und 1990 [11]. Im Rahmen eines umfangreichen Versuchsprogrammes mit insgesamt 109 laschenverstärkten Biegebalken gemäß Bild 3.7 sind 6 hiervon auch dynamisch geprüft worden, um stichprobenartig das Tragverhalten unter dynamischer Belastung zu untersuchen. Wurde die erste Belastungsphase mit $M^0/M^u = 0,75 \cdot M_u / 0,5 \cdot M_u$ überstanden, schloß eine weitere Belastungsphase mit $M^0/M^u = 0,8 \cdot M_u / 0,6 \cdot M_u$ an. Das rechnerische Bruchmoment M_u betrug 29,7 kN. Damit ergibt sich eine rechnerische Beanspruchung der Lasche in Feldmitte von ca. $\sigma_2^0 / \sigma_2^u = 316 / 210 \text{ N/mm}^2$ bzw. $316 / 245 \text{ N/mm}^2$. Bei beiden Belastungsniveaus wurde die Streckgrenze des Laschenstahles

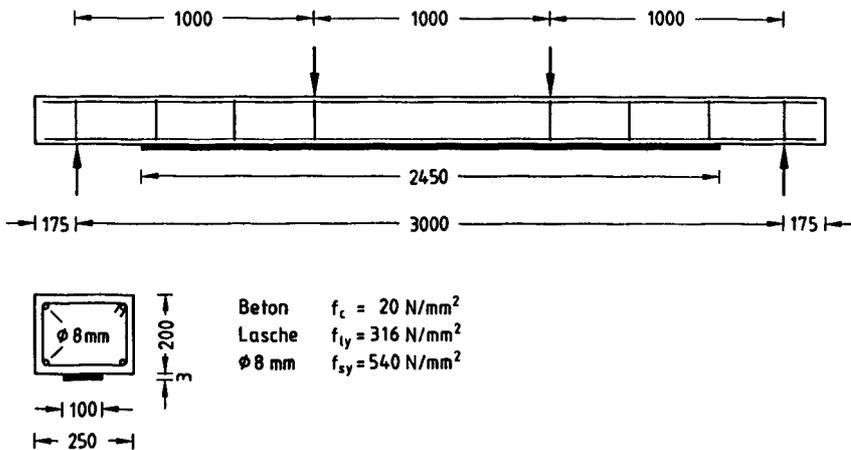


Bild 3.7: Versuchskörper nach [11]

erreicht. Das Versagen trat durch Lösen eines Laschenendes vom Untergrund ein. Über eine Versagensankündigung und einen Schädigungsfortschritt wird nicht berichtet.

An der ETH Zürich wurden von *Kaiser* [51] umfangreiche Versuche mit Laschen aus CFK durchgeführt. Ein Versuchskörper wurde einem Ermüdungsversuch unterzogen. Erwartungsgemäß wurde die Innenbewehrung maßgebend. Sie war rechnerisch bei einer Oberspannung von $\sigma_s^0 = 407 \text{ N/mm}^2$ einer Schwingbreite von $\Delta\sigma_s = 386 \text{ N/mm}^2$ ausgesetzt. Die CFK-Lasche wurde bei einer Oberspannung von $\sigma_\ell^0 = 205 \text{ N/mm}^2$ mit einer Schwingbreite von $\Delta\sigma_\ell = 194 \text{ N/mm}^2$ belastet. Nach ca. 500.000 Lastwechseln wurde der erste Bruch eines Bewehrungsstabes registriert. Nachdem in Balkenmitte beide Bewehrungsstäbe gebrochen waren, wurde beiderseits der Bruchstelle eine progressive Ablösung der CFK-Lasche durch Bruch wenige Millimeter oberhalb der Klebschicht im Beton festgestellt. Bis kurz vor dem Versagen, hatten sich diese Ablösungen auf einer Länge von ca. 150 mm ausgeweitet. Nach 805000 Lastwechseln trat das Versagen durch Bruch der Lasche ein.

Van Gemmert [94] berichtet über dynamische Versuche an vorgespannten Biegebalken mit einer Spannweite von 6 m und einer 2-lagigen geklebten Laschen-

bewehrung ($A_{\ell} = 2 \times 5 \times 200 \text{ mm}^2$, $l = 5$ bzw. 6 m). Die Belastung wurde so gewählt, daß die maximale Laschenspannung entsprechend der maximalen Beanspruchung im Bauwerk nur $\sigma_{\ell}^0 = 40 \text{ N/mm}^2$. Nach 500.000 Lastwechseln war erwartungsgemäß keine Schädigung des Verbundes erkennbar.

3.2 Eigene Versuche mit laschenverstärkten Biegebauteilen

3.2.1 Vorbemerkung

Ziel der eigenen dynamischen Versuche mit laschenverstärkten Betonkörpern unter schwellender Biegebeanspruchung war die Ermittlung des Schädigungsmechanismus des Laschenverbundes. [79] enthält die Ergebnisse in Form von Durchbiegungs- und Laschendehnungsmessungen in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl. Nachfolgend sollen schwerpunktmäßig die Versagensarten erläutert werden. Für weitergehende Informationen wird auf [79] verwiesen.

3.2.2 Versuchskörper und Versuchsdurchführung

Als zu verstärkende Versuchskörper wurden Stahlbetonrechteckbalken mit den Abmessungen $l/b/d = 210/15/26$ cm gewählt, s. Bild 3.8. Die Stützweite betrug bei allen Versuchen 1,80 m. Die Laschenbewehrung bestand aus Flachstahl St37-2. Bei konstantem A_{ℓ} wurde das Verhältnis h_{ℓ}/b_{ℓ} sowie die Laschenlänge variiert, s. Bild 3.9. Alle wesentlichen Materialkennwerte wurden bestimmt. Die Laschen wurden im unbelasteten Zustand auf die Betonkörper der Güte B 35 mit dem Klebstoff A nach Abschnitt 4 geklebt. Die Balken waren zu diesem Zeitpunkt ungerissen. Sollrißbleche in Balkenmitte bzw. im Abstand des Versatzmaßes v gaben den Ort der ersten Biegerisse vor. Die Vorbehandlung der Klebeflächen erfolgte zulassungsgemäß. Die Haftzugfestigkeit des Betons betrug $f_{ct} = 2,8 \text{ N/mm}^2$. Ein Primer wurde nicht verwendet. Die Klebschichtdicke nach Aushärtung betrug $h_g \approx 2$ mm.

Die rechnerische Biegetragfähigkeit im verstärkten Zustand, bestimmt mit vorhandenen Materialwerten, betrug $\text{cal } M_{UV} = 27,27 \text{ kNm}$. In zwei statischen Bruchversuchen wurden i.M. $\text{exp } M_{UV} = 27,0 \text{ kNm}$ erreicht. Die Streckgrenze der Lasche wurde dabei in Feldmitte überschritten.

-35-

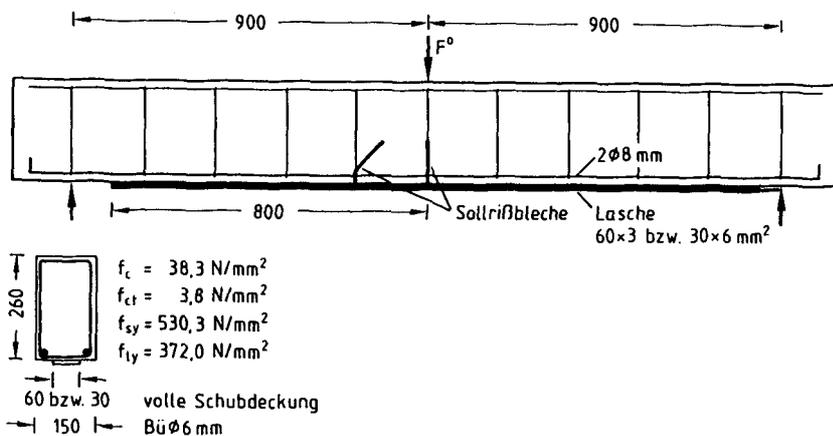


Bild 3.8: Versuchskörper für eigene dynamische Balkenversuche, [79]

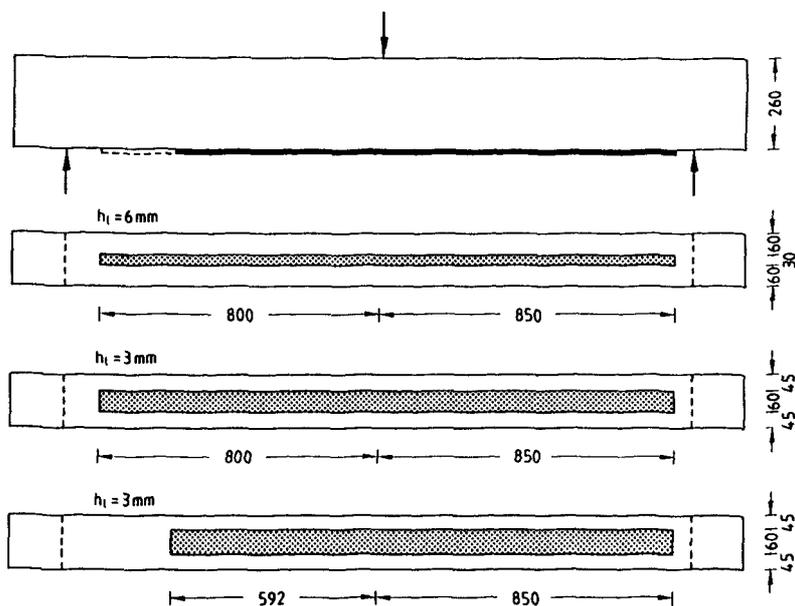


Bild 3.9: Geometrieparameter der Balkenversuche

Die dynamischen Versuche wurden kraftgeregelt, mit der Pressenkraft als Regelgröße durchgeführt. Während des laufenden Versuchs wurden Dehnungen und Verschiebungen ausgewählter Meßstellen mit Hilfe eines digitalen Meßverstärkers aufgezeichnet.

3.2.3 Im Versuch beobachtete Versagensarten

Einen Überblick über die verschiedenen Versagensarten gibt Bild 3.10. Sie werden nachfolgend erläutert.

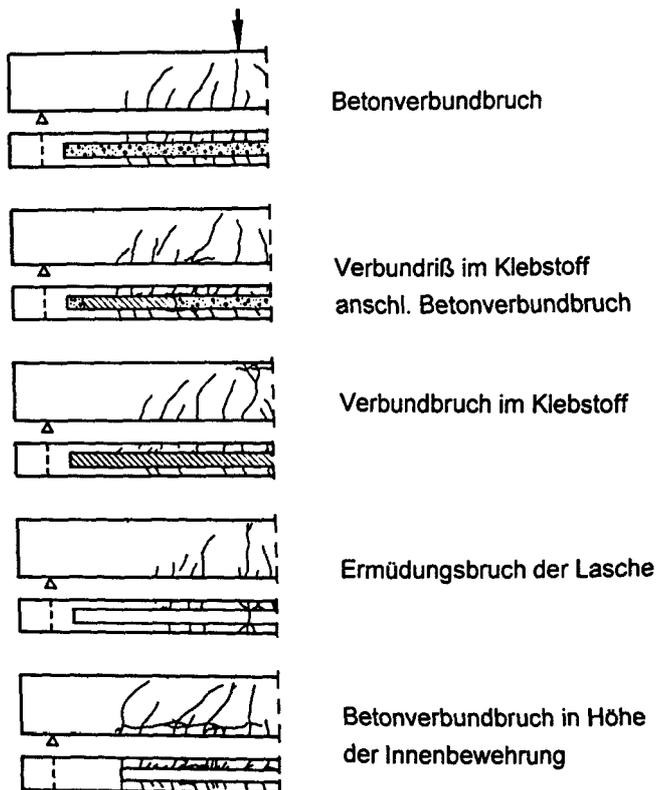


Bild 3.10: Überblick über die Versagensarten

Verbundbruch im Beton

Das Versagen der Verbundzone Lasche-Klebstoff-Beton durch Bruch im Beton, wenige Millimeter oberhalb der Klebschicht, trat i.d.R. im statischen Bruchversuch auf. Das Versagen erfolgte schlagartig durch einseitiges Lösen der Lasche.

Verbundriß im Klebstoff, Restbruch im Beton

Diese Art des Versagens trat bei den dynamischen Versuchen verstärkt auf. Ausgehend von einem Biege-/Schubriß pflanzte sich der Verbundriß in der Grenzfläche Stahl-Klebstoff, jedoch im Klebstoff, in Richtung Laschenende fort. Das vollständige Versagen trat anschließend schlagartig durch Verbundbruch im Beton ein. Es wird vermutet, daß die Verbundrißentstehung mit dem Auftreten von Biegerissen zusammenfällt. Bedingt durch den Wegfall der Mitwirkung des Betons auf Zug kam es in diesem Bereich zu einem Anstieg der Laschenzugkraft und zu einer erhöhten Verbundbeanspruchung, s. auch Abschnitt 7.

Verbundbruch im Klebstoff

Vollständiges Lösen der Lasche vom Untergrund infolge Bruch innerhalb der Klebschicht bei hohen Laschenzuspannungen.

Ermüdungsbruch der Lasche

Unter hoher Belastung wurde die Zeitfestigkeit der Lasche im dynamischen Versuch erreicht, so daß es zum Laschenversagen und anschließend zum Ausfall der Zugzone infolge Überbeanspruchung der Innenbewehrung kommen konnte.

Verbundbruch im Beton in Höhe der Innenbewehrung

Diese Versagensart trat bei den dynamischen Versuchen mit einseitig verkürzter Laschenlänge auf. Der Verbundriß verläuft, ausgehend vom Laschenende, in Höhe der Innenbewehrung. Bedingt durch die Änderung der Bewehrungsquerschnitte können am Laschenende hohe Verbundspannungen in Kombination mit Zugspannungen normal zur Klebschicht auftreten. Außerdem wirkt hier die Laschenzugkraft exentrisch auf den Betonquerschnitt. Das

hieraus resultierende Versatzmoment steigt mit zunehmender Entfernung des Laschenendes vom Auflager an.

3.2.4 Darstellung der Ergebnisse im Wöhler-Diagramm

Werden die erreichten Lastwechselzahlen in Abhängigkeit von der Laschenzugkraft in Feldmitte aufgetragen, erhält man die Darstellung nach Bild 3.11.

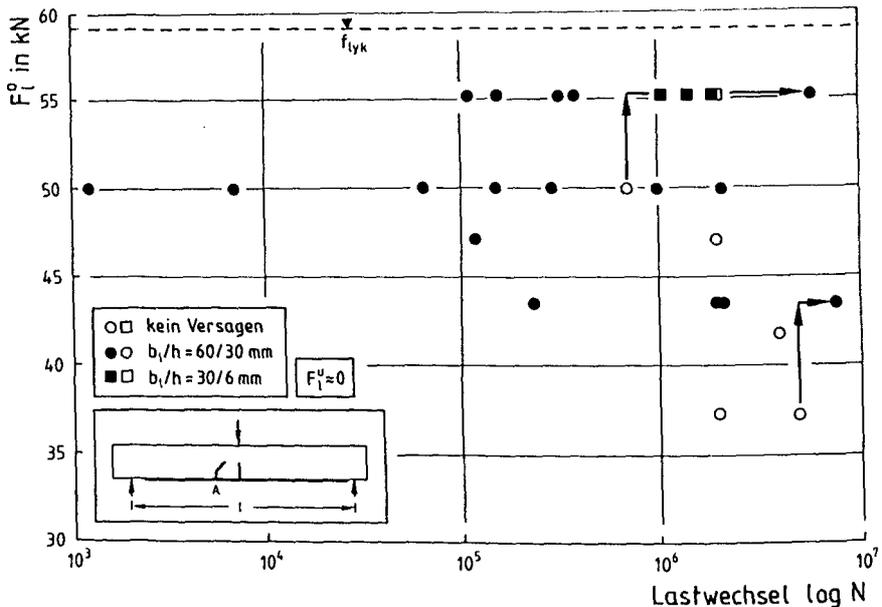


Bild 3.11: Ergebnisse der dynamischen Balkenversuche

Es handelt sich hierbei um eine Bauteilwöhlerlinie. Die Versuche mit verkürzter Laschenlänge wurden hier nicht berücksichtigt. Ein Einfluß der Laschenbreite konnte nicht festgestellt werden.

Die zulässige Schwingbreite der Laschenspannung beträgt nach [22] zu $\Delta\sigma_l = 140 \text{ N/mm}^2$. Für den Fall $F_l^u \approx 0$ ergibt sich somit eine zulässige Laschenzugkraft unter Oberlast von $F_l^0 = 25,2 \text{ kN}$. Eine Verbundschädigung

unter dieser Beanspruchung ist mit Kenntnis von Bild 3.11 für die untersuchten Parameter nicht zu erwarten.

3.3 Bewertung und Schlußfolgerungen

Die Ergebnisse der bisher durchgeführten Versuche an laschenverstärkten Biege- und Zugtraggliedern lassen die Vermutung zu, daß der Laschenverbund bei sachgerechter Ausführung relativ unempfindlich gegenüber einer dynamischen Beanspruchung im Gebrauchslastbereich ist. Kommt es jedoch zu einem Versagen des Laschenverbundes können zwei Versagensarten auftreten: Betonbruch wenige Millimeter bis Zentimeter oberhalb der Lasche oder Bruch in der Grenzfläche Lasche/Klebstoff, jedoch innerhalb des Klebstoffs. Die Phänomene des Versagens sind bisher nur unzureichend untersucht worden, so daß eine Abgrenzung der Versagensarten gegeneinander nicht möglich ist. Erforderlich ist deshalb eine systematische Untersuchung sowohl des Klebstoffes als auch des Laschenverbundes unter dynamischer Beanspruchung. Ferner fehlt eine Theorie zur Vorhersage der Schädigung völlig. Mit ihr sollte es möglich werden, eine progressive Ablösung der Lasche vom Untergrund in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl zu beschreiben.

4. BRUCHKRITERIEN DES KLEBSTOFFS UNTER STATISCHER UND DYNAMISCHER BEANSPRUCHUNG

4.1 Vorbemerkung

Die schubbeanspruchte Klebverbindung Stahllasche-Beton versagt im statischen Zugversuch i.d.R. durch Bruch im klebschichtnahen Beton. Bei den in Abschnitt 3 genannten Versuchen mit laschenverstärkten Biegetraggliedern unter Zugschwellbeanspruchung traten dagegen Klebverbundbrüche als Folge eines progressiven Rißwachstums in der Grenzfläche Stahllasche-Klebstoff, jedoch innerhalb der Klebschicht auf. Ebenfalls Klebverbundbrüche anstelle des Betonversagens treten bei angepreßten Verankerungen mit Anpreßdrücken von $\sigma_n > 8 \text{ N/mm}^2$ auf [70], obwohl die für das Laschenkleben verwendeten Epoxidharzklebstoffe eine Zug- und Druckfestigkeit besitzen, die die Festigkeit von Normalbeton weit überschreitet. Für eine sichere Dimensionierung ist es deshalb erforderlich, die Kriterien für das Auftreten eines Klebverbundbruchs zu kennen. Dies soll nachfolgend untersucht werden.

Nach einem kurzen Einblick in die Literatur werden die grundlegenden Beziehungen zur Ermittlung der Klebefugenspannungen bei beliebiger Orientierung der Fuge im Spannungsfeld dargestellt. Auf Grundlage der eigenen Versuche an miteinander verklebten Stahlprismenhälften werden Bruchkriterien für statische und dynamische Beanspruchungen entwickelt. Mit Hilfe der linear-elastischen Bruchmechanik können anschließend Angaben zum Schädigungsfortschritt unter dynamischer Beanspruchung gemacht werden.

4.2 Literaturüberblick

4.2.1 Klebverbindungen unter statischer Beanspruchung

Zusammenfassende Überblicke vermitteln die Arbeiten von *Hahn* [39] und *Habernicht* [38]. Schwerpunkt der Untersuchungen war die wirklichkeitsnahe Erfassung des Spannungszustandes in der Klebschicht und in den angrenzenden Füge­teilen bei Metallklebverbindungen, s. *Volkersen* [96], *Goland* und *Reissner* [33], *Hart-Smith* [41] und *Althof* [3].

Zur Beschreibung der Grenztragfähigkeit von Metallklebverbindungen existieren unterschiedliche Bruchhypothesen. *Müller* [67] und *Cornelius* [16] verwenden die Hypothese der größten Hauptzugspannung, die aus einem Versuch mit reiner Schubbeanspruchung ermittelt wird. *Engasser* und *Puck* [26] untersuchen den Beanspruchungszustand in dünnwandigen geklebten Hohlproben unter Torsion-Zug- bzw. -Druckbeanspruchung. Auf Grundlage der Versagenshypothese der Oktaeder-Schubspannung nach *Schneider* und *Bardenheier* [86], basierend auf *Tschoegl* [92], wurde ein Bruchkriterium entwickelt, das den Wechsel der Versagensart vom Kohäsions- zum Adhäsionsversagen bei abnehmender Schubbeanspruchung beinhaltet. *Schlimmer* [85] formuliert aus dem Spannungszustand die Vergleichsschubspannung und stellt diese einer Bruchschubspannung gegenüber.

Viele der verwendeten Bruchhypothesen setzen homogene Werkstoffe und ideale Haftung des Klebstoffes an den Fügeteilen voraus. Die Klebschicht wird somit als Werkstoff mit isotropen Eigenschaften betrachtet. Das Verhalten eines fehlerbehafteten Werkstoffes kann dagegen mit Hilfe der Bruchmechanik beschrieben werden. Hier sind grundlegende Arbeiten von *Rippling* und *Mostovoy* [65] durchgeführt worden. Demnach tritt duktiler Versagen der Klebefuge ein, wenn die Hauptspannung in der Klebefuge die Fließgrenze des Klebstoffes überschreitet. Sprödes Versagen tritt dagegen ein, wenn der vorhandene Spannungsintensitätsfaktor die Bruchzähigkeit des Klebstoffes erreicht.

Für die Dimensionierung in der Praxis werden vereinfacht Bemessungsgrenzen in Form von Dehnungs- oder Spannungsbeschränkungen verwendet. Dies setzt voraus, daß sich u.a. die Klebschichtstruktur innerhalb der Klebschichtdicke nicht ändert. Diese Annahme trifft jedoch nicht zu. Von *Yi* [100] wird eine starke Abhängigkeit der Festigkeits- und Verformungskennwerte von der Klebschichtdicke festgestellt und mit der Klebschichtstruktur begründet. Eine Klebschicht kann demnach vereinfacht als Dreischichtenmodell betrachtet werden, s. Bild 4.1. Von der Adhäsionszone wird in Richtung Klebschichtmitte eine lamellenförmige Strukturierung ausgebildet, die eine klebstoffspezifische Länge, abhängig von der Oberflächenvorbehandlung und

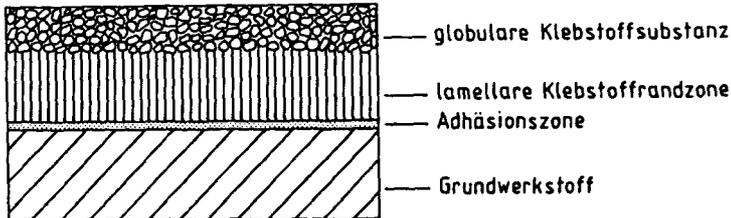


Bild 4.1: Aufbau der Klebschicht in Fügeteinnähe, nach [100]

den Randbedingungen besitzt. In einem Übergangsbereich wird die Zwischenschicht mit einer globularen Struktur angeschlossen. Da die Eigenfestigkeit der Zwischenschicht geringer ist als jene der Randschicht, wird sie i.d.R. festigkeitsbestimmend sein. Zusätzlich wirkt eine in Fügeteinnähe vorhandene Verformungsbehinderung der Klebschicht festigkeitssteigernd. Von großem Einfluß ist auch die Klebschichtdicke. Bild 4.2 zeigt die Abhängigkeit von der Bruchverbundspannung τ_{gu} von der Klebschichtdicke h_g . Für $h_g > 0,5$ mm verschwindet der Einfluß von h_g auf die Tragfähigkeit der Verbindung. Das Versagen tritt dann als Bruch innerhalb der globularen Zone der Klebschicht auf.

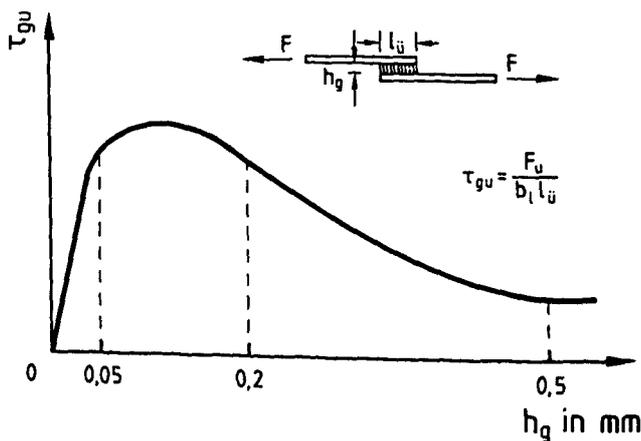


Bild 4.2: Klebstofffestigkeit als Funktion der Schichtdicke, nach [38]

Franke und *Deckelmann* [32] konnten in einachsigen Schubdruck- und Schubzugversuchen an prismatischen Versuchskörpern aus Aluminium nachweisen, daß für das Tragverhalten der Grenzflächen von Fugen lediglich die Kombination aus Spannungen normal zur Fuge und Schubspannungen in Fugenrichtung maßgebend ist. Eine Spannung in Fugenlängsrichtung, z.B. aus äußerer Belastung oder als Eigenspannung infolge Schwinden oder Temperaturänderung, übt demnach keinen Einfluß auf die Festigkeit aus. Bild 4.3 zeigt die Ergebnisse der einachsigen Zug- und Druckversuche mit dünner Klebefuge. Torsion-Zug- und Torsion-Druck-Versuche bestätigen diese Aussage. Da die Versuche aber mit sehr dünnen Klebschichtdicken bis zu $h_g = 0,2$ mm durchgeführt wurden, kann diese Aussagen nicht auf baupraktische Schichtdicken von $h_g = 1,0$ bis ca. $h_g = 5$ mm, wie sie bei der Methode der geklebten Bewehrung üblich sind, übertragen werden.

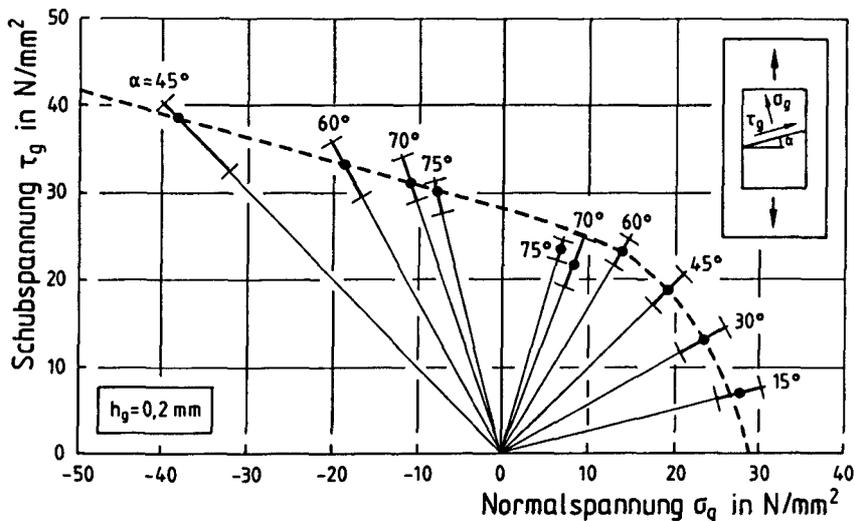


Bild 4.3: Ergebnisse der einachsigen Schub-Druck-, bzw. Schub-Zug-Versuche mit Metall-Metall-Klebeverbindungen nach [32]

Eine umfassende Darstellung über das Kleben im konstruktiven Ingenieurbau ist in [75], *Rehm* und *Franke*, zu finden. Als Versuchskörper werden vornehmlich Beton- oder Zementmörtelprismen mit definierter Fugeneigung unter einachsiger Zug- oder Druckbelastung verwendet. Untersucht wurde neben der statischen Tragfähigkeit auch der Einfluß einer Zeitstand- und Schwellbean-

spruchung mit und ohne gleichzeitiger Wassereinwirkung. Zur Beschreibung der Tragfähigkeit wurde ein Bruchkriterium auf Grundlage der Coulomb'schen Reibungsgeraden formuliert, deren Koeffizienten von den Beanspruchungsbedingungen und den Fügeoberflächen abhängen, s. Gl. (4.1).

$$\tau_{gu} = \beta_s + \mu \cdot \sigma_n \quad (4.1)$$

mit β_s Adhäsionsanteil für $\sigma_n = 0$
 $\mu \cdot \sigma_n$ normalspannungsabhängiger Reibungsanteil, $\sigma_n \geq 0$

Die Tragfähigkeit der Fuge ist demnach vom herrschenden Hauptspannungszustand unabhängig und hängt von der Oberflächenbeschaffenheit und damit von den Adhäsionseigenschaften der zu verklebenden Oberflächen ab.

4.2.2 Klebverbindungen unter dynamischer Beanspruchung

In der Luft- und Raumfahrt, aber auch im Fahrzeugbau, werden extreme Anforderungen an geklebte Verbindungen bezüglich ihrer Festigkeit unter dynamischen Beanspruchungen gestellt. Die Dimensionierung erfolgt i.d.R. auf Basis der Ergebnisse von Bauteilversuchen. Der Einfluß einer dynamischen Beanspruchung auf die Tragfähigkeit einer geklebten Verbindung hängt vor allem von den Parametern Geometrie und Steifigkeit der Fügebauteile, Art der Oberflächenbehandlung, Belastungshöhe, Temperatur und von der Prüffrequenz ab, *Hahn* [39]. Der Fügebauteilbehandlung kommt bei Metallklebungen eine große Bedeutung zu, da infolge der Kerbwirkung bei rauen Oberflächen, z.B. durch Sandstrahlen, die Gefahr der Reduzierung der Schwingfestigkeit besteht. Konstruktionsbedingte Spannungskonzentrationen können durch die Kerbwirkungszahl berücksichtigt werden [20]. Eine Verbesserung des Schwingverhaltens kann somit erreicht werden, wenn es gelingt, den Spannungszustand in der Klebfuge zu vergleichmäßigen. Eine bestimmende Größe nimmt daher das Verformungsvermögen der Klebschicht und damit die Fähigkeit des Klebstoffes zum Ausgleich von Spannungsspitzen über die Klebelänge ein. Als Bruchursache für Klebverbindungen unter dynamischer Belastung wird in der Literatur das Erschöpfen von Verformungsreserven innerhalb des Molekülverbandes festgestellt, s. z.B. *Hahn* [39], *Yi* [100]. Bei gleicher Kohäsionsfestigkeit besitzt ein Klebstoff mit ausgeprägten

elastisch-plastischen Verformungseigenschaften eine höhere Schwingfestigkeit, als ein spröder Klebstoff. Mit steigender Frequenz werden zunehmend zeitabhängige Verformungsvorgänge unterdrückt, so daß die mechanischen Eigenschaften ebenfalls geschwindigkeitsabhängig sind.

Matting und *Draugelates* [60] führten eine Vielzahl von dynamischen Versuchen an einschnittig überlappten Klebverbindungen mit unterschiedlichen Klebstoffen durch. Im Wöhlerdiagramm (log-log-Maßstab) lassen sich die Ergebnisse durch eine Gerade für den Zeitfestigkeitsbereich angeben. Die Existenz einer Dauerfestigkeit konnte nicht bestätigt werden. *Marceau et al.* [59] stellten eine Frequenzabhängigkeit der erreichten Lastspielzahlen fest. Bei niedrigen Prüffrequenzen ($f = 2,2$ Hz) wurde eine ausgeprägte Reduzierung der Zeitfestigkeit im Vergleich zu hohen Frequenzen ($f = 30$ Hz) festgestellt. Ursache ist nach [59] ein Wechsel in der Bruchart. Trat bei hohen Frequenzen das Versagen infolge von Materialermüdung und Ribwachstum im Klebstoff im grenzschichtnahen Bereich auf, wurde bei den niedrigen Frequenzen der Bruch in Klebstoffmitte als Folge eines Kriechbruches registriert.

Allen et al. [2] untersuchten das dynamische Tragverhalten und das Ribwachstum in einschnittig überlappten Aluminium-Klebverbindungen unter dynamischer Beanspruchung. Sie postulierten die Existenz einer Dauerfestigkeitsgrenze des Klebstoffes. Die Dauerfestigkeit des Klebstoffes wurde zu ca. 35% der statischen Kurzzeitzugfestigkeit bestimmt.

Umfangreiche dynamische Versuche an druckbeanspruchten, epoxidharzverklebten Betonprismen wurden ebenfalls von *Rehm* und *Franke* [75] durchgeführt. Versuchsparameter waren, neben der Höhe der Belastung, die Lagerungskonditionen vor Beginn der dynamischen Belastungsphase und die Prüftemperatur. Bild 4.4 zeigt exemplarisch eine ermittelte Wöhlerlinie. Bei allen Versuchskörpern, die im dynamischen Versuch versagten, trat der Bruch an der Grenzfläche Beton-Klebstoff als Adhäsionsbruch auf. Die Schwingfestigkeit nach zwei Millionen Lastwechseln wird mit 55 % der Kurzzeit-Schub-Druckfestigkeit angegeben. In [75] wird vorgeschlagen, eine Reduzierung der Tragfähigkeit infolge einer dynamischen Belastungsphase durch die Reduzierung des Adhäsionsanteiles der Bruchbedingung vorzunehmen. Durch Einführung eines Reduktionsfaktors k_{dyn} wird Gl.(4.1) zu

$$\tau_{gu} = k_{dyn} \beta_s + \mu \sigma_n \quad (4.2)$$

In der τ_g - σ_g -Darstellung entspricht dies einer Parallelverschiebung der Coulomb'schen Geraden.

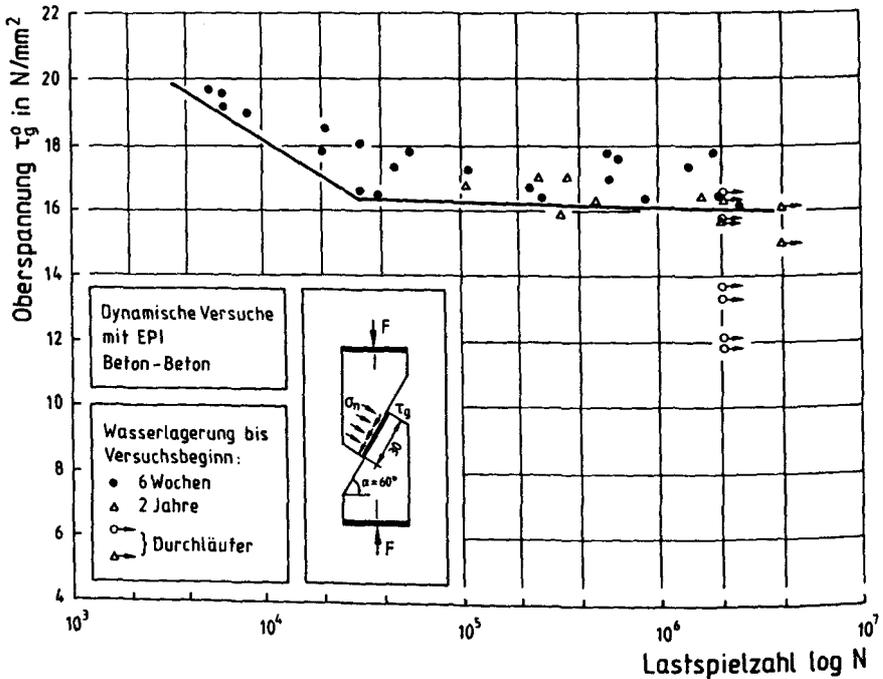


Bild 4.4: Versuchsergebnisse von epoxidharzverklebten Betonprismen unter dynamischer Druckbeanspruchung, nach [75]

4.2.3 Schlußfolgerungen

Die in der Literatur zu findenden Bruchkriterien hängen von der Art des Versagens ab. Für Adhäsionsbrüche sind Festigkeitshypothesen auf Basis der Coulomb'schen Reibungsgeraden mit einem Adhäsionsanteil und einem normalspannungsabhängigem Reibungsanteil üblich. Berücksichtigt werden nur Spannungen normal zur Grenzfläche Fügeiteil-Klebstoff und Schubspannungen in

Klebefugenrichtung. Für Kohäsionsbrüche werden dagegen Festigkeitshypothesen für Werkstoffe mit isotropen Eigenschaften verwendet. Längsspannungen in Fugenrichtung müssen berücksichtigt werden.

Die beobachteten Klebverbundbrüche an laschenverstärkten Biegetraggliedern sind keine Adhäsions-, sondern Kohäsionsbrüche im Grenzflächenbereich Klebstoff-Stahlflasche. Es müssen daher Bruchkriterien für die Klebstoffe ermittelt werden, damit in einem Bemessungsmodell für laschenverstärkte Biege- und Zugtragglieder das Klebverbundversagen berücksichtigt werden kann.

Hierzu werden zunächst die Grundlagen zur Spannungsermittlung in der Klebefuge angegeben. Anschließend werden auf Grundlage eigener Versuche diese Bruchkriterien vorgestellt und mit den Versuchsergebnissen verglichen.

4.3 Spannungen in der Klebschicht

Die folgenden Betrachtungen setzen eine willkürliche Fugenrichtung und damit eine beliebige Orientierung der Fuge zur Hauptspannungsrichtung voraus. Der Klebstoff wird als homogener Werkstoff mit isotropen Eigenschaften betrachtet. Ein allgemeiner Spannungszustand bewirkt unter dieser Voraussetzung dieselbe Werkstoffanstrengung wie jener, der durch Transformation in die Hauptspannungsrichtungen entstanden ist.

Ein allgemeiner räumlicher Spannungszustand im x,y,z -Koordinatensystem ist nach Bild 4.5 durch den Spannungstensor mit den Komponenten

$$S = \begin{vmatrix} \sigma_x & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & \sigma_y & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z \end{vmatrix} \quad (4.3)$$

definiert.

Die Transformation der Spannungen in die Hauptspannungsrichtungen führt zur folgenden kubischen Gleichung in Invariantenform mit $\sigma = \sigma_{1,2,3}$:

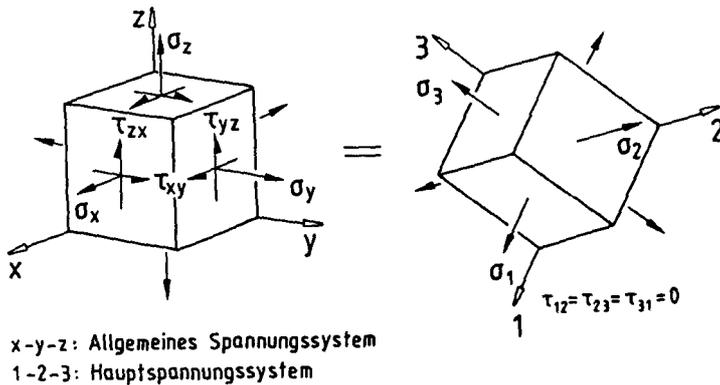


Bild 4.5: Allgemeiner räumlicher Spannungszustand

$$\sigma^3 - I_1\sigma^2 + I_2\sigma - I_3 = 0 . \quad (4.4)$$

Die Invarianten sind wie folgt definiert:

$$\begin{aligned} I_1 &= \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z \\ I_2 &= \sigma_x\sigma_y + \sigma_y\sigma_z + \sigma_z\sigma_x - (\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2) \\ I_3 &= \sigma_x\sigma_y\sigma_z + 2\tau_{xy}\tau_{yz}\tau_{zx} - (\sigma_x\tau_{yz}^2 + \sigma_y\tau_{zx}^2 + \sigma_z\tau_{xy}^2) \end{aligned} \quad (4.5a-c)$$

Die Wurzeln dieser kubischen Gleichung sind die Hauptspannungen $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$. Diese sind unabhängig vom gewählten Koordinatensystem.

Für einen zweiachsigen Spannungszustand nach Bild 4.6 lassen sich die Spannungen an einem im beliebigen Winkel α geneigten Flächenelement aus Gleichgewichtsbetrachtungen zu

$$\sigma_\alpha = 0,5(\sigma_x + \sigma_y) + 0,5(\sigma_x - \sigma_y)\cos 2\alpha + \tau_{xy}\sin 2\alpha \quad (4.6)$$

$$\tau_\alpha = 0,5(\sigma_x - \sigma_y)\sin 2\alpha - \tau_{xy}\cos 2\alpha \quad (4.7)$$

angeben. Durch Umformung der Gl.(4.6) und (4.7) ergibt sich:

$$[\sigma_\alpha - 0,5(\sigma_x + \sigma_y)]^2 + \tau_\alpha^2 = 0,25[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2] \quad (4.8)$$

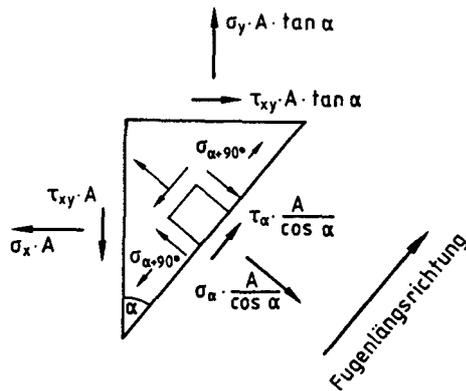


Bild 4.6: Zweiachsiger Spannungszustand

Gl. 4.8 ist die Gleichung für den Mohr'schen Spannungskreis, s. auch Bild 4.7. Für den Spannungszustand σ_x , σ_y und τ_{xy} lassen sich die Spannung σ_α normal zur bzw. τ_α in der unter dem Winkel α geneigten Ebene bestimmen. Die Hauptspannungen σ_1 und σ_2 ergeben sich definitionsgemäß für $\tau_\alpha = 0$ zu

$$\sigma_{1,2} = 0,5(\sigma_x + \sigma_y) \pm 0,5\sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2}. \quad (4.9)$$

Normal zur Spannung σ_α wirkt die Spannungskomponente $\sigma_{\alpha+90^\circ}$ als Längsspannung parallel zur Fugenrichtung:

$$\sigma_{\alpha+90^\circ} = 0,5(\sigma_x + \sigma_y) - 0,5(\sigma_x - \sigma_y)\cos 2\alpha - \tau_{xy}\sin 2\alpha \quad (4.10)$$

4.4 Festigkeitskriterium für die Klebschicht

Im Gegensatz zum Grenzflächenversagen, s. Gl. (4.1), kann das Kohäsionsversagen in dicken Klebschichten wie das Versagen in einem isotropen Werkstoff behandelt werden. Adhäsionsversagen, z.B. als Folge unzureichender Oberflächenvorbereitung, wird ausgeschlossen. In Abhängigkeit von der Art der Versagensursache lassen sich verschiedene Festigkeitshypothesen formulieren. Kriterium kann das Überschreiten eines Grenzwertes der Trag- oder Verformungsfähigkeit, wie z.B. des Maximalwertes der Spannung, der Dehnung oder der Formänderungs-, bzw. der Gestaltänderungsenergie sein. Das Versagen tritt dabei in der Ebene des entsprechenden kritischen Zustandes auf.

Für gefüllte Epoxidharzklebstoffe sind verschiedene Bruchkriterien gebräuchlich. Anwendung finden z.B. die Festigkeitshypothese der maximalen Normalspannung, die Mohr-Coulomb'sche Bruchbedingung oder das Bruchkriterium der maximalen Oktaeder-Schubspannung. Sie werden ausführlich in [26], [86] diskutiert. Wird der jeweils herrschende Spannungszustand in der Klebschicht grafisch durch Gl.(4.9) bzw. (4.10) beschrieben, so kann nach Mohr eine Bruchbedingung als Hüllkurve aller ertragbaren Spannungszustände [57], [63] aufgefaßt werden, s. Bild 4.7. Berührt ein Spannungskreis die Hüllkurve, tritt das Versagen ein.

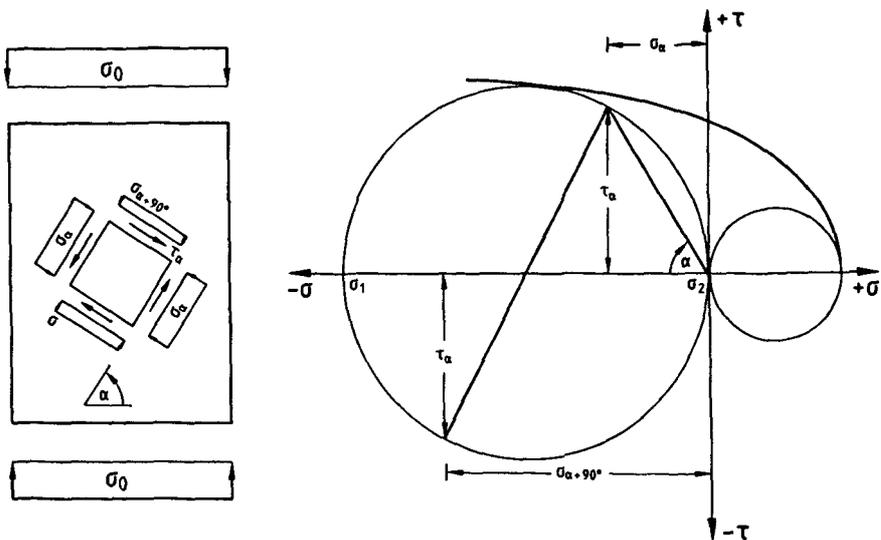


Bild 4.7: Darstellung der Spannungen nach Mohr

4.5 Versuchskörper und Versuchsdurchführung

Zur Untersuchung der Tragfähigkeit des Klebstoffes wurden statische und dynamische Versuche durchgeführt. Um alle Beanspruchungsbereiche abzudecken, wurden unter einem Winkel α miteinander verklebte Stahlprismenhälften verwendet. Füge teilversagen vor Klebstoffbruch ist somit auszuschließen. Zur Erzeugung definierter Beanspruchungen im Klebstoff wurden prismatische Versuchskörper nach Bild 4.8 verwendet. Hierbei handelt es sich um Vollkörper aus Stahl St 37-2 mit den Abmessungen $b/d/h =$

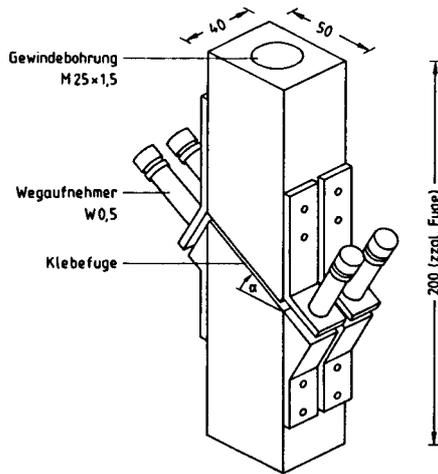


Bild 4.8: Versuchskörper für die eigenen Versuche

50/40/200mm, die unter dem Winkel α mit einer Klebschichtdicke von $h_g=2,0$ mm miteinander verklebt wurden. Einzelheiten zur Versuchskörperherstellung sind [78] zu entnehmen. Zur Bestimmung des Verformungsverhaltens der Klebefuge wurden die Verschiebungen in und normal zur Fugenrichtung mit Hilfe von Wegaufnehmern W 0,5 bestimmt. Die von diesen Wegaufnehmern gemessene Relativverschiebung setzt sich aus der Klebschichtverformung, zuzüglich eines Verformungsanteiles resultierend aus der Dehnung der stählernen Prismenhälften zusammen. Für die Auswertung sind nur die Klebschichtverformungen relevant, d.h. die mitgemessene Verformung der Fügeteile muß subtrahiert werden. Dazu wurden Blindproben hergestellt, die die gleichen Abmessungen wie die Versuchskörper haben, jedoch keine Klebefuge aufweisen. Mit einer identischen Wegaufnehmerbestückung wird im Vorversuch der belastungsabhängige Anteil der Eigenverformung bestimmt und kann anschließend von der gemessenen Gesamtverformung der Versuchskörper mit Klebschicht subtrahiert werden.

Die Belastung erfolgte zentrisch über Gewindestangen mittels einer servohydraulischen Universalprüfmaschine. Im oberen und unteren Spannfüter sorgten Kalotten für eine momentenfreie Lagerung der Gewindestangen. Im Druckversuch wurde die Pressenkraft über Lasteinleitungsplatten, die gelen-

kig mit der Spannvorrichtung verbunden waren, durch stirnseitige Kontaktpressung in die Prismenhälften eingeleitet.

Die statischen Versuche wurden weggeregelt durchgeführt. Regelgröße war bei Fugeneigungswinkeln $\alpha > 0^\circ$ die Verschiebung in Fugenlängsrichtung. Bei den 0° -Körpern wurde normal zur Fugerichtung weggeregelt. Die Prüfgeschwindigkeit betrug $v = 0,0005$ mm/min. Die dynamischen Versuche wurden kraftgeregelt mit einer Prüffrequenz von 2 Hz durchgeführt.

Das Versuchsprogramm sah statische und dynamische Zug- und Druckversuche an verklebten Stahlprismen nach Tab. 4.1 vor. Insgesamt wurden 106 Versuche durchgeführt, zuzüglich von 4 Versuchen zur Bestimmung des Eigenverformungsanteiles der Stahlprismen.

Tab.4.1: Anzahl der statischen und dynamischen Prismenversuche (Zug/Druck)

Fugenwinkel	statisch		dynamisch	
	Klebstoff A	Klebstoff B	Klebstoff A	Klebstoff B
0°	5/1	1/0	11/0	0/0
15°	4/0	3/1	8/0	0/0
30°	6/6	3/1	13/5	2/0
60°	7/5	3/3	10/4	4/0

4.6. Untersuchte Klebstoffe

Für das Kleben von Stahlflaschen auf Beton werden kalthärtende zweikomponentige Epoxidharzklebstoffe verwendet, die aus Basisharz und Aminhärter bestehen. Zur Verbesserung des Schwindverhaltens wird der Klebstoff mit Quarzsand hochgefüllt. Bei den hier untersuchten Klebstoffen handelt es sich um die für das Laschenkleben bauaufsichtlich zugelassenen Klebstoffe XB5074 der Fa. Ciba Geigy, im folgenden Klebstoff A bzw. SK41 der Fa. Hilti Bauchemie, im folgenden Klebstoff B genannt. Für jeden Klebstoff wurden die zentrische Druck- und Zugfestigkeit, die Querdehnzahl und der Elastizitätsmodul bestimmt, s. Tab. 4.2. Zum Vergleich sind in Tab. 4.2 die Herstellerangaben mit aufgenommen worden (jeweils untere Zeile).

Tab. 4.2: Kennwerte der verwendeten Klebstoffe

Klebstoff	Druckfestigkeit (DIN 53554) [N/mm ²]	Zugfestigkeit (DIN 53455) [N/mm ²]	E-Modul (DIN 53457) [N/mm ²]	Querdehnzahl [-]
A	92,7	31,0	5811	0,33
Hersteller	75,0	19,0	5780	-
B	106,4	29,2	10597	0,29
Hersteller	110,0	30,0 - 40,0	11000	-

4.7 Versuchsauswertung

4.7.1 Vorbemerkung

Bei der Auswertung der Versuchsergebnisse wird vorausgesetzt, daß die Spannungen gleichmäßig über die Klebschichtdicke verteilt sind. Der Spannungszustand in der Klebefuge wird zwar durch Spannungsspitzen, resultierend aus der Krafteinleitung infolge Querdehnungsbehinderung der Klebschicht an den starren Füge­teilen bestimmt. Die hieraus resultierende Fugenlängsspannung σ_x wird durch eine Schubspannung τ aufgebaut und nimmt über die Klebschichtdicke ab. Bild 4.9 zeigt qualitativ den Verlauf von σ_x in

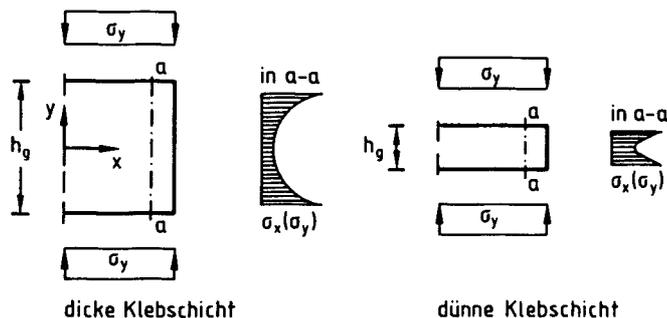


Bild 4.9: Fugenlängsspannung infolge Querdehnungsbehinderung

Abhängigkeit von der Klebschichtdicke. Bei den hier vorliegenden dicken Klebschichten wird aber vorausgesetzt, daß der mittlere Bereich von der festigkeitssteigernden Wirkung der Querdehnungsbehinderung unbeeinflußt bleibt, so daß dieser Bereich für die Tragfähigkeit maßgebend ist.

Der Bruch trat bei allen Versuchen durch Fugenversagen ein. Alle Versuche mit gleichem Fugenneigungswinkel zeigten die gleiche Bruchart, nämlich Kohäsionsbruch im Klebstoff. Unterschiedliche Klebstoffe führten nur zu Unterschieden in der Bruchlast, jedoch nicht zu Differenzen in der Art des Versagens.

4.7.2 Auswertung der statischen Versuche

4.7.2.1 Ergebnisse und Bruchkriterium

Auf Basis der durchgeführten Versuche wird ein Bruchkriterium für die Verbindung Stahl-Klebstoff entwickelt. Da alle Versuche als einachsige Zug- und Druckversuche durchgeführt wurden, wird ein Bruchkriterium nur als Einhüllende der einachsigen Spannungskreise für die Hauptzug- bzw. Hauptdruckspannung angegeben werden können. Zur Beschreibung der Tragfähigkeit unter beliebigen Kombinationen von τ und σ können die gewählten Versuchskörper nicht dienen. Hierzu sind apparativ aufwendigere Versuche erforderlich, wie z.B. Torsions-Zug-/Druck-Versuche, s. z.B. [32], [26].

Aus den erreichten Bruchlasten können die Spannungen in und normal zur Fugenrichtung unter der einachsigen äußeren Belastung σ_0 bestimmt werden:

$$\sigma_{\alpha} = \sigma_0 \cos^2 \alpha \quad (4.11)$$

$$\tau = \sigma_0 \sin \alpha \cos \alpha \quad (4.12)$$

$$\sigma_{\alpha+90^\circ} = \sigma_0 \sin^2 \alpha \quad (4.13)$$

Einzelwerte der Versuchsergebnisse sind in Anhang A4 aufgeführt. Werden die erzielten Maximalwerte der Spannungen im τ_q - σ_g -Diagramm in s.g. Mohr'scher Darstellung aufgetragen, ergibt sich in Abhängigkeit des verwendeten Klebstoffes die Darstellung nach Bild 4.10 und 4.11. Ebenfalls eingetragen sind

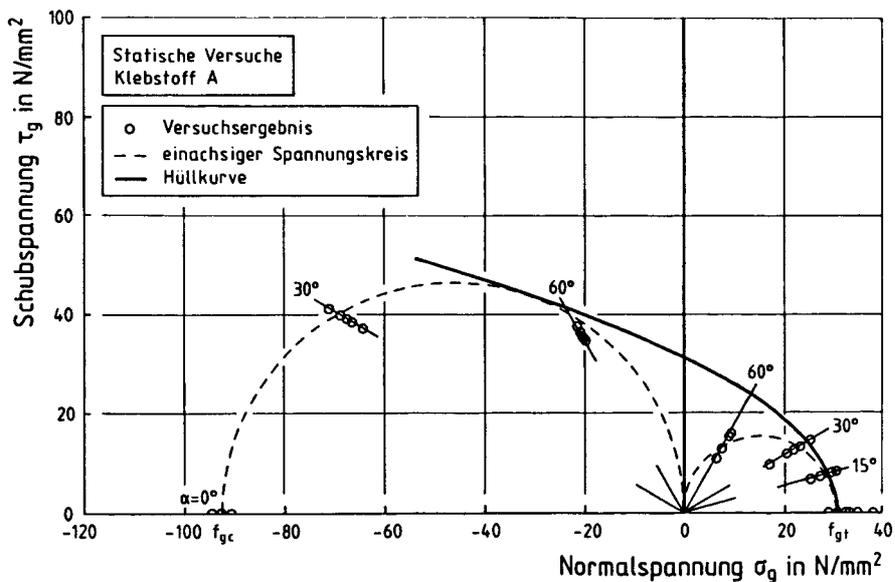


Bild 4.10: Ergebnisse der statischen Versuche mit Klebstoff A

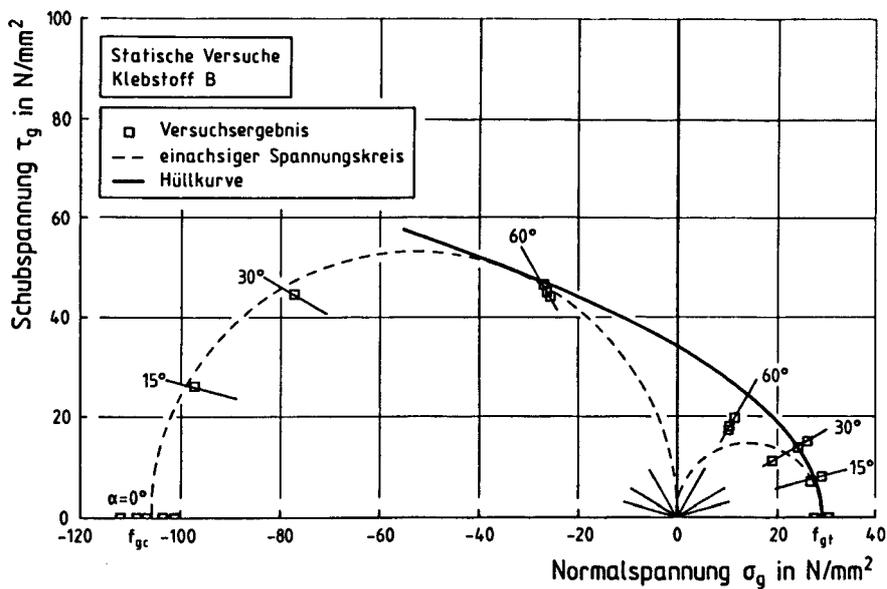


Bild 4.11: Ergebnisse der statischen Versuche mit Klebstoff B

die Spannungskreise für einachsigen Zug bzw. einachsigen Druck. Diese Werte wurden an reinen Klebstoffproben im zentrischen Zugversuch nach DIN 53455 bzw. im Druckversuch nach DIN 53554 bestimmt. Deutlich zu erkennen ist, daß die Schnittpunkte der Spannungskreise der einachsigen Druck- und Zugfestigkeit des Klebstoffes im Streubereich der Ergebnisse der Prismenversuche mit den Klebstoffen nach Tab. 4.2 liegen.

Die Lage der Versuchsergebnisse auf den einachsigen Spannungskreisen beweist die Schlußfolgerung, daß für dicke Klebefugen nicht die Tragfähigkeit der Kontaktzone Stahl-Klebstoff, z.B. beschrieben durch Gl.(4.1), sondern die Kohäsionsfestigkeit des Klebstoffes maßgebend ist. Neben den fugenbezogenen Spannungen σ_α , τ_α muß deshalb die Normalspannung $\sigma_{\alpha+90^\circ}$ in Fugenlängsrichtung mit berücksichtigt werden.

Als einfaches Bruchkriterium wird somit ein Kriterium für isotrope Werkstoffe formuliert, das basierend auf einer parabolischen Hüllkurve nach Mohr, für die Grenzzustände der einachsigen Festigkeit Gültigkeit besitzen soll. Die parabolische Einhüllende mit Scheitel auf der Abzisse läßt sich mit Kenntnis der einachsigen Druck- und Zugfestigkeit des Klebstoffes f_{gc} bzw. f_{gt} nach Gl.(4.14) angeben

$$\tau_g^2 = (2f_{gt} - 2 \sqrt{(f_{gt}^2 + f_{gc}f_{gt})} + f_{gc}) (f_{gt} - \sigma_g), \quad (4.14)$$

Auf die einachsige Druckfestigkeit des Klebstoffes f_{gc} bezogen ergibt sich

$$\left(\frac{\tau_g}{f_{gc}} \right)^2 = \kappa \left[2 - 2 \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{\kappa} + \frac{1}{\kappa}} \right] \left(\kappa - \frac{\sigma_g}{f_{gc}} \right) \quad (4.15)$$

$$\text{mit } \kappa = \frac{f_{gt}}{f_{gc}}$$

In den Bildern 4.10 und 4.11 sind diese parabolischen Hüllkurven eingetragen. Alle Spannungszustände, deren Spannungskreise zum Schnittpunkt mit der Hüllkurve kommen, führen definitionsgemäß zum Bruch. Stützpunkte für die Hüllkurve sind der Scheitel auf der Abzisse bei der einachsigen Zugfestigkeit sowie der Berührungspunkt des Parabelastes mit dem Spannungs-

kreis der einachsigen Druckfestigkeit.

Die Grenzzustände der Tragfähigkeit bei Wahl einer parabolischen Hüllkurve, basierend auf den Versuchsergebnissen, decken den Bereich der einachsigen Zugbeanspruchung über die Zug-Druck- bis hin zur einachsigen Druckbeanspruchung ab. In der σ_1 - σ_2 -Darstellung entspricht dies dem 4. Quadranten, in Bild 4.12 schraffiert dargestellt.

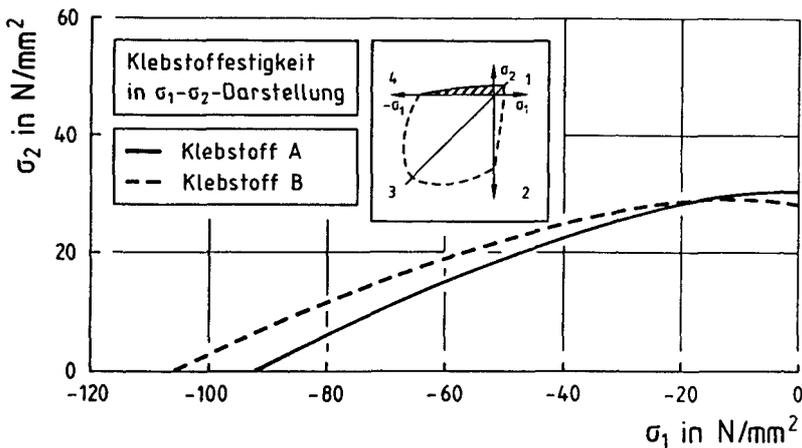


Bild 4.12: Klebstofffestigkeit in σ_1 - σ_2 -Darstellung bei parabolischer Hüllkurve, ermittelt aus einachsigen Zug- und Druckversuchen.

4.7.2.2 Einfluß einer Fugenlängsspannung

Da die statischen Versuche gezeigt haben, daß die Normalspannung in Fugenlängsrichtung einen Einfluß auf die Tragfähigkeit der Klebverbindung bei großer Schichtdicke ausübt, soll im folgenden die Auswirkung von σ_x auf die ertragbare Kombination von Verbundspannungen τ_{xy} und Normalspannungen σ_y normal zur Klebefuge untersucht werden. Dies ist von Bedeutung, da die Klebschicht bei der Zugzonenverstärkung durch geklebte Laschen nicht nur Verbundspannungen und evt. Spannungen normal zur Klebschicht, sondern auch immer Längszugspannungen ausgesetzt ist. Mit der Gleichung des Spannungskreises für den Spannungszustand in der Klebefuge

$$(\sigma_\alpha - 0,5(\sigma_y + \sigma_x))^2 + \tau_\alpha^2 = 0,25((\sigma_y - \sigma_x)^2 + 4 \tau_{xy}^2) \quad (4.16)$$

und der Gleichung der Hüllparabel, s. Gl.(4.14), kann nach den ertragbaren Kombinationen von σ_y und τ_{xy} gefragt werden, die bei Vorgabe einer Längsspannung σ_x zum Bruch führen.

Das Auflösen nach τ_α^2 und Gleichsetzen von Gl. (4.14) und (4.16) führt zu Gl. (4.17)

$$\tau_{xy} = \sqrt{bf_{gt} + \sigma_y \sigma_x - 0,25(b + \sigma_y + \sigma_x)^2} \quad (4.17)$$

$$b = 2f_{gt} - 2\sqrt{f_{gt}^2 + f_{gc}f_{gt} + f_{gc}} \quad (4.18)$$

Bild 4.13 zeigt exemplarisch für Klebstoff A die Auswertung von Gl.(4.17) für $\sigma_x = 20 \text{ N/mm}^2$ als Längszugspannung. Alle Kombinationen von τ_{xy} und σ_y , die außerhalb der durch Gl.(4.17) beschriebenen und in Bild 4.13 schraffiert dargestellten Fläche liegen, führen zum Bruch. Der zugehörige Spannungskreis für $\sigma_x = 20 \text{ N/mm}^2$ berührt die Hüllkurve.

Die Bruchgrenzflächen in σ_x - σ_y - τ_{xy} -Darstellung sind für Klebstoff A in Bild 4.14 für Zug- und Druckspannungen normal zur Klebefläche dargestellt. Schraffiert ist der Fall $\sigma_x = 20 \text{ N/mm}^2$ aus Bild 4.13. Anschaulich zu erkennen ist, daß mit zunehmender Längszugspannung die ertragbare σ_y - τ_{xy} -Kombination reduziert wird. Der Gültigkeitsbereich von Bild 4.14 ist auf Längszugspannungen ($\sigma_x \geq 0$) beschränkt. Längsdruckspannungen im Klebstoff, z.B. im Bereich der Verankerung geklebter Laschen zur Stützmomentverstärkung, können aber mit Hilfe von Gl.(4.17) berücksichtigt werden.

Bei der Bemessung laschenverstärkter Betonbauteile wird in der Regel die zulässige Laschenspannung von zul $\sigma_\ell = 140 \text{ N/mm}^2$ [18] ausgenutzt werden. Unter der Voraussetzung gleicher Dehnungen von Lasche und Klebstoff ergibt sich eine Längszugspannung im Klebstoff A nach Tabelle 4.2 von $\sigma_x = 3,9 \text{ N/mm}^2$. Mit Kenntnis von Bild 4.14 ist ein Klebstoffversagen somit im Gebrauchszustand nicht zu erwarten.

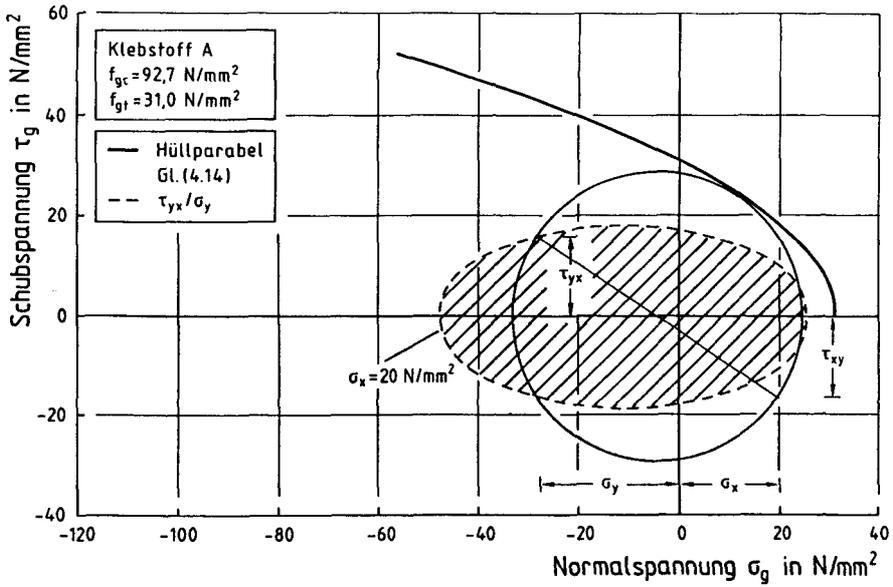


Bild 4.13: Einfluß einer Längsspannung auf die ertragbare τ_g - σ_g -Kombination

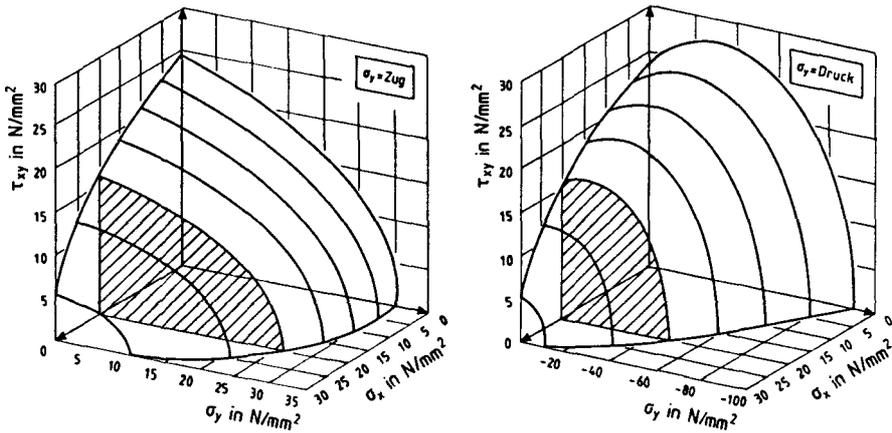


Bild 4.14: Bruchgrenzflächen für Klebstoff A

4.7.3 Auswertung der dynamischen Versuche

4.7.3.1 Vorbemerkung

Nachdem ein Bruchkriterium für statische Kurzzeitbeanspruchung entwickelt worden ist, soll im folgenden dessen Erweiterung für schwellende Beanspruchungen erfolgen. Die hierfür vorgesehenen dynamischen Versuche wurden mit den Parametern Oberlast, Klebstoffart, Fugenneigungswinkel und Belastungsart durchgeführt. Neben Zugschwellversuchen wurden Tastversuche im Druckschwellbereich ausgeführt. Die Unterlast wurde bei allen Versuchen zu ≈ 5 kN bzw. -5 kN bei Druckbeanspruchung festgelegt. An Versuchskörpern, die während der dynamischen Belastungsphase nicht versagten, wurde die statische Resttragfähigkeit bestimmt, um Aussagen über den Grad der Schädigung zu erhalten. Bei einigen Versuchen wurde die progressive Klebschichtschädigung in Abhängigkeit von der Lastspielzahl durch Verformungsmessungen normal zur Klebefugenebene bestimmt.

4.7.3.2 Versuchsauswertung und Ergebnisse

Die Auswertung der Zugschwellversuche erfolgt durch Darstellung der erreichten Lastspielzahlen in Abhängigkeit von der Oberlast im Wöhler-Diagramm. Da die eigenen statischen Versuche gezeigt haben, daß die Orientierung der Fuge zur Belastungsrichtung keinen signifikanten Einfluß auf die Tragfähigkeit besitzt, erfolgt eine gemeinsame Auswertung aller Versuchsergebnisse, unabhängig vom Fugenneigungswinkel. Bild 4.15 zeigt die Ergebnisse der dynamischen Zugschwellversuche mit Klebstoff A. Die je Belastungsniveau durchgeführten Versuche zeigen eine relativ große Streubreite der Bruchlastspielzahl N_u . Als Auswerteverfahren wird die \arcsin/p -Transformation angewendet, mit der S-N-Linien bestimmter Bruchwahrscheinlichkeit p angegeben werden können. Eine ausführliche Beschreibung dieses Verfahrens ist z.B. in [17] oder [19] zu finden. Die Zuverlässigkeit dieser Auswertemethode steigt mit der Zahl der Beanspruchungsstufen und der je Stufe durchgeführten Versuchsanzahl. Der Vorteil dieser Methode liegt darin, daß die Varianz der Transformationsgröße $x = \arcsin/p$ mit steigender Anzahl der Versuche je Stufe einem konstanten Wert zustrebt, so daß bereits mit einer geringen Versuchsanzahl relativ hohe Vorhersagegenauigkeiten mög-

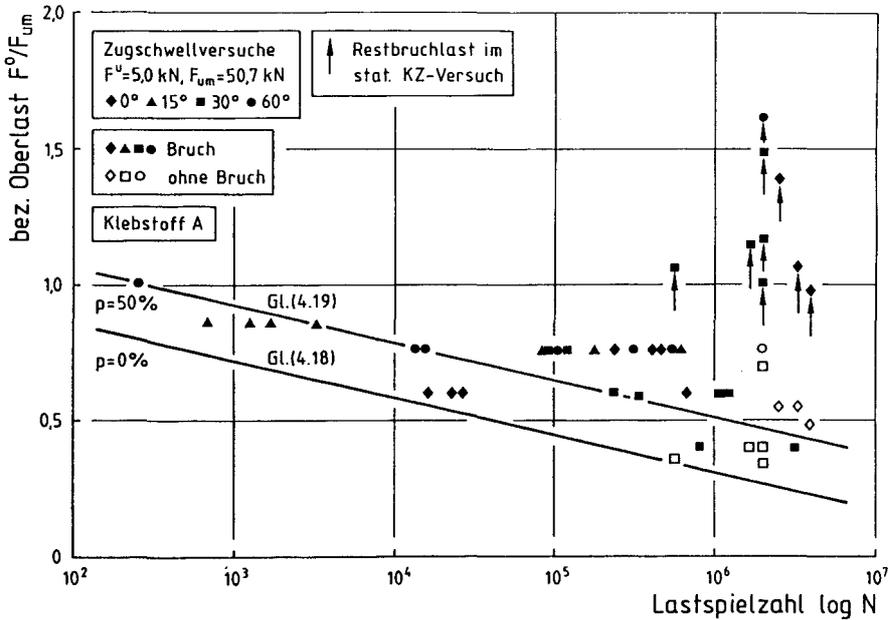


Bild 4.15: Ergebnisse der Zugschwellversuche mit Klebstoff A

lich sind. Mit der $\arcsin\sqrt{p}$ -Transformation ist es möglich, auch eine Aussage über die Versagenswahrscheinlichkeiten $p = 0$ und $p = 100\%$ zu gewinnen, da die Verteilungsfunktion an diesen Grenzen Asymptoten besitzt. Die Auswertung erfolgt getrennt für den Zeitfestigkeitsbereich und für den Bereich mit $N \geq 2 \cdot 10^6$. Anhang A4 zeigt die Versuchsauswertung.

Bild 4.15 enthält die ermittelten F^0 - N -Linien für $p=0\%$ und $p=50\%$ Bruchwahrscheinlichkeit. Sie wurden mittels linearer Regression aus den durch die $\arcsin\sqrt{p}$ -Transformation ermittelten F^0 - $\log N$ -Wertepaaren bestimmt.

Es ergeben sich die Funktionen nach Gl.(4.18) und (4.19):

$$p = 0\% : F^0/F_{um} = -0,136 \cdot \log N + 1,11 \quad (4.18)$$

$$p = 50\% : F^0/F_{um} = -0,136 \cdot \log N + 1,32 \quad (4.19)$$

Die 0% - Linie kann als eine sichere untere Einhüllende der Versuchsergebnisse aufgefaßt werden, unterhalb derer mit keinem dynamischen Klebschichtversagen bis $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln zu rechnen ist. Die auf dem untersten Lastniveau geprüften Versuchskörper ohne Versagen bis $N = 2 \cdot 10^6$ Lastwechsel, erreichten oder überschritten im anschließenden statischen Zugversuch die Kurzzeitbruchlast. Die Angabe einer Dauerschwingfestigkeit erscheint jedoch aufgrund der Versuchsergebnisse nicht gerechtfertigt.

4.7.3.3 Einfluß einer Druckbeanspruchung

Der Einfluß einer Druckschwellbelastung auf die Tragfähigkeit wurde nur stichprobenartig untersucht, so daß eine statistische Auswertung der dynamischen Druckversuche nicht sinnvoll ist. Unter der angelegten Oberlast F^0 , bezogen auf den jeweiligen Mittelwert der Bruchlast F_{um} im statischen Kurzzeitdruckversuch liegen die erreichten Lastspielzahlen jedoch im Streubereich der bezogenen Ergebnisse der dynamischen Zugversuche, s. Bild 4.16.

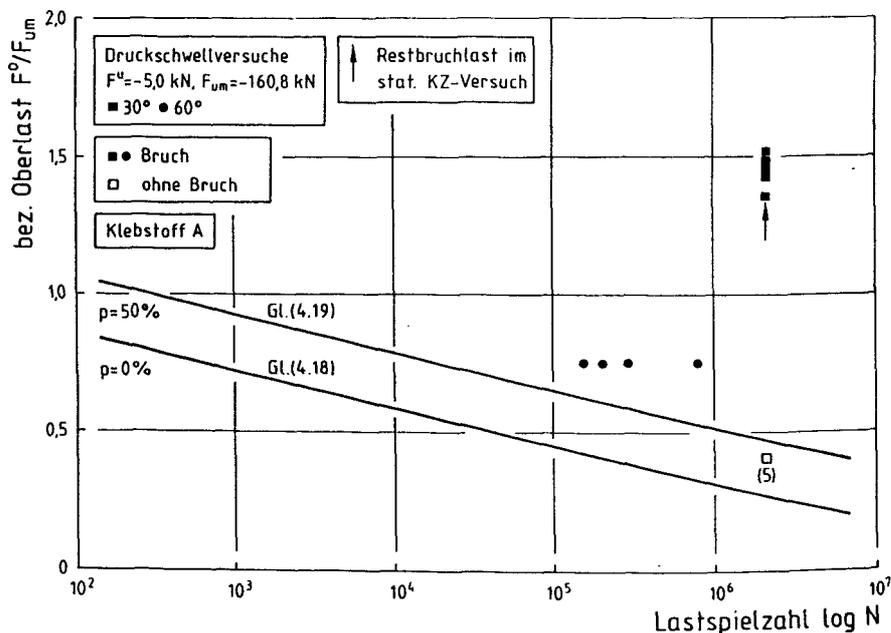


Bild 4.16: Ergebnisse der Druckschwellversuche mit Klebstoff A

4.7.3.4 Einfluß der Klebstoffart

Mit dem Klebstoff B wurden am 60° -Versuchskörper vier dynamische Zugversuche durchgeführt. Mit einer Oberlast von $F^0 = 60,0$ kN, entsprechend $0,76 \cdot F_{um}$ wurden Lastwechselzahlen erreicht, die im Streubereich der bezogenen Ergebnisse mit Klebstoff A liegen und ebenfalls durch die p-Linien nach Gl.(4.18) und Gl.(4.19) charakterisiert werden können, s. Bild 4.17.

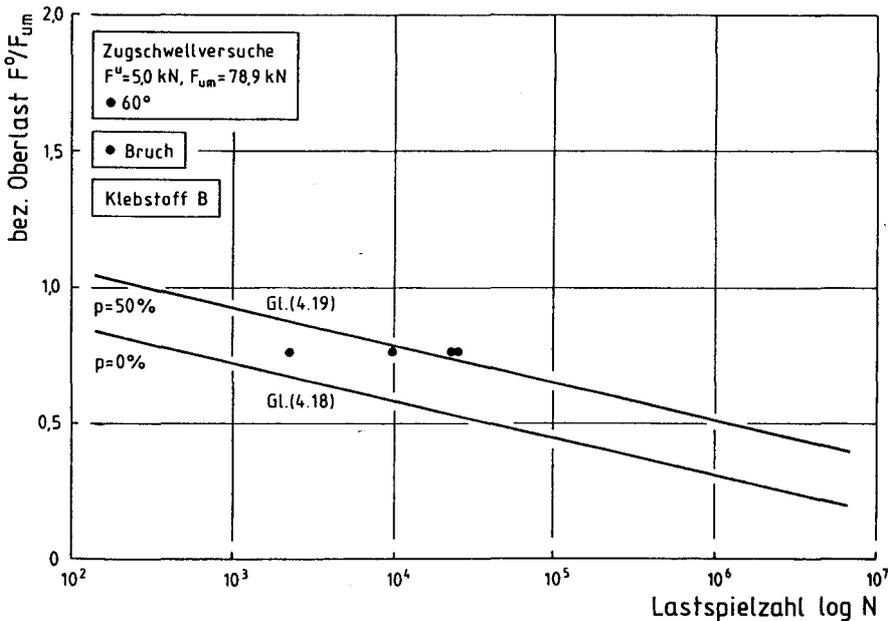


Bild 4.17: Ergebnisse der Zugschwellversuche mit Klebstoff B

4.7.3.5 Bruchkriterium für dynamische Beanspruchung

Das Bruchkriterium für statische Beanspruchung soll auf dynamische Beanspruchung erweitert werden. Die dynamischen Zug- und Druckschwellversuche haben gezeigt, daß der Schädigungsgrad vom Verhältnis F^0/F_{um} abhängt. Für interessierende Lastspielzahlen läßt sich die ertragbare Belastung F^0/F_{um}

in Abhängigkeit von der Bruchwahrscheinlichkeit angeben. Für die folgenden Betrachtungen wird ein lastspielzahlabhängiger Schädigungsfaktor s_{dyn} eingeführt, der sowohl für Zug- als auch für Druckschwellbelastung Gültigkeit besitzen soll:

$$s_{\text{dyn}} = f(N, p) = F^0 / F_{\text{um}} = -0,136 \cdot \log N + k \quad (4.20)$$

mit $k = f(p)$. Für $p=0\%$ beträgt $k = 1,11$, für $p=50\%$ ist $k = 1,32$, siehe auch Gl.(4.18) und (4.19).

Durch Reduktion der einachsigen Druck- und Zugfestigkeit des Klebstoffes infolge Multiplikation mit s_{dyn} kann die lastspielzahlabhängige Festigkeit des Klebstoffes als $f(p)$ angegeben werden. Die Einhüllende der einachsigen Spannungskreise in Parabelform nach Gl.(4.14) kann gemäß Gl. (4.21) bestimmt werden.

$$\frac{\tau}{f_{\text{gc}}'}^2 = \kappa \left[2 - 2 \sqrt{1 + \frac{1}{\kappa} + \frac{1}{\kappa}} \right] \left(\kappa - \frac{\sigma_{\text{gn}}}{f_{\text{gc}}'} \right) \quad (4.21)$$

mit

$$\kappa = \frac{f_{\text{gt}}}{f_{\text{gc}}}$$

und

$$f_{\text{gc}}' = f_{\text{gc}} \cdot s_{\text{dyn}} \text{ bzw. } f_{\text{gt}}' = f_{\text{gt}} \cdot s_{\text{dyn}}$$

Bild 4.18 zeigt die Bruchgrenzflächen für $N=2 \cdot 10^6$ Lastwechsel, $p=0\%$ und $s_{\text{dyn}}=0,25$ nach Gl.(4.20) für Druck- und Zugspannungen normal zur Klebefuge.

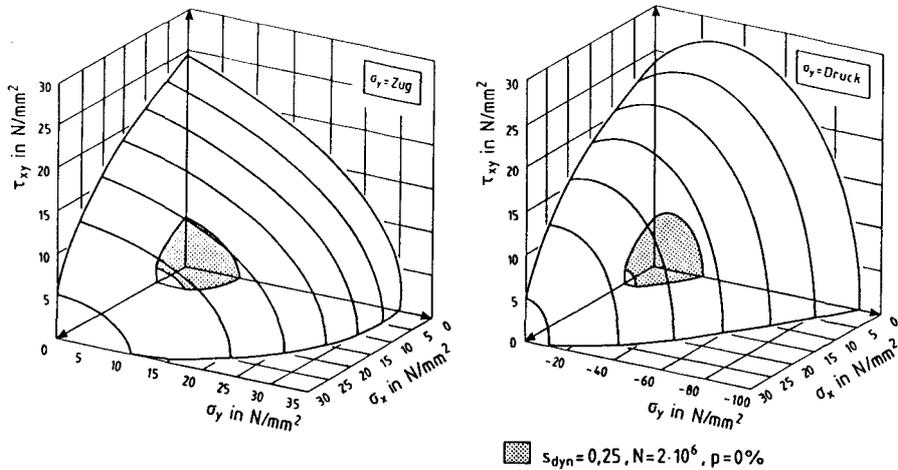


Bild 4.18: Bruchgrenzflächen für Klebstoff A für dynamische Beanspruchung

4.7.3.6 Schädigungsprozeß unter dynamischer Beanspruchung

Die Auswertung der dynamischen Versuche im vorherigen Abschnitt berücksichtigt nur die Grenztragfähigkeit der geprüften Versuchskörper. Der Schädigungsprozeß infolge eines progressiven Ribwachstums in der Klebschicht kann hiermit nicht abgebildet werden. Als Schädigungsgrad kann der Verlauf der Klebschichtverformung in Abhängigkeit von der Lastspielzahl dienen, s. Bild 4.19. Dargestellt ist die Klebschichtverformung s_m in und v_m normal zur Fugenrichtung als Mittel der Meßwerte zweier Wegaufnehmer.

Während der dynamischen Belastungsphase beginnt die Bildung von Initialrissen. Als Ribursprung gelten nach [77] Fehlstellen und Inhomogenitäten im Klebschichtgefüge. Hieraus resultierende lokale Spannungsspitzen führen zum Wachstum dieser Initialrisse und somit zu einer erhöhten Beanspruchung des Restquerschnittes. Eine progressive Verformungszunahme ist die Folge, bis der Bruch der Verbindung eintritt.

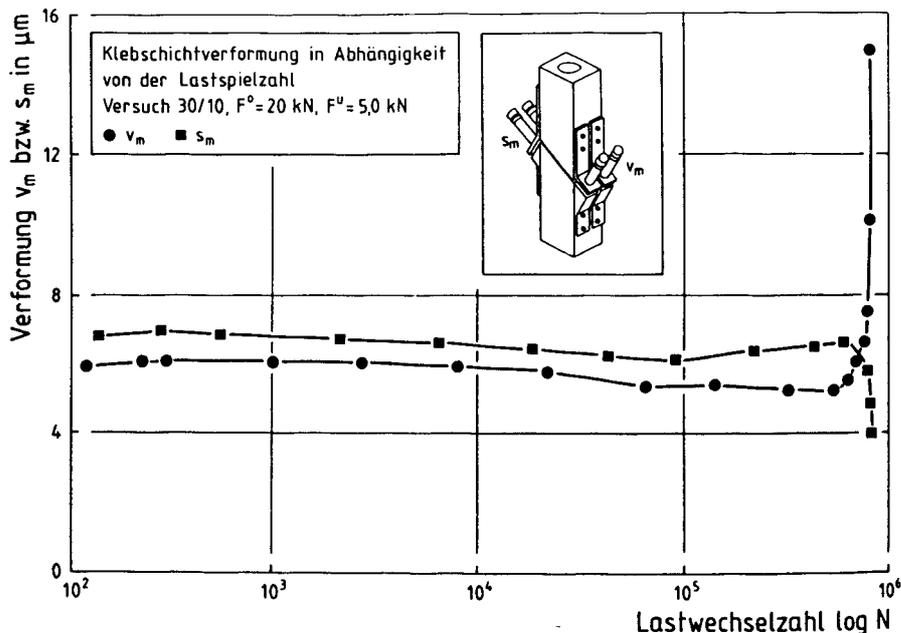


Bild 4.19: Klebschichtverformung in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl

4.8 Bruchmechanisches Konzept zur Abbildung des Schädigungsprozesses

4.8.1 Vorbemerkung

Mit Hilfe der Bruchmechanik kann das Ribwachstum eines fehlerstellenbehafteten Werkstoffes unter Belastung beschrieben werden. Fehlerstellen im Klebstoff sind vor allem Inhomogenitäten im Gefüge, wie z.B. Luftporen. Im folgenden soll mit Hilfe der linear-elastischen Bruchmechanik für statische Kurzzeitbeanspruchung geklärt werden, wann mit instabilem Ribwachstum in der Klebefuge zu rechnen ist. Die Beschränkung auf den linear-elastischen Ansatz erscheint gerechtfertigt, da die verwendeten Epoxidharzklebstoffe ein ausgesprochen sprödes Verhalten im Zug- und Druckversuch zeigen. Die Plastizierung des Klebstoffes in der Umgebung der Ribspitze und damit eine nicht nur für die Ribbildung wirksame Energiedissipation ist somit gering.

Eine Erweiterung des Ansatzes von statischer Kurzzeitbeanspruchung auf dynamische Belastung erfolgt anschließend.

4.8.2 Grundlagen für statische Kurzzeitbeanspruchung

Auf die Grundlagenliteratur z.B. [43] wird an dieser Stelle verwiesen. Es wird ein Wert der Bruchzähigkeit bestimmt, der, vergleichbar der Streckgrenze bei zähen Werkstoffen, den Beginn des instabilen Ribwachstums beschreibt. Die Bruch- oder Ribzähigkeit kann durch die Einführung des Spannungsintensitätsfaktors k nach Gl.(4.22) definiert werden.

$$k = \sigma \cdot \sqrt{a \cdot \pi} \cdot f\left(\frac{a}{w}\right) \quad (4.22)$$

mit

$$f\left(\frac{a}{w}\right) = \sqrt{\frac{E}{1-\nu^2} \cdot \frac{w \cdot b}{2 a \pi} \cdot \frac{dC}{d\left(\frac{a}{w}\right)}} \quad (4.23)$$

Durch die Korrekturfunktion $f(a/w)$ wird der Geometrie- und Versuchskörper-einfluß bei der Bestimmung von k berücksichtigt. Für nicht erprobte Versuchskörperformen und -abmessungen muß die Korrekturfunktion experimentell bestimmt werden.

Gl.(4.22) geht von der Orientierung des Risses normal zur Kraftrichtung (Modus I) aus. Daneben werden die Riböffnungsarten Modus II (reine Schubbeanspruchung) und Modus III (reine Verscherung der Ribufer) unterschieden. Die Kombination unterschiedlicher Moden ist möglich. So liegt bei geklebten Verbindungen in der Regel eine Beanspruchung als Kombination aus Modus I und II vor, wenn der äußere Spannungszustand in Bezug zur Orientierung der Klebfläche betrachtet wird. Maßgebend ist jedoch der Spannungszustand an der Ribspitze und damit die Orientierung des Risses im Spannungsfeld. Nach *Irwin* [47], oder *Trantina* [91], verläuft ein Rib entlang des Pfades normal zur größten Hauptzugspannungsrichtung, so daß an

der Rißspitze immer eine Beanspruchung nach Modus I vorherrscht. *Erdogan* und *Sih* [27] unterstützen diese Hypothese durch eine Vielzahl von Versuchen. Das Bruchverhalten war demnach immer auf eine reine Rißöffnung nach Modus I zurückzuführen, Rißöffnungen nach Modus II oder III traten nicht auf.

Die eigenen Versuche haben gezeigt, daß sich in der relativ dicken Klebschicht ein Spannungszustand einstellt, bei dem das Überschreiten der maximalen Hauptzugspannung zum Bruch führt. Für eine bruchmechanische Rißfortschrittsbetrachtung wird somit der Modus I Zustand maßgebend, da die Rißbildung in der Klebschicht normal zur Hauptzugspannungsrichtung verläuft. Bei dünnen Klebschichten mit Einfluß von Querdehnungsbehinderung an starren Fügeoberflächen kann dagegen eine Kombination aus Modus I und II vorliegen. Dieser Fall wird hier nicht weiter betrachtet.

4.8.3 Experimentelle Bestimmung des Spannungsintensitätsfaktors

Zur experimentellen Bestimmung des Spannungsintensitätsfaktors nach Gl.(4.22) ist es erforderlich, die Nachgiebigkeit des Versuchskörpers bei definierter Rißlänge zu bestimmen, um so die Korrekturfunktion $f(a/w)$ für diesen Versuchskörper angeben zu können. Bei zwei unter einem Fugeneigungswinkel von 60° miteinander verklebten Stahlhälften wurde hierzu mit einem Sägeschnitt in Klebschichtmitte ein definierter Initialriß a_0 vorgegeben. Zur Ausbildung des charakteristischen Spannungszustandes an der Rißspitze erfolgte eine dynamische Belastungsphase mit einigen Lastwechseln. Anschließend wurde die Kraft-Verformungscharakteristik des geschädigten Versuchskörpers bestimmt, wobei die Belastung nur im linear-elastischen Bereich der Kraft-Verformungsbeziehung erfolgte. Nach Entlastung wurde der Riß um Δa erweitert und der o.a. Vorgang wiederholt. Die so ermittelte Kraft-Verformungs-Charakteristik für verschiedene Rißlängen zeigt Bild 4.20.

Für jede betrachtete Rißlänge a kann die Nachgiebigkeit (compliance) des Versuchskörpers C ermittelt werden. Es ist üblich, den Zusammenhang von $C = f(a/w)$ durch eine analytische Funktion zu approximieren. Eine nichtlineare Regressionsanalyse führt zur funktionalen Beschreibung der Abhängigkeit von $C = f(a/w)$, s. Bild 4.21 und Gl.(4.24).

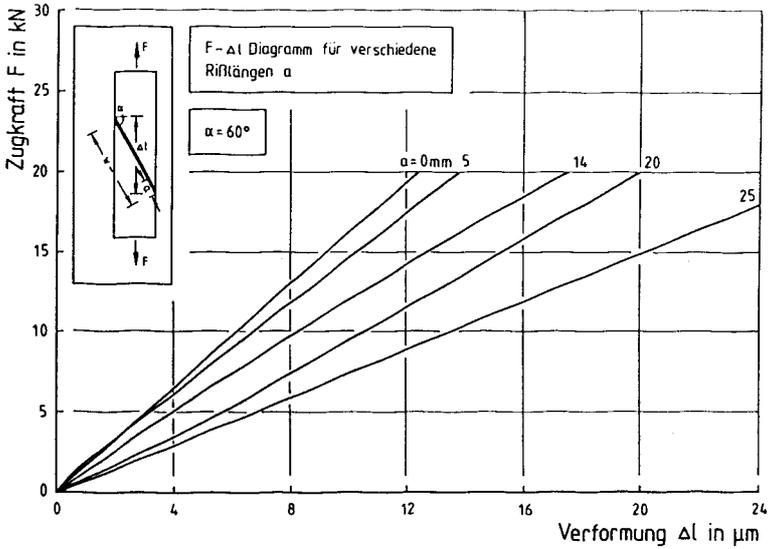


Bild 4.20: Kraft-Verformungs-Beziehung in Abhängigkeit von der Rißlänge

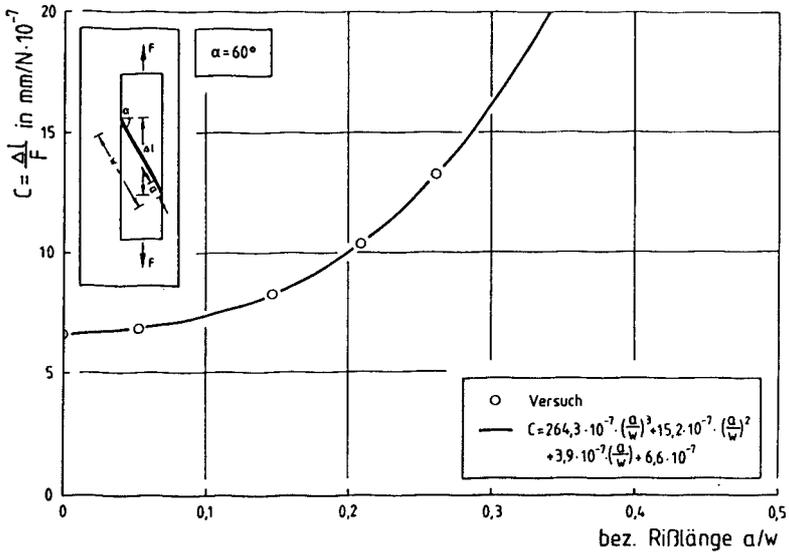
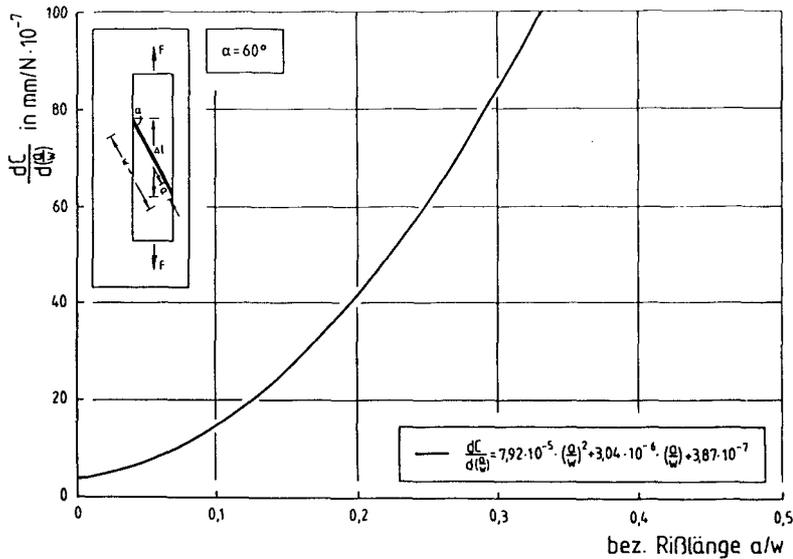


Bild 4.21: Compliance C in Abhängigkeit von der Rißlänge

Bild 4.22: $dC/d(a/w)$ in Abhängigkeit von der Rißlänge

$$C = 264,3 \cdot 10^{-7} \left(\frac{a}{w}\right)^3 + 15,2 \cdot 10^{-7} \left(\frac{a}{w}\right)^2 + 3,9 \cdot 10^{-7} \left(\frac{a}{w}\right) + 6,6 \cdot 10^{-7} \quad (4.24)$$

Die Bildung von $dC/d(a/w)$ führt zu Gl.(4.25) und Bild 4.22:

$$\frac{dC}{d\left(\frac{a}{w}\right)} = 7,92 \cdot 10^{-5} \cdot \left(\frac{a}{w}\right)^2 + 3,04 \cdot 10^{-6} \cdot \left(\frac{a}{w}\right) + 3,87 \cdot 10^{-7} \quad (4.25)$$

Mit Gl.(4.22) und der Kenntnis der Korrekturfunktion nach Gl.(4.25) kann nun der Spannungsintensitätsfaktor als Kombination aus Rißlänge und äußerer Spannung bestimmt werden. Der Spannungszustand an der Rißspitze wird kritisch, d.h. es setzt instabiles Rißwachstum ein, wenn k den Wert k_c erreicht. Zur Bestimmung von k_c wurde die Resttragfähigkeit des Versuchskörpers im statischen Kurzzeitzugversuch ermittelt. Das Versagen trat bei einer Zugkraft von $F_u = 27,5$ kN ein. Die zugehörige kritische Rißlänge a_c bei Beginn der instabilen Rißausbreitung kann aus der Fraktografie der Bruchflächen ermittelt werden, auf der Anriß und Rißfortschritt unterscheidbar sind. Aus dem Bruchbild, s. Bild 4.23, kann eine kritische

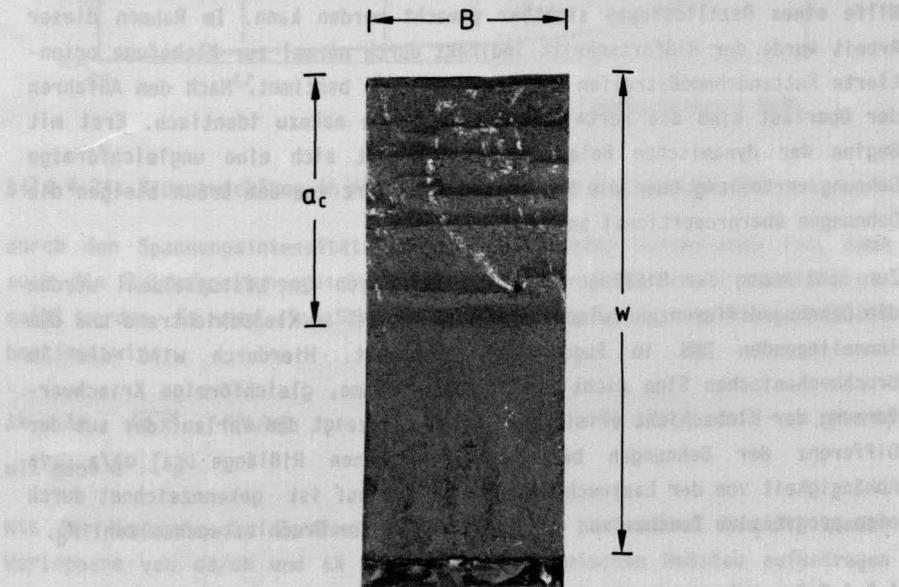
Rißlänge von $a_c = 0,5 \cdot w$ gemessen werden. Damit ergibt sich k_c zu

$$k_c = \sigma_n \cdot \sqrt{a_c \pi} \cdot f\left(\frac{a_c}{w}\right) = 72,4 \text{ N/mm}^{3/2} \quad (4.26)$$

bzw. in Form der RiBerweiterungskraft G_c mit

$$G_c = \frac{k_c^2}{E} (1-\nu^2) = 3,02 \text{ N/mm} \quad (4.27)$$

Dieser Wert liegt in der Größenordnung der in der Literatur zu findenden G_c -Werte. So wird in [50] eine Streubreite für experimentell ermittelte G_c -Werte für gefüllte Epoxidharze von $G_c = 1,4$ bis $4,0$ N/mm angegeben.



$\alpha = 60^\circ$, Versuch Nr. 18
Klebstoff A

Bild 4.23: Bruchbild mit kritischer Rißlänge a_c

4.8.4 Erweiterung auf dynamische Beanspruchung

4.8.4.1 Bestimmung des Ribfortschrittes unter dynamischer Beanspruchung

Der in Kap. 4.7.3.6 erläuterte Schädigungsprozeß unter dynamischer Belastung ist das Resultat einer Vergrößerung von Fehlstellen und Einzelrisen. Bei den folgenden Betrachtungen werden diese Fehlstellen als Einzelriß betrachtet, der in Abhängigkeit von der Lastspielzahl an Länge zunimmt.

Zur Bestimmung der Riblänge während des dynamischen Versuches stehen verschiedene Verfahren zur Verfügung. Neben den optischen Meßverfahren mit Hilfe von Lichtmikroskopie können Riblängen auch indirekt bestimmt werden, so z.B. durch die Klebefläche kreuzende elektrisch leitende Gitter. Eine Ribverlängerung führt zu einer lokalen Widerstandsänderung, die z.B. mit Hilfe eines Oszilloskopes sichtbar gemacht werden kann. Im Rahmen dieser Arbeit wurde der Ribfortschritt indirekt durch normal zur Klebefuge orientierte Kettendehnmessstreifen mit 4 mm Meßlänge bestimmt. Nach dem Anfahren der Oberlast sind die Werte der DMS-Messungen nahezu identisch. Erst mit Beginn der dynamischen Belastungsphase stellt sich eine ungleichförmige Dehnungsverteilung über die Klebelänge ein. Kurz vor dem Bruch steigen die Dehnungen überproportional an.

Zur Bestimmung der Riblänge in Abhängigkeit von der Lastspielzahl werden die Dehnungsdifferenzen zwischen dem äußeren DMS am Klebschichtrand und dem innenliegenden DMS in Fugenmitte betrachtet. Hierdurch wird die im bruchmechanischen Sinn nicht schädigungswirksame, gleichförmige Kriechverformung der Klebschicht eliminiert. Bild 4.24 zeigt den Verlauf der aus der Differenz der Dehnungen berechneten bezogenen Riblänge ca/a_c in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl. Der Verlauf ist gekennzeichnet durch eine progressive Zunahme von ca/a ab ca. 60% der Bruchlastwechselzahl N_u .

4.8.4.2 Auswertung

Erreicht die Riblänge eine Größe, die in Kombination mit der angelegten Spannung zum kritischen Spannungsintensitätsfaktor k_c führt, kommt es zum spröden Restbruch der Klebschicht. Da der Spannungszustand an der Ribspitze

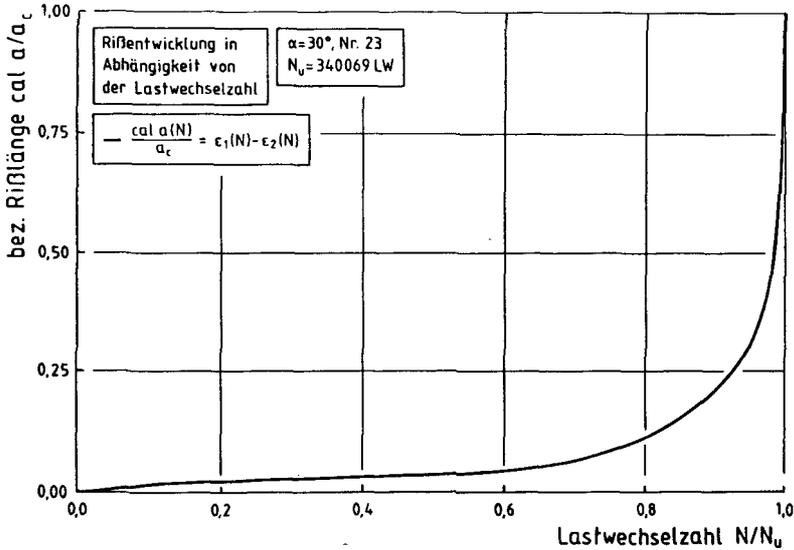


Bild 4.24: Rißentwicklung in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl

durch den Spannungsintensitätsfaktor k vollständig beschrieben ist, kann auch die Rißausbreitungsgeschwindigkeit von der Größe von k abhängig gemacht werden. Es wird eine Schwingbreite Δk eingeführt, die nach Gl.(4.28) bestimmt wird:

$$\Delta k = \Delta \sigma \cdot \sqrt{a \cdot \pi} \cdot f(a/w) \quad (4.28)$$

$$\text{mit } \Delta \sigma = \sigma^0 - \sigma^u$$

Mit der Kenntnis der Zunahme der Rißlänge je Lastwechsel (da/dN) können Wertepaare von da/dN und Δk im doppellogarithmischen Maßstab aufgetragen werden. Der sich i.a. ergebende s-förmige Kurvenverlauf nähert sich asymptotisch den beiden Grenzen k_0 und k_c an. Der Wert k_c entspricht dem kritischen Spannungsintensitätsfaktor k_c nach Gl.(4.26). Der Wert k_0 ist ein unterer Grenzwert für die Ermüdungsrißausbreitung. Es ist üblich, den mittleren Bereich durch eine, in doppellogarithmischer Darstellung linear verlaufende Beziehung, der s.g. Paris-Gleichung, darzustellen, s.

Gl.(4.28):

$$da/dN = C \cdot \Delta k(N)^m, \quad (4.29)$$

mit einem stoffabhängigem Exponenten m und einem Faktor C , der von der Belastungsart abhängig ist. Die Schwingbreite des Spannungsintensitätsfaktors Δk kann bei konstanter Spannungsamplitude nur durch Riblängenwachstum Δa während des dynamischen Versuches zunehmen.

Die Abhängigkeit von da/dN von Δk zeigt Bild 4.25. Für den Bereich II ergibt die Regressionsanalyse eine Beziehung in Form der Paris-Gleichung von

$$da/dN = 3,8 \cdot 10^{-12} \cdot \Delta k^{5,03}. \quad (4.30)$$

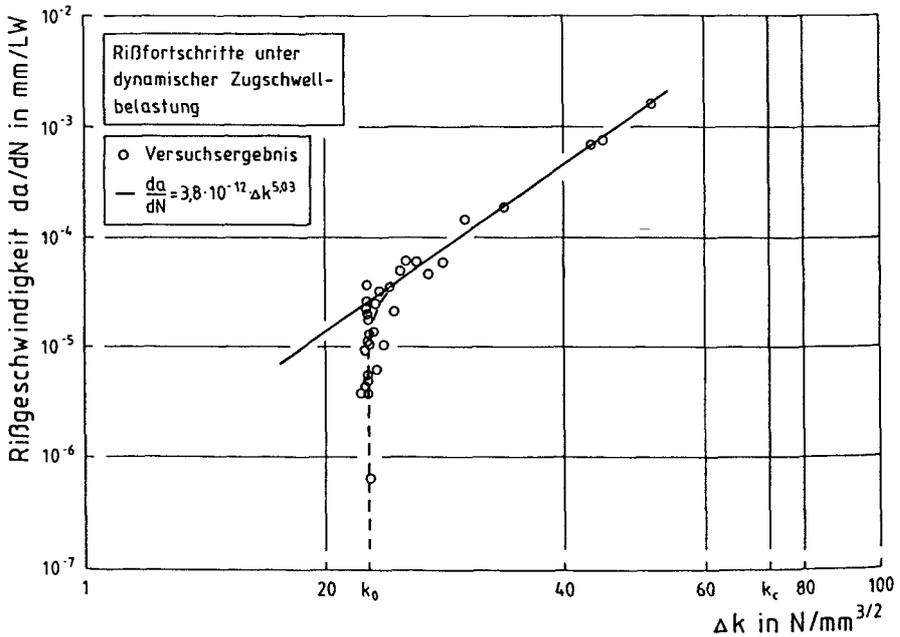


Bild 4.25: Ribfortschritt in Abhängigkeit von der Schwingbreite des Spannungsintensitätsfaktors

Als oberer Grenzwert für die Schwingbreite des Spannungsintensitätsfaktors ist in Bild 4.25 der Wert $k_c=72,4 \text{ N/mm}^{3/2}$ nach Gl.(4.26) eingetragen, der definitionsgemäß den Beginn des instabilen Rißwachstums und damit den Bruchzustand beschreibt. Die experimentelle Bestimmung des unteren Grenzwertes k_0 ist nur mit großem Versuchsaufwand möglich, da sichergestellt werden muß, daß es zu keinem weiteren Rißfortschritt kommt. Große Lastspielzahlen in der Größenordnung bis zu 10^8 Lastwechseln sind dabei erforderlich. Aus Bild 4.25 kann der Wert von k_0 vorsichtig zu $k_0=22 \text{ N/mm}^{3/2}$ geschätzt werden.

Bild 4.25 setzt voraus, daß zu einer Schwingbreite des Spannungsintensitätsfaktors Δk nur eine einzige Rißausbreitungsgeschwindigkeit da/dN gehört. Ein kleiner Riß mit großem $\Delta\sigma$ belastet führt zur gleichen Schädigung wie eine Probe mit großem Riß, die mit kleinem $\Delta\sigma$ belastet wird.

Mit Bild 4.25 und mit Gl.(4.30), kann der Rißfortschritt unter dynamischer Beanspruchung angegeben werden. Belastungsgrenzen und Restlebensdauer bei vorhandener Anrißlänge können definiert, und eine untere Schädigungsgrenze kann angegeben werden.

4.9 Zusammenfassung und Schlußfolgerung

Ein in Versuchen mit laschenverstärkten Betonbiegebauteilen beobachtetes Versagen ist der Bruch innerhalb der Klebschicht als Klebverbundbruch vor allem unter dynamischer Belastung und unter statischer Verbundbeanspruchung in Kombination mit hohem Anpreßdruck auf. Diese Versagensart bedarf der Klärung.

Nach einer Literaturstudie über das Tragverhalten geklebter Verbindungen wird an Probekörpern mit definierten Beanspruchungszuständen der Bruchmechanismus erforscht. Es werden Bruchkriterien des Klebschichtversagens sowohl für statische als auch für dynamische Belastung angegeben. Die Versuchsergebnisse zeigen, daß ein Bruchkriterium in Form einer parabolischen Einhüllenden der einachsigen Zug- und Druckfestigkeit der Klebstoffe verwendet werden kann. Der Einfluß der Normalspannung in Klebefugenlängsrichtung wird dargestellt. Für weitere, hier nicht untersuchte gefüllte Epoxidharzklebstoffe, können mit Kenntnis der einachsigen Druck- und

Zugfestigkeit die Bruchgrenzflächen ermittelt werden. Ob dies ebenfalls für die für das Laschenkleben verwendeten Primer gilt, bedarf noch der Klärung.

Zur Bestimmung des Schädigungsfortschrittes werden bruchmechanische Untersuchungen auf Grundlage der linear-elastischen Bruchmechanik durchgeführt. Nach der Bestimmung der Bruchzähigkeit wird der Schädigungsprozeß als Ribfortschritt unter dynamischer Belastung in Form der Paris-Gleichung abgebildet.

Folgende Ergebnisse und Schlußfolgerungen können gezogen werden:

1. Für das Klebverbundversagen ist die Kohäsionsfestigkeit des Klebstoffes maßgebend. Durch die Spannungskreise der einachsigen Zug- bzw. Druckfestigkeit läßt sich ein Bruchkriterium als Einhüllende in Parabelform nach Mohr angeben. Die Verbundtragfähigkeit kann als ertragbare Kombination aus Verbundspannungen, sowie Normalspannungen in und normal zur Klebschicht angegeben werden.
2. Die Beanspruchung des minderfesten Bereichs außerhalb der Adhäsionszonen der relativ dicken Klebschicht erfolgt durch die fugenbezogenen Normalspannungen normal bzw. in Fugenrichtung σ_y bzw. σ_x , sowie durch die Schubspannung τ_{yx} .
3. Der Einfluß der Fugenlängsspannung σ_x auf die ertragbare τ_{yx} - σ_y -Kombination ist, im Gegensatz zu den Angaben in [32], von großer Bedeutung.
4. Eine dynamische Beanspruchung bis $N = 2 \cdot 10^6$ LW mit $R \approx 0,1$ reduziert bei beiden untersuchten Klebstoffen die Schwingfestigkeit auf ca. 50% der mittleren statischen Festigkeit (Versagenswahrscheinlichkeit $p = 0,5$). Dies gilt auch für Druckbeanspruchung.
5. Mit Hilfe der linear-elastischen Bruchmechanik läßt sich ein kritischer Spannungsintensitätsfaktor bei Beginn der instabilen Ribausbreitung zu $k_c = 72,4 \text{ N/mm}^{3/2}$ angeben. Ein unterer Grenzwert k_0 kann zu $k_0 = 22 \text{ N/mm}^{3/2}$ geschätzt werden.

5. EIGENE VERSUCHE MIT DOPPELLASCHENKÖRPERN

5.1 Vorbemerkung

Nachdem im vorangehenden Abschnitt Bruchkriterien für den Klebstoff formuliert wurden, wird nun das Tragverhalten des Betons in der angrenzenden Verbundzone unter schwellender Beanspruchung untersucht. Zum Verbundtragverhalten laschenverstärkter Betonbauteile unter statischer Beanspruchung existieren umfangreiche Versuchsergebnisse. Gemessen daran gibt es nur wenige und zudem mangelhaft beschriebene Versuche bei dynamischer Beanspruchung. Aus diesem Grund wurden eigene Versuche notwendig. Mit ihnen sollen die zuvor beschriebenen Versagensphänomene eingehend studiert und zur Modellbildung des Klebverbundes unter dynamischer Beanspruchung verwendet werden. Als Versuchskörper bietet sich ein symmetrischer Doppellaschenkörper an, bei dem die Beanspruchung der Laschen keine Versatzmomente infolge exentrischer Krafteinleitung hervorruft. Hiermit kann das Verbundtragverhalten im Verankerungsbereich der Lasche, also im Bereich V nach Bild 1.1, untersucht werden. Ein ähnlicher Versuchskörper wurde auch in [44] verwendet.

5.2 Versuchskörper und Versuchsdurchführung

Als Versuchskörper wurde ein Doppellaschenkörper nach Bild 5.1 gewählt. Die Betonkörper wurden liegend betoniert. Um eine Bruchkeilbildung im Beton am belasteten Laschenanfang zu vermeiden, wurde eine verbundfreie Vorlänge von 100 mm angeordnet. Die späteren Klebeflächen waren stets die seitlichen Schalseiten. Die Untergrundvorbehandlung und die Applikation der Laschen erfolgte bedingungsgemäß nach [18]. Es wurde der Klebstoff B nach Abschnitt 4.6 verwendet. Die Materialkennwerte zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung betragen:

Beton:	$f_c = 22,4 \text{ N/mm}^2$, $f_{ct} = 1,5 \text{ N/mm}^2$, $E_c = 28000 \text{ N/mm}^2$
Klebstoff:	$f_g = 106,4 \text{ N/mm}^2$, $f_{gt} = 29,2 \text{ N/mm}^2$, $E_g = 10597 \text{ N/mm}^2$
Stahllasche:	$E_\ell = 190 \text{ kN/mm}^2$ ($h_\ell=5\text{mm}$) bzw. 205 kN/mm^2 ($h_\ell=10\text{mm}$)
	$f_{\ell y} = 863 \text{ N/mm}^2$ ($h_\ell=5\text{mm}$) bzw. 867 N/mm^2 ($h_\ell=10\text{mm}$)

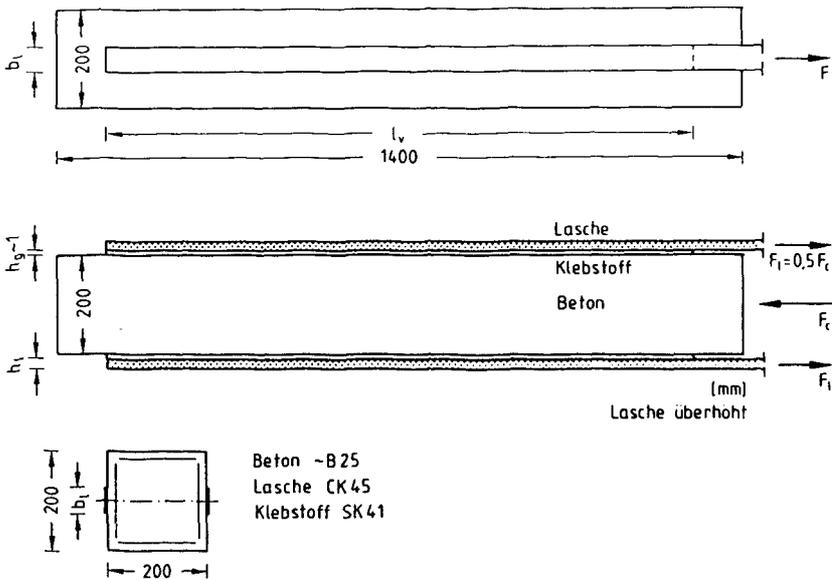


Bild 5.1: Versuchskörper

Ziel der dynamischen Versuche war es, den Schädigungsmechanismus unter der schwellenden Verbundbeanspruchung zu erkennen. Die angestrebte Lastwechselzahl sollte gering sein. Aussagen über die Tragfähigkeit des Laschenverbundes im 'high cycle' Bereich sollten nicht getroffen werden. Ein Versuch wurde dann abgebrochen, wenn kein signifikanter Schädigungsfortschritt feststellbar war. Kriterium hierfür waren die Zunahme der Relativverschiebung zwischen Lasche und Beton am belasteten Laschenanfang, sowie der Rißfortschritt innerhalb der Verbundzone.

Die Belastung wurde so aufgebracht, daß die Laschen planmäßig auf Zug und der Beton auf Druck beansprucht wurden, s. Bild 5.2. Bei den ersten Lastwechseln wurde die Oberlast in Lastinkrementen von $\Delta F_L = 2,0$ kN gesteigert. Laschendehnungen und Relativverschiebungen zwischen Lasche und Beton am belasteten Laschenanfang und unbelasteten Laschenende wurden nach jeder Laststufe gemessen. Bild 5.3 enthält die Meßstellen exemplarisch für Versuch Nr. 7. Nach Erreichen der Oberlast wurde die Last inkrementell, mit Messung nach jeder Laststufe, auf die Unterlast abgesenkt. Dieser Vorgang wurde zehnmal wiederholt. Anschließend begann die kraftgeregelte, dynamische Belastungsphase. Gemessen wurden Laschendehnungen und Relativverschiebungen

zwischen Lasche und Beton während des laufenden dynamischen Versuches jeweils unter Ober- und Unterlast zu bestimmten Lastwechselzahlen. Trat

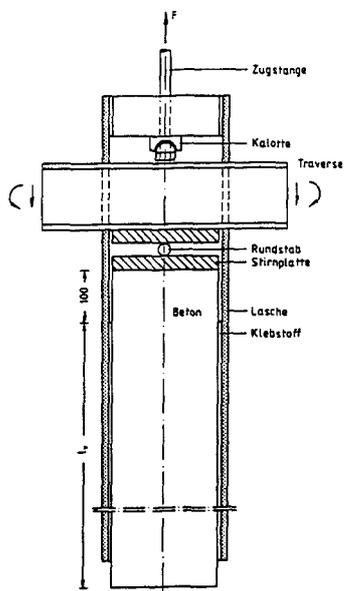


Bild 5.2: Versuchsaufbau und Kräfteinleitung

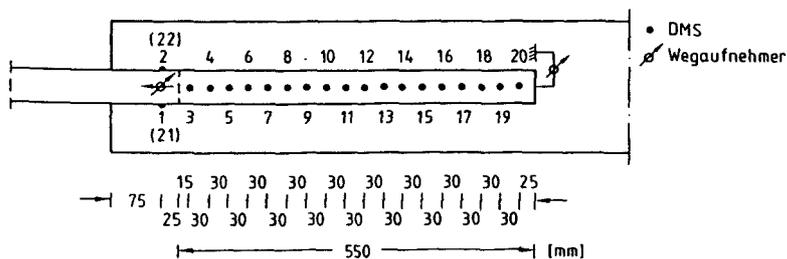


Bild 5.3: Anordnung der Meßstellen

kein Versagen auf, erfolgte die Bestimmung der statischen Resttragfähigkeit. Die statischen Versuche wurden verschiebungsgeregelt bis zum Bruch durchgeführt. Regelgröße war die Relativverschiebung zwischen Lasche und Beton am lastseitigen Laschenanfang.

5.3 Versuchsparameter und Versuchsergebnisse

Eine Zusammenstellung der Versuchsparameter und -ergebnisse zeigt Tab. 5.1. Parameter waren die Laschenverbundlänge l_v , die Oberlast F_{ℓ}^0 und die Laschendicke h_{ℓ} . Schwerpunktmäßig wurden Laschen mit den Abmessungen $b_{\ell}/h_{\ell} = 50/5$ mm verwendet. Die minimale Laschenverbundlänge wurde zu $l_v = 300$ mm gewählt. Die maximale Laschenverbundlänge war mit $l_v = 1200$ mm bewußt deutlich größer als die Laschenverankerungslänge $\max l_t$ nach [44], s. auch Kap. 6, gewählt worden, um den Schädigungsfortschritt in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl beobachten zu können.

Tab. 5.1: Parameter und Ergebnisse der Versuche

Bez.	b_{ℓ} [mm]	h_{ℓ} [mm]	l_v [mm]	F_{ℓ}^u [kN]	F_{ℓ}^0 [kN]	$F_{\ell U}$ [kN]	LW	res $F_{\ell U}$ [kN]	Bem.
1	50	5	550			34,9			100% B
2	50	5	550	1,0	15,0	-	10000	33,4	100% B
3	50	5	300	1,0	18,5	-	11115	29,2	100% B
4	50	5	1200	2,0 ^{*)}	25,0	-	67462	-	100% B
5	50	5	300	2,0 ^{*)}	25,0	-	111361	-	100% B
6	50	5	300	2,0 ^{*)}	30,0	-	23000	45,9	100% B
7	50	10	550			69,4			100% B
8	50	10	550	2,0 ^{*)}	50,0		952	-	100% B

^{*)} $F_{\ell}^u = 1,0$ kN für die Lastwechsel 1 - 10

B: Bruch oberhalb der Klebschicht im Beton

Das Versagen trat durch Verbundbruch im klebschichtnahen Beton auf. Das

Bruchbild entsprach dem der statischen Versuche aus [44]. Bild 5.4 zeigt den Verbundriß nach Versuchsende sowie eine Aufsicht auf die Bruchflächen. Der Bruch geht durch das Betongefüge, einzelne Zuschläge werden aus dem Gefüge gelöst bzw. durchtrennt.



Bild 5.4: Aufsicht auf die Bruchfläche der Lasche nach vorgängiger dynamischer Belastung

5.4 Auswertung der Versuche

5.4.1 Vorbemerkung

Im folgenden werden charakteristische Versuchsergebnisse dargestellt und erläutert. Weitere Ergebnisse enthält der Anhang A5. Maßgebende Größe für die Auswertung der Versuche sind die gemessenen Laschendehnungen in Abhängigkeit von Ort, Lastwechselzahl und Belastung. Aus den gemessenen Dehnungen werden lokale Verbundspannungen τ_ℓ und Verschiebungen s_ℓ ermittelt. Die Schädigung der Verbundzone wird durch die Veränderung der lokalen τ_ℓ - s_ℓ -Beziehung dargestellt. Auf Basis der Ergebnisse der statischen Versuche wird der Einfluß einer schwellenden Verbundbeanpruchung gezeigt.

5.4.2 Zur Problematik des Messens von Laschendehnungen

Die Dehnung ϵ_{ℓ}^0 am verbundfreien, belasteten Laschenanfang ist Maß für die angelegte Oberlast F_{ℓ}^0 . Die Fließdehnung $\epsilon_{\ell y}$ wurde in keinem Versuch erreicht. Bei geringer äußerer Laschenzugkraft F_{ℓ}^0 , sind die Dehnungen über der Laschendicke h_{ℓ} gleichmäßig verteilt, so daß die auf der Oberseite der Lasche gemessenen Dehnungen direkt proportional zur Laschenzugkraft F_{ℓ}^0 sind. Mit zunehmender äußerer Beanspruchung F_{ℓ}^0 kommt es infolge der fortschreitenden Ribbildung zwischen Lasche und Untergrund zu einer Biegebeanspruchung der Lasche, da die horizontale Relativverschiebung der rauhen Ribufer eine vertikale Verschiebung induziert, s. Bild 5.5. Dies macht sich

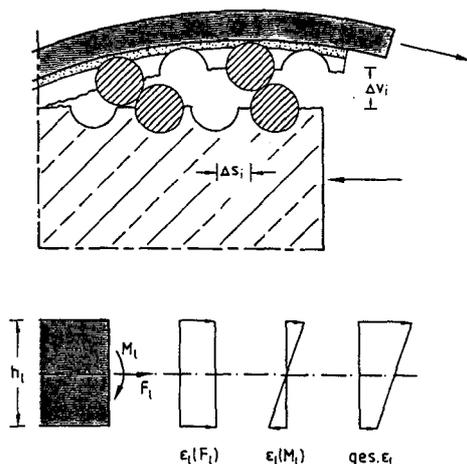


Bild 5.5: Dehnungsverteilung über der Laschendicke

in einer Zunahme der Laschendehnungen auf der Oberseite bemerkbar. Dieser Effekt könnte durch zusätzliche Messung der Laschendehnungen auch auf der Verbundseite gemessen werden, so daß der Biegeeinfluß quantifiziert werden kann. Dieser Weg wurde hier nicht besprochen, da die Bestimmung von Stahldehnungen auf der Verbundseite ohne Beeinträchtigung der Verbundqualität nicht möglich ist. Außerdem ist der Biegeeinfluß nur dann ausgeprägt, wenn die Verbundribbildung fortgeschritten ist, d.h. in der Verbundspannung-Verschiebungs-Beziehung ist das Maximum weit überschritten. Die lokale

Verbundtragfähigkeit ist somit nur noch gering.

5.4.3 Zur Ermittlung der Verbundspannung-Verschiebungs-Beziehungen

Zur Bestimmung von τ_ℓ - s_ℓ -Beziehungen ist zum einen die Kenntnis der lokalen Relativverschiebung s_ℓ zwischen Lasche und Betonuntergrund außerhalb der Verbundzone, zum anderen die zu diesem Ort gehörende Verbundspannung τ_ℓ erforderlich. Bild 5.6 zeigt die Vorgehensweise zur Bestimmung von τ_ℓ und s_ℓ .

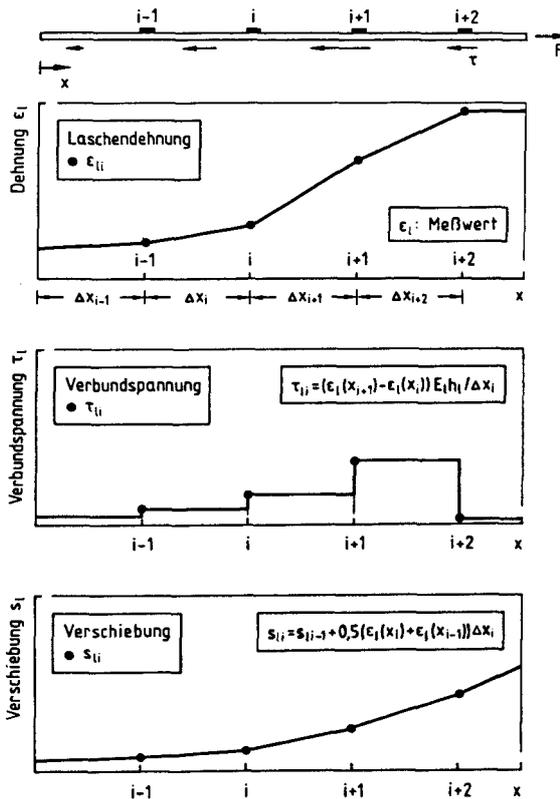


Bild 5.6: Ermitteln von Verbundspannungen und Verschiebungen aus gemessenen Laschendehnungen

Mit Gl. (5.1) läßt sich die von der Lasche auf den Beton übertragene Laschenkraft aus der Differenz der gemessenen Dehnungen zweier Meßstellen $\epsilon_{\ell}(x_i)$, $\epsilon_{\ell}(x_{i+1})$ bestimmen:

$$\Delta F_{\ell} = (\epsilon_{\ell}(x_{i+1}) - \epsilon_{\ell}(x_i)) \cdot E_{\ell} \cdot A_{\ell} \quad (5.1)$$

Die Verbundspannung $\tau_{\ell i}$ im Bereich $x = i$ und $x = i+1$ beträgt

$$\tau_{\ell}(x_i) = \frac{\Delta Z_{\ell}}{(b_{\ell} \cdot \Delta x)} = \frac{\epsilon_{\ell}(x_{i+1}) - \epsilon_{\ell}(x_i)}{\Delta x} \cdot E_{\ell} \cdot h_{\ell} \quad (5.2)$$

In der Literatur werden Größtwerte der Laschenverbundspannung von $\tau_{\ell} < 12 \text{ N/mm}^2$ [52] bis $\tau_{\ell} > 20 \text{ N/mm}^2$ [71] angegeben. Jeder aus gemessenen Laschendehnungen ermittelte Verbundspannungswert kann nur beschränkt Auskunft über den quantitativen Verlauf der Verbundspannung geben, da Spitzenwerte nur gemittelt über die Bezugslänge Δx erfaßt werden können. Mit zunehmender Bezugslänge wird der Wert der mittleren Verbundspannung kleiner. Bei Annahme eines reinen Schubspannungszustandes mit betragsmäßig gleichen Hauptzug- und Hauptdruckspannungen sind maximale Verbundspannungen nur in der Größenordnung der Betonzugfestigkeit f_{ct} möglich. Die Verbundspannungsspitzen wirken aber auf kurzer Strecke, so daß bei der Lastabtragung die Heterogenität des Betongefüges von Bedeutung ist. Außerdem können Querdruckspannungen, planmäßig aufgebracht oder induziert, den Maximalwert von τ_{ℓ} deutlich erhöhen.

Das Bestimmen von Relativverschiebungen zwischen Lasche und Beton entlang der Lasche läßt sich experimentell auf verschiedene Weise lösen. So kann dies z.B. mittels induktiver Wegaufnehmer erfolgen. Ein Bezugspunkt wird auf der Lasche befestigt, der andere im ungestörten Betonbereich außerhalb der Verbundzone. Hier wurden die Relativverschiebungen an den Laschenenden so bestimmt. Zur Bestimmung von örtlichen Relativverschiebungen $s_{\ell i}$ zwischen Lasche und Betonuntergrund an beliebiger Stelle x_i wurde die lokale Verschiebung aus den gemessenen Laschendehnungen errechnet. Dabei wird die Verschiebung, beginnend vom unbelasteten Laschenende, aus den Mittelwerten der Laschendehnungen zweier benachbarter Meßpunkte $\epsilon_{\ell}(x_i)$, $\epsilon_{\ell}(x_{i-1})$ multipliziert mit ihrem Achsabstand Δx_i unter Vernachlässigung der

Betonverformungen ermittelt:

$$s_{\ell}(x_i) = s_{\ell}(x_{i-1}) + \frac{\epsilon_{\ell}(x_i) + \epsilon_{\ell}(x_{i-1})}{2} \cdot \Delta x_i \quad (5.3)$$

Für große Laschenlängen kann der Anfangswert s_{ℓ} am unbelasteten Laschenende zu $s_{\ell} = 0$ gesetzt werden. Der in Bild 5.7 dargestellten gemessenen F_{ℓ} - s_{ℓ} -Beziehung für den belasteten Laschenanfang ist die aus den gemessenen Laschendehnungen rechnerisch ermittelte F_{ℓ} - s_{ℓ} -Beziehung gegenübergestellt. Die Übereinstimmung bis kurz vor Erreichen der Tragfähigkeit ist gut. Nach Erreichen des Maximums führt die zunehmende Verbundrißbildung zu Verschiebungen am unbelasteten Laschenende. Die dort getroffene Annahme $s_{\ell} = 0$ trifft dann nicht mehr zu, so daß die rechnerisch bestimmten Verschiebungen unterhalb der gemessenen Verschiebung liegen.

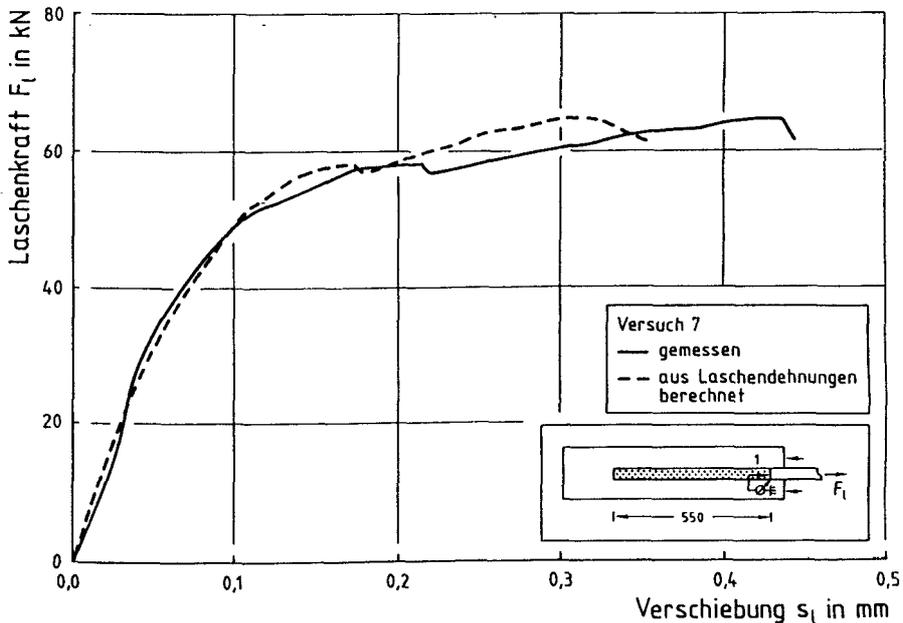


Bild 5.7: Vergleich der gemessenen und berechneten F_{ℓ} - s_{ℓ} -Beziehung

Zwei mit den zuvor genannten Grundlagen ermittelte τ_ℓ - s_ℓ -Beziehungen für monotone Erstbelastung sind in Bild 5.8 dargestellt. Hierbei handelt es sich um lokale τ_ℓ - s_ℓ -Beziehungen für den Ort nahe des belasteten Laschenanfangs (Meßstellen 5-6) und des unbelasteten Laschenendes (Meßstellen 16-17). Am belasteten Laschenanfang wird im Verlauf des Versuches der lokale Verbundwiderstand aufgezehrt, erkennbar an der vollständig durchlaufenden τ_ℓ - s_ℓ -Beziehung, während nahe des unbelasteten Laschenendes das Maximum gerade überschritten wurde, bevor der endgültige Verbundbruch in der Restverbundfläche eintritt.

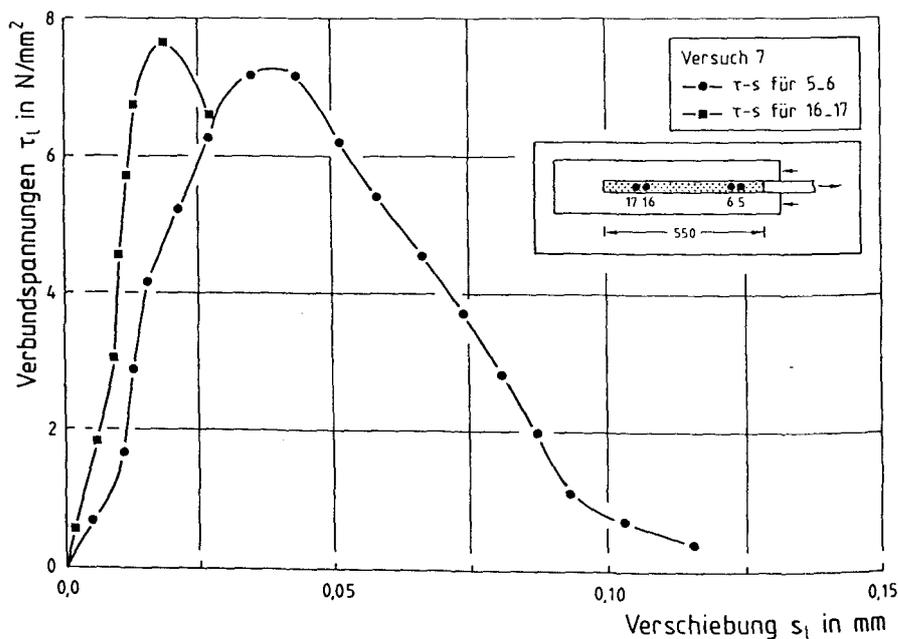


Bild 5.8: Aus Laschendehnungen berechnete τ_ℓ - s_ℓ -Beziehungen

5.4.4 Tragverhalten bei monotoner Erstbelastung

Die in Bild 5.7 dargestellte F_ℓ - s_ℓ -Beziehung für den belasteten Laschenanfang verläuft bis kurz vor Erreichen des Maximums nahezu linear und geht

dann in ein horizontales Plateau über. Eine weitere signifikante Laststeigerung ist nicht mehr möglich. Ursache hierfür ist eine Verbundrißbildung im Beton oberhalb der Klebschicht. Dieser Riß wächst bei weiter zunehmender Verschiebung vom belasteten Laschenanfang in Richtung Laschenende und verkleinert die Restverbundfläche. Wird die zur Übertragung der anliegenden Laschenzugkraft F_ℓ gehörende minimale Verbundlänge erreicht, tritt das Versagen schlagartig durch vollständiges Ablösen der Lasche vom Beton ein.

Die Dehnungen auf der Laschenoberseite sind exemplarisch für den statischen Versuch Nr.7 in Bild 5.9 dargestellt. Mit zunehmender Belastung wird eine größere Lasteinleitungslänge benötigt.

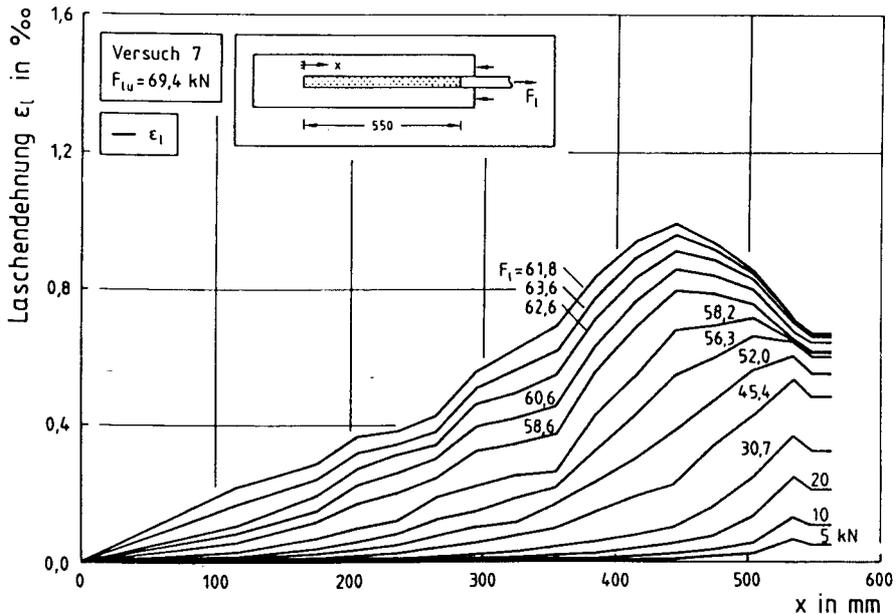


Bild 5.9: Gemessene Laschendehnungen für Versuch 7 in Abhängigkeit von Ort und Belastung

Mit diesen Beobachtungen ist es möglich, den Schädigungsmechanismus des Verbunds qualitativ darzustellen. Dies erfolgt in Bild 5.10 für die Beanspruchungszustände, die auf der τ_ℓ - s_ℓ -Beziehung markiert sind. Die lokale Relativverschiebung zwischen Lasche und Betonuntergrund setzt sich aus der

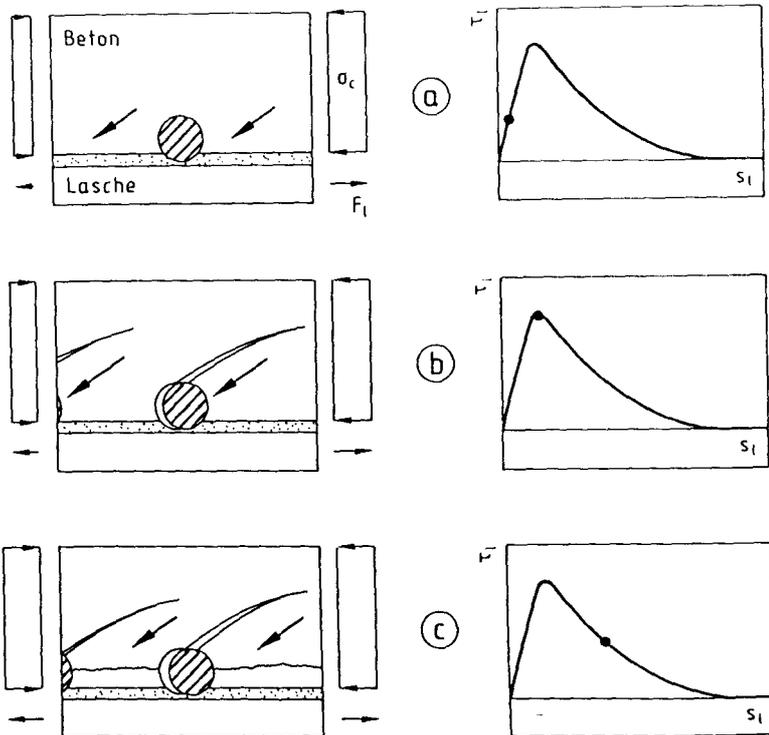


Bild 5.10: Strukturmodell für statische Verbundschädigung

Laschendehnung, der Klebschichtverzerrung und der Betonverformung in der Verbundzone zusammen. Wegen des elastischen Verformungsverhaltens von Klebschicht und Beton bei geringer Beanspruchung ist die τ_ℓ - s_ℓ -Beziehung zunächst linear, s. Bild 5.10-a). Mit zunehmender Beanspruchung, etwa dem Maximalwert der Verbundspannung entsprechend, erreicht die Hauptzugspannung die Betonzugfestigkeit. Es bilden sich schräge, etwa um 30° geneigte Risse [44], s. Bild 5.10-b). Sie erstrecken sich bis zu einer Tiefe von ca. 15 mm und verlaufen i.d.R. durch die Matrix, entlang der Oberfläche der Grobzuschlagkörner. Die durch die Oberflächenvorbehandlung freigelegten und durch

den Klebstoff auf der Lasche fest eingebetteten Grobzuschlagkörner wirken dabei als Konsolen, ähnlich den Rippen einer Innenbewehrung. Vor den Zuschlägen bilden sich dabei Zonen mit örtlich hoher Druckbeanspruchung aus. Das Maximum der übertragbaren Verbundspannung wird überschritten. Der Riß verläuft zwischen den Zuschlägen, wenige Millimeter oberhalb der Klebschicht, s. Bild 5.10-c). Bei weiter zunehmender Verschiebung werden die Zuschlagkörner aus der Betonmatrix gelöst, der Reibwiderstand weiter reduziert und die lokale Verbundtragfähigkeit erreicht bzw. bei weiterer Belastung überschritten.

5.4.5 Tragverhalten bei Be-, Ent- und Wiederbelastung

5.4.5.1 Laschendehnungen und Verschiebungen

In den dynamischen Versuchen wurde der Schädigungsprozeß durch eine Zunahme der Relativverschiebung der Lasche gegenüber dem Untergrund in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl sichtbar. Bild 5.11 zeigt exemplarisch die gemessenen Relativverschiebungen des Versuchskörpers 4 für den belasteten Laschenanfang, Meßstelle 11, und für das unbelastete Laschenende, Meßstelle 12, während der dynamischen Belastungsphase bis zum Bruch. Mit zunehmender Lastwechselzahl nimmt die Verschiebung s_{ℓ}^0 in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl zu. Kurz vor Erreichen der Bruchlastwechselzahl steigt die Verschiebung bis zum endgültigen Versagen progressiv an. Zu Beginn des dynamischen Versuches ist das unbelastete Laschenende nahezu verschiebungsfrei. Die progressive Schlupfzunahme gegen Ende des Versuches kündigt das bevorstehende Versagen an.

Die gemessenen lokalen Laschendehnungen nach erstmaliger Be- und Entlastung in Abhängigkeit vom Ort zeigt Bild 5.12. Die Entlastung auf die Unterlast F_{ℓ}^u führt zu bleibenden Laschendehnungen, die deutlich den Wert von $\epsilon_{\ell 0}^u$ am belasteten Laschenanfang überschreiten und damit zu einem Eigenspannungszustand führen. Die Erklärung hierfür ist mit Hilfe des Strukturmodells des Bildes 5.10 möglich. Bei einer Entlastung im abfallenden Ast der τ_{ℓ} - s_{ℓ} -Beziehung können die in ihrem Verbund gelockerten Zuschlagkörner nicht in ihre Ausgangslage zurück, da Bruchstücke von Matrix und Zuschlägen in die entstandene Hohlräume eingedrungen sind. Eine Modellierung des Laschen-

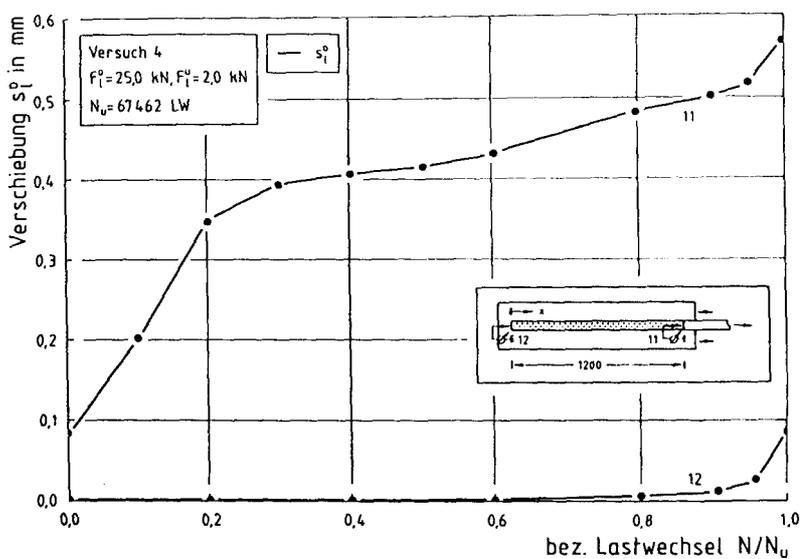


Bild 5.11: Gemessene Relativverschiebungen als Funktion der Lastwechselzahl

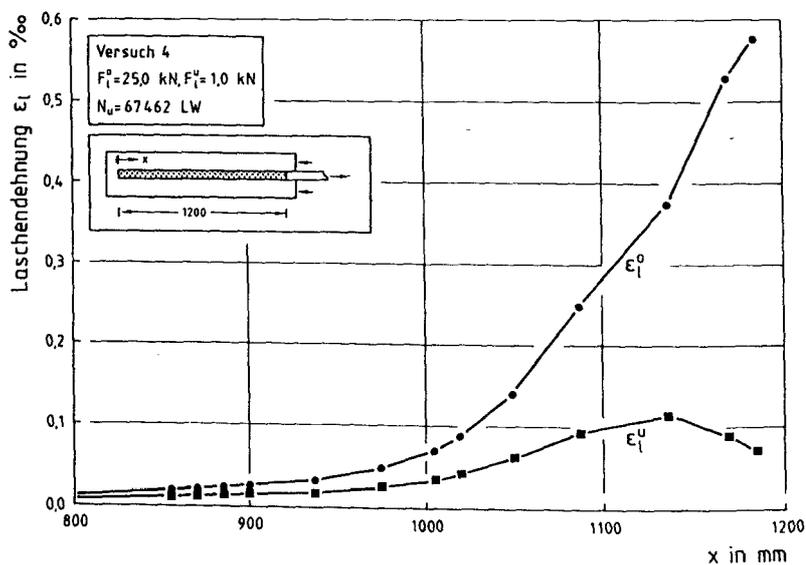


Bild 5.12: ϵ_l^0 und ϵ_l^u für den ersten Lastwechsel in Abhängigkeit vom Ort

verbunds für Be- und Entlastung muß diesem Effekt Rechnung tragen.

Die Verteilung der Laschendehnungen entlang der Verbundlänge für ausgewählte Lastwechselzahlen während des Versuchs 4 zeigt Bild 5.13. Das Verhältnis F_{ℓ}^0/F_{ℓ}^u wurde zu 25,0/2,0 kN gewählt. Deutlich zu erkennen ist, daß die Oberlast F_{ℓ}^0 auf einer Länge von ca. 300 mm abgebaut wird. Der verbleibende Teil der Verbundlänge l_v bleibt nahezu beanspruchungsfrei. Dieses Versuchsergebnis zeigt indirekt das Wandern der Verbundspannungsspitze vom belasteten zum unbelasteten Laschenende. In Abhängigkeit von der Lastwechselzahl steigen, bedingt durch die fortschreitende Verbundzerstörung, die Laschendehnungen entlang der Laschenlänge auf das Niveau $\epsilon_{\ell 0}^0$ des belasteten Laschenanfangs an.

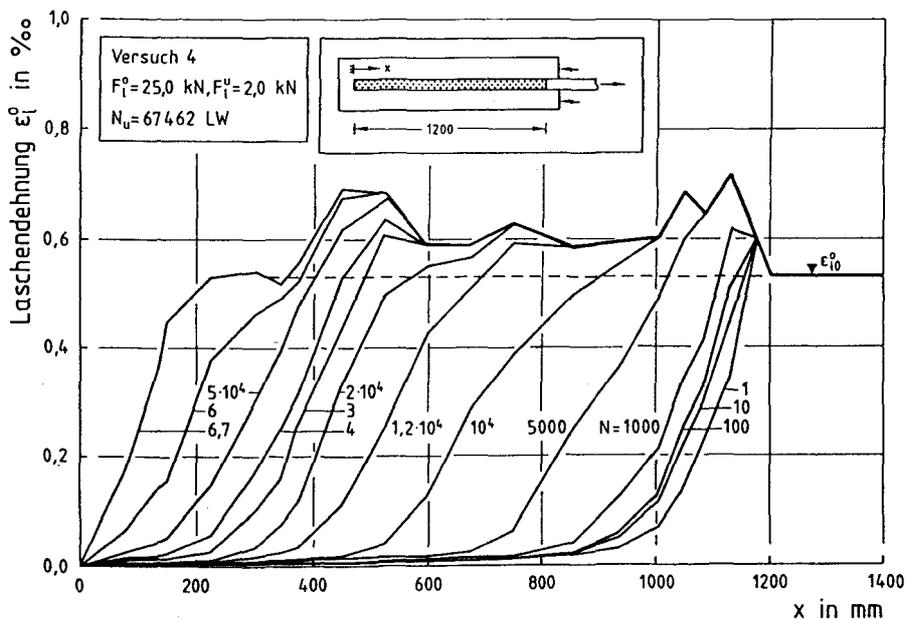


Bild 5.13: Laschendehnungen $\epsilon_{\ell 0}^0$ in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl

Eine Verschiebungszunahme ist die Folge, die sich deutlich im s_{ℓ} - F_{ℓ} -Diagramm zeigt, s. Bild 5.14. Von verschiedenen Autoren wird die Änderung der Endverschiebungen s_{ℓ} zur Vorhersage einer Verbundschädigung von Innenbewehrung im Beton unter dynamischer, aber auch unter Zeitstandbelastung

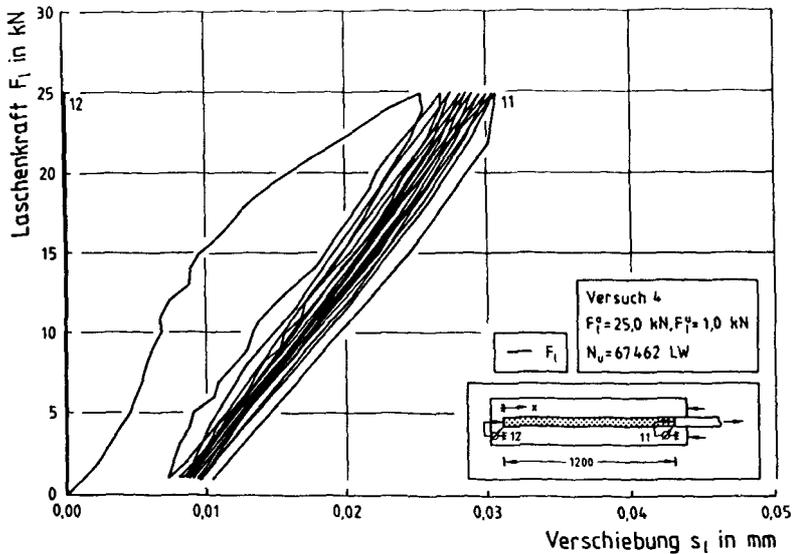


Bild 5.14: Veränderung der Relativverschiebungen in Abhängigkeit von Be- und Entlastung

verwendet [4], [6], [5], [30], [31], s. auch Abschnitt 2. Die Relativverschiebung am belasteten Laschenanfang stellt aber die summarische Antwort des Verbundsystems auf alle lokalen Schädigungen innerhalb der Verbundlänge dar und ist verbundlängenabhängig. Für die Modellierung des Laschenverbunds soll daher die lokale Schädigung, erkennbar im τ_ℓ - s_ℓ -Diagramm, abgebildet werden.

5.4.5.2 Lokale Verbundspannung-Verschiebungs-Beziehungen

Die Auswirkungen einer Be-, Ent- und Wiederbelastung auf die lokale τ_ℓ - s_ℓ -Beziehung wird für verschiedene Beanspruchungszustände im folgenden aufgrund der Versuchsergebnisse diskutiert. Bewirkt eine äußere Belastung F_ℓ^0 eine Verbundspannung im ansteigenden Ast der τ_ℓ - s_ℓ -Beziehung für monotone

Erstbelastung, s. Bild 5.15, ist die Verformung bei Entlastung vollständig reversibel. Ent- und Wiederbelastung folgen dem Anstiegsast für monotone Erstbelastung. Verbundrisse treten nicht auf, eine Verbundschädigung findet

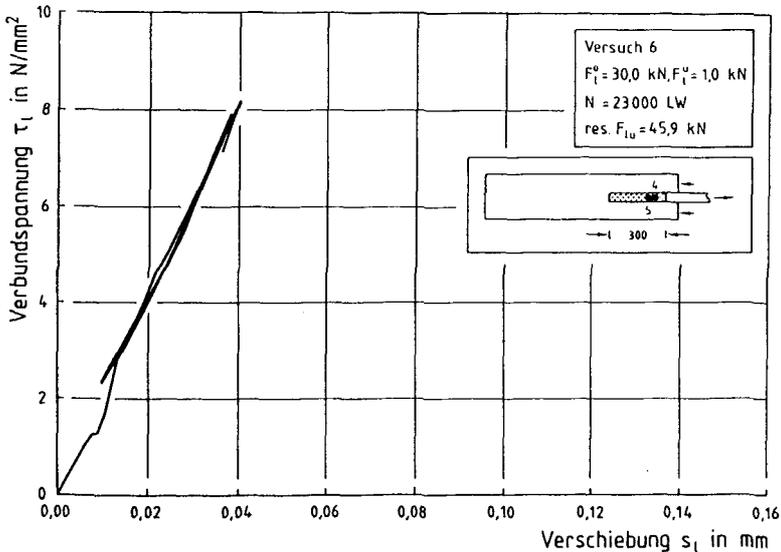


Bild 5.15: Wiederholte Be- und Entlastung im ansteigenden Ast der τ_ℓ - s_ℓ -Beziehung

nicht statt. Bewirkt die Erstbelastung eine lokale Verbundspannung, die im abfallenden Ast nahe des Maximums der τ_ℓ - s_ℓ -Beziehung liegt, tritt eine Verbundhysterese auf. Der Ausgangspunkt wird bei Entlastung nicht wieder erreicht, s. Bild 5.16.

In Bild 5.17 ist eine τ_ℓ - s_ℓ -Beziehung für einen Bereich nahe des belasteten Laschenanfangs, ermittelt aus den Dehnungen der Meßstellen 3 und 4 des Versuchs 4, für die ersten Lastwechsel dargestellt. Deutlich zu erkennen ist, daß die angelegte Oberlast am Laschenanfang bereits zu Verschiebungen führte, die nur noch Verbundspannungen weit im abfallenden Bereich der τ_ℓ - s_ℓ -Beziehung erlaubten. Eine Zurücknahme der Verschiebung infolge Entlastung führt zu negativen lokalen Verbundspannungen und steht in Einklang mit der Laschendehnungsverteilung bei Unterlast, s. Bild 5.12. Eine voll-

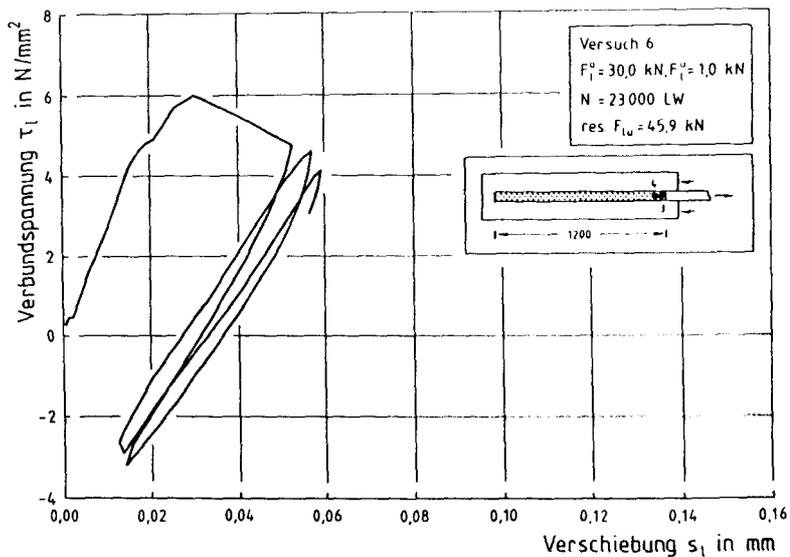


Bild 5.16: Wiederholte Be- und Entlastung im abfallenden Ast der τ_ℓ - s_ℓ -Beziehung nahe des Verbundspannungsmaximums

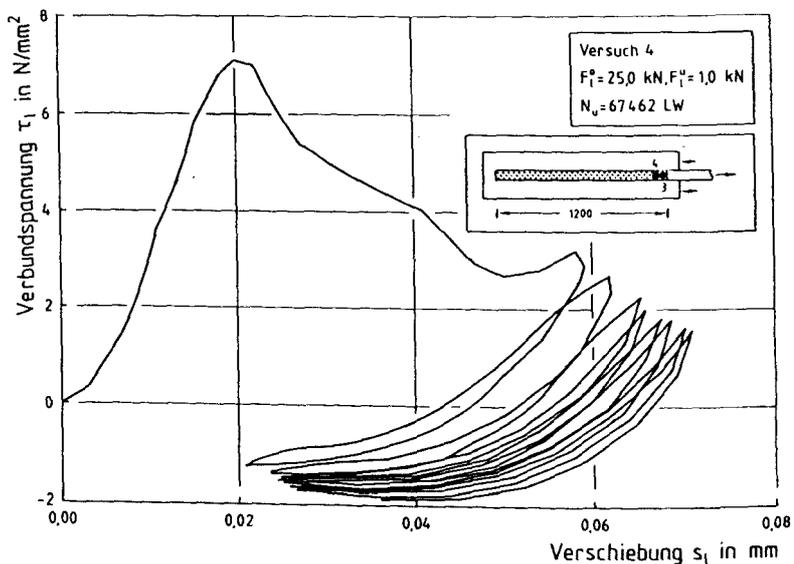


Bild 5.17: Wiederholte Be- und Entlastung weit im abfallenden Ast der τ_ℓ - s_ℓ -Beziehung

ständige Zurücknahme der Verschiebung könnte nur durch eine Druckbeanspruchung der Lasche erfolgen. Mit jeder weiteren Be- und Entlastung nimmt die ertragbare Verbundspannung ab und die örtliche Verschiebung zu.

5.4.5.3 Schädigungsmechanismus

Die qualitative Darstellung des Schädigungsmechanismus unter Be-, Ent- und Wiederbelastung erfolgt, analog zum Strukturmodell für statische Beanspruchung, in Bild 5.18.

Die Lage des Beginns der Entlastung auf der τ_ℓ - s_ℓ -Beziehung für monotone Erstbelastung stellt den Grad der lokalen Verbundstörung nach erstmaligem Anfahren der Oberlast dar. Eine Entlastung im Anstiegsbereich führt auf den Ursprung der τ_ℓ - s_ℓ -Beziehung zurück. Wird das Maximum überschritten, kommt es zu plastischen Verformungen. Die Ribbildung ist ausgeprägt, s. Bild 5.18-a Punkt D. Eine Entlastung führt zum teilweisen Schließen der Risse, jedoch ist die bleibende Verformung $s_{\ell b}$ hoch. Der Zustand im Punkt E ist verbundspannungs-, aber nicht verschiebungsfrei, s. 5.18-b. Die Verschiebung $s_{\ell b}$ wird durch eine lokale Umkehr der Zugspannungsgradienten reduziert. Es kommt zur Bildung von Sekundärrissen, die die Primärrisse kreuzen, s. Bild 5.18-c. Teile der Betonkonsolen werden abgeschert. Dabei füllen Bruchstücke die entstandenen Hohlräume. Bei erneuter Umkehr der Belastungsrichtung zur Wiederbelastung, Bild. 5.18-d, ist der Verbundwiderstand reduziert. Der Ausgangspunkt auf der Kurve der monotonen τ_ℓ - s_ℓ -Beziehung kann nicht mehr erreicht werden. Bei weiterer Verschiebungszunahme folgt die τ_ℓ - s_ℓ -Beziehung jener der monotonen Erstbelastung.

Das in den Versuchen unter Oberlast sichtbare Ribbild zeigen exemplarisch die Bilder Bild 5.19 und 5.20. In Bild 5.19 ist ein Punkt auf dem abfallenden Ast der τ_ℓ - s_ℓ -Beziehung erreicht. Die Risse sind ausgeprägt und unter ca. 30° geneigt. In Bild 5.20 ist dagegen das Ribbild nach mehrmaliger Ent- und Wiederbelastung eines Punktes, weit im abfallenden Ast liegend, dargestellt. Deutlich zu sehen ist die starke Verbundzerstörung und die horizontale Ribbildung im klebschichtnahen Beton.

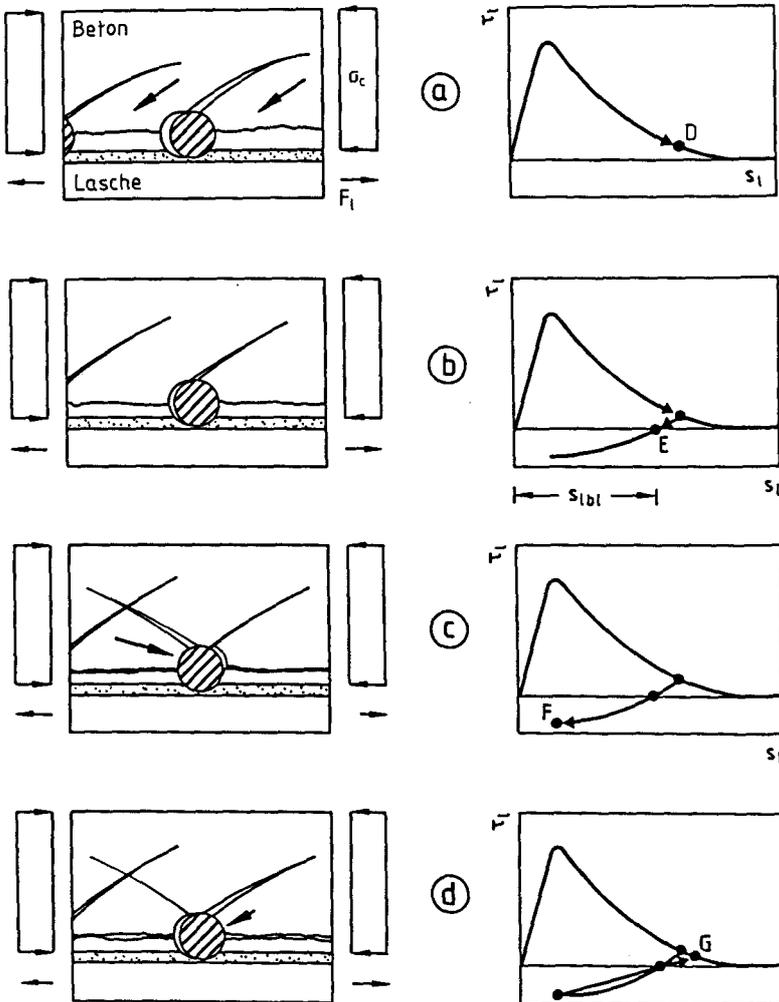


Bild 5.18: Strukturmodell für dynamische Verbundschädigung



Bild 5.19: Verbundrisse nach erstmaliger Belastung

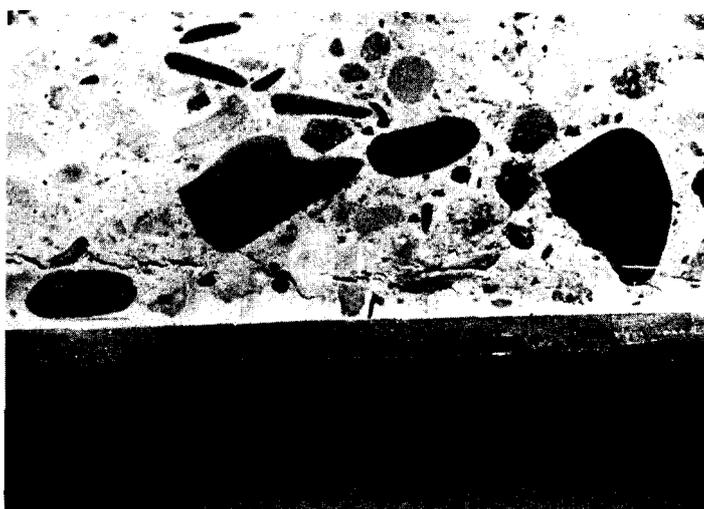


Bild 5.20: Verbundrisse nach mehrmaliger Be- und Entlastung

5.5 Zusammenfassung und Schlußfolgerung

Zur Bestimmung des Schädigungsmechanismus wurden eigene Versuche an Doppel-laschenkörpern unter statischer und dynamischer Beanspruchung durchgeführt. Das Versagen tritt als Verbundbruch im klebschichtnahen Beton auf. Die Schädigung infolge wiederholter Be-, Ent- und Wiederbelastung mit $F_{\ell}^0 < F_{\ell U}$ wird im lokalen Verbundspannung-Verschiebungs-Diagramm dargestellt und anhand eines Strukturmodells erläutert. Beanspruchungen im ansteigenden Ast der lokalen τ_{ℓ} - s_{ℓ} -Beziehung führen zu keiner signifikanten Schädigung. Mit Überschreiten des Maximums entstehen bei Entlastung nicht vollständig reversible Verbundrißöffnungen. Bei erneuter Wiederbelastung wird der Ausgangspunkt auf der lokalen τ_{ℓ} - s_{ℓ} -Beziehung nicht erreicht. Ent- und Wiederbelastungskurve bilden eine Verbundhysterese.

Die Ergebnisse dieser Versuche können als Grundlage für das Modellieren des Laschenverbundes unter Zugschwellbeanspruchung dienen. Nachfolgend wird ein Modell entwickelt, mit dem wesentliche Ergebnisse abgebildet werden können.

6. MODELL FÜR DAS DYNAMISCHE VERBUNDTRAGVERHALTEN LASCHENVERSTÄRKTER ZUGGLIEDER IM VERANKERUNGSBEREICH

6.1 Vorbemerkung

Im Stahlbeton- und Spannbetonbau anfallende Probleme des Verbunds zwischen Bewehrung und Beton bzw. Verpreßmörtel, werden häufig durch Ansatz eines s.g. Verbundgesetzes $\tau_s(s_s)$ theoretisch behandelt, s. Abschnitt 2. Dieses Vorgehen hat sich bewährt, wenn auch der verwickelte Spannungs- und Verformungszustand in der Bewehrungsumgebung durch einen derartigen "verschmierten" Ansatz nur unzulänglich abgebildet werden kann. Dieses Vorgehen hat sich auch bei der Modellierung des Laschenverbunds unter Kurzzeitlast als geeignet herausgestellt. Es wird deshalb im folgenden auch für eine schwellende Laschenzugkraft angewandt. Die Schädigung wird durch Modifizieren der idealisierten τ_ℓ - s_ℓ -Beziehung nach [44] für monotone Erstbelastung modelliert. Mit diesem Modell sollen der Spannungs- und Verformungszustand der Lasche für die Fälle der erstmaligen Belastung, erstmaligen Entlastung und der wiederholten Be- und Entlastung ermittelt werden. Auf Grundlage der Versuchsbeobachtungen und mit Hilfe der energetischen Betrachtungsweise der Bruchmechanik werden lokale τ_ℓ - s_ℓ -Beziehungen für Be-, Ent- und Wiederbelastung aufgestellt. Ausgehend vom Spannungs- und Verformungszustand des belasteten Laschenanfangs wird die Verteilungsfunktion für $F_\ell(x)$, $s_\ell(x)$ und $\tau_\ell(x)$ iterativ bestimmt. Für ausgewählte Lastwechselzahlen im "low cycle" Bereich werden den Rechenergebnissen Meßwerte der Versuche aus Abschnitt 5 gegenübergestellt. Anschließend wird mit Hilfe dieses Modells der Einfluß ausgewählter Parameter auf die Verbundschädigung infolge schwellender Zugbeanspruchung untersucht.

Da geklebte Laschen planmäßig nur zur Verstärkung der Zugzone eingesetzt werden, wird die Gültigkeit des Modells auf den Bereich positiver Laschenendverschiebungen beschränkt. Baustoffwerte und Schnittgrößen werden als Mittelwerte behandelt, charakteristische Größen werden durch den Index k bezeichnet.

6.2 Modell für statische Kurzzeit-Laschenverbundbeanspruchung

Die aus der Literatur bekannten Modelle des Klebverbunds unterscheiden sich hinsichtlich des Verbundansatzes, der Berücksichtigung von Spannungen normal zur Klebefugenlängsrichtung und von Füge teilbiegung, der Materialgesetze der Füge teile sowie der Einhaltung oder Verletzung von Randbedingungen. Die von *Holzenkämpfer* [44], *Pichler* [70] und *Ranisch* [71] für den Laschenverbund entwickelten Modelle vernachlässigen die Füge teilbiegung und setzen linear-elastisches Materialverhalten der Füge teile voraus. Bild 6.1 zeigt die verwendeten Verbundansätze. In [71] und [44] wurden bilineare,

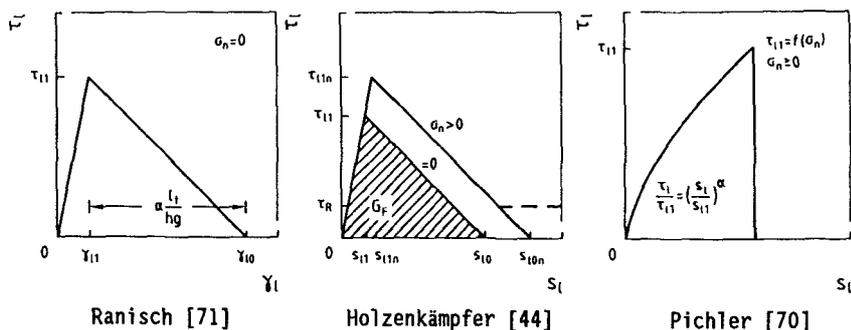


Bild 6.1: Verbundansätze

elastisch-plastisch-entfestigende Ansätze verwendet, wobei in [71] die Verbundbruchgleitung von der Verankerungslänge abhängig ist. Der Ansatz nach [70] besitzt nur einen ansteigenden Ast und basiert auf dem Ansatz für Betonrippenstahl nach [14]. Ein abfallender Ast wird hier nicht berücksichtigt. Bezüglich vergleichender Untersuchungen mit diesen Verbundansätzen wird auf [84] verwiesen.

Der Ansatz von *Holzenkämpfer* [44] zeichnet sich durch eine gute Vorhersagefähigkeit der Verbundbruchkraft aus. Daher wird von diesem Ansatz für die Modellierung der schwellenden Verbundbeanspruchung ausgegangen.

Betrachtet wird die vereinfachte bilineare τ_{θ} - s_{θ} -Beziehung nach Bild 6.1,

Mitte, mit dem Maximalwert der Verbundspannung $\tau_{\ell 1}$, der korrespondierenden Verschiebung $s_{\ell 1}$ und dem Grenzwert der Verschiebung $s_{\ell 0}$. Der Flächeninhalt kann als Verbundbruchenergie G_F gedeutet werden. Sie entspricht der Energie, die aufgewendet werden muß, um einen RiB mit einer Einheitsfläche zu erzeugen. Der Laschenverbund versagt durch eine Vielzahl von Einzerrissen mit unterschiedlicher Richtung und Neigung, s. auch Bild 5.10 und Bild 5.19. Dies wird durch die verschmierte, idealisierte Betrachtungsweise mit Hilfe von Verbundspannungen in Laschenlängsrichtung berücksichtigt. Daher ist die Verbundbruchenergie G_F jedoch nicht identisch mit in einaxialen Zugversuchen ermittelter Bruchenergie G_{Ft} [8].

Das Modell aus [44] wird im folgenden kurz beschrieben. Es geht von einer Proportionalität zwischen G_F und der mittleren Oberflächenzugfestigkeit f_{ct} aus:

$$G_F = C_F \cdot f_{ct} \cdot k_b^2 \cdot k_c^2 \quad (6.1)$$

mit

$$k_b = 1,06 \sqrt{\frac{2-b_{\ell}/b_c}{1 + b_{\ell}/400}} \quad \text{zur Erfassung des Breiteneinflusses } b_{\ell}/b_c$$

und $k_c = 1,0$ für geschalte bzw. $k_c = 0,87$ für ungeschalte Betonflächen und $C_F = 0,092$ als Modellkorekturfaktor (aus Regressionsrechnung ermittelt).

Der Maximalwert der Verbundspannung $\tau_{\ell 1}$ wird nach Gl.(6.2) bestimmt:

$$\tau_{\ell 1} = 1,8 k_b k_c f_{ct} \quad (6.2)$$

Die zu $\tau_{\ell 1}$ gehörende Verschiebung $s_{\ell 1}$ wird nach Gl.(6.3) ermittelt:

$$s_{\ell 1} = 2,5 \tau_{\ell 1} \cdot \left(\frac{h_g}{E_g} + \frac{h_c}{E_c} \right) \quad (6.3)$$

mit h_g = Klebschichtdicke

E_g = Elastizitätsmodul des Klebstoffes

h_c = 50 mm, entsprechend der Kantenlänge der Repräsentativen

Volumeneinheit (RVE) nach [49]

Der Endwert der Verschiebung $s_{\ell 0}$ kann mit den Gleichungen (6.1) bis (6.3) unter Annahme der bilinearen τ_{ℓ} - s_{ℓ} Beziehung nach Bild 6.1 ermittelt werden:

$$s_{\ell 0} = \frac{2G_F}{\tau_{\ell 1}} \quad (6.4)$$

Auf Basis der Differentialgleichung des verschieblichen Verbunds, s. Anhang A6, kann die mittlere Verbundbruchkraft mit Gl.(6.5) angegeben werden:

$$T = b_{\ell} \cdot \sqrt{2 \cdot G_F \cdot E_{\ell} \cdot h_{\ell}} \cdot \tanh \sqrt{\frac{\tau_{\ell 1}^2 \cdot l_v^2}{2 G_F E_{\ell} h_{\ell}}} \quad (6.5)$$

Für große Verbundlängen l_v kann vereinfacht angegeben werden:

$$T = b_{\ell} \sqrt{2 G_F E_{\ell} h_{\ell}} \quad (6.6)$$

Die Bestimmung der erforderlichen Verankerungslänge $\max l_t$ zur Weckung des maximalen Verbundwiderstands erfolgt nach Gl.(6.7), s. Bild 6.2.

$$\max l_t = \sqrt{\frac{E_{\ell} h_{\ell}}{4 f_{ct}}} \quad (6.7)$$

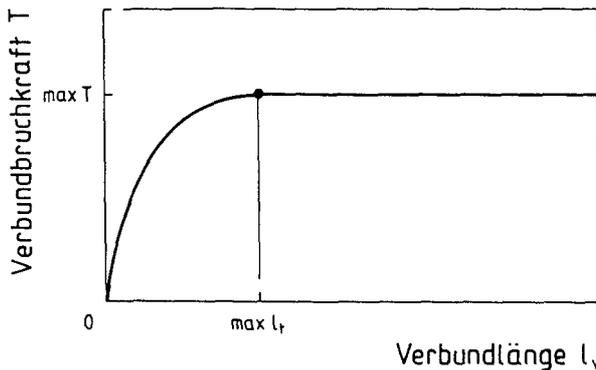


Bild 6.2: Verbundbruchkraft in Abhängigkeit von der Verankerungslänge

Eine Steigerung der Verbundlänge l_v über $\max l_t$ hinaus bewirkt keine Steigerung der Verbundbruchkraft T .

6.3 Im Versuch beobachtetes Verbundtragverhalten

Statische Kurzzeitbeanspruchung

Bei monoton steigender, statischer Kurzzeitbelastung bis zum Bruch leitet zunächst der Bereich nahe des belasteten Laschenanfangs die Zugkraft $F_{\ell U}$ in den Betonuntergrund, s. Bild 6.3, oben. Es muß gelten:

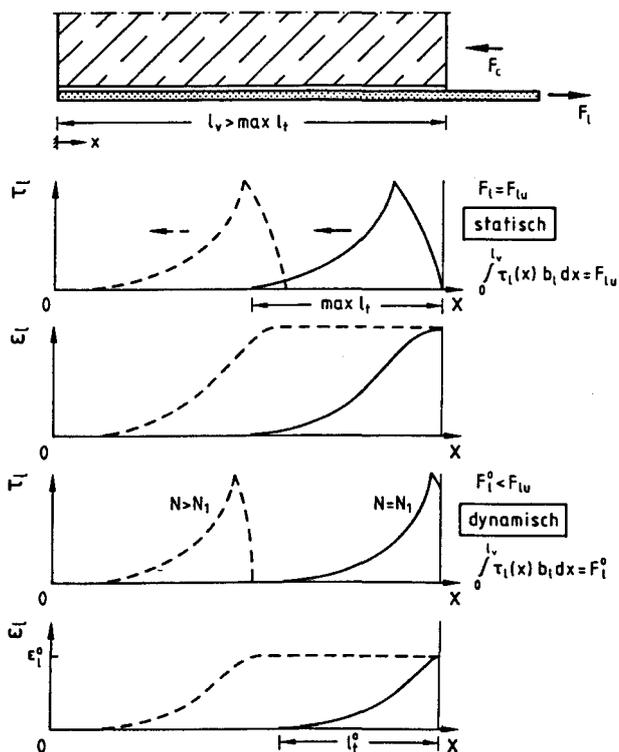


Bild 6.3: Vergleich zwischen statischem und dynamischem Verbundtragverhalten

$$\int_0^{l_v} \tau_\ell(x) b_\ell dx = F_{\ell u} \quad (6.8)$$

mit $l_v \geq \max l_t$.

Wird die lokale Verbundtragfähigkeit des belasteten Laschenanfangs überschritten ($s_\ell > s_{\ell 0}$), wandert bei weiter zunehmender Verschiebung die Beanspruchungsfront in Richtung unbelastetes Laschenende. Die Laschenzugkraft kann nicht mehr gesteigert werden.

Schwellende Beanspruchung

Den Einfluß einer Zugschwellbelastung auf das Verbundtragverhalten zeigt Bild 6.3, unten. Das erstmalige Anfahren der Oberlast $F_{\ell 0}$ führe zu einer Verbundspannung τ_ℓ am belasteten Laschenende, die im abfallenden Ast der τ_ℓ - s_ℓ -Beziehung für monotone Erstbelastung liegt. Es muß analog zu Gl.(6.8) gelten:

$$\int_0^{l_v} \tau_\ell(x) b_\ell dx = F_{\ell 0} \quad (6.9)$$

mit $l_v \geq l_t^0$ als Einleitungslänge für $F_{\ell 0}$.

Die dynamischen Versuche des Abschnitts 5 zeigten bei hoher Oberlast $F_{\ell 0}$ ein lastwechselzahlabhängiges Verbundrißwachstum zwischen Lasche und Beton. Über eine mit der Lastwechselzahl zunehmende Länge erfolgte ein Angleichen der Laschendehnung ϵ_ℓ an die des belasteten Laschenanfangs. Dies setzt einen Abfall der Verbundspannungen am belasteten Laschenanfang unter Oberlast $F_{\ell 0}$ auf Null voraus, s. Bild 6.3, unten, gestrichelte Linie. Die Endverschiebung $s_{\ell 0}$ der τ_ℓ - s_ℓ -Beziehung für monotone Erstbeanspruchung wird jedoch am Ende der Einleitungslänge erst mit fortgeschrittener Verbundrißbildung überschritten. Das im Versuch beobachtete Verbundtragverhalten kann somit nicht alleine durch diese τ_ℓ - s_ℓ -Beziehung beschrieben werden. Würde die lokale Verbundcharakteristik für Ent- und Wiederbelastung der τ_ℓ - s_ℓ -Beziehung für monotone Erstbeanspruchung entsprechen, wäre eine

Verbundrißbildung nur unter der Bedingung $F_{\ell}^0 = F_{\ell U}$ möglich, was jedoch den Versuchsbeobachtungen widerspricht.

Eine Modellierung der Verbundschädigung infolge wiederholter Be- und Entlastung muß daher durch Elemente mit örtlich veränderlicher Verbundcharakteristik erfolgen, wobei deren lokaler Verbundwiderstand für den Schädigungsfortschritt maßgebend ist.

6.4 Schädigungsmodelle für zyklische Zugbeanspruchung von Beton

Der lokale Verbundwiderstand wird erreicht, wenn die Hauptzugspannung die lokale Betonzugfestigkeit überschreitet. Es liegt daher nahe, Bezüge zum Zugtragverhalten des Betons unter schwellender Zugbeanspruchung herzustellen.

Das Tragverhalten von Beton im verformungsgesteuerten Zugversuch ist gekennzeichnet durch einen zunächst linearen Anstieg in der Last-Verformungs-Beziehung, gefolgt von einem ausgeprägten entfestigenden Bereich unter großen Verformungen, s. Bild 6.4. Kurz vor Erreichen der Maximallast findet die Bildung von Mikrorissen statt, die an einer Schwachstelle innerhalb ℓ akkumulieren. Nach Überschreiten der Maximallast bildet sich dort ein Ribband. Über Ribbferverzahnung können aber mit zunehmender Verformung abnehmende Kräfte übertragen werden. Für die Beschreibung der Betonspannung-

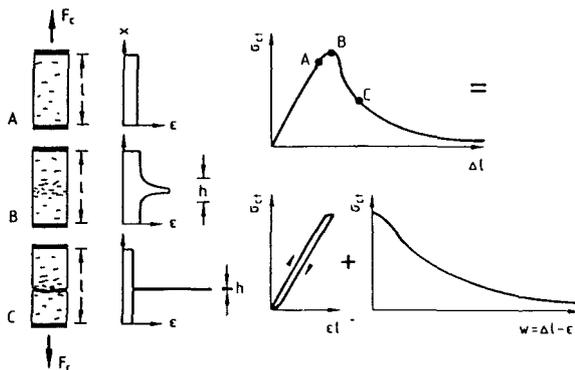


Bild 6.4: Zugtragverhalten von Beton, nach [21]

Rißbreiten-Beziehung (σ_{ct} - w -Beziehung) im abfallenden Ast existieren viele Ansätze. Einen Überblick geben z.B. [45] und [21].

Bei zyklischer Belastung wird, ausgehend von der σ_{ct} - w -Beziehung für monotone Erstbelastung, die Ent- und Wiederbelastung formuliert. Eine zyklische Belastung im elastischen Bereich verursacht definitionsgemäß keine Schädigung. Im entfestigenden Bereich erfolgt die Modellierung der Schädigung durch Hystereseschleifen mit unterschiedlichen Ansätzen, s. Bild 6.5. Bis

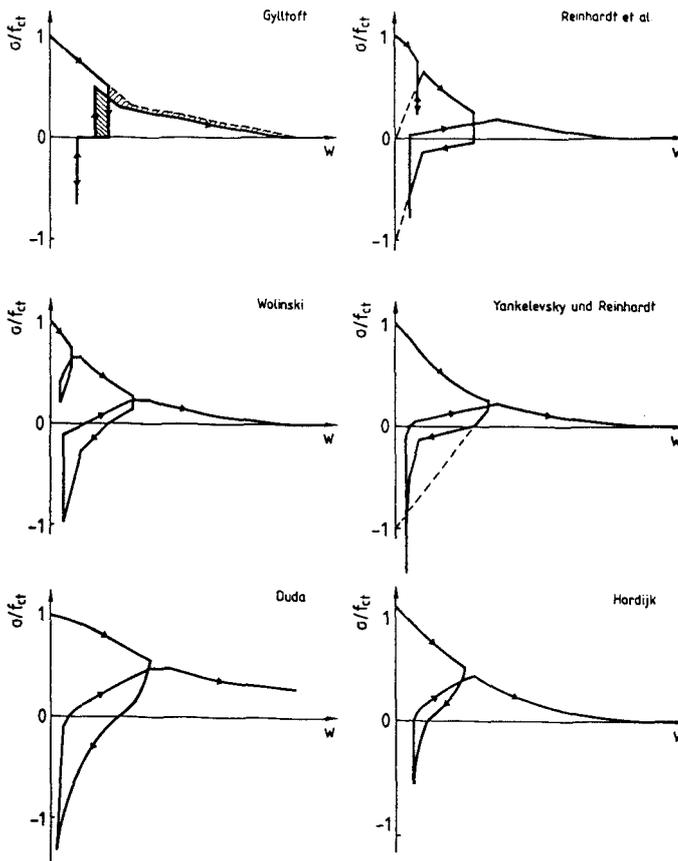


Bild 6.5: Ansätze zur Modellierung des Zugtragverhaltens von Beton

auf den Ansatz von *Gylltoft* [36] wird die σ_{ct} - w -Beziehung der monotonen Erstbelastung als Einhüllende aller möglichen Beanspruchungszustände verwendet. Die Hystereseschleifen werden abschnittsweise linearisiert, *Reinhardt* et al. [76], *Yankelevsky* und *Reinhardt* [99] oder für Be- und Entlastung durch kontinuierliche Funktionen beschrieben, *Hordijk* [45]. Im Modell von *Duda* [21] werden die Hystereseschleifen durch rheologische Reib- und Federelemente abgebildet. Die rechnerische σ_{ct} - w -Beziehung bei schwellender Zugbeanspruchung wird jener aus Versuchen ermittelten angeglichen. Die Bestimmung der Parameter der Ent- und Wiederbelastungsfunktionen erfolgt über die Regressionsrechnung. Im konkreten Einzelfall läßt sich so eine sehr gute Übereinstimmung zwischen Versuch und FE-Rechnung erzielen.

Für die schwellende Laschenverbundbeanspruchung erscheint dieses Verfahren jedoch nicht sinnvoll. Der Versuch einer möglichst exakten Abbildung der aus Laschendehnungen berechneten τ_{ℓ} - s_{ℓ} -Beziehung durch ein Modell würde nur eine hohe Genauigkeit vortäuschen. Jede im Versuch ermittelte τ_{ℓ} - s_{ℓ} -Beziehung kann nur qualitativ die Beanspruchung abbilden, da Spitzenwerte $\tau_{\ell 1}$ nur gemittelt über die Bezugslänge erfaßt werden können, s. Abschnitt 5.4.3.

Besser geeignet erscheint dagegen die Vorgehensweise von *Gylltoft* [36]. Sein Ansatz beruht auf einem Energiekriterium. Die Pfade der Ent- und Wiederbelastung werden durch Parallelen zur Ordinate abgebildet. Die von den Ent- und Wiederbelastungsgeraden eingeschlossene Fläche im σ_{ct} - w -Diagramm wird als schädigungswirksame Dissipationsenergie betrachtet, die für die Ribbildung verbraucht wird. Unter der Voraussetzung, daß die statische Bruchenergie nicht vergrößert werden kann, muß demzufolge die σ_{ct} - w -Beziehung des entfestigenden Bereiches reduziert werden. Dies steht allerdings in Widerspruch zu den Ergebnissen von Zugversuchen, bei denen nach Be-, Ent- und Wiederbelastung die Einhüllende wieder erreicht wird.

Die Grundgedanken der energetischen Betrachtungsweise sollen im folgenden aber zum Modellieren der schwellenden Laschenverbundbeanspruchung beibehalten werden.

6.5 Rechenmodell für zyklische Laschenverbundbeanspruchung

6.5.1 Vorbemerkung

Ein Rechenmodell für zyklische Laschenverbundbeanspruchung muß in der Lage sein, die ϵ_ℓ -, s_ℓ - und τ_ℓ -Verteilung entlang der Laschenverbundlänge zu jeder interessierenden Lastwechselzahl bei Ober- und Unterlast angeben zu können. Ausgehend vom Spannungs- und Verformungszustand des belasteten Laschenanfangs unter $F_\ell^0 < F_{\ell u}$ können die Verteilungsfunktionen für $F_\ell(x)$, $s_\ell(x)$ und $\tau_\ell(x)$ bestimmt werden. Der Spannungs- und Verformungszustand des belasteten Laschenanfangs soll mit Hilfe der Bruchmechanik ermittelt werden, wobei zunächst überprüft werden muß, ob die Berechnung linear oder nichtlinear erfolgen muß.

6.5.2 Bruchmechanische Grundlagen

Nachfolgend wird auf die Grundlagen der Bruchmechanik zur Bestimmung der Verbundtragfähigkeit eingegangen. Betrachtet wird die schematische Darstellung eines laschenverstärkten Zugkörpers des Bildes 6.6. Nach Erreichen der

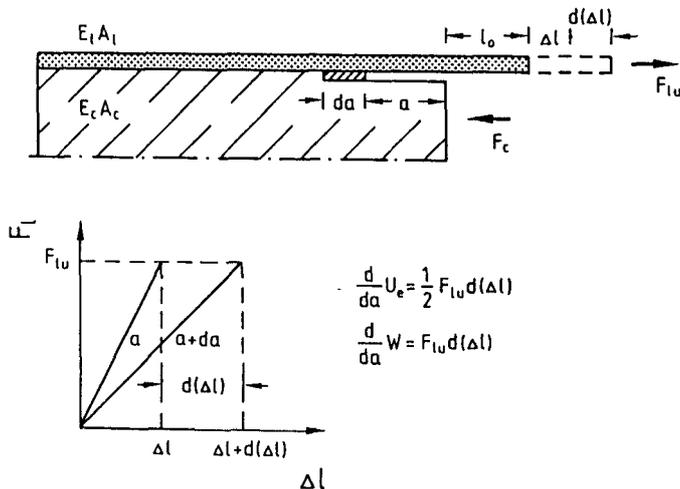


Bild 6.6: Laschenverstärkter Zugkörper mit Verbundriß

Verbundbruchlast $F_{\ell u}$ bildet sich ein RiB der Länge a . Dies führt zu einer Längenänderung $\Delta \ell$ im Angriffspunkt der Kraft $F_{\ell u}$. Die zu diesem Zeitpunkt in das Bauteil eingebrachte elastische Energie beträgt

$$U_e = \frac{1}{2} F_{\ell u} \cdot \Delta \ell . \quad (6.10)$$

Die von der äußeren Kraft $F_{\ell u}$ auf dem Weg $\Delta \ell$ geleistete Arbeit beträgt

$$W = F_{\ell u} \cdot \Delta \ell . \quad (6.11)$$

Verlängert sich der RiB um das Maß da , beträgt die Änderung der elastischen Energie

$$\frac{d}{da} U_e = \frac{1}{2} F_{\ell u} \cdot d(\Delta \ell) \quad (6.12)$$

und die Arbeit von $F_{\ell u}$ auf $d(\Delta \ell)$

$$\frac{d}{da} W = F_{\ell u} \cdot d(\Delta \ell) . \quad (6.13)$$

Die Differenz

$$\frac{d}{da} (W - U_e) = G^* \quad (6.14)$$

steht an der RiBspitze zur RiBverlängerung zur Verfügung. Unter Berücksichtigung der Laschenbreite b_ℓ ergibt sich

$$G = \frac{1}{2} F_{\ell u} \cdot \frac{d(\Delta \ell)}{da} \frac{1}{b_\ell} \quad (6.15)$$

Dieser Energieanteil wird als Energiefreisetzungsrates oder RiBerweiterungskraft G in N/mm bezeichnet [43]. Bei linear-elastischem Verhalten der Fugepartner und der Verbundzone ist

$$\frac{d(\Delta \ell)}{da} = \frac{1}{E_{\ell} \cdot A_{\ell}} \quad (6.16)$$

Somit folgt aus Gl.(6.15)

$$G = \frac{1}{2} F_{\ell U}^2 \frac{1}{E_{\ell} A_{\ell}} \cdot \frac{1}{b_{\ell}}, \quad (6.17)$$

bzw. aufgelöst nach $F_{\ell U}$ mit $G = G_F$:

$$F_{\ell U} = b_{\ell} \cdot \sqrt{2 \cdot G_F \cdot E_{\ell} \cdot h_{\ell}} \quad (6.18)$$

Gl.(6.18) stellt das Bruchkriterium der linear-elastischen Bruchmechanik (LEBM) dar und entspricht für große Verbundlängen Gl.(6.6), auf Basis der DGL des verschieblichen Verbunds. Voraussetzung der LEBM ist, daß im Bruchprozeß nur an der RiBspitze Energie verbraucht und der übrige Bereich hingegen nur elastisch beansprucht wird.

Die Annahme des linear-elastischen Baustoffverhaltens ist jedoch für Beton unter Zug- bzw. Verbundbeanspruchung nicht gültig, s. Abschnitt 6.4. Im Bereich der RiBprozeßzone wird vor Entstehen der RiBspitze Energie durch MikroriBbildung dissipiert, so daß die Voraussetzungen der linear-elastischen Bruchmechanik verletzt werden können.

Die RiBprozeßzone des Laschenverbunds kann analog zum Tragverhalten von Beton auf Zug durch den Bereich des abfallenden Astes in τ_{ℓ} - x Darstellung abgebildet werden. Bild 6.7 zeigt qualitativ für den Fall a) $F_{\ell} < F_{\ell U}$ und den Fall b) $F_{\ell} = F_{\ell U}$ die Verteilung der Verbundspannungen als Funktion der Laschenkoordinate x . Nach Überschreiten von $\max \tau_{\ell} = \tau_{\ell 1}$ können über RiBuferverzahnung im abfallenden Ast mit zunehmender Verschiebung Verbundspannungen übertragen werden. Erst nach Überschreiten von $s_{\ell 0}$ hat sich ein diskreter EinzelriB gebildet.

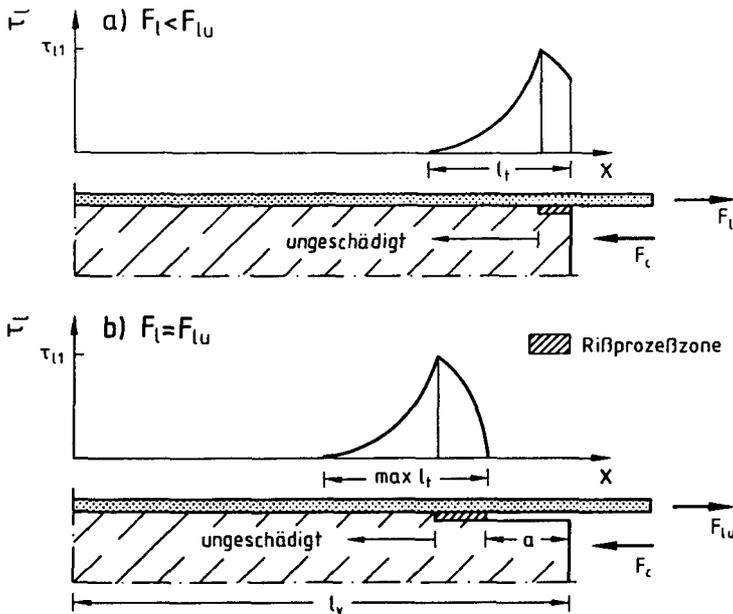


Bild 6.7: Qualitative Darstellung der Rißprozeßzone des Laschenverbunds

Die Berücksichtigung des Energieverzehrs innerhalb der Rißprozeßzone kann durch Methoden der nichtlinearen Bruchmechanik erfolgen [34], [87]. Die Tragfähigkeit unter Berücksichtigung des nichtlinearen Verbundtragverhaltens kann mit Hilfe von Gl.(6.19) bestimmt werden:

$$F_{lu} = \tau_{l1} b_e l_T \frac{\sqrt{2}}{w_1} \tanh \left(\frac{w_1}{\sqrt{2}} \right) \quad (6.19)$$

mit

$$w_1^2 = \frac{\tau_{l1}^2 l_t^2}{E_l h_l G_F} \quad (6.20)$$

Auf eine Herleitung von Gl.(6.19) wird hier verzichtet und auf die Literatur [87] verwiesen. Die Gl. (6.19) nähert sich asymptotisch den Grenzen

$$F_{\ell u} = \tau_{\ell 1} \cdot b_{\ell} \cdot l_t \quad (6.21)$$

bzw.

$$F_{\ell u} = b_{\ell} \cdot \sqrt{2 \cdot G_F \cdot E_{\ell} \cdot h_{\ell}} \quad (6.22)$$

s. Bild 6.8. Gl. (6.21) stellt das Festigkeitskriterium der größten Verbundspannung $\tau_{\ell 1}$ und Gl.(6.22) das Kriterium der linear elastischen Bruchmechanik dar, s. auch Gl.(6.18). Durch die $F_{\ell u}$ - ω_1^2 -Darstellung wird der Größeneinfluß (size-effect) deutlich. Bei sonst gleichen Parametern verhält sich die Verbindung mit steigender Verbundlänge zunehmend spröde. Aus Bild 6.8 wird ersichtlich, daß für $\omega_1^2 > 9$ der Einfluß der Rißprozeßzone vernachlässigt werden darf. Bei kleinen Verbundlängen bestimmt dagegen die Rißprozeßzone das Tragverhalten, so daß die Voraussetzungen der Sprödbbruchmechanik nicht mehr erfüllt sind.

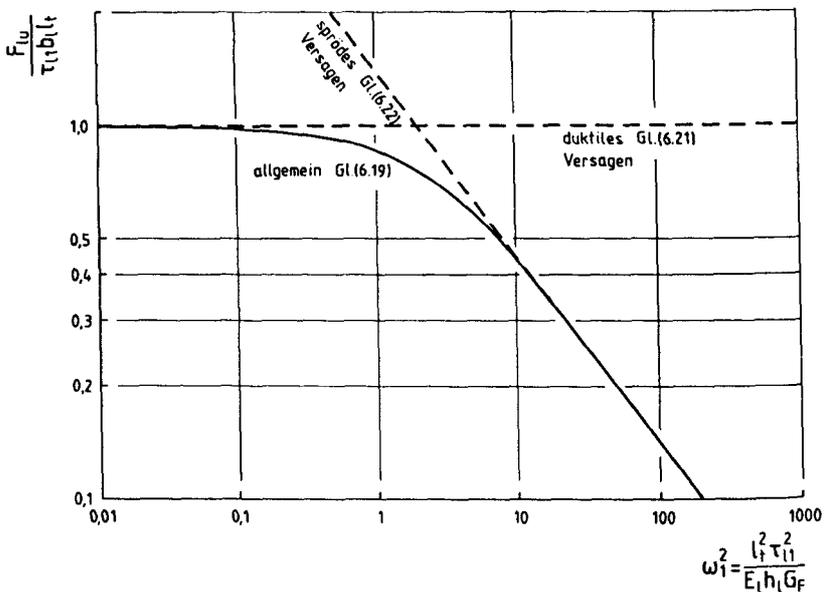


Bild 6.8: Normierte Verbundtragfähigkeit

Mit den Bestimmungsgleichungen für $\tau_{\ell 1}$ Gl.(6.2), G_F Gl.(6.1) und $\max \ell_t$ Gl.(6.7) folgt aus Gl.(6.20)

$$w_1^2 = 8,8 [-] \approx 9.$$

Mit Bild 6.8 kann somit die Verbundbruchkraft vereinfacht mit den Beziehungen der linearen Bruchmechanik bestimmt werden.

6.5.3 Verschiebungen und Verbundspannungen am belasteten Laschenanfang

Bevor die Ansätze zur Modellierung der Verbundschädigung infolge dynamischer Beanspruchung vorgestellt werden, soll der Verbundspannung-Verschiebungszustand $(s_{\ell}^0, \tau_{\ell}^0)$ des belasteten Laschenanfangs unter Oberlast ermittelt werden, da er in die lokale τ_{ℓ} - s_{ℓ} -Beziehung für dynamische Beanspruchung eingeht. Dies kann auf Grundlage der zuvor hergeleiteten bruchmechanischen Beziehungen erfolgen.

Betrachtet wird die lokale τ_{ℓ} - s_{ℓ} -Beziehung in Bild 6.9. Das Anfahren der Oberlast $F_{\ell}^0 < F_{\ell u}$ führt zu einer Verbundschädigung infolge Mikrorißbil-

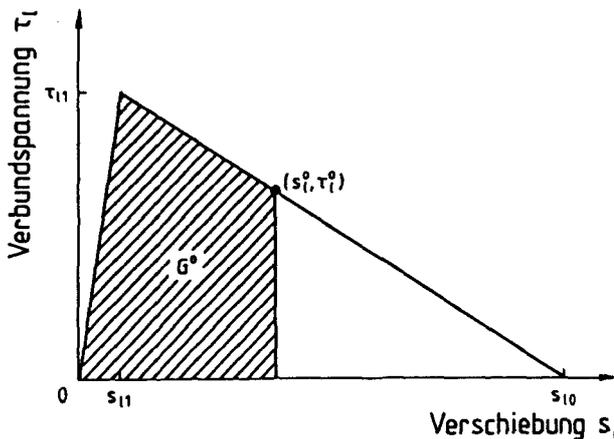


Bild 6.9: Verbundenergie G^0 unter Oberlast

dung, wenn $s_{\ell 1}$ am belasteten Laschenanfang überschritten wird. Die Bestimmung der zur Mikrorißbildung erforderliche Energie $G^0 < G_F$ erfolgt aus Gl.(6.22) durch Ersetzen von $F_{\ell u}$ durch F_{ℓ}^0 und G_F durch G^0

$$G^0 = \left(\frac{F_{\ell}^0}{b_{\ell}} \right)^2 \frac{1}{2E_{\ell} \cdot h_{\ell}} \quad , \quad (6.23)$$

in Bild 6.9 schraffiert dargestellt. Mit Kenntnis von G^0 läßt sich der Verbundspannung-Verschiebungszustand $(s_{\ell}^0, \tau_{\ell}^0)$ des belasteten Laschenanfangs unter Oberlast aus dem τ_{ℓ} - s_{ℓ} -Diagramm mit Gl.(6.24) bzw. (6.25) ermitteln:

$$s_{\ell}^0 = s_{\ell 0} - \sqrt{s_{\ell 0}^2 - s_{\ell 1} s_{\ell 0} - 2 G^0 \frac{s_{\ell 0} - s_{\ell 1}}{\tau_{\ell 1}}} \quad (6.24)$$

$$\tau_{\ell}^0 = s_{\ell 1} \frac{s_{\ell 0} - s_{\ell}^0}{s_{\ell 0} - s_{\ell 1}} \quad (6.25)$$

6.5.4 Verteilungsfunktionen für Laschenzugkraft, Relativverschiebung und Verbundspannung

Neben dem Verbundspannung-Verschiebungszustand $(s_{\ell}^0, \tau_{\ell}^0)$ des belasteten Laschenanfangs unter Oberlast interessiert der Verlauf für die Laschenzugkraft $F_{\ell}(x)$, die Relativverschiebung $s_{\ell}(x)$ zwischen Lasche und Beton und für die Verbundspannungen $\tau_{\ell}(x)$ in Abhängigkeit von der Laschenkoordinate x in Laschenlängsrichtung. Der übliche Weg zur Bestimmung der Verteilungsfunktionen ist die Lösung der Differentialgleichung des verschieblichen Verbunds:

$$s_{\ell}'' - \frac{(1+n_{\ell} \cdot \mu_{\ell})}{E_{\ell} h_{\ell}} \cdot \tau_{\ell}(s_{\ell}) = 0 \quad (6.26)$$

mit $n_{\ell} = E_{\ell}/E_C$ und $\mu_{\ell} = A_{\ell}/A_C$.

Sie ergibt sich aus Gleichgewichtsbetrachtungen am differentiellen Stabelement. Auf die Herleitung wird an dieser Stelle verzichtet und auf den Anhang A6 und die Literatur verwiesen, z.B. [72], [44].

Eine geschlossene analytische Lösung ist nach Kenntnis des Verfassers nur unter der Voraussetzung linear elastischen Baustoffverhaltens und für Funktionen $\tau_\varrho(s_\varrho)$, deren Verlauf stetig und monoton steigend ist, einschließlich $\tau_\varrho = \text{const.}$, möglich.

Eine Näherungslösung erhält man nach Vorgabe der Randbedingungen durch schrittweise Integration, s. Bild 6.10. Die Verbundlänge wird hierzu in

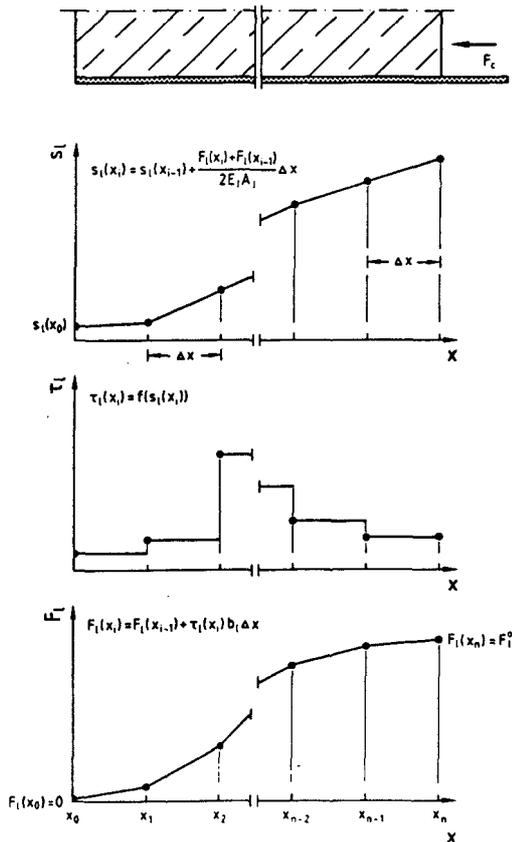


Bild 6.10: Ablauf der schrittweisen Integration

Elemente der Länge Δx unterteilt. Am unbelasteten Laschenende wird, ausgehend von den Randbedingungen für $s_\ell(x=0)$, $\tau_\ell(x=0)=f(s_\ell)$, $F_\ell(x=0)=0$ sowie $F_c(x=0)$, jeweils für das folgende Element die Laschenkraft- und Verschiebungsänderung berechnet. Die Betonverformungen außerhalb der Verbundzone werden üblicherweise vernachlässigt, da die Dehnsteifigkeit $E_c A_c$ bei gebräuchlichen Laschenabmessungen um mehrere Zehnerpotenzen über der Dehnsteifigkeit der Lasche $E_\ell A_\ell$ liegt.

Die Bestimmungsgleichungen lauten:

$$s_\ell(x_i) = s_\ell(x_{i-1}) + \frac{F_\ell(x_i) + F_\ell(x_{i-1})}{2E_\ell A_\ell} \Delta x \quad (6.27)$$

$$\tau_\ell(x_i) = f(s_\ell(x_i)) \quad (6.28)$$

$$F_\ell(x_i) = F_\ell(x_{i-1}) + \tau_\ell(x_i) b_\ell \Delta x \quad (6.29)$$

Am belasteten Laschenanfang wird die Randbedingung $F_\ell(x=l_v) = F_\ell^0$ überprüft. Dies beinhaltet i.d.R. einen Iterationsprozeß des Anfangswertes $s_\ell(x=0)$ in Abhängigkeit von $F_\ell(x=l_v)$. Der Verlauf der Verbundspannungen entlang des Verbundelementes wird als konstant angenommen, s. Bild 6.10. Berechnungen mit parabolischem Verlauf von τ_ℓ über Δx erbrachten keine Verbesserung der Ergebnisse. Durch die Wahl kleiner Schrittweiten kann die Genauigkeit gesteigert werden. In der vorliegenden Arbeit wurde mit Schrittweiten von $\Delta x = l_v/100$ gerechnet. Kleinere Schrittweiten führten zu keiner nennenswerten Veränderung der Ergebnisse.

In Gl.(6.28) geht die lokale, von der Belastungsgeschichte abhängige τ_ℓ - s_ℓ -Beziehung des betrachteten Elementes ein. Diese Verbundansätze werden nachfolgend erläutert.

6.5.5 Verbundansätze

Auf Grundlage der in dynamischen Versuchen beobachteten Versagensphänomene, s. z.B. Bild 5.18, werden nachfolgend die Verbundansätze für die Zustände der erstmaligen und der wiederholten Be- und Entlastung vorgestellt.

Verbundansatz für erstmalige Belastung

Der Verbundansatz für erstmalige Belastung entspricht dem Verbundansatz nach [44] für statische Kurzzeitbelastung, s. Kap. 6.2.

Verbundansatz für erstmalige Entlastung

Ausgangspunkt für die Entlastung ist der Spannungs- und Verformungszustand unter Oberlast F_ℓ^0 , s. Bild 6.11. Eine Reduzierung der Laschenzugkraft von

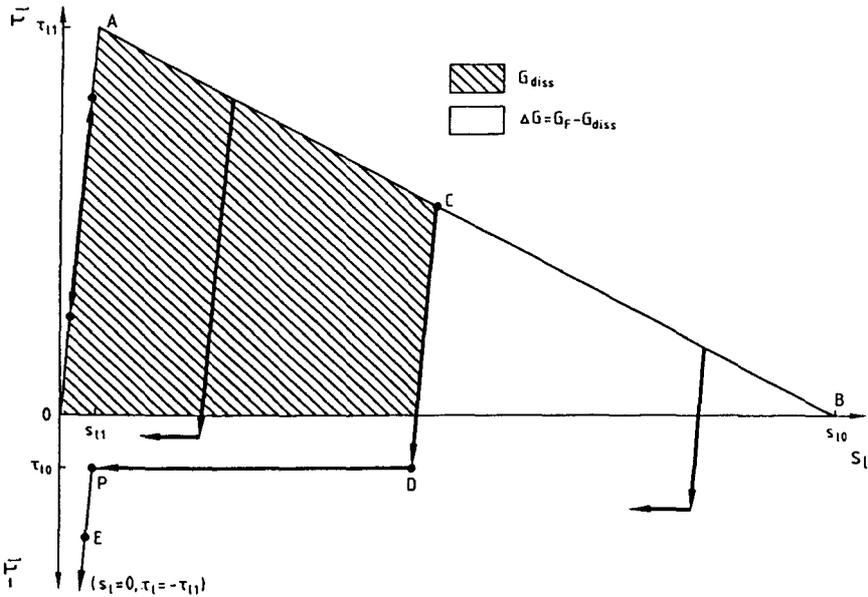


Bild 6.11: Verbundansatz für erstmalige Entlastung

F_ℓ^0 auf F_ℓ^u führt zu einer lokalen Änderung der Relativverschiebung s_ℓ , bis Gl.(6.30) erfüllt ist:

$$\int_0^{l_v} \tau_\ell(x) b_\ell dx = F_\ell^u \quad (6.30)$$

Eine Entlastung im elastischen Anstiegsbereich der τ_{ℓ} - s_{ℓ} -Beziehung für monotone Erstbelastung führt zu keiner Schädigung. Verschiebungen und Verbundspannungen sind vollständig reversibel, s. Bild 6.11.

Im entfestigenden Ast der τ_{ℓ} - s_{ℓ} -Beziehung bewirkt eine Entlastung, z.B. in Punkt C in Bild 6.11, zunächst ein Rückfedern des elastischen Anteiles. Dies erfolgt parallel zur elastischen Anstiegsgeraden der monotonen τ_{ℓ} - s_{ℓ} -Beziehung. Die lokal dissipierte Energie G_{diss} wird mit Erreichen der Abzisse sichtbar, in Bild 6.11 schraffiert dargestellt.

Als lokaler Verbundwiderstand für positive Verschiebungen steht nur noch die Differenz

$$\Delta G = G_F - G_{\text{diss}} \quad (6.31)$$

zur Verfügung. Der Betrag von ΔG wird bei Ent- und Wiederbelastung nicht verändert.

Nach Erreichen des Wertes $\tau_{\ell 0}$ in Punkt D führt eine weitere Rücknahme der Relativverschiebung bei konstantem Widerstand zunächst zu einem Schließen der Verbundrisse. Diese Elemente mit fortgeschrittener Verbundrißbildung verhindern infolge Rauigkeit der Rißufer eine spannungslose Zurücknahme der Verschiebung anderer, nur elastisch beanspruchter Verbundelemente. Dies führt zu einer lokalen Umkehr der Belastungsrichtung und bewirkt einen Eigenverbundspannungszustand entlang der Verbundlänge mit positiven und negativen Verbundspannungen. Die Gl.(6.30) wird jedoch weiterhin erfüllt. Die Größe von $\tau_{\ell 0}$ wird in Abhängigkeit von der Relativverschiebung bei Entlastungsbeginn zu

$$\tau_{\ell 0} = \tau_{\ell 0 \text{min}} \frac{(s_{\ell C} - s_{\ell 1})}{(s_{\ell 0} - s_{\ell 1})} \quad (6.32)$$

mit $\tau_{\ell 0 \text{min}} = 1,0 \text{ N/mm}^2$

festgelegt.

Der Zustand $s_\ell = 0$ kann jedoch nur unter äußerer Druckbeanspruchung erreicht werden, da aus dem Gefüge gelockerte Betonbestandteile das vollständige Schließen der Risse behindern. Die Verbundsteifigkeit dieses Entlastungsastes wird analog zum Anstiegsast gewählt. Bei vollständiger Rücknahme der Verschiebung wird der Punkt $(s_\ell=0, \tau_\ell=-\tau_{\ell 1})$ erreicht.

Verbundansatz für erneute Belastung

Der lokale Spannungs- und Verformungszustand unter Unterlast F_ℓ^U ist der Ausgangspunkt für die erneute Wiederbelastung. Die Erstbelastung hat im Bereich des abfallenden Astes zu einer Verbundschädigung geführt, so daß die lokale τ_ℓ - s_ℓ -Beziehung für monotone Erstbelastung nicht mehr gültig sein kann. In Bild 6.12 ist der mögliche Pfad der Wiederbelastung für Verbundelemente mit unterschiedlichem Erstbelastungszustand dargestellt. Die neue

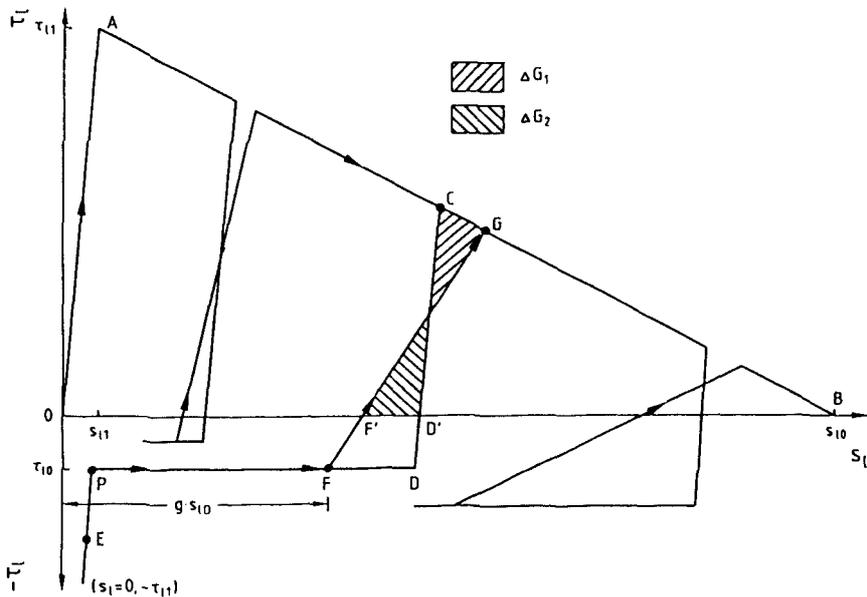


Bild 6.12: Verbundansatz für Wiederbelastung

lokale τ_ℓ - s_ℓ -Beziehung startet vom Punkt der Entlastung, z.B. Punkt E. Nach Erreichen des Niveaus $\tau_{\ell 0}$ erfolgt eine Verschiebungszunahme unter konstantem Verbundwiderstand $\tau_{\ell 0}$ bis zum Punkt F. Ab hier erfolgt der Anstieg in Form einer Geraden bis zum Punkt H auf der τ_ℓ - s_ℓ -Beziehung für monotone Erstbelastung. Die drei Geraden der Entlastung, des Reibungsplateaus und der Wiederbelastung bilden eine Verbundhystereseschleife.

Die Neigung der Anstiegsgeraden wird über eine einfache Energiegleichgewichtsbetrachtung ermittelt. In [9] und [36] wird gezeigt, daß bei Beton unter Zugbeanspruchung wiederholte Be- und Entlastungen die Größe der Bruchenergie G_F nicht beeinflussen. Die Übertragbarkeit auf Verbundbeanspruchung voraussetzend, muß der Inhalt der durch die Ent- und Wiederbelastungsfunktionen eingeschlossenen Flächen oberhalb der Abzisse ΔG_1 und ΔG_2 in Bild 6.12 identisch sein. Diese Annahme dient zur Festlegung des Zielpunktes G auf dem abfallenden Ast der τ_ℓ - s_ℓ Beziehung. Mit den Bezeichnungen des Bildes 6.12 folgt:

$$\tau_{\ell G} = \tau_{\ell C} \frac{s_{\ell 0} - s_{\ell C} + \tau_{\ell C} \frac{s_{\ell 1}}{\tau_{\ell 1}}}{s_{\ell 0} - s_{\ell F'}} \quad (6.33)$$

Der Beginn der Wiederanstiegsgeraden vom Niveau $\tau_{\ell 0}$, Punkt F in Bild 6.12, bestimmt den Schädigungsgrad. Aus den dynamischen Versuchen des Abschnitt 5 wurde ersichtlich, daß mit zunehmender Entfernung des Entlastungspunktes auf dem abfallenden Ast von $\tau_{\ell 1}$ der Wiederanstieg flacher wird und somit eine Verbundverweichung auftritt. Es wird ein Schädigungsfaktor $g < 1$ eingeführt, der in Abhängigkeit von der Lage des Entlastungspunktes die Basis der Hystereseschleife auf dem Niveau $\tau_{\ell 0}$ bestimmt. Nach Überschreiten der Verschiebung $s_{\ell G}$ wird dem ursprünglichen abfallenden Ast der τ_ℓ - s_ℓ -Beziehung für monotone Erstbelastung gefolgt.

Damit ist die lokale τ_ℓ - s_ℓ -Beziehung als Pfad EFGB für eine Wiederbelastung festgelegt. Der Verbundspannungs- und Verschiebungszustand des betrachteten Elementes ist jedoch noch unbekannt. Er soll ebenfalls durch eine Energiegleichgewichtsbetrachtung ermittelt werden. In Abschnitt 6.5.3 wurde ge-

zeigt, daß die Fläche unter der lokalen τ_ℓ - s_ℓ -Beziehung zu Beginn der Entlastung der in das Verbundelement eingebrachten Energie G^{01} entspricht, s. Bild 6.13. Bei Wiederbelastung mit konstanter Oberlast muß der Wert G^{02} unabhängig von der Form der lokalen τ_ℓ - s_ℓ -Beziehung wieder erreicht werden.

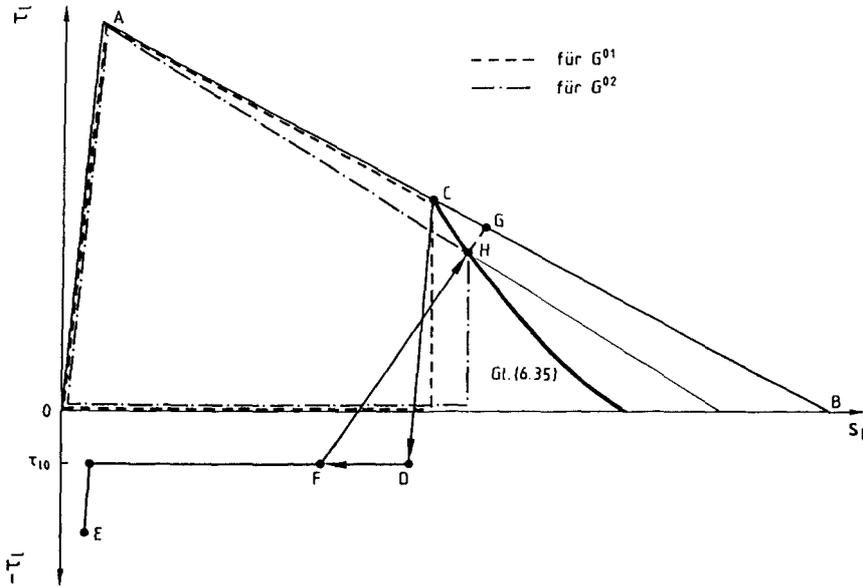


Bild 6.13: Verbundenergie unter Oberlast nach 1. und 2. Belastung

Es muß somit gelten:

$$\int_0^{s_{\ell H}} \tau_\ell \, ds_\ell = G^{01} = G^{02} \quad (6.34)$$

mit G^{01} bzw. G^{02} als Verbundenergie unter Oberlast bei 1. bzw. 2. Belastung.

Mit der vereinfachten Annahme, daß die Verbundspannung-Verschiebungszustände jeden Elementes im entfestigten Bereich des τ_ℓ - s_ℓ -Diagramms ebenfalls durch eine Gerade abgebildet werden können, läßt sich die Lage des Endpunktes auf der Wiederanstiegsgeraden mit der Bedingung der Gl.(6.34) zu

$$\tau_{\ell H} = \frac{(2G^{02} - \tau_{\ell 1} s_{\ell H})}{(s_{\ell H} - s_{\ell 1})}, \quad (6.35)$$

mit G^{02} nach Gl.(6.23) angeben. Bild 6.13 zeigt den Funktionsverlauf von Gl. (6.35) im τ_{ℓ} - s_{ℓ} -Diagramm. Die Gl. (6.35) ist gültig vom Ausgangspunkt auf der τ_{ℓ} - s_{ℓ} -Beziehung für monotone Erstbelastung C bis zum Erreichen der Abzisse.

Die Ermittlung des Verbundspannung-Verschiebungszustands des belasteten Laschenanfangs nach Be-, Ent- und Wiederbelastung kann nun durch Schnittpunktbildung der Wiederanstiegsgeraden mit Gl.(6.35) erfolgen. Eine Wiederbelastung von einem Verbundspannung-Verschiebungszustand auf einer Entlastungsgeraden, folgt dieser, ohne eine Verbundhysterese zu verursachen.

Verbundansätze für wiederholte Be-, Ent- und Wiederbelastung

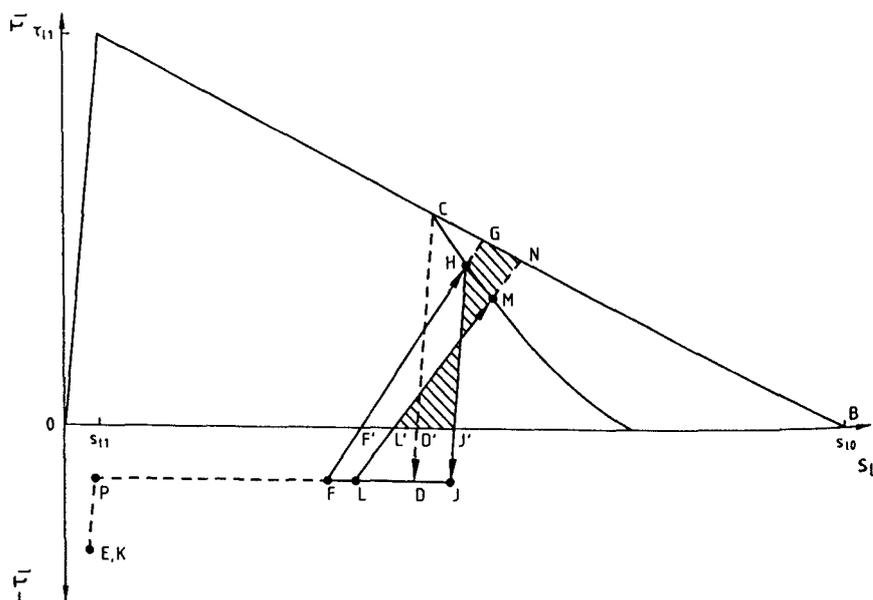


Bild 6.14: Bestimmen des τ_{ℓ}^0 - s_{ℓ}^0 -Zustandes bei erneuter Wiederbelastung

Eine erneute Entlastung erfolgt, analog zur erstmaligen Entlastung, parallel zur elastischen Anstiegsgeraden der τ_ℓ - s_ℓ Beziehung für monotone Erstbelastung.

Bei Wiederbelastung ist zu beachten, daß Gl.(6.33) nur gültig ist, wenn der Entlastungsbeginn auf der τ_ℓ - s_ℓ -Beziehung für monotone Erstbelastung erfolgte. Trifft dies nicht zu, sind die in Bild 6.14 schraffiert dargestellten Flächen zu berücksichtigen und Gl.(6.33) wird zu

$$\tau_{\ell N} = \tau_{\ell G} \frac{(s_{\ell 0} - s_{\ell F'})}{(s_{\ell 0} - s_{\ell L'})} - \tau_{\ell N} \frac{(s_{\ell J'} - s_{\ell F'})}{(s_{\ell 0} - s_{\ell L'})} . \quad (6.36)$$

6.6 Ablauf der Berechnungen

Mit den zuvor dargestellten Grundlagen können die Verteilungsfunktionen für $F_\ell(x)$, $s_\ell(x)$ und $\tau_\ell(x)$ ermittelt werden, s. Bild 6.15. Die Berechnung erfolgte mit Hilfe eines eigenen Programmes, das unter der Benutzeroberfläche RS/1 auf dem PC lauffähig ist. Bild 6.15 zeigt vereinfacht die Programmstruktur zur Bestimmung der Verteilungen für $F_\ell(x)$, $s_\ell(x)$ und $\tau_\ell(x)$ für eine anliegende Laschenzugkraft F_ℓ^0 oder F_ℓ^u . Nach Eingabe der Baustoffwerte, der Geometrie, des Verbundansatzes und der Belastung erfolgt nach Vorgabe einer Laschenendverschiebung $s_\ell(x=0)$ die numerische Integration der Laschenzugkraft über der Verbundlänge ℓ_v . Am belasteten Laschenanfang muß die Randbedingung $F_\ell(x=\ell_v) = F_\ell^0$ erfüllt sein. Wenn diese Bedingung nicht erfüllt ist, wird mit Hilfe eines Iterationsverfahrens $s_\ell(x=0)$ in Abhängigkeit von $F_\ell(x=\ell_v)$ verändert. Die Methode der 'Regula Falsi' zeigte stets gute Konvergenzeigenschaften. Ist $F_\ell(x=\ell_v) = F_\ell^0$ erfolgt die Ausgabe der Ergebnisse in einen Datensatz; aus dem in einer Nachlaufrechnung die Verteilungsfunktionen für $F_\ell(x)$, $s_\ell(x)$ und $\tau_\ell(x)$ grafisch dargestellt werden können. Die Auswirkungen beliebiger Lastwechsel, auch mit unterschiedlicher Ober- bzw. Unterlast, können durch Wiederholung der Programmabfolge simuliert werden. Eine Übertragung auf andere Verbundprobleme, wie z.B. Innenbewehrungsverbund oder Vergußverankerungen ist bei Anpassen der Randbedingungen und Kenntnis des Verbundansatzes möglich.

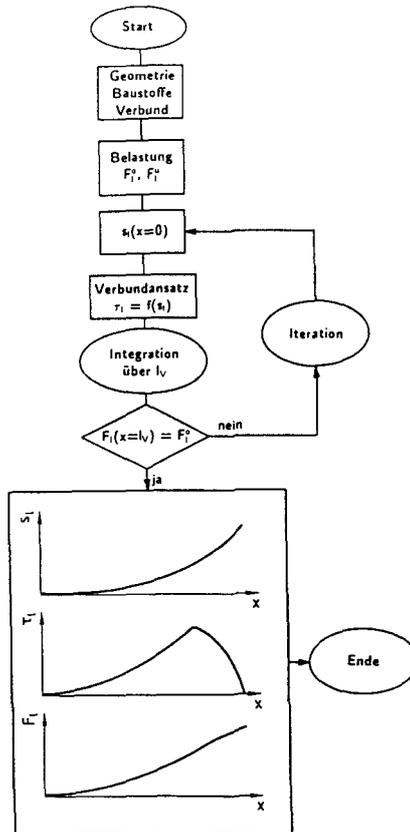


Bild 6.15: Ablauf der Berechnungen

6.7 Vergleich der Ergebnisse aus Rechnung und Versuch

6.7.1 Vorbemerkung

Maßgebend für die Gültigkeit der getroffenen Modellannahmen ist der Vergleich der Rechenergebnisse mit denen der in Abschnitt 5 beschriebenen Versuche an Doppellaschenkörpern. Die geringe Versuchsanzahl der dynamischen Laschenverbundversuche erlaubt keine Auswertung der Bruchlastwechsel, z.B. in Form eines Wöhler-Diagramms. Hinzu kommt, daß im Unterschied zu Stahl

bei dynamischen Versuchen mit Beton eine große Streuung der Bruchlastwechselzahlen auftritt. Bei Stahl erreicht das Verhältnis der 5% zur 95%-Fraktile der Bruchlastwechselzahl die Größenordnung von ca. 1:10, bei Beton liegt dieses Verhältnis bei ca. $1 : 10^3$ bis $1:10^4$ [53].

Es ist daher nicht Ziel dieser Arbeit, hohe Lastwechselzahlen durch entsprechende Wiederholung des Algorithmus zu simulieren. Dies muß an anderer Stelle geschehen. Viel wichtiger erscheint es, ein Instrumentarium zur Verfügung zu haben, mit dem der Schädigungsprozeß konsistent abgebildet werden kann und die Auswirkungen ihn beeinflussender Parameter zutreffend beschrieben werden können.

Als Vergleichskriterium wird der Verlauf der gemessenen Laschendehnung in Abhängigkeit von Ort und Lastwechselzahl gewählt.

6.7.2 Vergleich

Einen Vergleich zwischen Versuch und Rechnung zeigt Bild 6.16 für den Versuch Nr. 4 mit einer Verbundlänge von $l_v = 1200$ mm.

Mit den Werten der Tab. 6.1 ergibt sich folgender Verbundansatz:

$$G_F = 0,24 \text{ N/mm}, \tau_{\ell 1} = 3,56 \text{ N/mm}^2, s_{\ell 1} = 0,0167 \text{ mm}, s_{\ell 0} = 0,135 \text{ mm}.$$

Tab 6.1: Baustoff- und Geometriewerte für Versuch Nr. 4 nach Abschnitt 5

f_{ct}	E_c	b_g/h_g	b_c	k_c	k_b	E_g	h_g
[N/mm ²]	[kN/mm ²]	[mm/mm]	[mm]	[-]	[-]	[kN/mm ²]	[mm]
1,5	28	50/5	200	1	1,32	10,6	1

Die Oberlast wurde so gewählt, daß $s_{\ell 1}$ am belasteten Laschenanfang deutlich überschritten wurde. Dargestellt sind die gemessenen Dehnungsverläufe über den vorderen Teil der Laschenverbundlänge. Zum Vergleich sind die mit dem Modell berechneten Dehnungen für die 1. und die 100. Be- und Entlastung aufgetragen. Die Übereinstimmung ist gut, lediglich die Entlastung nach 100

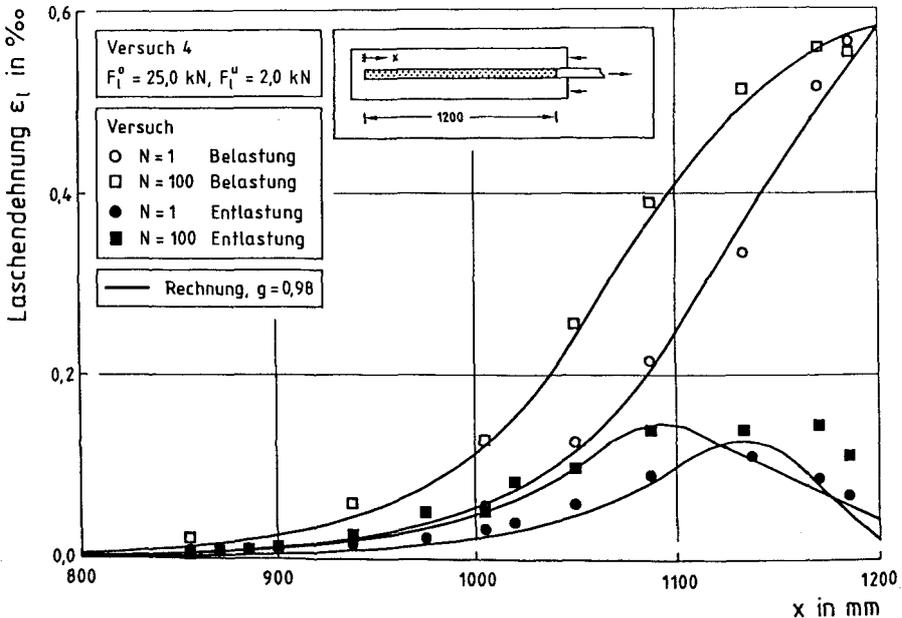


Bild 6.16: Vergleich zwischen Versuch und Rechnung für Versuch 4 nach Abschnitt 5

Lastwechseln bewirkt erhöhte Dehnungen am belasteten Laschenanfang, was auf die beschriebenen Biegeeffekte zurückzuführen ist. Der Schädigungsfaktor g , s. Bild 6.12, wurde zu $g = 0,98$ gesetzt.

Den Vergleich der rechnerischen Ergebnisse mit einem Versuch, bei dem $s_{\ell 1}$ gerade nicht überschritten wurde, zeigt Bild 6.17. Eine signifikante Schädigung ist nicht zu erkennen. Die Berechnung für 1 und 100 Lastwechsel führt zu keinem Unterschied. Zum Vergleich sind die gemessenen Laschendehnungen nach 10^4 Lastwechseln in Bild 6.17 mit aufgeführt. Der Schädigungsfortschritt ist vernachlässigbar gering. Damit ist die für die Berechnung angenommene Hypothese, daß es bis zum Erreichen von $\tau_{\ell 1}$ zu keiner Schädigung kommt, bestätigt worden.

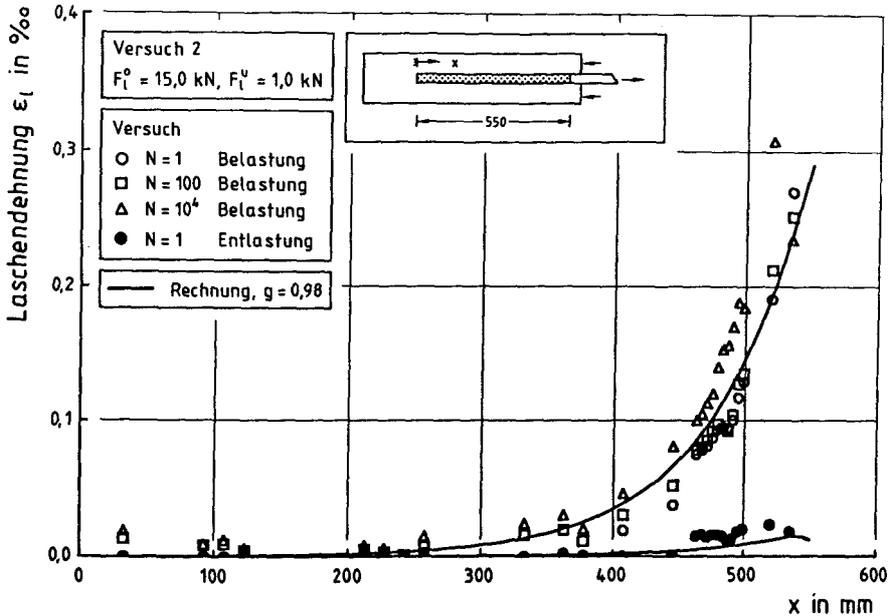


Bild 6.17: Vergleich zwischen Versuch und Rechnung für Versuch 2 nach Abschnitt 5

6.8 Einflüsse auf das Verbundtragverhalten unter dynamischer Beanspruchung

6.8.1 Vorbemerkung

Im folgenden soll mit dem zuvor vorgestellten Modell untersucht werden, welche Parameter einen Einfluß auf den Schädigungsfortschritt haben. Als Maß für die Schädigung wird die Verschiebungszunahme des belasteten Laschenanfangs verwendet. Da die Schädigung durch lokale τ_ℓ - s_ℓ -Beziehungen modelliert wird, können alle Parameter, die einen Einfluß auf die Verbundspannungsverteilung in Laschenlängsrichtung besitzen, den Schädigungsfortschritt beeinflussen.

Dies sind auf der Einwirkungsseite die Belastung in Form der Laschenzugkraft F_ℓ , die über Verbundspannungen abgebaut werden muß. Untersucht werden müssen die Auswirkungen der Ober- und Unterlast F_ℓ^0 bzw. F_ℓ^u . Besonders ist der Einfluß der Belastungshöhe, der Schwingbreite sowie die Form des Belastungskollektivs für einen eventuell vorhandenen Reihenfolgeeinfluß zu untersuchen. Auf der Widerstandsseite ist der Verbundwiderstand T der maßgebende Parameter, der von den Festigkeits- und Verformungseigenschaften der Materialien sowie deren Geometrie abhängt. Einwirkung und Widerstand prägen den lokalen Verbundspannung-Verschiebungszustand. Als Parameter, die einen Einfluß auf die Schädigung haben, kommen τ_ℓ^0 und s_ℓ^0 bzw. τ_ℓ^u und s_ℓ^u am belasteten Laschenanfang in Frage. Schließlich stellt der Modellparameter g eine weitere Einflußgröße dar.

Die Größe von τ_ℓ^0 hängt zum einen von der Laschenzugkraft, zum anderen aber auch vom Verbundansatz ab. Durch die auf die Verbundbruchkraft bezogene Auswertung mit F_ℓ^0/T kann der Einfluß einiger Parameter eliminiert werden. Bei den folgenden Untersuchungen werden, bis auf den zu variierenden Parameter und hiervon abhängige Größen, die in Tab. 6.1 angegebenen Kennwerte verwendet. Der Elastizitätsmodul E_c wird aus der Zugfestigkeit f_{ct} berechnet. Nach [14] kann E_c aus der mittleren Druckfestigkeit f_c ermittelt werden, die wiederum aus der mittleren Zugfestigkeit f_{ct} bestimmt werden kann. So ergibt sich die Bestimmungsgleichung für E_c für quarzitisches Zuschlag in Abhängigkeit von f_{ct} zu

$$E_c \approx 1,82 \cdot 10^4 \sqrt{f_{ct}} \quad . \quad (6.37)$$

Für andere Zuschlagsarten ist E_c mit dem Faktor α nach [14] zu multiplizieren.

6.8.2 Einfluß der Oberlast

6.8.2.1 Verschiebungszunahme in Abhängigkeit von Beanspruchung und Lastwechselzahl

Die berechnete Relativverschiebung s_ℓ^0 des belasteten Laschenanfangs steigt bei Verbundschädigung mit der Zahl der Lastwechseln an. Für verschiedene

Verhältnisse F_{ℓ}^0/T zeigt Bild 6.18 exemplarisch den berechneten Verlauf von s_{ℓ}^0 in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl N . Ausgangspunkt ist die Verschiebung s_{ℓ}^{01} beim erstmaligen Erreichen der Oberlast. Der Verlauf s_{ℓ}^0-N ist weitgehend linear. Der konkave Teil zu Beginn entsteht durch den nicht-linearen Abfall von τ_{ℓ}^0 nach Gl.(6.35) auf das Niveau $\tau_{\ell}^0 = 0$, s. auch Bild 6.13. Ist am belasteten Laschenanfang $\tau_{\ell}^0 = 0$ erreicht, ist der lastwechselabhängige Schädigungszuwachs konstant, so daß der s_{ℓ}^0-N -Verlauf linear wird. Für geringe äußere Belastung verläuft die s_{ℓ}^0-N -Beziehung zunehmend flacher, bis ein unterer Grenzwert erreicht ist, ab dem keine lastwechselabhängige Schädigung mehr auftritt. Mit zunehmender Belastung verläuft die s_{ℓ}^0-N -Beziehung dagegen steiler.

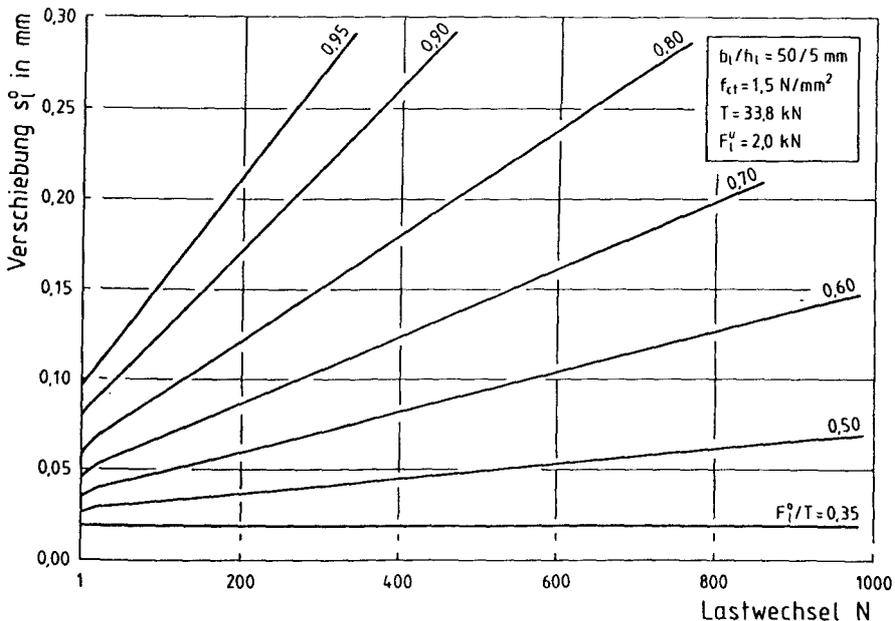


Bild 6.18: Berechnete Relativverschiebung des belasteten Laschenanfangs in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl

Für den linearen Teil kann die Verschiebungszunahme durch die Steigung

$$m = \frac{s_{\ell}(N_i) - s_{\ell}(N_{i-1})}{N_i - N_{i-1}} = \frac{\Delta s_{\ell}}{\Delta N} \quad (6.38)$$

ausgedrückt werden. Die Gesamtverschiebung s_{ℓ}^{0N} ergibt sich somit aus der Anfangsverschiebung s_{ℓ}^{01} zzgl. eines lastwechselabhängigen Anteils zu

$$s_{\ell}^{0N} = s_{\ell}^{01} + m \cdot N \quad (6.39)$$

mit s_{ℓ}^{01} nach Gl.(6.24).

Im folgenden soll untersucht werden, welchen Einfluß die o.g. Parameter auf den Schädigungsfortschritt, ausgedrückt durch m nach Gl.(6.38), haben und wie der untere Grenzwert der Schädigung bestimmt werden kann.

6.8.2.2 Grenzwert der Verbundschädigung

Von großer Bedeutung ist die Frage, bis zu welcher Oberlast F_{ℓ}^{0*} mit keiner Verbundschädigung zu rechnen ist und welche Parameter diese beeinflussen. In Abschnitt 6.7.2 konnte gezeigt werden, daß der Beginn der Verbundschädigung das Überschreiten von $s_{\ell 1}$ am belasteten Laschenanfang ist. Aus

$$\frac{F_{\ell}^{0*}}{T} = \sqrt{\frac{G^{0*}}{G_F}} = \sqrt{\frac{s_{\ell 1}}{s_{\ell 0}}} \quad (6.40)$$

folgt mit $s_{\ell 1}$ nach Gl.(6.3) und $s_{\ell 0}$ nach Gl.(6.4):

$$\frac{F_{\ell}^{0*}}{T} = 6,63 \sqrt{f_{ct} \left(\frac{h_g}{E_g} + \frac{50}{E_c} \right)} \quad (6.41)$$

Gl.(6.41) ist von der Betonzugfestigkeit, vom Klebstoff sowie vom E-Modul des Betons abhängig. Den Einfluß dieser Parameter f_{ct} , h_g , E_g und E_c auf den unteren Grenzwert der Schädigung zeigt Bild 6.19. Bezugsgröße ist F_{ℓ}^{0*}/T , bestimmt mit den Kennwerten der Tab. 6.1.

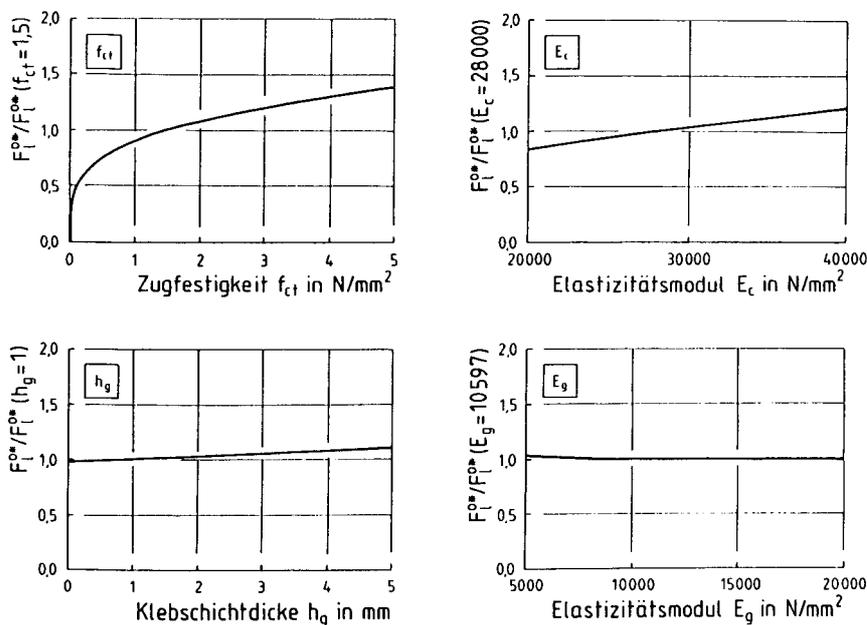


Bild 6.19: Einfluß verschiedener Parameter auf den Grenzwert der Verbundschädigung

Deutlich zu erkennen ist, daß der Einfluß des Klebstoffes vernachlässigbar ist, so daß sich Gl.(6.41) zu

$$\frac{F_l^{0*}}{T} = 46,9 \sqrt{\frac{f_{ct}}{E_c}} = 0,348 f_{ct}^{3/4} \quad (6.42)$$

mit E_c nach Gl.(6.37) vereinfachen läßt. Bild 6.20 zeigt den Funktionsverlauf von Gl.(6.42). Für übliche Betone mit einer Zugfestigkeit von 1,0 bis 3,0 N/mm² liegt der Grenzwert der Schädigung bei 35 bis 46% der mittleren Verbundbruchkraft T . Gl.(6.42) ist nur noch von den Betoneigenschaften abhängig.

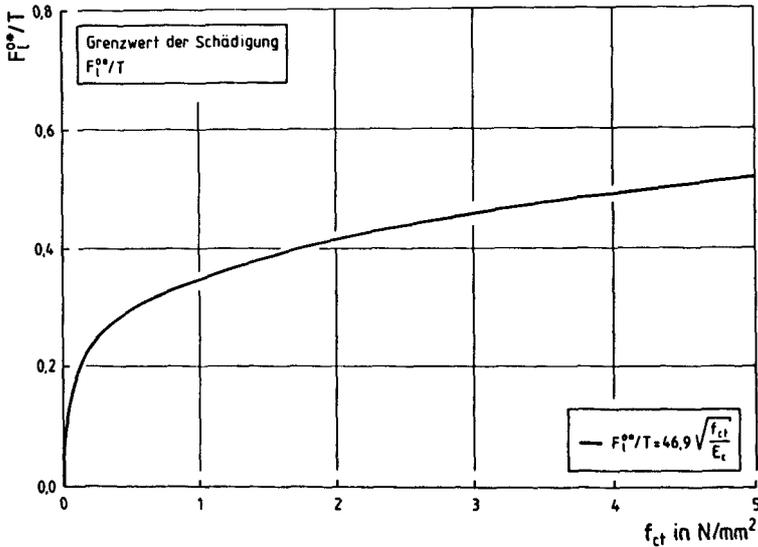


Bild 6.20: Grenzwert der Verbundschädigung in Abhängigkeit von der Betonzugfestigkeit

6.8.2.3 Schädigungszuwachs in Abhängigkeit von der Oberlast

Nach Überschreiten von F_l^{0*} nimmt die Schädigung, ausgedrückt durch m , mit steigender Oberlast progressiv zu.

Für $s_{\ell}^0 > s_{\ell 1}$ bzw. $F_{\ell}^0 > F_{\ell}^{0*}$ läßt sich formulieren:

$$\frac{F_{\ell}^0}{T} = \sqrt{\frac{G^0}{G_F}} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{\ell}^2}{\tau_{\ell 1}^2} \left[1 - \frac{s_{\ell 1}}{s_{\ell 0}} \right]} \quad (6.43)$$

mit:

$$G^0 = 0,5 (\tau_{\ell 1} s_{\ell}^0 + \tau_{\ell}^0 s_{\ell}^0 - \tau_{\ell}^0 s_{\ell 1})$$

$$s_{\ell}^0 = s_{\ell 0} - \frac{\tau_{\ell}^0}{\tau_{\ell 1}} (s_{\ell 0} - s_{\ell 1})$$

$$G_F = 0,5 \tau_{\ell 1} s_{\ell 0}$$

In Gl.(6.43) gehen alle in Abschnitt 6.8.1 genannten Parameter ein. Im folgenden soll daher mit Hilfe des Rechenmodells deren Einfluß auf den lastwechselabhängigen Schädigungsfortschritt untersucht werden. Mit den Kennwerten der Tab. 6.1 wird zunächst der Verlauf $m = f(F_{\ell}^0/T)$ ermittelt, in Bild 6.21 durch Symbole markiert. Der Verlauf kann sehr einfach durch Gl.(6.44) beschrieben werden, wobei der Gültigkeitsbereich auf $F_{\ell}^{0*}/T \leq F_{\ell}^0/T \leq \approx 0,95$ beschränkt werden muß, da sonst die vertikale Asymptotenbedingung bei $F_{\ell}^0/T = 1,0$ verletzt wird. Der praktische Anwendungsbereich wird hierdurch aber nicht eingeschränkt.

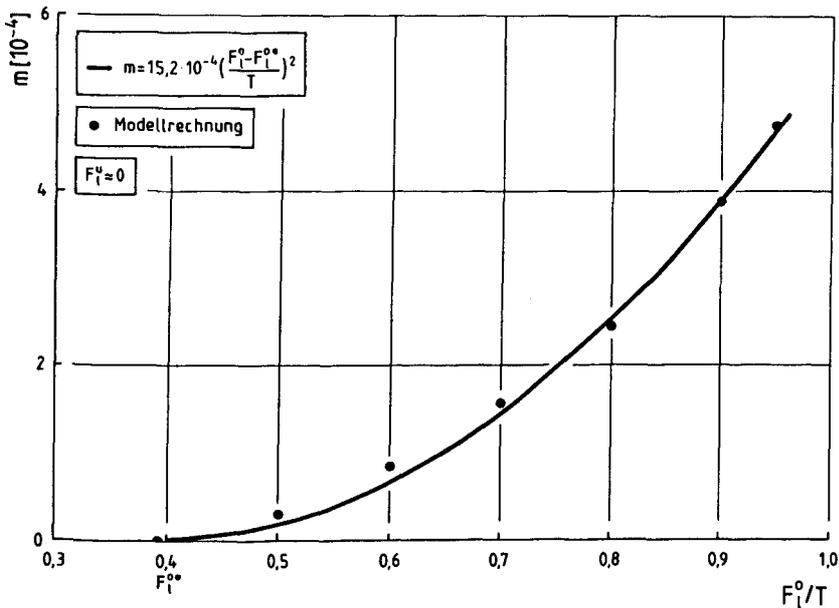


Bild 6.21: Schädigungszuwachs in Abhängigkeit von der Oberlast

$$m = \frac{\Delta s_{\ell}}{\Delta N} = 15,2 \cdot 10^{-4} \left[\frac{F_{\ell}^0 - F_{\ell}^{0*}}{T} \right]^2 \quad (6.44)$$

mit $\frac{F_{\ell}^{0*}}{T} = 0,392$ nach Gl.(6.40).

Der Einfluß der verschiedenen Parameter auf G.(6.44) soll durch Einflußfaktoren angegeben werden, so daß die allgemeine Beziehung zur Bestimmung des lastwechselabhängigen Schädigungsfortschritts die Form

$$m = 15,2 \cdot 10^{-4} \left(\frac{F_{\ell}^0 - F_{\ell}^{0*}}{T} \right)^2 \cdot k(f_{ct}) \cdot k(k_b) \cdot k(R) \cdot k(g) \quad (6.45)$$

annimmt. Die Bestimmung der Einflußfaktoren erfolgt durch Parameterstudien mit dem o.g. Modell.

6.8.2.4 Einfluß der Betonzugfestigkeit

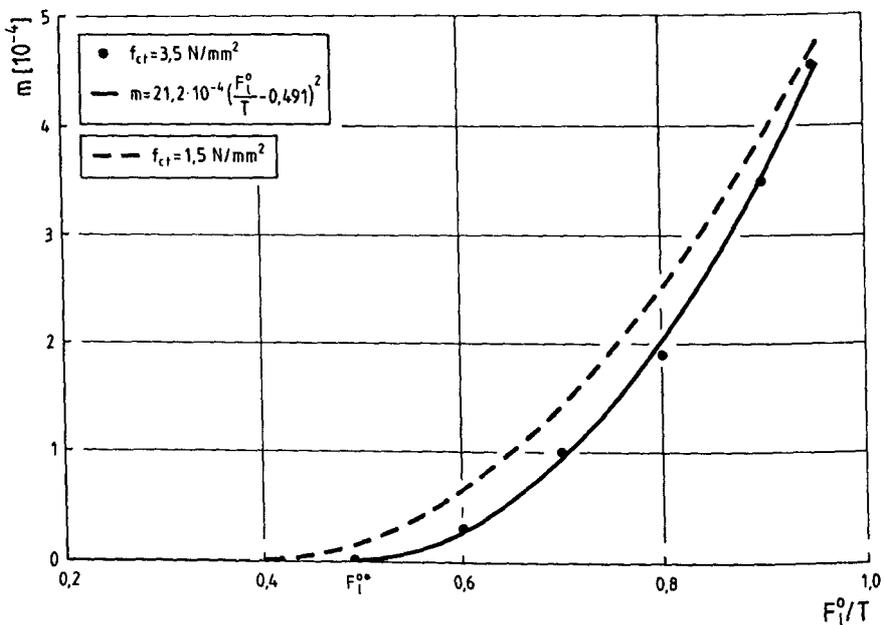


Bild 6.22: Einfluß der Betonzugfestigkeit auf den Schädigungsfortschritt

Den Einfluß der Betonzugfestigkeit auf den Schädigungsfortschritt zeigt Bild 6.22 exemplarisch für $f_{ct} = 3,5 \text{ N/mm}^2$. Zum Vergleich ist die Beziehung der Gl.(6.45) für $f_{ct} = 1,5 \text{ N/mm}^2$ ebenfalls aufgeführt. Die ansteigende Betonzugfestigkeit bewirkt eine Erhöhung von F_{ℓ}^{0*} und einen stärkeren Anstieg der F_{ℓ}^0/T -m-Beziehung. Für verschiedene Werte f_{ct} wurde der F_{ℓ}^0/T -m-Verlauf berechnet. Durch Bezug auf Gl.(6.45) ergibt sich der Einflußfaktor $k(f_{ct})$. Die Abhängigkeit $k(f_{ct}) = f(f_{ct})$ ist in Bild 6.23 markiert. Der Verlauf kann mittels Regressionsanalyse sehr gut durch

$$k(f_{ct}) = 0,65 \sqrt{f_{ct}} + 0,20 \quad (6.46)$$

beschrieben werden.

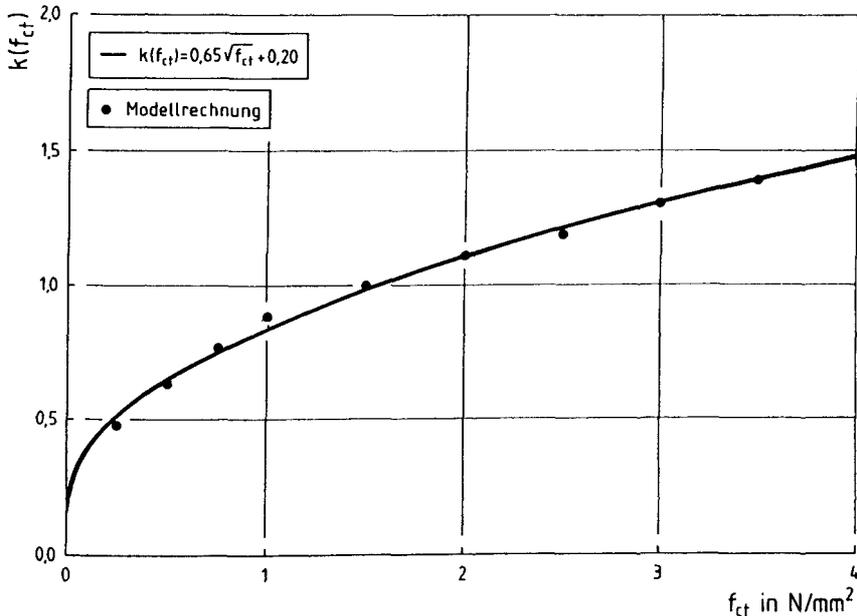


Bild 6.23: Einflußfaktor $k(f_{ct})$ in Abhängigkeit von der Betonzugfestigkeit

6.8.2.5 Einfluß der Laschengeometrie

Die Laschenbreite geht in den Verbundansatz für statische Kurzzeit-Laschenverbundbeanspruchung durch den Faktor k_b ein, s. Gl.(6.1) bzw. (6.2). Die Laschenbreite b_l und die Laschendicke h_l beeinflussen sowohl die Verbundbruchkraft T als auch die Verbundbeanspruchung unter Oberlast. Wird eine auf T bezogene Auswertung vorgenommen, muß nur der Einfluß von k_b untersucht werden, da die Laschengeometrie auf Gl.(6.43) keinen Einfluß ausübt.

Die Ergebnisse der Modellrechnung mit Variation der Laschengeometrie für $A_l = \text{const.}$ zeigt Bild 6.24. Die lineare Abhängigkeit des bezogenen Schädigungsfortschritts kann durch den Faktor $k(k_b)$ mit Gl.(6.47) beschrieben werden.

$$k(k_b) = 1,26 k_b - 0,66 \quad (6.47)$$

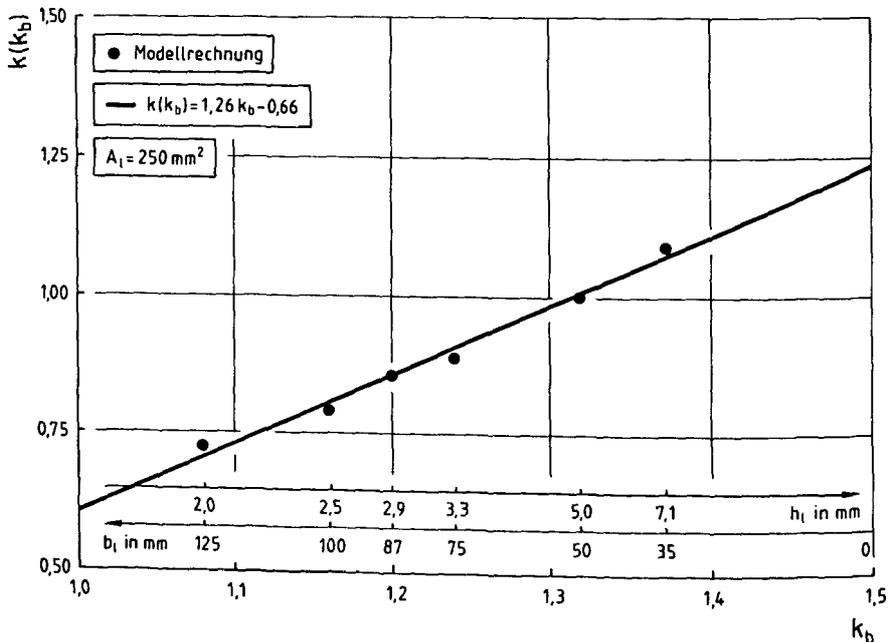


Bild 6.24: Einflußfaktor $k(k_b)$ in Abhängigkeit von der Laschengeometrie

Mit abnehmendem k_b , also mit zunehmender Laschenbreite b_ℓ bei vorgegebener Laschenfläche A_ℓ , wird die lastwechselabhängige Schädigung verringert.

6.8.2.6 Einfluß der Unterlast

Bei den in Abschnitt 5 vorgestellten Versuchen und den bisher durchgeführten Modellrechnungen wurde der Einfluß der Unterlast nicht untersucht. Es wurde $F_\ell^u = 0$ vorausgesetzt. Den Einfluß des Verhältnisses $R = F_\ell^u/F_\ell^o$ auf den Schädigungsfortschritt zeigt Bild 6.25. Dargestellt ist der Einflußfaktor

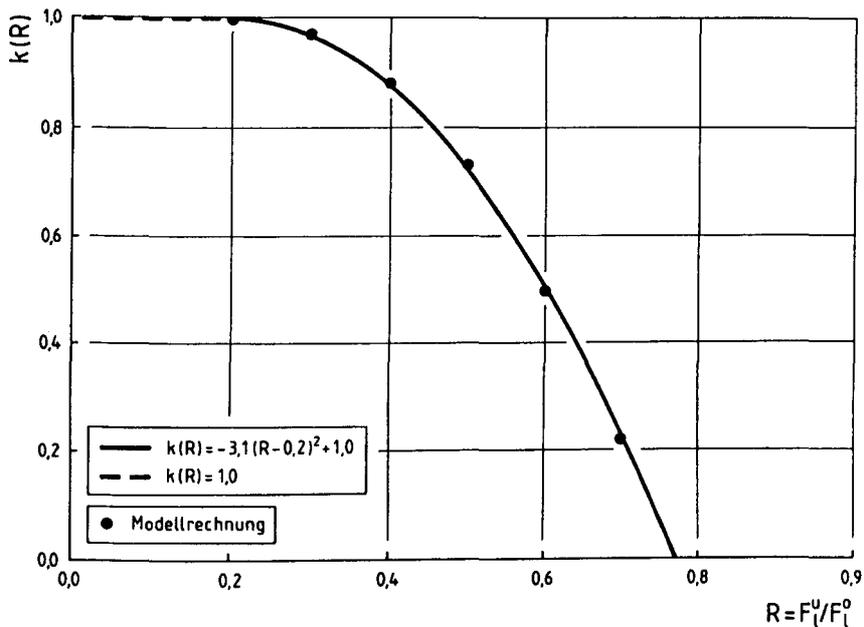


Bild 6.25: Einflußfaktor $k(R)$ in Abhängigkeit der Unterlast

tor $k(R)$, der die Veränderung der F_ℓ^o/T -m-Beziehung nach Gl.(6.44) beschreibt. Mit ansteigender Unterlast wird die Schwingbreite der Laschenverbundbeanspruchung reduziert und damit der Schädigungsfortschritt verlangsamt. Oberhalb von $R \approx 0,75$ findet keine Schädigung statt. In den lokalen Verbundspannung-Verschiebungs-Beziehungen wird bei Ent- und Wiederbelastung

die elastische Ent- und Wiederbelastungsgerade nicht verlassen. Unterhalb von $R = 0,2$ verändert die Unterlast den Schädigungsfortschritt nach Gl.(6.44) nicht.

Die Beziehungen zur Ermittlung von $k(R)$ lauten:

$$k(R) = -3,1 (R - 0,2)^2 + 1,0 \quad \text{für } 0,2 \leq R \leq 0,75 \quad (6.48)$$

bzw.

$$k(R) = 1,0 \quad \text{für } 0 \leq R \leq 0,2 \quad (6.49)$$

6.8.2.7 Einfluß des Modellparameters

Von großem Einfluß auf den Schädigungsfortschritt ist der Modellparameter

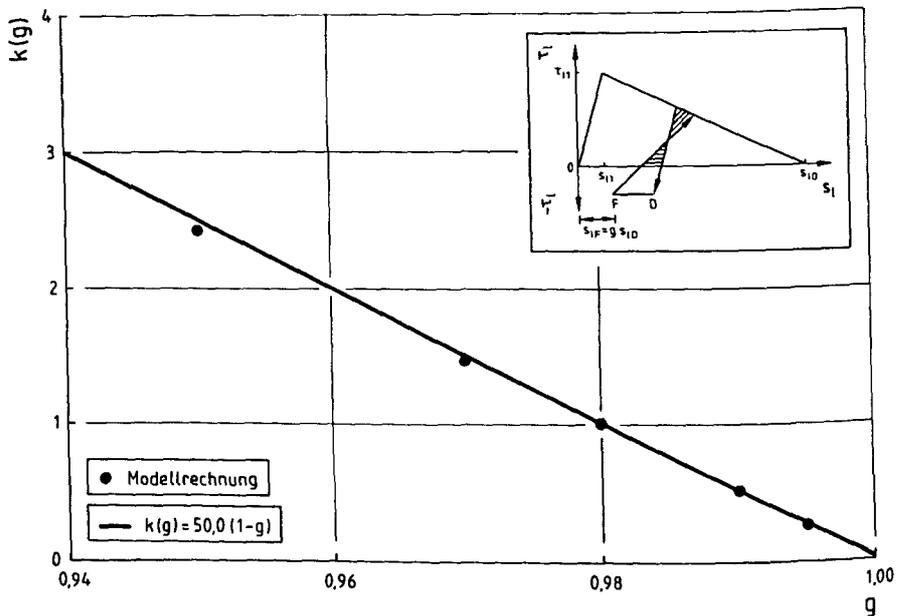


Bild 6.26: Einflußfaktor $k(g)$ in Abhängigkeit des Modellparameters g

g, der die Basis der Hystereseschleife und damit die Neigung der Wiederanstiegsgeraden in den lokalen τ_ρ - s_ρ -Beziehungen bestimmt. Den Einfluß auf Gl.(6.45) zeigt die lineare Abhängigkeit $k(g) = f(g)$ in Bild 6.26. Die Bestimmungsgleichung lautet:

$$k(g) = 50,0 (1 - g) \quad (6.50)$$

Eine sichere Angabe für g ist zum gegenwärtigen Zeitpunkt nicht möglich, da hierzu dynamische Versuche mit hoher Lastwechselzahl fehlen. Im Einzelfall läßt sich für geringe Lastwechselzahlen eine sehr gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen erzielen, s. Abschnitt 6.7. Hier wurde $g = 0,98$ ermittelt. Weitere systematische Versuche sind erforderlich.

6.8.2.8 Einfluß der Belastungsreihenfolge

Die tatsächliche Betriebsbelastung eines Bauteils erzeugt veränderliche Beanspruchungen hinsichtlich der Höhe und ihres zeitlichen Auftretens. Eine verlässliche Angabe hierüber kann nur durch Messungen unter Betriebsbedingungen über einen repräsentativen Zeitraum erfolgen. Aufgrund zutreffender Beanspruchungs-Zeit-Funktionen, basierend auf statistischen Zählverfahren, können die Lastannahmen für Betriebsfestigkeitsversuche als Mehrstufenversuche ermittelt werden. Hierzu werden die auftretenden Beanspruchungen klassiert, der Größe nach geordnet und in ein Beanspruchungskollektiv umgeformt. Unter der Voraussetzung, daß die Reihenfolge der Belastung ohne Einfluß auf die Gesamtschädigung ist, kann mittels einer geeigneten Schadensakkumulationshypothese eine schadensäquivalente, einstufige Ersatzschwingbreite bestimmt werden, die für die betrachtete Lastwechselzahl dem wirklichen Kollektiv im Hinblick auf die Gesamtschädigung gleichwertig ist.

Zur Untersuchung eines Reihenfolgeeinflusses wurde der Einfluß von Beanspruchungskollektiven mit absteigender bzw. ansteigender Oberlast untersucht. Bild 6.27 zeigt die ermittelten Verschiebungen des belasteten Laschenanfangs. Die lastwechselzahlabhängige Verschiebung setzt sich aus der Verschiebung innerhalb der Verbundzone, sowie aus der Dehnung des infolge Ribbildung verbundfreien Bereichs zusammen. Dieser laschendehnungsabhängige Anteil ist bei elastischer Beanspruchung der Lasche vollständig reversibel.

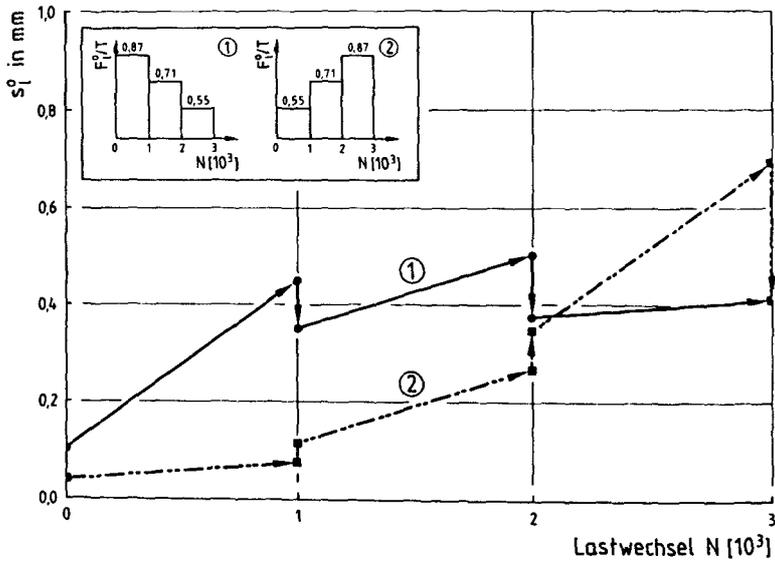


Bild 6.27: s_l^0 in Abhängigkeit von Lastwechselzahl und Kollektivform

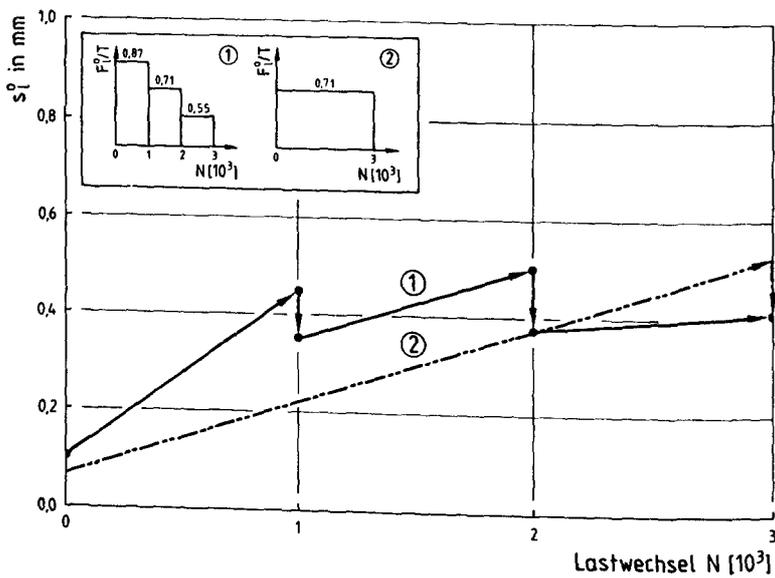


Bild 6.28: s_l^0 in Abhängigkeit von Lastwechselzahl und Kollektivform

Deutlich zu erkennen ist, daß beide Kollektive zur gleichen Endverschiebung führen, wenn am Ende des Kollektivs 2 auf das Belastungsniveau des Kollektivs 1 entlastet wird.

Ein Ersatz des treppenförmigen Kollektivs durch ein Einstufen-Ersatzkollektiv bewirkt ebenfalls die gleiche Schädigung, wie Bild 6.28 zeigt.

6.8.3 Vorhersage des Verbundbruchs infolge Zugschwellbeanspruchung

Mit den zuvor hergeleiteten Beziehungen kann der lastwechselzahlabhängige Schädigungsfortschritt am laschenverstärkten Zugkörper infolge schwelender Laschenzugkraft modelliert werden. Es wurde gezeigt, daß das Verbundrißwachstum eine lastwechselabhängige Entkoppelung der Lasche vom Untergrund bewirkt. Vollständiges Verbundversagen tritt dann ein, wenn die verbleibende Restverbundfläche nicht ausreicht, die Laschenzugkraft F_{ℓ}^0 in den Beton einzuleiten, s. Bild 6.29. Nach [98] läßt sich die zu F_{ℓ}^0 gehörende

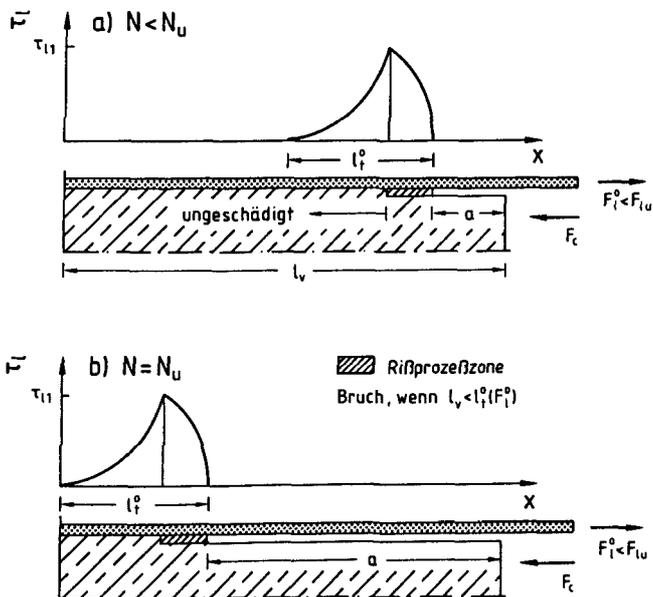


Bild 6.29: Bruchbedingung am Laschenende

Einleitungslänge $l_t^0 < \max l_t$ zu

$$l_t^0 = \max l_t \left(1 - \sqrt{1 - \frac{F_{\ell}^0}{T}} \right) \quad (6.51)$$

angeben. Die Differenz $l_v - l_t^0$ steht als entkoppelbare Verbundlänge zur Verfügung. Im vollständig entkoppelten Bereich ist ϵ_{ℓ}^0 konstant, so daß die Bruchbedingung formuliert werden kann:

$$l_v - l_t^0 = \max a = \frac{m N_u}{\epsilon_{\ell}^0}, \quad (6.52)$$

bzw.

$$N_u = \frac{\epsilon_{\ell}^0}{m} (l_v - l_t^0) \quad (6.53)$$

Der Faktor m beinhaltet die zuvor erläuterten Einflußparameter der Geometrie, Baustoffe und Beanspruchung.

6.9 Gegenüberstellung und Abgrenzung der Versagensarten

6.9.1 Vorbemerkung

Das Verbundversagen eines laschenverstärkten Stahlbetonbauteils unter dynamischer Beanspruchung kann durch das kohäsive Versagen des Klebstoffs oder des Betons in der Verbundzone erfolgen, wie sowohl die eigenen, als auch die aus der Literatur bekannten Versuche gezeigt haben. Für beide Versagensarten sind zuvor in Abschnitt 4 bzw. Abschnitt 6 Versagenskriterien ermittelt worden. Unklar ist, unter welchen Bedingungen es zur jeweiligen Versagensart kommen kann. Im folgenden wird gezeigt, wann mit Klebschichtversagen bzw. mit Betonversagen in der Verbundzone zu rechnen ist. Die Verifikation erfolgt über Versuchsergebnisse.

6.9.2 Vorhersage der Versagensart

Für den Vergleich wird vorausgesetzt, daß Spannungen normal zur Klebschicht nicht auftreten. Eine Berücksichtigung ist jedoch bei Kenntnis ihrer Größenordnung möglich. Das Bruchkriterium für den Klebstoff B läßt sich im τ_g - σ_{gx} -Diagramm nach Bild 6.30 angeben.

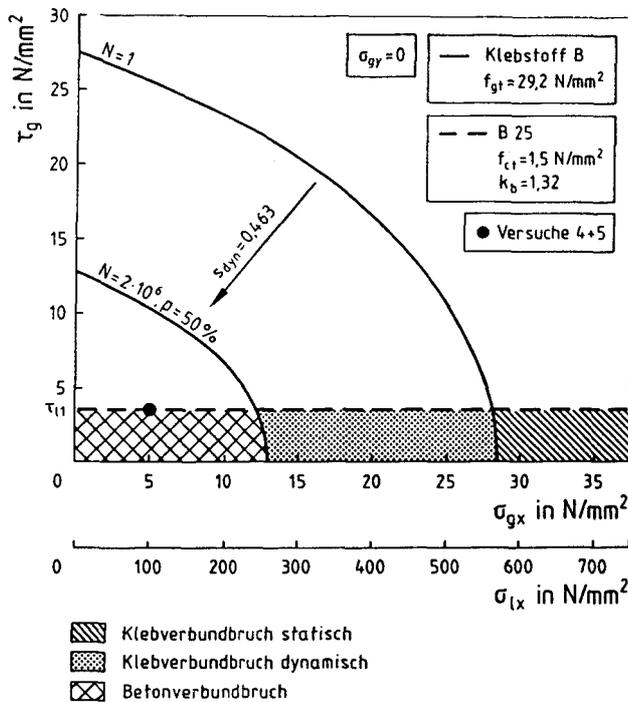


Bild 6.30: Klebschichtbeanspruchung am belasteten Laschenanfang der Versuche 4 und 5 nach Abschnitt 5

Deutlich zu erkennen ist, daß bei statischer Beanspruchung nur bei hohen Längsspannungen σ_{gx} ein lokales Klebstoffversagen auftreten kann, in Bild 6.30 schraffiert dargestellt. Unter der Voraussetzung $\epsilon_g = \epsilon_\ell$ und $n = E_\ell/E_g = 20$ sind die zugehörigen Laschenspannungen σ_{lx} in Bild 6.30 mit angegeben. Mit einem Klebschichtversagen ist somit erst bei

Laschenzugspannungen $\sigma_{lx} \leq 570 \text{ N/mm}^2$ zu rechnen. Wird als Laschenmaterial Fe 360 B nach DIN EN 10025 (1.91) mit einer Nennstreckgrenze von $f_{lyk} = 235 \text{ N/mm}^2$ verwendet, so kann Klebschichtversagen erst nach deutlichem Überschreiten der Streckgrenze auftreten. Bei einer Beschränkung der Laschendehnungen auf $\epsilon_{\rho} < 20/1000$ im Grenzzustand der Tragfähigkeit, wie in den z.Zt. gültigen Zulassungen und Richtlinien [22] gefordert, findet ebenfalls keine Schädigung der Klebschicht statt. Bei hochfesten Laschen aus Faserverbundwerkstoffen, z.B. auf CFK-Basis mit einer zentrischen Zugfestigkeit bis zu 3000 N/mm^2 [82], [51] kann dagegen die Tragfähigkeit der Klebschicht durchaus maßgebend werden. Dies muß im Einzelfall untersucht werden.

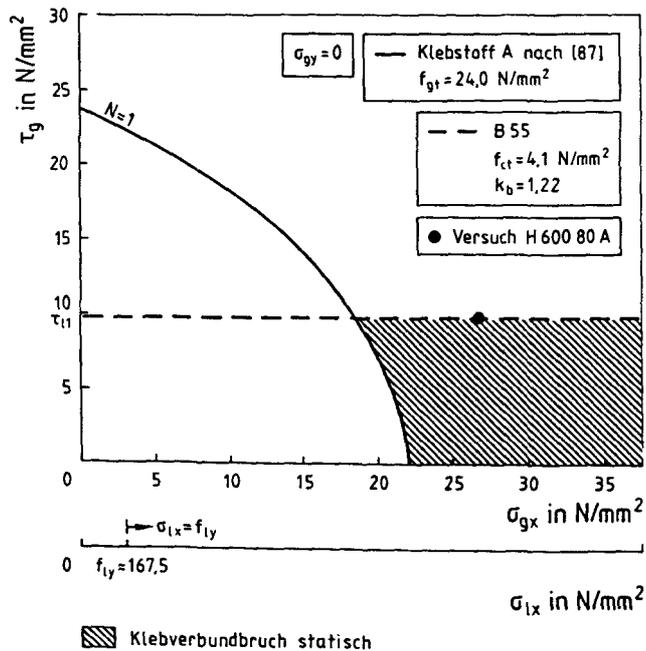


Bild 6.31: Klebschichtbeanspruchung am belasteten Laschenanfang des Versuchs H 600 80 A nach [87]

Durch den lastwechselabhängigen Schädigungsfaktor s_{dyn} nach Abschnitt 4.7 wird die ertragbare τ_g - σ_{gx} -Kombination reduziert. Bild 6.30 enthält exem-

plarisches für $N = 2 \cdot 10^6$ Lastwechsel und für eine Bruchwahrscheinlichkeit von $p = 50\%$ die ertragbare Spannungskombination unter der Voraussetzung $\sigma_{gy} = 0$. Der Bereich des möglichen Klebschichtversagens wird vergrößert, im Bild durch Punktschraffur dargestellt. Zum Vergleich enthält Bild 6.30 den Maximalwert der Verbundbeanspruchung $\tau_{\ell 1}$ unter Oberlast der Versuche 4 und 5 aus Abschnitt 5. Wird die Kraftereinleitung durch den abfallenden Ast der $\tau_{\ell}-s_{\ell}$ -Beziehung vernachlässigt, kann der Verbundspannung $\tau_{\ell 1}$ die Laschenspannung σ_{ℓ} am belasteten Laschenanfang zugeordnet werden. Deutlich zu erkennen ist, daß die Verbundbeanspruchung der Klebschicht zu keiner Schädigung führen konnte. Das Versagen ist im Beton aufgetreten.

Über zentrische Kurzzeitzugversuche mit Laschen $b_{\ell}/h_{\ell} = 80/2,8$ mm wird in [87] berichtet. Für die Testreihe mit niedrigstem Laschenstahl ($f_{\ell y} = 167,5$ N/mm²) und Beton der Güte B55 ergibt sich nach Abschnitt 6 $\tau_{\ell 1} = 9,8$ N/mm². Das Versagen trat weit nach Überschreiten der Streckgrenze bei einer Laschendehnung von $\epsilon_{\ell} > 40/1000$ ein. Hieraus resultiert eine Klebschichtspannung von $\sigma_{gx} > 26,8$ N/mm², s. Bild 6.31. Es trat Klebverbundversagen auf.

6.10 Zusammenfassung

Auf Grundlage der Versuchsergebnisse des Abschnitts 5 wird ein Modell zur Abbildung des Spannungs- und Verformungszustandes der Lasche bei schwellender Verbundbeanspruchung entwickelt. Mit Hilfe der energetischen Betrachtungsweise der Bruchmechanik wird der Verbundansatz für monotone Kurzzeitbeanspruchung nach [44] durch die Beziehungen für die wiederholte Be- und Entlastung erweitert. Im entfestigenden Bereich wird die Schädigung durch Hystereseschleifen modelliert. Mit diesem Modell können auch die Verteilungsfunktionen für $F_{\ell}(x)$, $s_{\ell}(x)$ und $\tau_{\ell}(x)$ iterativ in Abhängigkeit der Lastwechselzahl ermittelt werden. Eine Übertragung auf andere Verbundprobleme, wie z.B. Innenbewehrungsverbund oder Vergußverankerungen, ist bei Anpassen der Randbedingungen und Kenntnis des Verbundansatzes möglich. Ein Vergleich der Ergebnisse mit jenen der Versuche nach Abschnitt 5 zeigt gute Übereinstimmung. Eine wiederholte Be- und Entlastung im elastischen Anstiegsast der $\tau_{\ell}-s_{\ell}$ -Beziehung für monotone Erstbelastung verursacht keine Schädigung. Der Einfluß der Parameter Ober- und Unterlast, Laschenschwingbreite, Betonzugfestigkeit, Laschengeometrie, Reihenfolge der Belastung und

eines Modellparameters wird durch Einflußfaktoren angegeben. Das lastwechselabhängige Verbundrißwachstum kann vereinfacht aus der Verschiebungszunahme am belasteten Laschenanfangs ermittelt werden. Vollständiges Verbundversagen tritt dann ein, wenn die verbleibende Restverbundfläche nicht ausreicht, die Laschenzugkraft unter Oberlast in den Untergrund einzuleiten.

Ob der Verbundbruch in der Klebschicht oder im Betonuntergrund auftritt, hängt von der Laschendehnung ab. Bei hohen Laschendehnungen oder bei Überschreiten der Streckgrenze wird i.d.R. die Klebschicht maßgebend.

7. VERBUNDTRAGVERHALTEN DES LASCHENVERSTÄRKTEN BETONKÖRPERS UNTER ZUG-SCHWELLBEANSPRUCHUNG

7.1 Vorbemerkung

Nachdem das Verbundtragverhalten laschenverstärkter Zug-Druck-Betonkörper im Verankerungsbereich untersucht und Kriterien für die Entkoppelung der Lasche vom Beton unter dynamischer Beanspruchung angegeben wurden, soll nun das Tragverhalten der Verbundzone Lasche-Klebstoff-Beton in der gerissenen Betonzugzone untersucht werden. Die Verbundbeanspruchung erfolgt hier durch die Ankoppelung der gezogenen Lasche an den Beton (Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen). Als geeigneter Modellkörper hat sich der zentrisch gezogene Stahlbetonstab, der s.g. Dehnkörper, erwiesen. Hierfür wurden eine Vielzahl von Untersuchungen mit Innenbewehrung durchgeführt. Eine Zusammenstellung der grundlegenden Arbeiten und Ergebnisse ist z.B. in [23] und in [97] zu finden.

Über den laschenverstärkten Zugkörper gibt es dagegen nur wenig Informationen. In [44] wird durch theoretische Überlegungen gezeigt, daß es, im Gegensatz zum duktilen Innenbewehrungsverbund, beim spröden Laschenverbund unter statischer Beanspruchung zu einer lokalen Entkoppelung kommen kann. Die Entkoppelung beginnt mit dem Erreichen der Verbundbruchverschiebung s_{g0} am Riß. Die Frage lautet: Kann es, ausgehend von einem Trennriß, zu einer Entkoppelung der Lasche vom Untergrund infolge schwellender Laschenzugbeanspruchung kommen? Hierzu wird zunächst der laschenverstärkte Dehnkörper ohne Innenbewehrung theoretisch untersucht. Anschließend wird eine Innenbewehrung berücksichtigt.

7.2 Laschenverstärkter Zugkörper ohne Innenbewehrung

7.2.1 Grundlagen der Mitwirkung des Betons auf Zug

Nachfolgend wird der laschenverstärkte Betonkörper unter zentrischer Zugbeanspruchung nach Bild 7.1 betrachtet. Dargestellt ist das halbe System. Mit dem Index "2" wird der Ort des Risses gekennzeichnet, der relativverschiebungsfreie Zustand mit "1". Im ungerissenen Zustand verteilt sich die Kraft

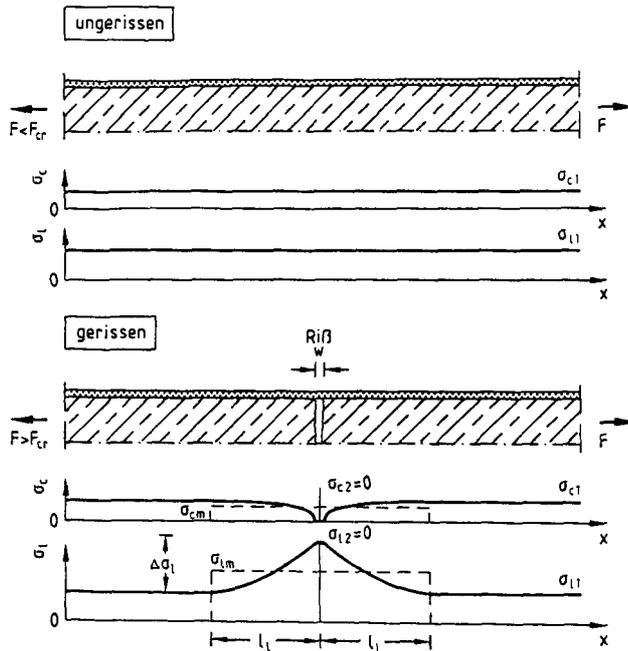


Bild 7.1: Laschenverstärkter Betonzugkörper im ungerissenen und gerissenen Zustand

F auf Beton und Lasche im Verhältnis der Dehnsteifigkeiten, s. Bild 7.1 oben. Aus der Bedingung $\epsilon_l = \epsilon_c$ folgt

$$\sigma_{l1} = \sigma_{c1} n_\ell \quad (7.1)$$

$$\sigma_{c1} = \sigma_{l1} / n_\ell \quad (7.2)$$

mit $n_\ell = E_\ell / E_c$

Überschreitet die Betonzugspannung σ_{c1} die Zugfestigkeit f_{ct} tritt ein Riß auf, s. Bild 7.1. unten. Die Mitwirkung des Betons geht im Riß verloren, so daß gelten muß:

$$\sigma_{l2} = f_{ct} n_\ell + \Delta \sigma_\ell \quad (7.3)$$

Mit

$$\Delta\sigma_\ell = f_{ct}/\mu_\ell$$

$$\mu_\ell = A_\ell/A_c \text{ und}$$

folgt

$$\sigma_{\ell 2} = \Delta\sigma_\ell (1 + \mu_\ell n_\ell) \quad (7.4)$$

Über die Verbundeinleitungslänge l_ℓ wird $\sigma_{\ell 2}$ wieder abgebaut, bis der ungestörte Zustand $(\sigma_{\ell 1}, \sigma_{c1})$ erreicht wird. Für die folgenden Betrachtungen wird vorausgesetzt, daß sich die Einleitungslängen benachbarter Risse nicht überschneiden, d.h. der Rißabstand s beträgt

$$s \geq 2 l_\ell \quad (7.5)$$

Die mittleren Dehnungen der Rißumgebung lauten:

$$\varepsilon_{\ell m} = \frac{1}{l_\ell} \int_0^{l_\ell} \varepsilon_\ell(x) dx \quad (7.6)$$

$$\varepsilon_{cm} = \frac{1}{l_\ell} \int_0^{l_\ell} \varepsilon_c(x) dx \quad (7.7)$$

In Bild 7.2 ist für steigende Laschenspannung $\sigma_{\ell 2}$ der Verlauf der Verbundspannung $\tau_\ell(x)$, der Laschenspannung $\sigma_\ell(x)$ sowie der Betonzugspannung $\sigma_c(x)$ dargestellt. Die Berechnung erfolgte mit Hilfe der numerischen Integration unter Verwendung des bilinearen Verbundansatzes von Bild 6.1, Mitte. An der Stelle $x=0$ muß gelten: $s_\ell = 0$, $\tau_\ell = 0$. Mit steigender Laschenzugspannung (Laststufe 1 - 3) kann die Betonzugspannung entlang der Einleitungslänge l_ℓ gesteigert werden. Im zugehörigen Verbundspannungsverlauf $\tau_\ell(x)$ wird der abfallende Ast erreicht (LS 2). Ab LS 3 wird im RiB die Verbundbruchverschiebung $s_{\ell 0}$ überschritten, so daß eine Verbundentkoppelung stattfindet. Hierdurch wird die verbleibende Verbundlänge verringert und die einleitbare Betonzugspannung reduziert.

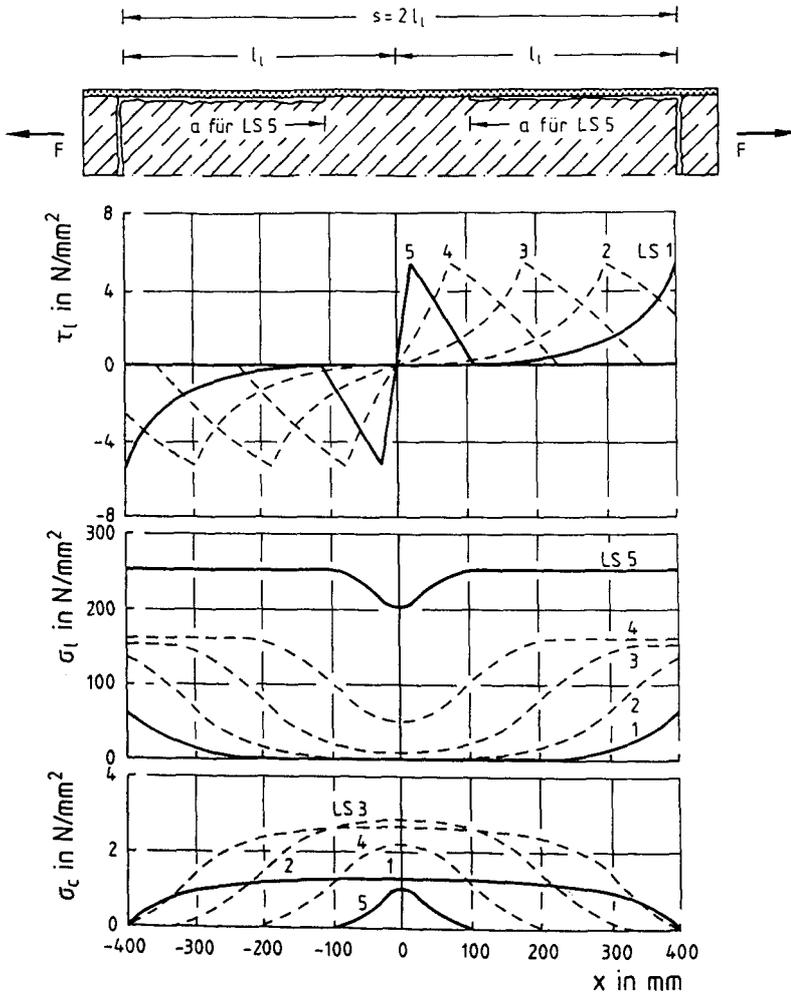


Bild 7.2: Verbund-, Laschen- und Betonspannungen in Abhängigkeit von Ort und Belastung

Eine Verbundentkoppelung findet statt, wenn die Laschenspannungsdifferenz

$$\Delta\sigma_l = \sigma_{l2} - \sigma_{l1} \quad (7.8)$$

die Laschenspannung bei Verbundbruch

$$\sigma_{\ell u} = \frac{T}{A_{\ell}} \quad (7.9)$$

erreicht.

Die Entkoppelungsspannung $\sigma_{\ell e}$ kann nach Gl.(7.10) ermittelt werden:

$$\sigma_{\ell e} = \frac{\sigma_{\ell u}}{\tanh(\omega \ell_x)} \quad (7.10)$$

bzw. in Abhängigkeit von $\sigma_{\ell r}$ beträgt diese nach [44]

$$\sigma_{\ell e} = \frac{\sigma_{\ell u}^2 + \sigma_{\ell r}^2}{2 \sigma_{\ell r}}, \quad (7.11)$$

mit $\sigma_{\ell r} = \Delta \sigma_{\ell r} (1 + n_{\ell} \mu_{\ell}) \approx \Delta \sigma_{\ell r}$.

Eine Herleitung der Gln.(7.10) und (7.11) ist im Anhang A7 wiedergegeben. Bei großer Verbundlänge ℓ_x entspricht die Laschenspannung bei Entkoppelungsbeginn der Verbundbruchspannung $\sigma_{\ell u}$. Bei kleinem ℓ_x wird $\sigma_{\ell u}$ deutlich überschritten.

Den Einfluß des Laschenbewehrungsgrades μ_{ℓ} auf $\sigma_{\ell e}$ nach Gl.(7.11) zeigt Bild 7.3 für den Betonzugstab ohne Innenbewehrung. Für einen Laschenquerschnitt von $A_{\ell} = 1200 \text{ mm}^2$ wurden b_{ℓ} , h_{ℓ} sowie f_{ct} variiert. Mit steigender Betonzugfestigkeit und Laschenbreite wird $\sigma_{\ell e}$ erhöht. Die Streckgrenze $f_{\ell yk}$ wird aber erst bei geringen oder sehr hohen Laschenbewehrungsgraden vor Entkoppelungsbeginn erreicht.

Mit steigender Laschenzugspannung wird somit nach Überschreiten von $\sigma_{\ell e}$ die Mitwirkung des Betons verringert. In Bild 7.4 ist exemplarisch für einen Ribabstand von $s = 800 \text{ mm}$ und $s = 480 \text{ mm}$ der $\sigma_{\ell 2} - \varepsilon_{\ell m}$ -Verlauf, sowie für die Laststufen 1 - 5 des Bildes 7.2 dargestellt. Für große Werte von $\sigma_{\ell 2}$ nähert sich der $\sigma_{\ell 2} - \varepsilon_{\ell m}$ -Verlauf der $\sigma_{\ell 2} - \varepsilon_{\ell 2}$ -Linie des Laschenstahls an.

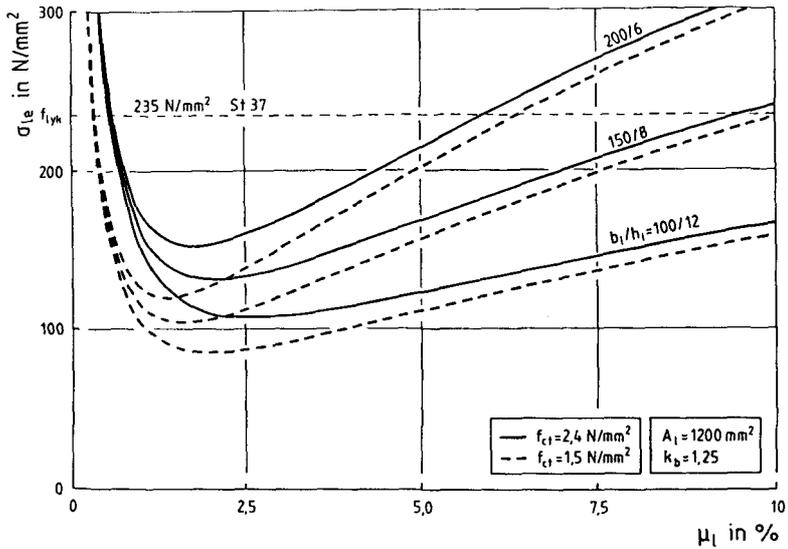


Bild 7.3: Entkoppelungsspannung in Abhängigkeit von Laschengeometrie, Betonzugfestigkeit und Laschenbewehrungsgrad

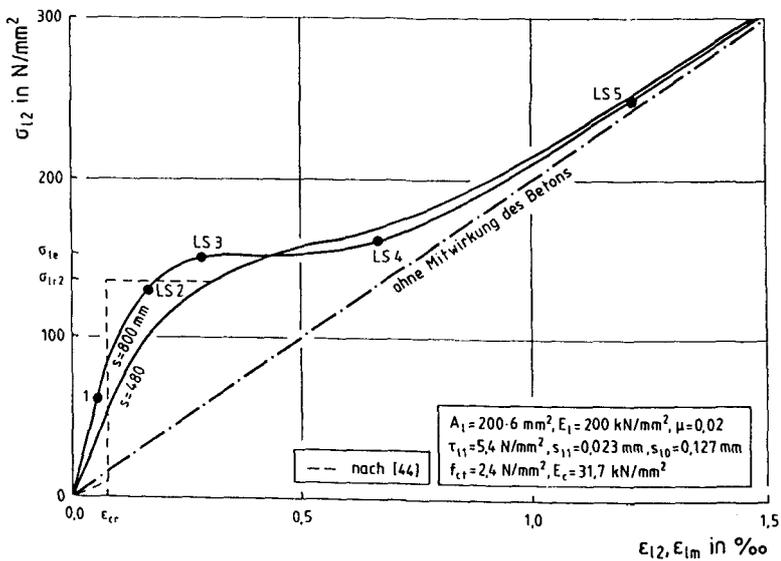


Bild 7.4: Laschenspannung im RiB in Abhängigkeit von RiBabstand und Laschendehnung

In [44] wird ein Ingenieurmodell der Kraft-Dehnungsbeziehung und der maximalen Rißbreite vorgestellt, das analog zu [14] auf mittleren Verbundspannungen basiert. Es wurde gezeigt, daß folgender Zusammenhang angenommen werden kann:

$$\tau_{\ell m} = \frac{\tau_{\ell 1}}{1,8} = k_b k_c f_{ct} \quad (7.12)$$

Mit $\tau_{\ell m}$ kann jene Einleitungslänge $\max l_\ell$ ermittelt werden, die benötigt wird, um über Verbund die Betonzugfestigkeit aufzubauen. Mit

$$\Delta\sigma_\ell = \frac{\Delta F_\ell}{b_\ell h_\ell} = \frac{\tau_{\ell m} \cdot l_\ell}{h_\ell}$$

folgt für $\Delta\sigma_\ell = f_{ct}/\mu_\ell$:

$$\max l_\ell = \frac{f_{ct} \cdot h_\ell}{\mu_\ell \cdot \tau_{\ell m}} \quad (7.13)$$

Der maximale Rißabstand $\max s$ stellt sich unter der Erstrißstahlspannung

$$\sigma_{\ell r2} = f_{ct} \frac{1 + n_\ell \mu_\ell}{\mu_\ell} = \frac{f_{ct}}{\mu_\ell} \quad (7.14)$$

ein. Das Ingenieurmodell geht von der idealisierten Annahme aus, daß bei $\sigma_{\ell r2}$ die gesamte Rißteilung stattfindet. In Bild 7.4 ist der $\sigma_{\ell 2} - \varepsilon_{\ell m}$ -Verlauf bis $\sigma_{\ell 2} = \sigma_{\ell r}$ nach [44] gestrichelt dargestellt. Nach Überschreiten von $\sigma_{\ell r2}$ wird analog zu [14] ein Integrationsfaktor β_ℓ eingeführt:

$$\beta_\ell = \frac{\sigma_{\ell 2} - \sigma_{\ell m}}{\Delta\sigma_\ell} \quad (7.15)$$

Die mittlere Laschendehnung kann für $\sigma_{lr2} \leq \sigma_{l2} \leq \sigma_{le}$ zu

$$\varepsilon_{lm} = \frac{1}{E_l} \left[\sigma_{l2} - \beta_l \frac{f_{ct}}{\mu_l} \right] \quad (7.16)$$

ermittelt werden. Der Integrationsfaktor β_l wird für $\sigma_{l2} < \sigma_{lu}$ analog [14] für Innenbewehrung zu $\beta_l = 0,6$ gesetzt. Für $\sigma_{lu} < \sigma_{l2} < \sigma_{le}$ kann β_l zu

$$\beta_l = 0,6 - 0,1 \frac{\sigma_{l2} - \sigma_{lu}}{\sigma_{le2} - \sigma_{lu}} \quad (7.17)$$

bestimmt werden. Für $\sigma_{le2} < \sigma_{l2} < f_{lyk}$ muß berücksichtigt werden, daß ein Bereich bereits entkoppelt ist und der Verbund somit nur noch auf der Länge l_x intakt ist. Die Bestimmungsgleichung für ε_{lm} lautet somit:

$$\varepsilon_{lm} = \frac{1}{E_l} \left[\sigma_{l2} - \frac{\Delta\sigma_l^2 \mu_l}{2 f_{ct}} \right] \quad (7.18)$$

In [44] wird mit diesem Ingenieurmodell eine gute Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen der Modellrechnung, der numerischen Integration mit dem bilinearen Verbundansatz und dem Versuch erzielt.

7.2.2 Entkoppelung unter Zugschwellbeanspruchung

Die zuvor gezeigten Zusammenhänge gehen von einer monoton steigenden Laschenzugkraft bis zur vollständigen Entkoppelung der Lasche vom Untergrund, d.h. bis zum vollständigen Verlust der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen aus. Der Einfluß einer Zugschwellbeanspruchung der Lasche auf die Spannungsverteilung in der Ribumgebung sowie auf eine mögliche Entkoppelung der Lasche vom Beton soll im folgenden untersucht werden.

In Bild 7.5 ist die Laschenspannungsverteilung entlang der Strecke $l_x = s/2$ nach einem bzw. nach n Lastwechseln schematisch dargestellt. Für $N = 1$ gilt $l_x = l_l$. Beim erstmaligem Anfahren der Oberspannung $\sigma_{l2}^{01} < \sigma_{lu}$ findet keine Entkoppelung statt. Die Mitwirkung des Betons auf Zug führt zur Abnahme von σ_{l2}^{01} um $\Delta\sigma_l^{01}$ auf σ_{l1}^{01} entlang der Verbundlänge l_x . Soweit

nicht anders angegeben, beziehen sich die nachfolgenden Gleichungen auf den Zustand unter Oberlast. Es wird vorausgesetzt, daß $R \leq 0,2$ ist. Dann hat die Unterlast nach Bild 6.25 keinen Einfluß auf den Schädigungsfortschritt. Es wird ein einstufiges Belastungskollektiv für $\sigma_{\ell 2}^0$ untersucht. Aus Vereinfachung wird nachfolgend der Kopfzeiger "o" nur dann verwendet, wenn es aus Verständnisgründen erforderlich wird.

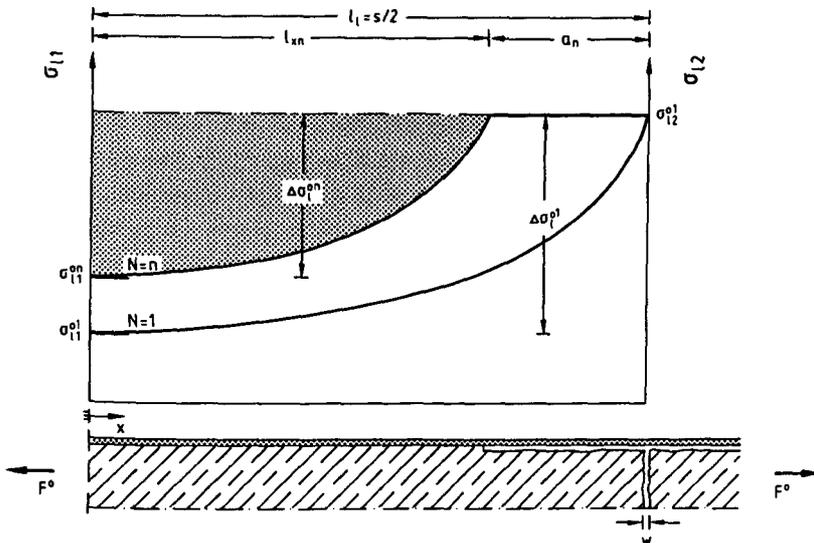


Bild 7.5: Verteilung der Laschenspannung nach $N=1$ und $N=n$ Lastwechseln

$\Delta\sigma_{\ell}^{01}$ kann aus der DGL des verschieblichen Verbunds hergeleitet werden, s. Anhang A6. Der bilineare Verbundansatz wird hierzu durch einen flächengleichen linearen Ansatz mit gleichem $\tau_{\ell 1}$ und $s_{\ell 1}$ ersetzt, so daß eine geschlossene analytische Lösung möglich wird.

Mit den Randbedingungen

$$\text{RB 1: } \tau_{\ell}(x=0) = 0, s_{\ell}(x=0) = 0$$

$$\text{RB 2: } s_{\ell}(x=l_x) = s_{\ell}(l_x)$$

$$\text{RB 3: } F_{\ell}(x=l_x) = \sigma_{\ell 2} \cdot A_{\ell}, F_c(x=l_x) = 0$$

$$\text{RB 4: } F_{\ell}(x=0) = (\sigma_{\ell 2} - \Delta\sigma_{\ell}) \cdot A_{\ell}, F_c(x=0) = \Delta\sigma_{\ell} \cdot A_{\ell}$$

folgt aus der allgemeinen Lösung der DGL des verschieblichen Verbunds

$$s_{\ell}(x) = A \sinh(\omega x) + B \cosh(\omega x) \quad (7.19)$$

mit

$$\omega^2 = \frac{2 \cdot G_F(1 + n_{\ell} \mu_{\ell})}{(s_{\ell 0})^2 E_{\ell} h_{\ell}} \quad [\text{mm}^{-2}] \quad (7.20)$$

unter Verwendung von RB 1 und 2 die Beziehung

$$s_{\ell}(x) = s_{\ell}(l_x) \cdot \frac{\sinh(\omega x)}{\sinh(\omega l_x)} \quad (7.21)$$

bzw.

$$s_{\ell}'(x) = s_{\ell}(l_x) \cdot \omega \cdot \frac{\cosh(\omega x)}{\sinh(\omega l_x)} \quad (7.22)$$

Mit RB 4 ergibt sich

$$s_{\ell}'(x) = \frac{(\sigma_{\ell 2} - \Delta \sigma_{\ell}(x))}{E_{\ell}} - \frac{\Delta \sigma_{\ell}(x) \cdot A_{\ell}}{E_c A_c} = s_{\ell}(l_x) \cdot \omega \cdot \frac{\cosh(\omega x)}{\sinh(\omega l_x)} \quad (7.23)$$

Hieraus folgt

$$\Delta \sigma_{\ell}(x) = (\sigma_{\ell 2} - s_{\ell}(l_x) \cdot \omega \cdot E_{\ell} \cdot \frac{\cosh(\omega x)}{\sinh(\omega l_x)}) \cdot \frac{1}{1 + n_{\ell} \mu_{\ell}} \quad (7.24)$$

Noch unbekannt ist der Wert für $s_{\ell}(l_x)$. Unter Verwendung von RB 3 folgt aus

$$\frac{\sigma_{\ell 2}}{E_{\ell}} = s_{\ell}(l_x) \cdot \omega \cdot \frac{\cosh(\omega l_x)}{\sinh(\omega l_x)} \quad (7.25)$$

die Bestimmungsgleichung für $s_{\ell}(l_x)$ zu

$$s_{\ell}(l_x) = \frac{\sigma_{\ell 2}}{\omega \cdot E_{\ell}} \cdot \tanh(\omega l_x) \quad (7.26)$$

Gl.(7.26) in Gl.(7.24) eingesetzt ergibt

$$\Delta\sigma_{\ell}(x) = \sigma_{\ell 2} \left[1 - \frac{\cosh(\omega x)}{\cosh(\omega l_x)} \right] \cdot \frac{1}{1+n_{\ell} \mu_{\ell}} \quad (7.27)$$

$\Delta\sigma_{\ell}(x=0)$ wird durch Verbund auf l_x an den Beton übertragen und stellt das Maß für die dynamische Verbundbeanspruchung dar. Die Form des Verbundansatzes geht über den Faktor ω in die Spannungsermittlung ein. Bei erstmaliger Belastung steht die τ_{ℓ} - s_{ℓ} -Beziehung für monotone Erstbelastung mit G_F zur Verfügung, s. Abschnitt 6.1. In Abhängigkeit von der Belastung stellt sich der Zustand τ_{ℓ}^{01} - s_{ℓ}^{01} am lastseitigen Ende der Einleitungslänge ein. Infolge schwellender Beanspruchung kommt es zu einer Zunahme der Relativverschiebung. Die Verbundenergie G^0 muß aber konstant bleiben, so daß τ_{ℓ}^{0n} abfällt, s. Bild 7.6 sowie Abschn. 6.5. Der "dynamische" Verbundansatz kann ebenfalls durch den Faktor ω beschrieben werden, wenn in Gl.(7.20) G_F durch G^0 und $s_{\ell 0}$ durch s_{ℓ}^0 ersetzt wird.

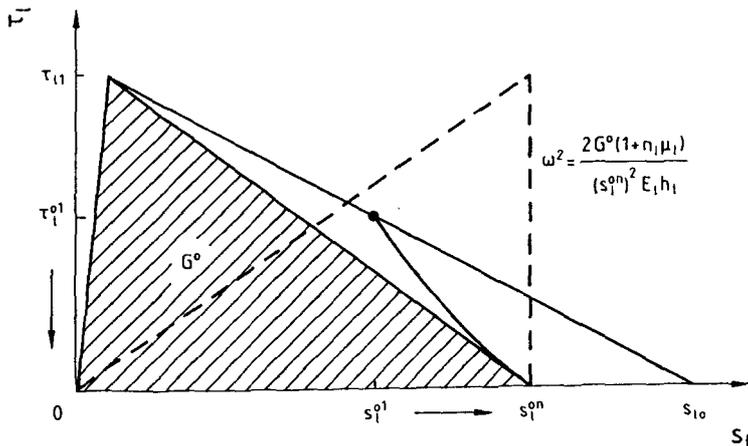


Bild 7.6: Verbundenergie G^0 unter Oberlast

$$\omega^2 = \frac{2 \cdot G^0 (1+n_\ell \mu_\ell)}{(s_\ell^0)^2 E_\ell h_\ell} \quad [\text{mm}^{-2}] \quad (7.28)$$

Die Bestimmungsgleichungen für $\sigma_\ell(x)$ und $\sigma_c(x)$ lauten:

$$\sigma_\ell(x) = \sigma_{\ell 2} - \Delta\sigma_\ell(x) \quad (7.29)$$

bzw.

$$\sigma_c(x) = \Delta\sigma_\ell \cdot \mu_\ell \quad (7.30)$$

Damit stehen die Bestimmungsgleichungen für $\Delta\sigma_\ell(x)$, $\sigma_\ell(x)$ und $\sigma_c(x)$ in Abhängigkeit von der Verbundlänge l_x zur Verfügung. In Abschnitt 6.8 wurde gezeigt, daß ein lastwechselzahlabhängiges Verbundrißwachstum und damit eine Verringerung von l_x unter schwellender Zugbeanspruchung auftritt, wenn die Verbundkraft den Grenzwert F_ℓ^{0*} überschreitet. Mit den Beziehungen von Abschn. 6.8 für den Schädigungsfortschritt kann die lastwechselzahlabhängige Verbundrißlänge a angegeben werden. Sie reduziert die zur Verfügung stehende Verbundlänge l_x nach $N = n$ Lastwechseln auf

$$l_{xN} = l_\ell - a_n, \quad (7.31)$$

s. auch Bild 7.5.

Die lastwechselzahlabhängige Verbundrißlänge a_n kann aus dem Zuwachs der Relativverschiebung zwischen Lasche und Beton nach Abschnitt 6.8.2.1 bestimmt werden:

$$a_n = \sum_{i=1}^n \Delta a_i = \frac{\sum \Delta s_{\ell i}}{\epsilon_{\ell i}} = \frac{\sum m_i \cdot \Delta N_i}{\epsilon_{\ell i}} \quad (7.32)$$

mit

$$m_i = 15,2 \cdot 10^{-4} \left(\frac{F_{\ell i}^0 - F_\ell^{0*}}{T} \right)^2 \cdot k \quad (7.33)$$

Mit dem Verringern der Verbundlänge l_x wird nach Gl.(7.27) nicht nur $\Delta\sigma_\ell$

vermindert, sondern auch die übertragbare Verbundkraft. Nun muß nach der Form des Belastungskollektivs für die dynamische Verbundschädigung gefragt werden. Aus Bild 7.5 ist ersichtlich, daß bei Vorhandensein eines Grenzwertes der Verbundschädigung nach Abschn. 6.8.2.2 die Verbundentkoppelung infolge dynamischer Beanspruchung zum Stillstand kommen muß, da der Wert für $\Delta\sigma_\ell = f(N, l_x)$ diesen unteren Grenzwert erreichen wird.

Bild 7.7 zeigt exemplarisch für $s = 800$ mm und eine Oberspannung im Riß von $\sigma_{l2} = 150$ N/mm² die Entwicklung des Verbundrisses sowie die Reduzierung von $\Delta\sigma_\ell$ in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl N . Die Spannungsdifferenz $\Delta\sigma_\ell = (F_{l2}^0 - F_{l1}^0)/A_\ell$ nähert sich asymptotisch dem unteren Grenzwert der Verbundschädigung

$$\Delta\sigma_\ell^{0*} = \frac{F_{l2}^{0*}}{A_\ell} = 67,6 \text{ N/mm}^2. \quad (7.34)$$

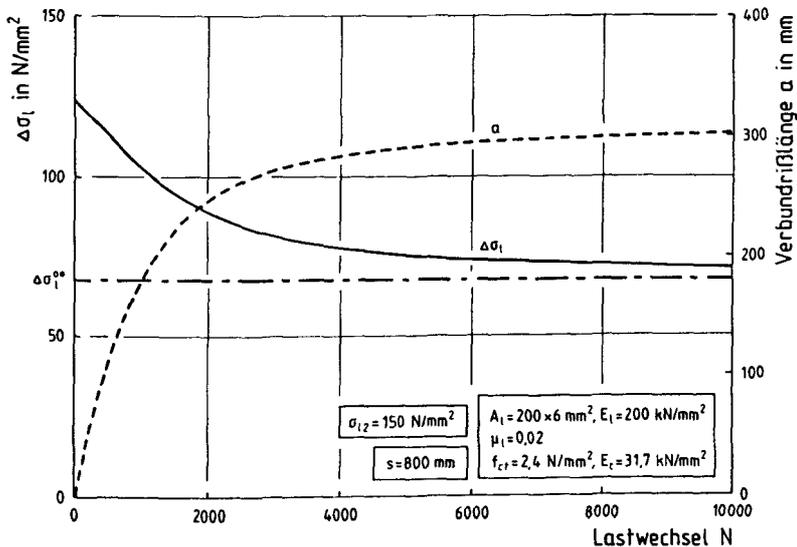


Bild 7.7: Laschenspannung $\Delta\sigma_\ell$ und Verbundrißlänge a in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl

Auch das Verbundrißwachstum wird derart verlangsamt, daß sich die Verbundrißlänge dem Endwert

$$\max a = l_\ell - l_x (\Delta\sigma_\ell^{0*}). \quad (7.35)$$

nähert. Die minimale Verbundlänge kann durch Auflösen von Gl.(7.27) nach l_x mit der Bedingung

$$\Delta\sigma_\ell = \Delta\sigma_\ell^{0*}$$

ermittelt werden:

$$\min l_x = \operatorname{arccosh} \left(\frac{\sigma_{\ell 2}}{\sigma_{\ell 2} - \Delta\sigma_\ell^{0*}(1+n_\ell \mu_\ell)} \right) \cdot \frac{1}{\omega} \quad (7.36)$$

Die maximal mögliche Rißlänge $\max a$ ergibt sich somit zu

$$\max a = l_\ell - \min l_x \quad (7.37)$$

Für das in Bild 7.7 gezeigte Beispiel ergibt sich mit den o.g. Beziehungen $\min l_x = 90,6$ mm bzw. $\max a = 309,4$ mm. Nach [83] beträgt die bei dieser Verbundlänge übertragbare Laschenspannung im Riß

$$\sigma_\ell = \frac{T}{A_\ell} \frac{l_x}{\max l_t} \left(2 - \frac{l_x}{\max l_t} \right) = 65,8 \text{ N/mm}^2 = \Delta\sigma_\ell^{0*} \quad (7.38)$$

7.2.3 Rißöffnung unter Zugschwellbeanspruchung

Für die Gebrauchsfähigkeit ist die maximal mögliche Rißbreite von Interesse. In Abhängigkeit vom Verbundrißwachstum unter Zugschwellbeanspruchung wird w vergrößert. Die lastwechselabhängige Rißbreite kann aus

$$w = 2 \cdot s_\ell(x=l_\ell) \quad (7.39)$$

mit

$$s_{\ell}(x=l_{\ell}) = s_{\ell}(x=l_x) + a(N) \cdot \epsilon_{\ell}$$

ermittelt werden. Für das obige Beispiel ergibt sich $\max w$ unter Berücksichtigung von Gl.(7.26) zu

$$\max w = 2 \left[\frac{\sigma_{\ell 2}}{\omega \cdot E_{\ell}} \cdot \tanh(\omega l_x) + a(N) \cdot \epsilon_{\ell} \right] \quad (7.40)$$

Für das Beispiel folgt mit $\sigma_{\ell 2} = 150 \text{ N/mm}^2$, $l_x = 90,6 \text{ mm}$, $a(N) = 309,4 \text{ mm}$, $\epsilon_{\ell} = 0,075\%$ sowie $\omega = 0,01499 \text{ mm}^{-1}$

$$\max w = 0,541 \text{ mm.}$$

7.2.4 Entkoppelung im Gebrauchszustand

Im vorangehenden Abschnitt wurde gezeigt, daß eine Entkoppelung der Lasche vom Untergrund infolge schwellender Verbundbeanspruchung immer zum Stillstand kommt. Nun soll untersucht werden, welche maximale verbundscheidende Beanspruchung unter Gebrauchslast bei praxisnahen Randbedingungen auftreten kann. Hierzu wird der laschenverstärkte Dehnkörper unter zentrischer Zugbeanspruchung ohne Innenbewehrung untersucht.

Statische Kurzzeitbeanspruchung

Es wird vorausgesetzt, daß unter Gebrauchslast die Laschenspannung den Wert $f_{\ell yk}/\gamma_{\ell}$ nicht überschreitet. Die maximale Laschenspannungsdifferenz, die über Verbund auf den Beton übertragen werden kann, ist jene, bei der zwischen den Rissen gerade die Betonzugfestigkeit erreicht wird:

$$\max \Delta \sigma_{\ell} = \frac{f_{ct}}{\mu_{\ell}} \quad (7.41)$$

Der erforderliche geometrische Laschenbewehrungsgrad μ_{ℓ} , bei dem im Riß die Laschenspannung den Wert $f_{\ell yk}/\gamma_{\ell}$ gerade erreicht, kann aus der Bedingung

für die Erstrißlaschenspannung ermittelt werden. Bei Erstrißbildung gilt mit $\mu_{\ell} = A_{\ell}/A_C$ und $n_{\ell} = E_{\ell}/E_C$

$$\max \sigma_{\ell 2} = \frac{f_{ct}}{\mu_{\ell}} (1 + n_{\ell} \mu_{\ell}) = \frac{f_{ct}}{\mu_{\ell}} \leq \frac{f_{\ell yk}}{\gamma_{\ell}} \quad (7.42)$$

Um hohe Laschenbewehrungsgrade zu berücksichtigen, wird auf den Term $(1 + n_{\ell} \mu_{\ell})$ nachfolgend nicht verzichtet. Bild 7.8 zeigt den Verlauf von $\max \sigma_{\ell 2}$ in Abhängigkeit von μ_{ℓ} und f_{ct} . Hohe Laschenbewehrungsgrade führen bei Ribbildung zu einer deutlichen Abnahme der Laschenspannung im Rib, bei geringem μ_{ℓ} wird $\max \sigma_{\ell 2}$ deutlich gesteigert.

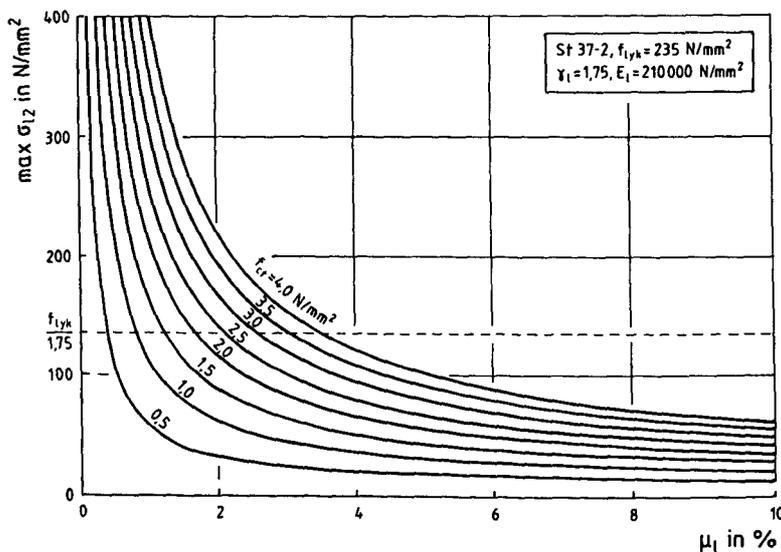


Bild 7.8: $\max \sigma_{\ell 2}$ unter Gebrauchslast in Abhängigkeit vom Laschenbewehrungs-grad und von der Betonzugfestigkeit

Das Auflösen nach $\mu_{\ell} = \min \mu_{\ell}$ unter Berücksichtigung von Gl.(6.37) für E_C führt zu

$$\min \mu_{\ell} = \frac{f_{ct}}{\frac{f_{\ell yk}}{\gamma_{\ell}} - \frac{E_{\ell}}{1,82 \cdot 10^4 \cdot \sqrt{f_{ct}}}} \quad (7.43)$$

Der Wert für $\min \mu_{\ell}$ ist jener Laschenbewehrungsgrad, bei dem unter Erstribbildung die Laschenspannung auf $f_{\ell yk}/\gamma_{\ell}$ ansteigt. Gl.(7.43) in Gl.(7.41) eingesetzt ergibt mit $E_{\ell} = 210000 \text{ N/mm}^2$:

$$\max \Delta \sigma_{\ell} = \frac{f_{\ell yk}}{\gamma_{\ell}} - \frac{11,54}{\sqrt{f_{ct}}} \quad (7.44)$$

Für den Anwendungsbereich des Laschenklebens nach [22] mit $f_{ct} \geq 1,5 \text{ N/mm}^2$ ist der Einfluß der Betonzugfestigkeit auf Gl.(7.44) sehr gering, s. Bild 7.9, und kann somit vernachlässigt werden. Die maximale

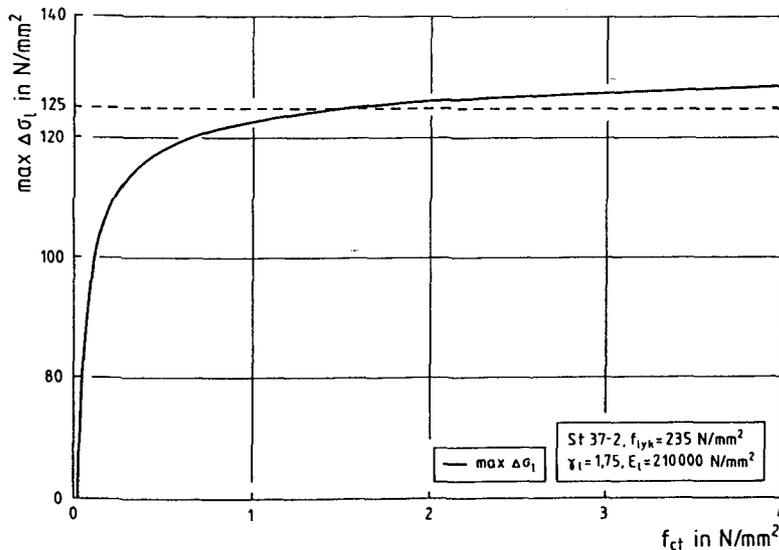


Bild 7.9: Einfluß der Betonzugfestigkeit auf $\max \Delta \sigma_{\ell}$ für $\mu_{\ell} = \min \mu_{\ell}$

Laschenspannungsdifferenz unter Gebrauchslast bei $\mu_{\ell} = \min \mu_{\ell}$ kann daher zu

$$\max \Delta \sigma_{\ell}^0 \approx 125 \text{ N/mm}^2 \quad (7.45)$$

für eine Lasche aus St 37-2 mit $f_{lyk} = 235 \text{ N/mm}^2$ und $\gamma_\ell = 1,75$ angegeben werden.

Schwellende Beanspruchung

Unterschreitet $\max \Delta\sigma_\ell^0$ nach Gl.(7.45) den Grenzwert der Verbundschädigung $\Delta\sigma_\ell^{0*}$, tritt keine Schädigung des Laschenverbundes infolge schwellender Laschenspannung auf. Mit den in Abschnitt 6.8.2.2 angegebenen Beziehungen kann $\Delta\sigma_\ell^{0*}$ für den laschenverstärkten Zugkörper ohne Innenbewehrung zu

$$\Delta\sigma_\ell^{0*} = 0,149 \cdot f_{ct}^{3/4} \cdot \sqrt{\frac{E_\ell}{h_\ell} \cdot k_b \cdot k_c} \quad (7.46)$$

ermittelt werden. Der Term $(1+n_\ell \mu_\ell)$ wurde dabei zu 1 gesetzt. Bild 7.10 zeigt den Verlauf von $\Delta\sigma_\ell^{0*}$ in Abhängigkeit von f_{ct} für verschiedene Laschendicken. Beim minimalen Laschenbewehrungsgrad $\min \mu_\ell$ nach Gl.(7.43) überschreitet $\max \Delta\sigma_\ell^0$ den unteren Grenzwert der Verbundschädigung immer.

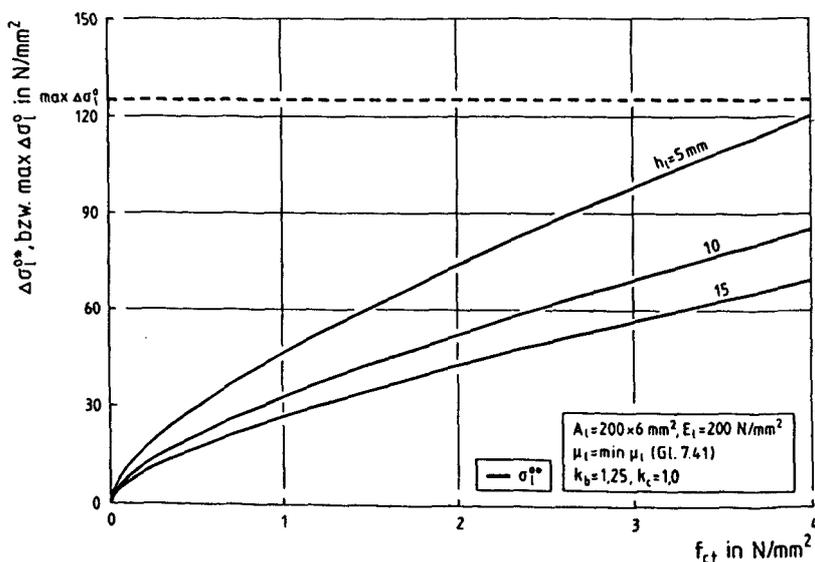


Bild 7.10: Grenzwert der Verbundschädigung in Abhängigkeit von h_ℓ und f_{ct}

unteren Grenzwert der Verbundschädigung immer. Dies führt zu einer lokalen Verbundentkoppelung. Soll dieses verhindert werden, muß μ_ℓ erhöht werden. Durch Gleichsetzen von Gl.(7.41) und Gl.(7.46) erhält man denjenigen erforderlichen Laschenbewehrungsgrad erf μ_ℓ^* , bei dem der Beginn der Verbundentkoppelung unter schwellender Verbundbeanspruchung vermieden wird, s. Gl.(7.47) und Bild 7.11.

$$\text{erf } \mu_\ell^* = \frac{f_{ct}^{1/4}}{0,149 \cdot k_b \cdot k_c} \cdot \frac{\sqrt{h_\ell}}{\sqrt{E_\ell}} \quad (7.47)$$

Die Ribbreite max w ergibt sich dann aus

$$\max w = 2 \cdot s_{\ell 1} \quad (7.48)$$

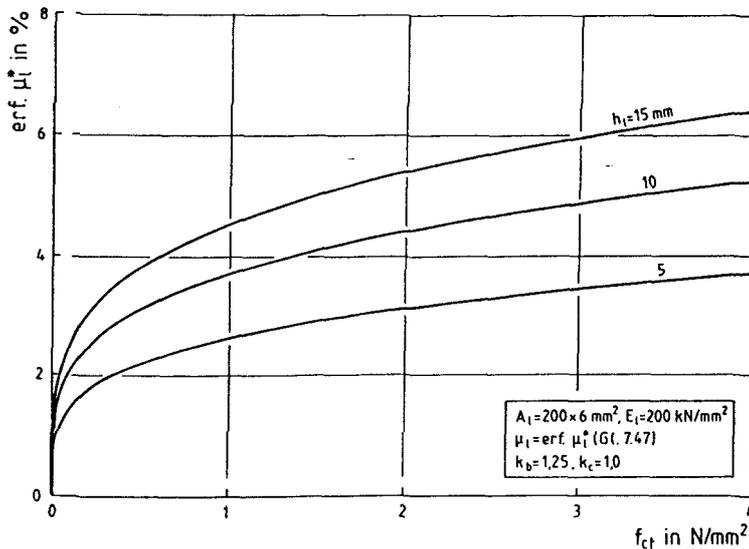


Bild 7.11: Erforderlicher Laschenbewehrungsgrad erf μ_ℓ^* , bei dem eine Verbundentkoppelung unter schwellender Beanspruchung vermieden wird

Ein Verbundriß tritt nicht auf. Wird $\Delta\sigma_{\ell}^{0*}$ überschritten, kann $\max w$ auf Basis der Gl.(7.39) unter Berücksichtigung der maximalen Verbundrißlänge $\max a$ nach Gl.(7.37) ermittelt werden.

7.3 Laschenverstärkter Zugkörper mit Innenbewehrung

7.3.1 Vorbemerkung

Nachdem im vorangehenden Abschnitt das Verbundtragverhalten des laschenbewehrten Zugkörpers unter schwellender Laschenzugkraft theoretisch untersucht wurde, soll nun eine Innenbewehrung berücksichtigt werden. Es wird im folgenden vorausgesetzt, daß sich Lasche und Innenbewehrung ab Beginn der Belastung gemeinsam im Verhältnis ihrer Steifigkeit an der Kraftaufnahme beteiligen.

Wird die Betonzugfläche durch die wirksame Betonzugfläche $A_{C,eff}$ nach [28] ersetzt, können die Ergebnisse auf exzentrisch gezogene Stahlbetonstäbe und Biegebalken übertragen werden. Die Zugzone eines Biegebalkens wird dann als Ersatzzugglied abgebildet.

Eine Lösung der DGL des verschieblichen Verbunds für die Spannungumlagerung im Spannbeton von Spannstahl zur Innenbewehrung wird in [93] aufgezeigt. Wegen der nichtlinearen Zusammenhänge zwischen r und s stellt das System der gekoppelten Differenzialgleichungen ein nichtlineares Randwertproblem zweiter Ordnung dar. Die Lösung erfolgt analytisch mittels Runge-Kutta-Methode und Newton-Optimierung bzw. durch Anwendung der FE-Methode. Dieser Weg wird hier nicht beschritten, sondern es wird die verbundorientierte Betrachtungsweise der Rißumgebung nach [44], [97] angewandt. Die Grundlagen zur Ermittlung der Kräfte und Einleitungslängen werden nur kurz aufgeführt. Es wird auf die Literatur, z.B. [23], [44], [53], [55], [83], [97] verwiesen.

7.3.2 Zugkräfte beim laschenverstärkten gerissenen Stahlbetonbauteil

Zur Darstellung der Zusammenhänge wird der Zugstab nach Bild 7.12 mit gemischter Bewehrung betrachtet. Unter Zugbeanspruchung kommt es infolge

Überschreitens der lokalen Zugfestigkeit zur Ribbildung. Im RiB muß gelten

$$F_{s2} + F_{l2} = F_{cr} \quad (7.49)$$

Über Verbund wird die Zugspannung im Beton wieder aufgebaut. Zwischen den Rissen, also am Ende der Einleitungslängen, herrscht wieder Zustand I: Beton- und Stahldehnungen sind gleich. Da die Verbundeigenschaften von Lasche und Innenbewehrung unterschiedlich sind, unterscheiden sich auch die Einleitungslängen l_ℓ und l_s , so daß gilt:

$$\Delta F_\ell = b_\ell \cdot \tau_{\ell m} \cdot l_\ell \quad (7.50)$$

$$\Delta F_s = u_s \cdot \tau_{sm} \cdot l_s \quad (7.51)$$

mit $\tau_{\ell m} = 1,25 f_{ct}$ nach [44]

und $\tau_{sm} = 1,80 f_{ct}$ nach [97]

Die mittleren Dehnungen lauten:

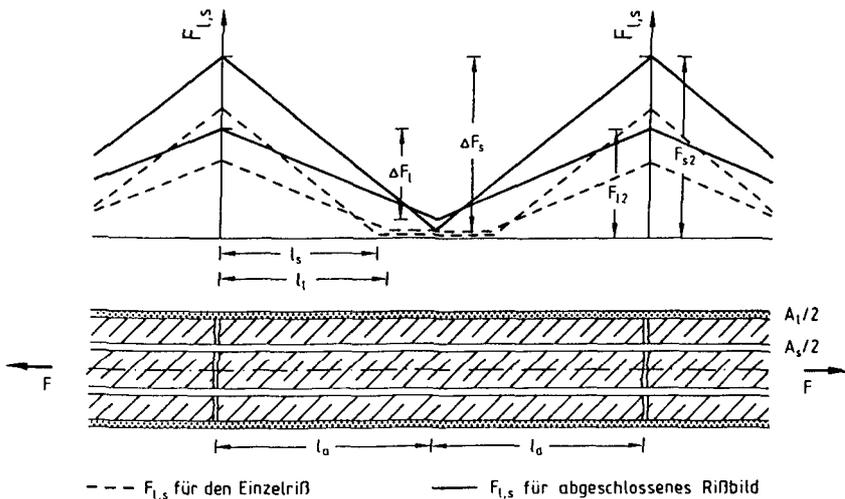


Bild 7.12: Zugkräfte beim laschenverstärkten Betonkörper mit Innenbewehrung

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{s1} + (1 - \beta_s) \frac{\Delta F_s}{E_s A_s} \quad (7.52)$$

$$\varepsilon_{\ell m} = \varepsilon_{\ell 1} + (1 - \beta_\ell) \frac{\Delta F_\ell}{E_\ell A_\ell} \quad (7.53)$$

β_s und β_ℓ sind Integrationsfaktoren, mit denen der Spannungsverlauf über l_s bzw. l_ℓ vereinfacht beschrieben wird.

Mit steigender Zugkraft F stellt sich ein weiterer Riß außerhalb von l_s bzw. l_ℓ ein. Dieser Vorgang wiederholt sich so oft, bis Lasche und Innenbewehrung nicht mehr in der Lage sind, zwischen den Rissen die Betonzugfestigkeit auszubauen. Dieser Zustand wird als abgeschlossenes Rißbild bezeichnet. Zwischen den Rissen ist kein Bereich mehr vorhanden, in dem Beton und Stahldehnungen gleich sind. Die gemeinsame Einleitungslänge l_a kann mit Gl.(7.54) ermittelt werden, s. auch Bild 7.13.

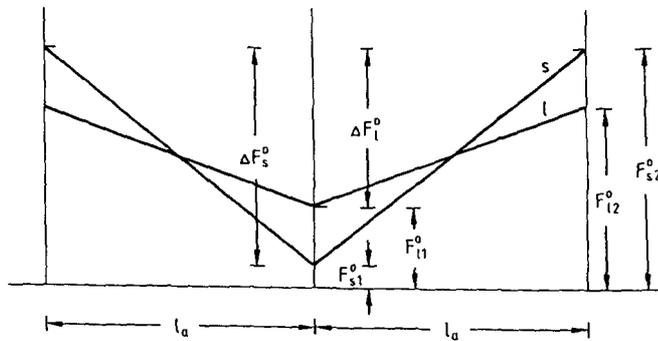


Bild 7.13: Zugkräfte bei abgeschlossenem Rißbild

$$l_a = \frac{A_c f_{ct}}{u_s \cdot \tau_{sm} + b_\ell \cdot \tau_{\ell m}} \quad (7.54)$$

Die Zugkraft F erreicht dann die Größe

$$F_a = f_{ct} \cdot A_c \left(1 + \frac{E_\ell A_\ell (1 - \xi_1)}{2(E_s A_s + E_\ell A_\ell \xi_1)} \right) \quad (7.55)$$

mit

$$\xi_1 = \frac{\tau_{\ell m} E_s d_s}{\tau_{sm} E_\ell 4 h_\ell}$$

Aus Verträglichkeitsgründen muß bei Vernachlässigung der Betondehnungen ϵ_{cm} im RiB gelten:

$$l_s \cdot \epsilon_{sm} = l_\ell \cdot \epsilon_{\ell m} \quad (7.56)$$

bzw. bei abgeschlossenem RiBbild mit gemeinsamer Einleitungslänge l_a :

$$\epsilon_{sm} = \epsilon_{\ell m} \quad (7.57)$$

Die RiBbreite ergibt sich analog Gl.(7.39) zu

$$w = 2 \cdot s_{\ell 2} = 2 \cdot \epsilon_{\ell m} \cdot l_a \quad (7.58)$$

Wurde das abgeschlossene RiBbild vor Beginn der dynamischen Belastung erreicht, ist die Bildung weiterer Risse während der dynamischen Belastungsphase unter konstanter Gesamtzugkraft F unwahrscheinlich, da die Schwächung des Verbundes den Abfall der Betonzugfestigkeit kompensiert [55].

Im folgenden wird für die Zustände "abgeschlossenes RiBbild" und "Erstrißzustand" der Einfluß einer Zugschwellbeanspruchung untersucht. Schädigungswirksam für den Laschenverbund ist die Differenz der Zugkräfte $\Delta F_{\ell}^0 = F_{\ell 2}^0 - F_{\ell 1}^0$. Es wird vorausgesetzt, daß eine Schädigung des Innenbewehrungsverbundes aufgrund der hohen Duktilität im Vergleich zum Laschenverbund nicht stattfindet.

7.3.3 Entkoppelung und Kraftumlagerung bei abgeschlossenem RiBbild

In Abschnitt 7.2.2 wurde gezeigt, daß eine Entkoppelung der Lasche vom Be-

ton infolge Zugschwellbeanspruchung zu einer Zunahme der Relativverschiebung am Rißufer und damit zur Vergrößerung der Rißbreite führt. Die Rißbreite nähert sich asymptotisch einem oberen Grenzwert, da ΔF_ℓ den Grenzwert der Verbundschädigung erreicht. Bei Vorhandensein von Innenbewehrung wird unter Einhaltung der Verträglichkeitsbedingung im Riß eine Zunahme der Stahlspannung induziert. Dies muß bei konstanter Beanspruchung F^0 zur Abnahme der Laschenzugkraft $F_{\ell 2}^0$ führen.

Unter Berücksichtigung von Gleichgewicht und Verträglichkeit im Riß muß bei Erstbelastung gelten:

$$\Delta F_\ell = \left[\varepsilon_{s1} + (1 - \beta_s) \frac{\Delta F_s}{E_s A_s} - \varepsilon_{\ell 1} \right] \cdot \frac{E_\ell A_\ell}{(1 - \beta_\ell)} \quad (7.59)$$

$$F_{s1} + \Delta F_s + F_{\ell 1} + \Delta F_\ell = F \quad (7.60)$$

Hieraus ergibt sich

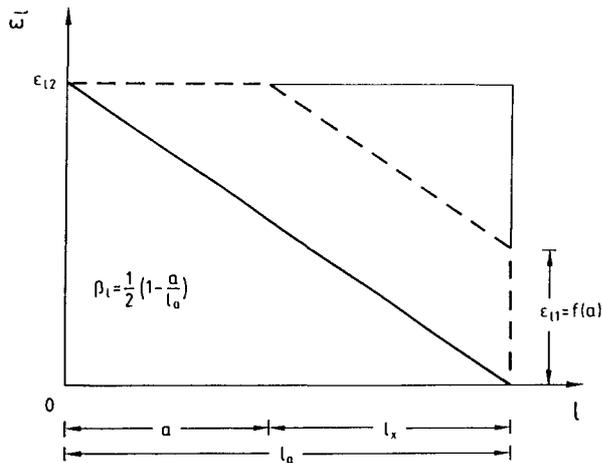
$$F_{s1} = \frac{F_a(1 - \beta_\ell) + F_{\ell 1} \cdot \beta_\ell - \Delta F_s(1 - \beta_\ell) + (1 - \beta_s)\eta_\ell}{2 - \beta_\ell} \quad (7.61)$$

$$\text{mit } \eta_\ell = \frac{A_\ell}{A_s}, \quad E_\ell = E_s \quad .$$

Die Abhängigkeit $F_{s1} = f(\beta_\ell)$ soll genutzt werden, um die Spannungsumlagerung infolge Verbundrißbildung zu modellieren, s. auch Bild 7.14. Der Integrationsparameter β_ℓ kann in Abhängigkeit von der Verbundrißlänge a unter der Voraussetzung $\tau_{\ell m} = \text{const.}$ zu

$$\beta_\ell = \frac{(1-a/l_a)}{2} \quad (7.62)$$

formuliert werden. Für $a = 0$ ergibt sich die dreieckförmige Dehnungsverteilung mit $\beta_\ell = 1/2$, für $a = l_a$ ist $\beta_\ell = 0$ und damit nach Gl.(7.51) $\varepsilon_{\ell m} = \varepsilon_{\ell 2}$, d.h. kein Laschenverbund auf der Länge l_a .

Bild 7.14: Integrationsparameter β_l in Abhängigkeit von a

Das Bestimmen von Laschen- und Innenbewehrungszugkraft als Resultat der Verbundrißlänge a erfolgt in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl mit nachfolgendem Algorithmus:

1. Schritt: Abgeschlossenes Ribbild

$$N = 1$$

$$F_a = F_{cr} + f_{ct} \cdot A_c \frac{E_l A_l (1 - \xi_1)}{2(E_s A_s + E_l A_l \xi_1)}$$

$$F_{la} = f_{ct} A_c \left[\eta_l \mu_l + \frac{E_l A_l (1 + \xi_1)}{2(E_s A_s + E_l A_l \xi_1)} \right]$$

$$F_{sa} = F_a - F_{la}$$

$$F_{l1} = F_{la} - \Delta F_l = F_{la} - b_l \cdot \tau_{lm} \cdot l_a$$

$$F_{s1} = F_{sa} - \Delta F_s = F_{sa} - u_s \cdot \tau_{sm} \cdot l_a$$

$$\beta_l = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{a}{l_a} \right] = 0,5, \text{ für } a = 0$$

2. Schritt:

Da $\Delta F_s = \text{const.}$ ist, kann die Veränderung von F_{s1} in Abhängigkeit von β_ℓ ausgedrückt werden.

$$F_{s1} = \frac{F_a(1 - \beta_\ell) + F_{\ell 1} \cdot \beta_\ell - \Delta F_s(1 - \beta_\ell + (1 - \beta_s) \cdot \eta_\ell)}{2 - \beta_\ell}$$

3. Schritt:

$$F_{\ell 2} = F_a - F_{s2} = F_a - F_{s1} - \Delta F_s$$

$$\Delta F_\ell = F_{\ell 2} - F_{\ell 1}$$

4. Schritt:

$$a = a_0 + \frac{m \cdot N}{\epsilon_{\ell 2}} \quad \text{mit } m = f(\Delta F_\ell)$$

5. Schritt:

$$\beta_\ell = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{a}{l_a} \right]$$

$$F_{\ell 1} = F_{\ell 2} - \beta_\ell \cdot \tau_{\ell m}(l_a - a)$$

6. Schritt:

$N = 2$: wie 2. Schritt, etc.

Die Bilder 7.15 und 7.16 zeigen exemplarisch für die angegebenen Parameter den Verlauf der Laschen- und Innenbewehrungskräfte sowie die Trennrißbreite und die Verbundrißlänge in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl. Deutlich zu erkennen ist die Abnahme von ΔF_ℓ^0 und die Kraftumlagerung von Laschenzugkraft auf die Innenbewehrung. ΔF_ℓ^0 nähert sich asymptotisch dem unteren Grenzwert der Verbundschädigung F_ℓ^{0*} , so daß die Kraftumlagerung infolge dynamischer Verbundschädigung zum Stillstand kommt.

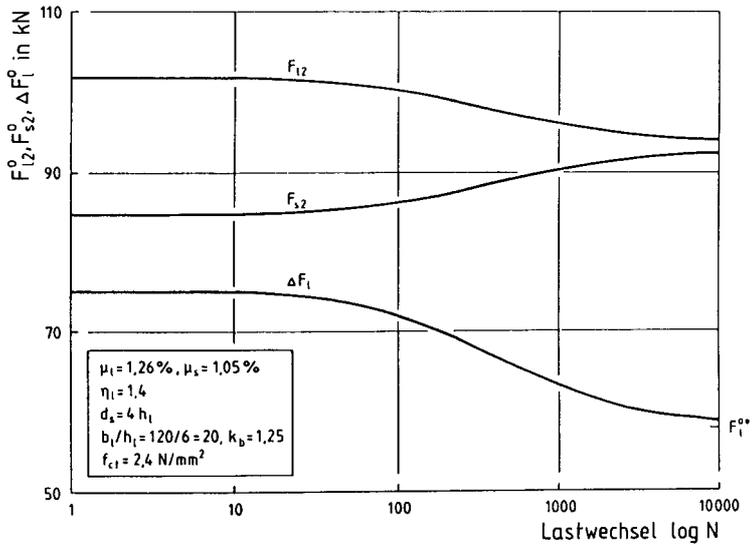
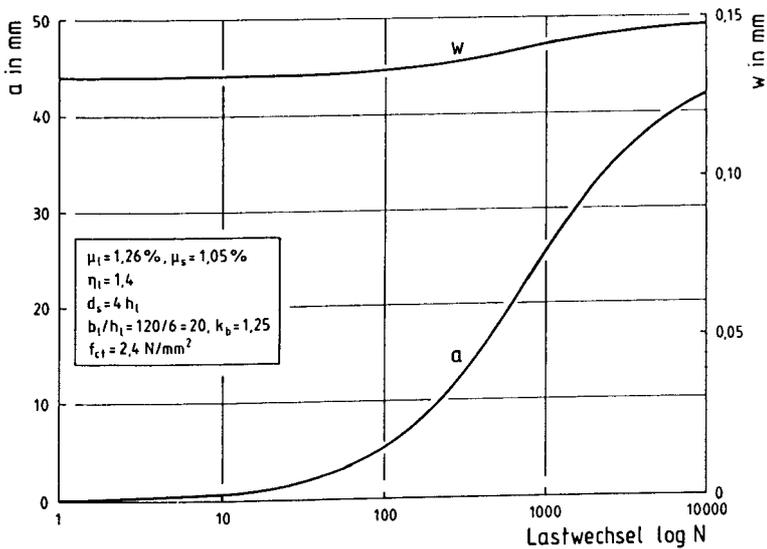


Bild 7.15: Zugkräfte in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl

Bild 7.16: Entwicklung der Verbundrißlänge a bzw. der Trennrißbreite w

7.3.4 Einflüsse auf die Laschenverbundbeanspruchung bei abgeschlossenem Ribbild

Für das abgeschlossene Ribbild mit $l_a = l_\ell = l_s$ kann die Verbundbeanspruchung infolge ΔF_ℓ aus der Gleichgewichtsbedingung im Rib hergeleitet werden. Mit Gl.(7.50) und Gl.(7.54) und der Bedingung $l_\ell = l_a$ folgt für die auf l_a durch Verbund übertragbare Laschenkraft ΔF_ℓ

$$\Delta F_\ell = f_{ct} \frac{A_\ell}{\mu_\ell \left[\frac{\tau_{sm}}{\tau_{\ell m}} \frac{h_\ell}{d_{sw}} \frac{1}{\eta_\ell} + 1 \right]} \quad (7.63)$$

mit $d_{sw} = \sum d_{sj}$ in der Zugzone.

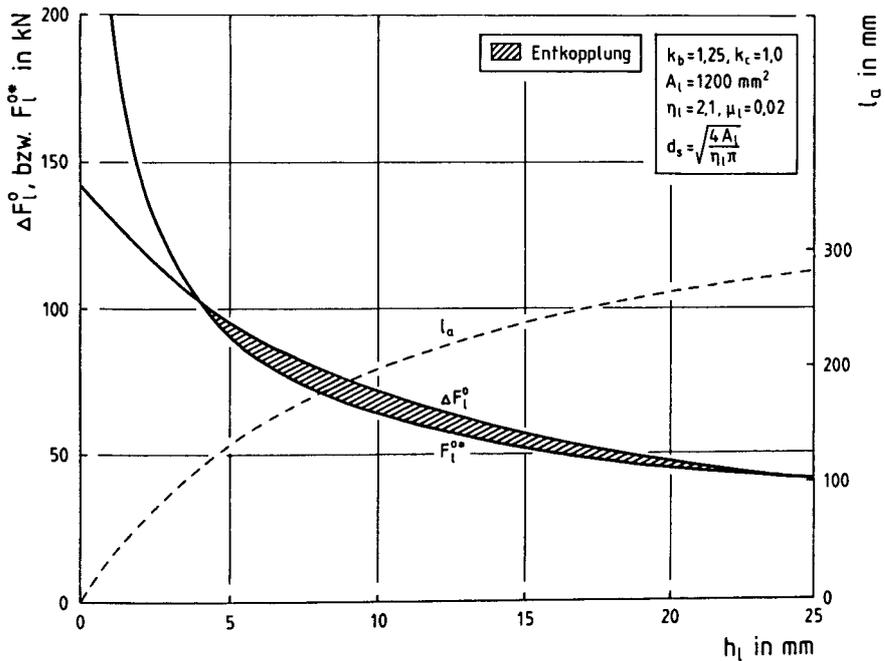
Mit Gl.(7.63) kann man nun Einflüsse auf die Verbundbeanspruchung der Lasche untersuchen. Als erstes wird der Einfluß der Laschendicke h_ℓ für $A_\ell = \text{const.}$ bestimmt.

Gewählt wurden folgende praxisnahe Randbedingungen:

$$\mu_\ell = 0,02; d_s = 4 \cdot h_\ell; \eta_\ell = 2,1; A_\ell = 1200 \text{mm}^2; b_\ell = A_\ell/h_\ell$$

Das Ergebnis der Auswertung zeigt Bild 7.17. Dort ist ebenfalls der Grenzwert der Verbundschädigung F_ℓ^{0*} nach Abschnitt 6 in Abhängigkeit von der Laschendicke h_ℓ eingetragen. Der Bereich der möglichen Entkoppelung der Lasche vom Untergrund für $\Delta F_\ell^0 > F_\ell^{0*}$ ist gekennzeichnet. Für günstige Verbundquerschnitte, also dünne und breite Laschen findet keine Verbundschädigung statt. Mit zunehmender Laschendicke wird zwar die Verbundbeanspruchung reduziert, andererseits aber auch der Verbundwiderstand verringert. Es kann somit zur lokalen Entkoppelung der Lasche vom Untergrund kommen. Die gemeinsame Lasteinleitungslänge l_a steigt mit zunehmender Laschendicke an. Es ist vorteilhaft, Gl.(7.63) auf A_ℓ , A_c und f_{ct} zu normieren:

$$\frac{\Delta F_\ell}{\Delta F_{cr}} = \frac{1}{\left[5,76 \frac{\kappa_\ell}{\eta_\ell} + 1 \right]} \quad (7.64)$$

Bild 7.17: Bereich der möglichen Entkoppelung in Abhängigkeit von h_ℓ

mit $\Delta F_{Cr} = A_C f_{ct}$
 $\kappa_\ell = h_\ell / d_{sw}$
 $\tau_{sm} / \tau_{\ell m} = 1,44$

Die Abhängigkeit $\Delta F_\ell / \Delta F_{Cr}$ von κ_ℓ für verschiedene Werte η_ℓ zeigt Bild 7.18.

Mit ansteigendem κ_ℓ , d.h. ungünstigere Verbundeigenschaften der Lasche, wird die Beanspruchung des Laschenverbunds verringert. Steigende Flächenverhältnisse $\eta_\ell = A_\ell / A_s$ führen dagegen zu einer erhöhten Verbundbeanspruchung. Mit Hilfe von Bild 7.18 bzw. von Gl.(7.64) kann für vorgegebene Randbedingungen die Beanspruchung des Laschenverbunds bei abgeschlossenem Ribbild ermittelt werden. In Ergänzung zu Abschnitt 7.2.4 kann nun unter Berücksichtigung der Innenbewehrung nach dem erforderlichen Laschenverstär-

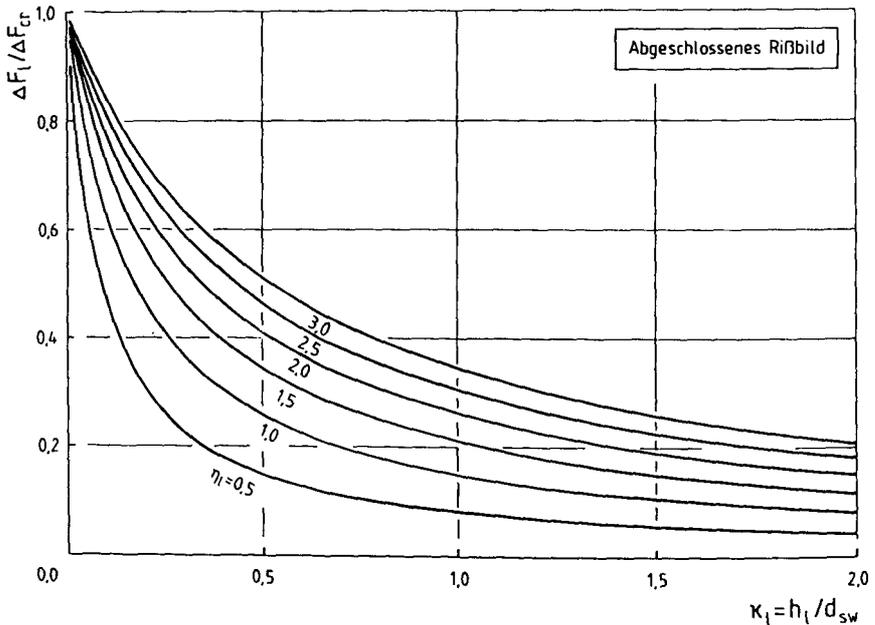


Bild 7.18: Beanspruchung des Laschenverbundes in Abhängigkeit von $\eta_l = A_l/A_s$ und $\kappa_l = h_l/d_{sw}$ für das abgeschlossene Rißbild

kungsgrad erf μ_l^* gefragt werden, bei dem eine Verbundentkoppelung infolge schwellender Beanspruchung vermieden wird. Unter Verwendung der Gl.n.(6.42) und (7.63) folgt

$$\text{erf } \mu_l^* = \frac{f_{ct}^{1/4} \sqrt{\eta_l}}{0,149 k_b k_c \sqrt{E_l}} \frac{1}{\left[5,76 \frac{\kappa_l}{\eta_l} + 1 \right]}, \quad (7.65)$$

siehe Bild 7.19. Ist keine Innenbewehrung vorhanden wird Gl.(7.65) zu Gl.(7.47), s. Abschnitt 7.2.4.

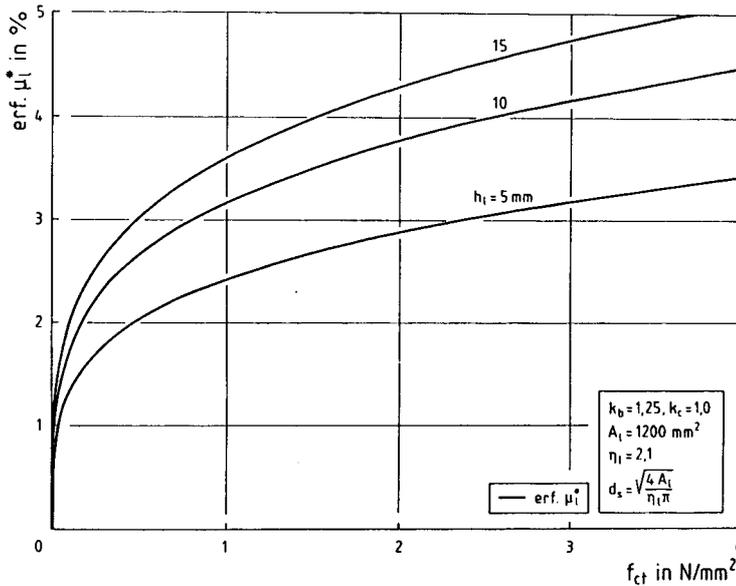


Bild 7.19: erf μ_l^* in Abhängigkeit von Laschendicke und Betonzugfestigkeit

7.3.5 Entkoppelung und Kraftumlagerung im Einzelriß

Statische Kurzzeitbeanspruchung

Im folgenden soll die Umgebung eines Einzelrisses betrachtet werden. Die Laschen- und Stahlzugkraft wird innerhalb der Einleitungslängen l_ℓ und l_s auf $F_{\ell 1}$ bzw. F_{s1} reduziert. Unter der Voraussetzung $F_{\ell 1} = F_{s1} = F_{cm} = 0$ kann aus Verträglichkeitsgründen im RiB formuliert werden:

$$l_s(1-\beta_s) \frac{F_{s2}}{E_s A_s} = l_\ell(1-\beta_\ell) \frac{F_{\ell 2}}{E_\ell A_\ell} \quad (7.66)$$

Unbekannt sind die i.d.R. unterschiedlichen Einleitungslängen l_ℓ , bzw. l_s . Mit den Gl.n.(7.50) und (7.51) und der Gleichgewichtsbedingung $F_{s2} = \Delta F_{cr} - F_{\ell 2}$ läßt sich Gl.(7.66) zu

$$\frac{F_{\ell 2}}{\Delta F_{cr}} = \frac{1 - \sqrt{5,76 \kappa_{\ell} / \eta_{\ell}^2}}{1 - 5,76 \kappa_{\ell} / \eta_{\ell}^2} \quad (7.67)$$

mit $\beta_s = \beta_{\ell} = 0,5$

umformen. Parameter sind das Flächenverhältnis $\eta_{\ell} = A_{\ell} / A_s$, sowie $\kappa_{\ell} = h_{\ell} / d_{sw}$. Bild 7.20 zeigt für verschiedene Werte η_{ℓ} die Aufteilung der Kraft ΔF_{cr} auf Innenbewehrung und Lasche in Abhängigkeit von κ_{ℓ} . Mit zunehmender Laschenbreite, d.h. verbesserter Verbundqualität beteiligt sich die Lasche stärker an der Kraftaufnahme. Ein hohes η_{ℓ} verstärkt diese Tendenz. Aus Gleichgewichtsgründen nimmt der Innenbewehrungsanteil ab. Die Summe von F_{s2} und $F_{\ell 2} = \Delta F_{\ell}$ ergibt ΔF_{cr} .

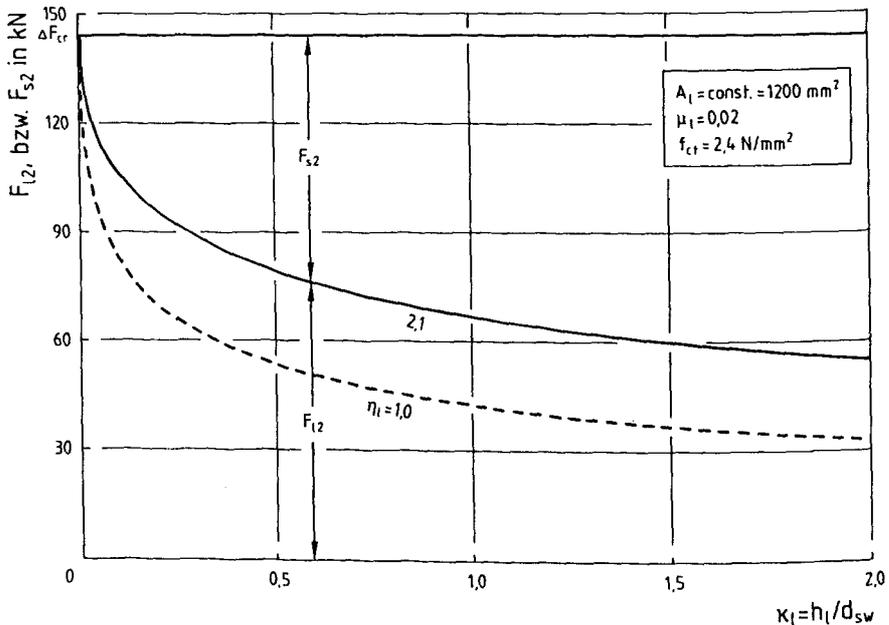


Bild 7.20: Kraftaufteilung im Einzelriß in Abhängigkeit von η_{ℓ} und κ_{ℓ}

Analog zu Bild 7.17 kann nun mit Bild 7.21 die Abhängigkeit $\Delta F_{\ell} = f(\kappa_{\ell})$ dargestellt werden. Ein Vergleich der Ergebnisse erfolgt in Abschn. 7.3.6.

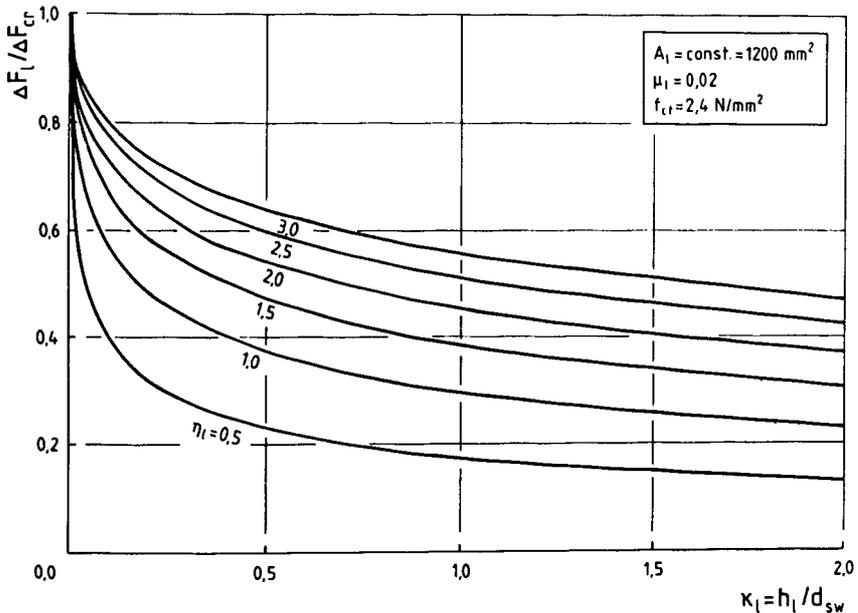


Bild 7.21: Beanspruchung des Laschenverbundes in Abhängigkeit von $\eta_l = A_l/A_s$ und $\kappa_l = h_l/d_{sw}$ für den Einzelriß

Die Bestimmung von ΔF_{cr} im Einzelriß für den Übergang vom ungerissenen in den gerissenen Zustand erfolgt mit Gl.(7.68). Nach Überschreiten der Betonzugfestigkeit muß im Riß gelten:

$$\Delta F_{cr} = A_c f_{ct} \quad (7.68)$$

Schwellende Beanspruchung

Der Mindestlaschenbewehrungsgrad, mit dem eine Verbundentkoppelung infolge schwellender Laschenverbundbeanspruchung durch Mitwirkung des Betons auf Zug vermieden wird, kann durch Gl.(7.69) unter Verwendung von Gl.(6.42) ermittelt werden, s. auch Bild 7.22.

$$\text{erf } \mu_{\ell}^* = \frac{f_{ct}^{1/4} \sqrt{h_{\ell}}}{0,149 k_b k_c \sqrt{E_{\ell}}} \frac{1 - \sqrt{5,76 \kappa_{\ell} / \eta_{\ell}^2}}{1 - 5,76 \kappa_{\ell} / \eta_{\ell}^2} \quad (7.69)$$

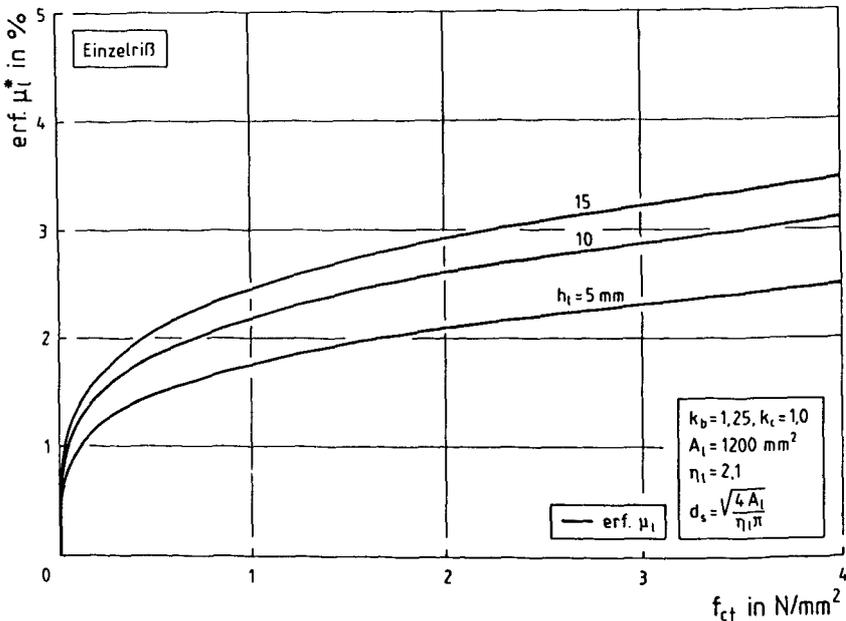


Bild 7.22: erf μ_{ℓ}^* in Abhängigkeit von Laschendicke und Betonzugfestigkeit

Im Vergleich zum abgeschlossenen Ribbild ist erf μ_{ℓ}^* geringer. Dies erscheint plausibel, da im Bereich des Einzelrisses die Einleitungslänge $l_{\ell} < \max l_t$ nicht begrenzt ist. Bei Ribbildung kann somit ein größeres ΔF_{ℓ} in den Beton eingeleitet werden bzw. bei konstantem ΔF_{ℓ} ist der erforderliche Laschenbewehrungsgrad für den Einzelriß geringer.

Eine Verbundentkoppelung unter schwellender Laschenverbundbeanspruchung und die hiermit verbundene Kraftumlagerung von Lasche zu Innenbewehrung kann, im Gegensatz zu Abschnitt 7.3.3, mit konstantem Integrationsparameter β_{ℓ} modelliert werden. Da die Einleitungslänge l_{ℓ} nicht begrenzt ist, führt eine Verbundribbildung der Länge a infolge Entkoppelung der Lasche zu einer Verschiebung von l_{ℓ} um a zu beiden Seiten des Risses. Die mittlere Laschen-

dehnung $\epsilon_{\ell m}$ lautet dann unter der Voraussetzung $\epsilon_{\ell 1} = 0$:

$$\epsilon_{\ell m} \approx \frac{\Delta F_{\ell}}{E_{\ell} A_{\ell}} \left(\frac{a + \beta_{\ell} l_{\ell}}{a + l_{\ell}} \right) \quad (7.70)$$

mit $\beta_{\ell} = 0,5$.

Unter Berücksichtigung von Gleichgewicht und Verträglichkeit im RiB kann für jede Lastwechselzahl die Verbundbeanspruchung ΔF_{ℓ} und damit eine evt. Verbundschädigung nach Abschnitt 6 angegeben werden. Die Zunahme der Verbundrißlänge führt zur Erhöhung von $\epsilon_{\ell m}$ und damit zu einer Erhöhung der Relativverschiebung zwischen Lasche und Untergrund am Rißufer. Auf eine Modellierung wird im Rahmen dieser Arbeit verzichtet, da das prinzipielle Trag- und Verformungsverhalten bereits für das abgeschlossene Rißbild modelliert und erläutert wurde.

7.4 Vergleich der Verbundbeanspruchung für das abgeschlossene Rißbild und den Einzelriß

Um zu einer allgemeingültigen Aussage zu kommen, wann für die Verbundbeanspruchung das abgeschlossene Rißbild (AR) und wann der Einzelriß (ER) maßgebend wird, können die Gl.n.(7.64) und (7.67) gemeinsam betrachtet werden. Das Verhältnis

$$\frac{\Delta F_{\ell}(\text{ER})}{\Delta F_{\ell}(\text{AR})} = f(\kappa_{\ell})$$

zeigt Bild 7.23 für zwei Laschenverstärkungsgrade im Vergleich. Unabhängig von η_{ℓ} kann ein Grenzwert von $\kappa_{\ell}^* \approx 0,17$ angegeben werden. Größere Werte für κ_{ℓ} liefern für den Einzelriß eine höhere Laschenverbundbeanspruchung, s. Gl.(7.67). Bei niedrigeren Werten ist das abgeschlossene Rißbild und damit Gl.(7.64) maßgebend.

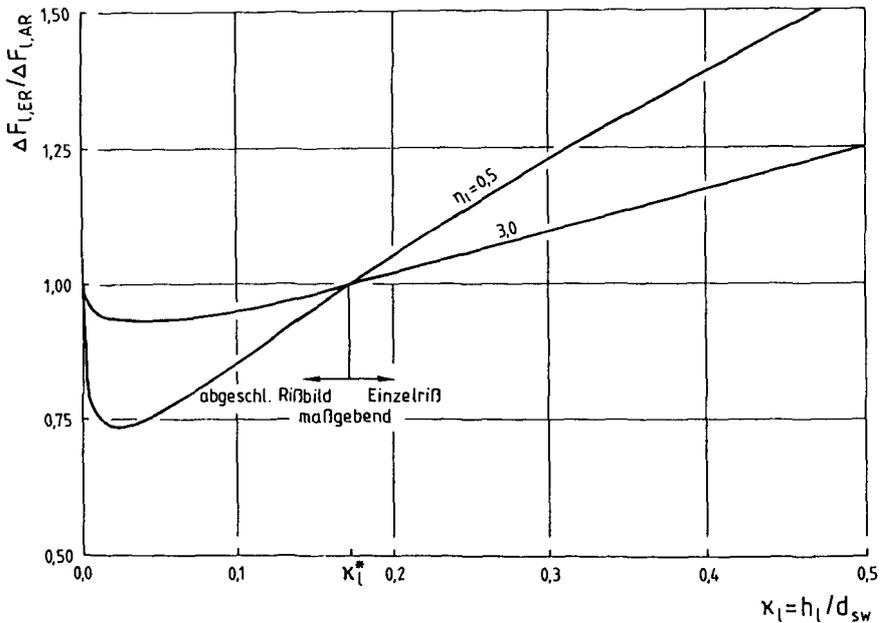


Bild 7.23: Beanspruchung des Laschenverbundes bei abgeschlossenem Rißbild und beim Einzelriß im Vergleich

7.5 Verbundbeanspruchung infolge veränderlicher Biegemomente

Die bisher vorgestellten Überlegungen sind vom zentrisch gezogenen Betonkörper bzw. vom Biegebalken im Bereich $M = \text{const.}$ ausgegangen. Jedoch erfolgt im Bereich $M \neq \text{const.}$ eine Beanspruchung des Laschenverbunds durch veränderliche Laschenzugkräfte, s. Bild 7.24. Im folgenden soll daher kurz ein einfacher Weg zur Ermittlung dieser Verbundbeanspruchung aufgezeigt werden. Zudem werden die Auswirkungen von $M \neq \text{const.}$ auf die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen und damit auf die Höhe der Laschenverbundbeanspruchung erläutert. Weitere Arbeit auf diesem Gebiet ist jedoch erforderlich.

Die Querkraft des laschenverstärkten Gebrauchszustands

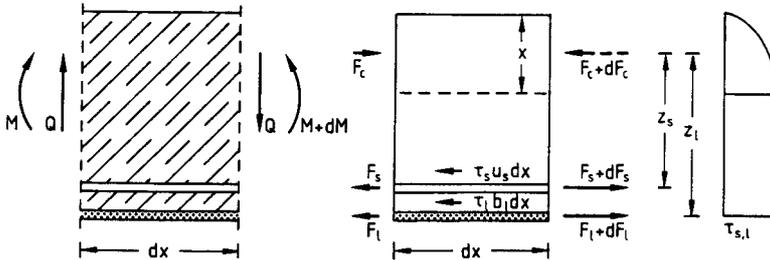


Bild 7.24: Verbundbeanspruchung infolge veränderlicher Biegemomente

$$Q_V(x) = \frac{dM_V(x)}{dx} \quad (7.71)$$

kann auf Lasche und Innenbewehrung aufgrund der Fachwerkanalogie im Verhältnis der Anteile am rechnerischen Biegebruchmoment aufgeteilt werden [83]:

$$Q_s = Q_V \frac{M_{us}}{M_{uv}} \quad (7.72)$$

$$Q_l = Q_V \frac{M_{ul}}{M_{uv}} \quad (7.73)$$

Das Kräftegleichgewicht in x-Richtung führt zu

$$\tau_{sQ} = \frac{Q_s}{u_s z_s} \quad (7.74)$$

$$\tau_{lQ} = \frac{Q_l}{b_l z_l} \quad (7.75)$$

Die nachfolgenden Überlegungen sind auf das Verbundtragverhalten der Lasche beschränkt, gelten aber sinngemäß auch für die Innenbewehrung. Aus Gl.(7.73) und Gl.(7.75) folgt für die Laschenverbundspannung

$$\tau_{lQ} = \frac{Q_v F_l}{M_{UV} b} \quad (7.76)$$

In Abhängigkeit von der Belastung kann der ortsabhängige Verlauf von τ_{lQ} formuliert werden, s. Bild 7.25.

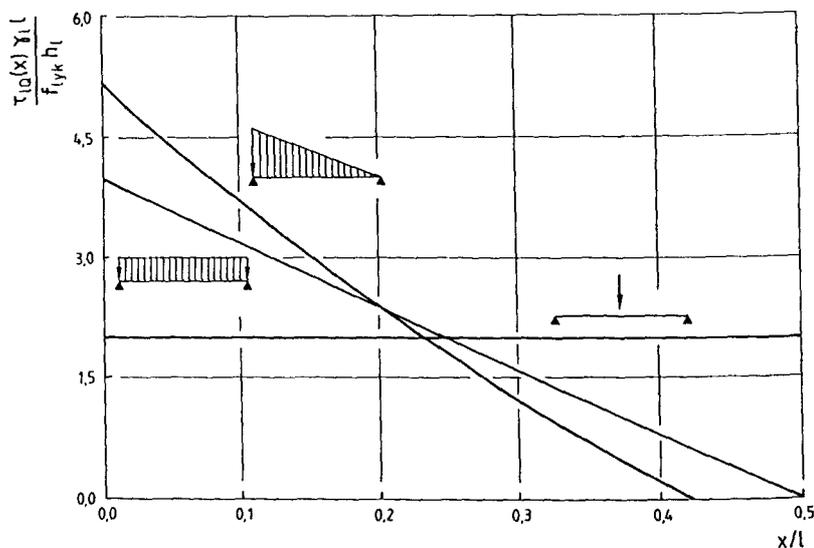


Bild 7.25: Normierte Laschenverbundbeanspruchung im Bereich Q

Für den einfachen Fall der mittigen Einzellast ist

$$\tau_{lQ} = \frac{2 F_l}{b l} = \text{const.} \quad (7.77)$$

bzw. in normierter Darstellung mit $F_l = f_{lyk} b_l h_l 1/\gamma_l$

$$\frac{\tau_{\ell Q} \tau_{\ell} l}{f_{\ell yk} h_{\ell}} = 2 \quad . \quad (7.78)$$

Für die Belastung $q(x) = \text{const.}$ ergibt sich

$$\frac{\tau_{\ell Q} \tau_{\ell} l}{f_{\ell yk} h_{\ell}} = 4 \left[1 - 2 \frac{2x}{l} \right] \quad . \quad (7.79)$$

und für die dreieckförmige Belastung

$$\frac{\tau_{\ell Q} \tau_{\ell} l}{f_{\ell yk} h_{\ell}} = 5,2 \left[1 - 3 \frac{x}{l} + \frac{3 x^2}{2 l^2} \right] \quad (7.80)$$

Die Verbundbeanspruchung $\tau_{\ell Q}$ infolge veränderlicher Biegemomente muß der Verbundbeanspruchung aus Mitwirkung überlagert werden. Bild 7.26 zeigt einen Ausschnitt aus einem Biegebalken mit veränderlichen Laschen- und Innenbewehrungszugkräften bei abgeschlossenem Ribbild.

Nach Auftreten der Risse, s. Bild 7.26, wird über Verbundspannungen $\tau_{\ell M}$ infolge Mitwirkung (M) die Laschenzugkraft F_{ℓ} abgebaut. In gleicher Richtung wirkt $\tau_{\ell Q}$, so daß eine Überlagerung $\tau_{\ell} = \tau_{\ell Q} + \tau_{\ell M}$ zu einer kürzeren Einleitungslänge $l_{a, re}$, aber zu einer erhöhten Verbundbeanspruchung führt. Die Einleitungslänge $l_{a, li}$ wird dagegen verlängert, da die Richtung von $\tau_{\ell M}$ wechselt. Entsprechend wird hier die Verbundbeanspruchung verringert.

Die Einleitungslängen lassen sich für das abgeschlossene Ribbild aus Gl.(7.54) ermitteln, wenn der Anteil für $\tau_{\ell M}$ berücksichtigt wird:

$$l_{a, re} = \frac{A_c f_{ct}}{u_s \tau_{sm} + b_{\ell} \tau_{\ell m} + b_{\ell} \tau_{\ell Q}} \quad (7.81)$$

$$l_{a, li} = \frac{A_c f_{ct}}{u_s \tau_{sm} + b_{\ell} \tau_{\ell m} - b_{\ell} \tau_{\ell Q}} \quad (7.82)$$

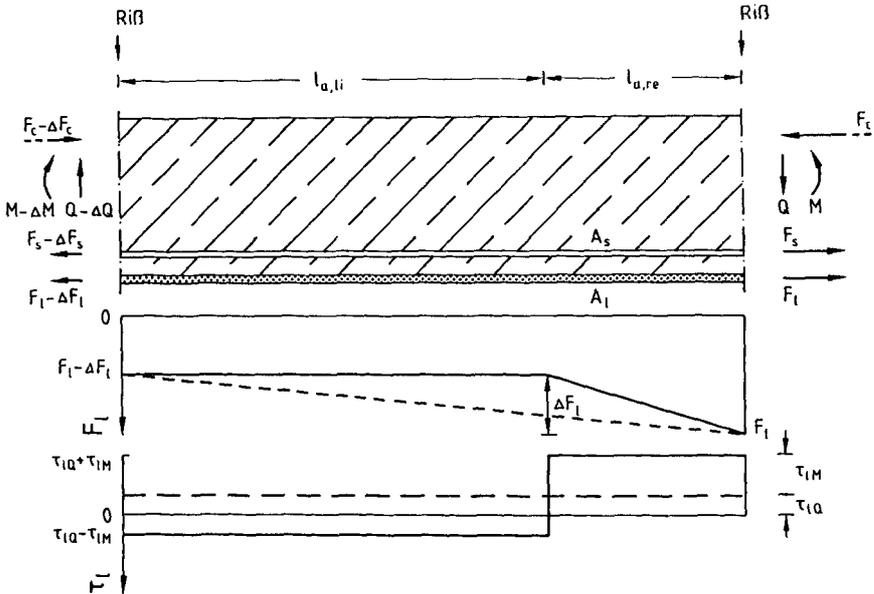


Bild 7.26: Verlauf der Laschenzugkraft infolge veränderlicher Biegemomente und Mitwirkung des Betons auf Zug

Dies gilt auch für schwellende Beanspruchung. Die auf $l_{a,re}$ bzw. $l_{a,li}$ zu übertragende Kraftdifferenz ΔF_L wird erhöht bzw. verringert. Diese Schlußfolgerung wird durch Versuchsbeobachtungen belegt, bei denen ein Verbundriß, ausgehend von einem Biege-/Schubriß, unter dynamischer Beanspruchung stets in Richtung abfallender Biegemomente wandert, s. Abschnitt 3.

7.6 Zusammenfassung

Eine Verbundbeanspruchung der Lasche erfolgt durch die Ankoppelung der Lasche an den Beton in der Zugzone. Mit Hilfe des laschenverstärkten Zugkörpers mit und ohne Innenbewehrung wird der Einfluß der Trennrißbildung untersucht. Es wird gezeigt, daß es zu einer Verbundentkoppelung infolge Zug-schwellbeanspruchung kommen kann, deren Beginn aber durch einen Mindestla-

schenbewehrungsgrad vermieden werden kann. Übersteigt die verbundspannungserzeugende Laschenzugkraft den Grenzwert der Verbundschädigung, kommt es zu einer Verbundrißbildung und zur Spannungsumlagerung von der Lasche zur Innenbewehrung. Für den Zustand des abgeschlossenen Ribbildes wird gezeigt, daß die Beanspruchung des Laschenverbundes in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl abnimmt und die Verbundschädigung zum Stillstand kommt. Die maximale Verbundrißlänge sowie die Breite des Trennrisses können mit einfachen Beziehungen abgeschätzt werden.

Im Bereich veränderlicher Zugkräfte ($M \neq \text{const.}$) wird der Verbundbeanspruchung aus Mitwirkung jene aus Querkraft überlagert, so daß die Verbundbeanspruchung der Lasche in Richtung zunehmender Zugkräfte erhöht wird. Dies führt zu einer Verschiebung des Ruhepunktes ($s_{\rho}(x) = 0$).

8. EMPFEHLUNGEN FÜR DIE BEMESSUNG LASCHENVERSTÄRKTER BETONBAUTEILE UNTER NICHT VORWIEGEND RUHENDER BEANSPRUCHUNG

8.1 Vorgehen nach Richtlinie

Statische Kurzzeitbeanspruchung

Die Neufassung der Richtlinie für das Verstärken von Stahl- und Spannbetonbauwerken in Deutschland, Entwurf 10/1994, [18] basiert auf [44] und [83], s. auch Abschnitt 6. Im rechnerischen Bruchzustand ist der Nachweis gegen Verbundversagen im Verankerungsbereich zu führen. Für Stahlbetonplatten muß gelten

$$T_k \geq 1,2 F_{\ell x} \quad (8.1)$$

bzw. für Stahlbetonbalken mit Laschenbügeln

$$T_k \geq F_{\ell x} \quad (8.2)$$

mit der Zugkraft $F_{\ell x}$ an der Stelle x in der versetzten Zugkraftlinie, s. Bild 8.1.

Die charakteristische Verbundbruchkraft $\max T_k$ wird nach Gl.(8.3) bestimmt:

$$\max T_k = 0,35 b_{\ell} k_b k_c \sqrt{f_{ct} E_{\ell} h_{\ell}} \leq F_{\ell yk} \quad (8.3)$$

Die zu $\max T_k$ gehörende Verankerungslänge $\max l_t$ ist nach Gl.(6.7) auszulegen. Für kleinere Werte l_t kann die Abhängigkeit $T_k = f(l_t)$ genutzt werden. Die Laschendehnung $\epsilon_{\ell u}$ darf im rechnerischen Bruchzustand 2‰ nicht übersteigen.

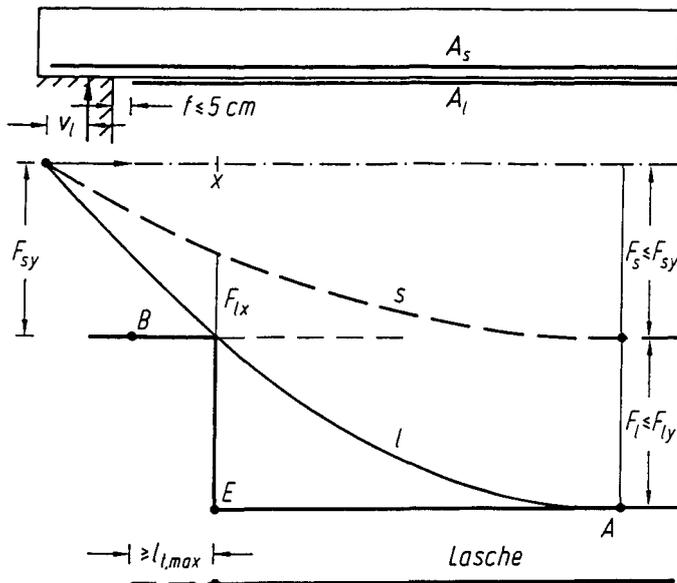


Bild 8.1: Zugkraftdeckung und Verankerung am Endauflager, aus [84]

Schwellende Beanspruchung

Ein Nachweis gegen Ermüdungsversagen des Stahles ist gemäß DIN 1045, 17.8 zu führen (Beschränkung der Stahlspannungen unter Gebrauchslast). Die zulässige Schwingbreite des Laschenstahls St37-2 beträgt zu $\Delta\sigma_{\sigma} = 140 \text{ N/mm}^2$. Für die Stahlbauteile und Verbindungen zur Verankerung von Schublechen in der Druckzone ist ein Dauerfestigkeitsnachweis nach DIN 18800 bzw. EC 3 zu führen. Bei bekanntem Beanspruchungskollektiv kann auch ein Betriebsfestigkeitsnachweis geführt werden.

Ein Ermüdungsnachweis für schwellende Verbundbeanspruchung ist nicht gefordert. Zur Abwehr der Entkoppelung darf jedoch nur mit $\max h_2 = 10 \text{ mm}$ bei der Bestimmung der Verbundbruchkraft nach Gl.(8.3) gerechnet werden.

8.2 Empfehlungen für die Nachweise im rechnerischen Gebrauchszustand

Für jeden Fügepartner im Verbundsystem muß ein Versagen unter schwellender Gebrauchslast ausgeschlossen werden können. Getrennt für Lasche, Klebstoff und Beton werden daher nachfolgend Vorschläge für die erforderlichen Nachweise aufgeführt. Es wird vorausgesetzt, daß der Laschenquerschnitt im rechnerischen Bruchzustand ausgenutzt wird.

8.2.1 Nachweis für die Stahllasche

Für das Versagen der Lasche infolge Ermüdung ist der z.Zt. geforderte Nachweis der Beschränkung der Schwingbreite auf $\Delta\sigma_\ell = 140 \text{ N/mm}^2$ ausreichend. Weitere Nachweise sind nicht erforderlich.

8.2.2 Nachweise für den Klebstoff

Die Untersuchung des Klebstoffversagens infolge schwellender Beanspruchung hat gezeigt, daß die statische Kurzzeitfestigkeit durch einen lastwechselzahlabhängigen Schädigungsfaktor s_{dyn} reduziert werden kann, s. Abschnitt 4.7.3.4. Für eine Versagenswahrscheinlichkeit von $p = 0\%$ und eine Grenzlastwechselzahl von $N = 2 \cdot 10^6$ kann der charakteristische Schädigungsfaktor zu $s_{\text{dyn},k} = 0,25$ bestimmt werden. Der unter Gebrauchslast im Klebstoff herrschende Spannungszustand wird maßgeblich durch die Längszugspannung σ_{gx} bestimmt, s. z.B. Bild 6.30. Vereinfacht kann der Nachweis durch Vergleich der vorhandenen Längszugspannung $\text{vorh } \sigma_{\text{gx}}$ mit der $2 \cdot 10^6$ Lastwechsel ertragbaren Längszugspannung $\text{zul } \sigma_{\text{gx}}$ erfolgen. Mit $n_g = E_g/E_\ell$ folgt für Klebstoff A ($f_{\text{gt}} = 31,0 \text{ N/mm}^2$, $E_g = 5811 \text{ N/mm}^2$)

$$\text{vorh } \sigma_{\text{gx}} = \sigma_\ell n_g = 3,9 \text{ N/mm}^2 < \text{zul } \sigma_{\text{gx}} = f_{\text{ct}} s_{\text{dyn},k} = 4,75 \text{ N/mm}^2 \quad (8.4)$$

bzw. für Klebstoff B ($f_{\text{ct}} = 29,2 \text{ N/mm}^2$, $E_g = 11000 \text{ N/mm}^2$)

$$\text{vorh } \sigma_{\text{gx}} = \sigma_\ell n_g = 7,1 \text{ N/mm}^2 < \text{zul } \sigma_{\text{gx}} = f_{\text{ct}} s_{\text{dyn},k} = 7,3 \text{ N/mm}^2 \quad (8.5)$$

Ein Nachweis ist somit für die hier untersuchten Klebstoffe unter der Vor-

aussetzung $\sigma_{\ell} < 140 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_{gy} = 0$ nicht erforderlich.

Werden Laschen aus Faserverbundwerkstoffen verwendet, muß geprüft werden, ob die u.U. höheren Laschendehnungen zum Klebstoffversagen führen können.

8.2.3 Nachweise für die Verbundbeanspruchung des Betons

8.2.3.1 Verbundbeanspruchung im Verankerungsbereich

In Abschnitt 6 wurde gezeigt, daß eine Verbundschädigung und damit eine Entkoppelung der Lasche vom Untergrund unter dynamischer Beanspruchung nicht auftritt, wenn am lastseitigen Laschenanfang die Verbundspannung den Wert $\tau_{\ell 1}$ nicht überschreitet. Ein Dauerfestigkeitsnachweis für den Laschenverbund kann analog zu Gl.(8.2) durch die Bedingung

$$F_{\ell}^{0*} > \frac{F_{\ell X}}{\gamma_{\ell}} \quad (8.6)$$

mit

$$F_{\ell}^{0*} = \sqrt{\frac{s_{\ell 1}}{s_{\ell 0}}} \cdot T \quad (8.7)$$

erfolgen. Der globale Sicherheitsbeiwert kann dabei zu $\gamma_{\ell} = 2,0$ (für $\epsilon_{\ell u} = 2\text{‰}$) gesetzt werden.

Überschreitet $F_{\ell X}/\gamma_{\ell}$ den Grenzwert der Schädigung stehen zwei Wege offen. Zum einen kann durch Vergrößern der Laschenbreite b_{ℓ} der Wert für F_{ℓ}^{0*} erhöht und damit der Dauerfestigkeitsnachweis doch noch ermöglicht werden.

Zum anderen kann ein Betriebsfestigkeitsnachweis für den Verbund mit den Beziehungen nach Abschnitt 6.8.2.3 unter Berücksichtigung der Einflußfaktoren k geführt werden. Dies setzt ein bekanntes Lastkollektiv voraus, das jedoch in ein schädigungsgleiches, einstufiges Ersatzkollektiv umgewandelt werden darf. Die Verifikation des Modellparameters g für hohe

Lastwechselzahlen steht jedoch noch aus. Unter dieser Beanspruchung darf eine lastwechselabhängige Verbundrißbildung bei vorgegebener Grenzlastwechselzahl die Restverbundfläche nur auf $l_t(F_{\ell x})$ verkleinern, um gegenüber dem Bruchzustand eine ausreichende Sicherheit zu haben. Daraus folgt, daß beim Nachweis der Verankerung im rechnerischen Bruchzustand l_t größer als $l_t(F_{\ell x})$ zu wählen ist, um eine ausreichend große Verbundlänge für das dynamische Rißwachstum zur Verfügung zu haben.

Für die Praxis wird der Dauerfestigkeitsnachweis empfohlen. Die Erfahrung zeigt, daß durch konstruktive Hilfsmittel, wie z.B. Bügel und vorgespannte Dübel nach [70] der Grenzwert der Verbundschädigung deutlich gesteigert werden kann. Dies wurde in der vorliegenden Arbeit nicht systematisch untersucht.

8.2.3.2 Verbundbeanspruchung infolge Mitwirkung des Betons auf Zug

Für die Verbundentkoppelung infolge Mitwirkung des Betons auf Zug ist bei praxisnahen Verhältnissen $\kappa_{\ell} = h_{\ell}/d_{sw}$ das abgeschlossene Rißbild für die Verbundbeanspruchung der Lasche maßgebend, s. Abschnitt 7.4. Die erforderliche Mindestlaschenbewehrung erf μ_{ℓ}^* , bei der eine Verbundentkoppelung unter schwelender Beanspruchung vermieden wird, kann nach Gl.(8.7) bzw. (7.63) ermittelt werden.

$$\text{erf } \mu_{\ell}^* = \frac{f_{ct}^{1/4} \sqrt{h_{\ell}}}{0,149 k_b k_c \sqrt{E_{\ell}} \left(5,76 \frac{\kappa_{\ell}}{\eta_{\ell}} + 1 \right)} \quad (8.7)$$

Eine Beschränkung der Laschendicke auf $h_{\ell} < 10$ mm, wie in den z.Zt. gültigen Vorschriften gefordert, erscheint nicht sinnvoll, da die Laschenbeanspruchung infolge Mitwirkung sowohl von den Verbundeigenschaften der Lasche, als auch von jenen der Innenbewehrung abhängt.

Befindet sich das zu verstärkende Bauteil vor Laschenapplikation zweifelsfrei im Zustand II, ist der obigen Nachweis nicht erforderlich.

9. ZUSAMMENFASSUNG, SCHLUBFOLGERUNGEN UND AUSBLICK

Die vorliegende Arbeit befaßt sich mit dem Tragverhalten laschenverstärkter Betonbauteile unter nicht vorwiegend ruhender Beanspruchung. Das Verbundsystem Stahllasche-Klebstoff-Beton wird vornehmlich durch Zug- und Verbundspannungen in Laschenlängsrichtung beansprucht. Im statischen Bruchversuch tritt das Versagen i.d.R. im Beton, wenige Millimeter oberhalb der Klebschicht auf. Der Versagensmechanismus ist weitgehend bekannt. Konsistente Modelle zum Lastabtrag zwischen Lasche und Untergrund sind entwickelt worden. Für das Tragverhalten unter schwellender Laschenzugbeanspruchung existieren dagegen kaum Angaben zum Schädigungsmechanismus, noch Modelle zur Vorhersage der Schädigung.

In dieser Arbeit werden daher Bruchkriterien sowohl für den Klebstoff, als auch für den Beton unter schwellender Zug- und Verbundbeanspruchung entwickelt. In der Literaturübersicht wird zunächst ein Einblick in die verwandte Thematik des Innenbewehrungsverbunds unter dynamischer Beanspruchung gegeben. Die Modellierung erfolgt dort häufig durch den 'verschmierten' Ansatz mit Hilfe von Verbundspannung-Verschiebungs-Beziehungen. Die Be- und Entlastungskurven im τ_s - s_s -Diagramm werden funktional beschrieben, wobei die Parameter mittels Regression an die Versuchsergebnisse angepaßt werden.

Als Ergänzung zur Literaturstudie zum dynamischen Tragverhalten laschenverstärkter Betonbauteile wurden eigene Versuche an laschenverstärkten Biegebauteilen durchgeführt. Eine sowohl in der Literatur als auch bei den eigenen Versuchen beobachtete Versagensart war, neben dem Betonversagen in der Verbundzone, der Klebverbundbruch. Die Bruchfläche verläuft dabei an der Grenzfläche Lasche-Klebstoff, jedoch innerhalb des Klebstoffs. Mit Hilfe miteinander verklebter, prismatischer Probekörper aus Stahl konnte gezeigt werden, daß ein Bruchkriterium für den Klebstoff in Form der parabolischen Einhüllenden der Spannungskreise der einachsigen Festigkeit nach Mohr formuliert werden kann. Neben den Spannungen normal zur Klebefugenrichtung und den Schubspannungen parallel hierzu ist die Längszugspannung im Klebstoff von großer Bedeutung. Eine hohe Längszugspannung reduziert die Tragfähigkeit der Klebschicht und wurde als Auslöser des Klebverbundversagens erkannt. Eine dynamische Beanspruchung bis $N = 2 \cdot 10^6$ Lastwechsel reduziert die Schwingfestigkeit auf ca. 50% der Kurzzeitfestigkeit. Mit Hilfe der li-

near-elastischen Bruchmechanik konnte der kritische Spannungsintensitätsfaktor zu $k_c = 72,4 \text{ N/mm}^2$ angegeben werden.

Das Versagen im Betonuntergrund unter schwellender Verbundbeanspruchung kann durch ein Modell, basierend auf bruchenergetischen Grundlagen und Versuchsbeobachtungen am laschenverstärkten Zug-Druck-Körper abgebildet werden. Die Verbundspannung-Verschiebungs-Beziehung für monotone Erstbelastung nach [44] wird durch die Beziehungen für die wiederholte Be- und Entlastung erweitert. Das Modellieren der Schädigung erfolgt durch Hystereseschleifen im lokalen τ_ℓ - s_ℓ -Diagramm. Mit diesem Modell können die Verteilungsfunktionen für die Laschenzugkraft, die Relativverschiebung und die Verbundspannung in Abhängigkeit von Ort und Lastwechselzahl angegeben werden. Der Vergleich mit den Versuchsergebnissen zeigt gute Übereinstimmung. Die Existenz eines Grenzwertes der Verbundschädigung wurde bestätigt. Der Einfluß von Belastungshöhe, Laschengeometrie und Betonzugfestigkeit auf den Schädigungsfortschritt kann aufgrund rechnerischer Parameterstudien durch Einflußfaktoren bei der Vorhersage des Tragverhaltens erfaßt werden.

Eine schwellende Verbundbeanspruchung infolge Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen des gezogenen Dehnkörpers führt bei Überschreiten des Grenzwertes der Schädigung zur lastwechselabhängigen Entkoppelung der Lasche vom Untergrund. Für den laschenverstärkten Betonkörper ohne Innenbewehrung kann auf Basis der Differentialgleichung des verschieblichen Verbunds diese Entkoppelung modelliert werden. Bei Vorhandensein einer Innenbewehrung wird für das abgeschlossene Ribbild gezeigt, daß es zu einer lastwechselabhängigen Kraftumlagerung von der Lasche zur Innenbewehrung kommen kann. Die Lasche wird hierdurch entlastet, so daß die Verbundschädigung zum Stillstand kommt. Der Einfluß veränderlicher Biegemomente auf die Größe der Verbundspannungen und die Lascheneinleitungslänge wird qualitativ gezeigt.

Folgende Schlußfolgerungen können aus dieser Arbeit gezogen werden:

1. Das Verbundversagen im Betonuntergrund unter schwellender Beanspruchung ist von der Höhe der Verbundbeanspruchung abhängig. Neben der Belastungshöhe bestimmt die Laschengeometrie und die Betonzugfestigkeit den Schädigungsfortschritt. Ein unterer Grenzwert der Schädigung kann angegeben wer-

den. Eine Bemessung kann entweder als Dauerfestigkeitsnachweis oder in Form eines Betriebsfestigkeitsnachweises erfolgen.

2. Das Klebstoffversagen tritt vor allem bei hohen Laschendehnungen, besonders nach Überschreiten der Streckgrenze der Lasche auf. Bei regelgerechter Laschenbemessung für ruhende Beanspruchung kann auf einen Nachweis für die Klebschicht verzichtet werden. Bei Verwendung von Faserverbundwerkstoffen mit niedrigem E-Modul und/oder hoher Ausnutzung der Zugfestigkeit muß im Einzelfall geprüft werden, ob die Klebschicht maßgebend werden kann.

3. Die Mitwirkung des Betons auf Zug kann beim Auftreten von Trennrissen zur Verbundrißbildung bei schwellender Beanspruchung führen. Durch einen Mindestlaschenbewehrungsgrad kann diese lokale Entkoppelung verhindert werden.

Folgende Untersuchungen erscheinen nach Abschluß dieser Arbeit notwendig. Die Größe des verwendeten Schädigungsparameters im Modell muß mit Hilfe von Versuchen unter hohen Lastwechselzahlen statistisch abgesichert werden. Ferner sollte die Gültigkeit des vorgestellten Konzeptes der Verbundschädigung infolge Mitwirkung des Betons in dynamischen Versuchen mit laschenverstärkten Dehnkörpern überprüft werden. Außerdem sind dynamische Versuche mit laschenverstärkten Biegebauteilen erforderlich, um eine Verbundentkoppelung bei Schubrisen infolge Spannungen normal zur Lasche, z.B. aus Ribufferversatz, untersuchen zu können. Das Problem wird weniger in der Bestimmung des Verbundwiderstands gesehen, als vielmehr in der realistischen Angabe der Höhe der lokalen Beanspruchung. Desweiteren erscheint es erforderlich, den evt. festigkeitsmindernden Einfluß einer Primerung der Lasche zu untersuchen.

10. LITERATUR

- [1] ACI COMMITTEE 408: State-of-the-Art Report on Bond Under Cyclic Loads. Band 408.2R ACI 408.2R-92, American Concrete Institute, Detroit, 1992
- [2] ALLEN, K.W.; SMITH, S.M.; WAKE, W.C.; VAN RAALTE, A.O.: The concept of an endurance limit for adhesive joints. International Journal of Adhesion and Adhesives, Band 5, Heft 1, S. 23-32, 1985
- [3] ALTHOFF, W.: Neue Möglichkeiten zur Berechnung der Belastbarkeit von Klebeverbindungen. Technische Akademie Esslingen, 1978
- [4] BALAZS, G.L.: Fatigue of Bond. ACI Materials Journal, Band 88, Heft 6, S. 620-629, 1991
- [5] BALAZS, G.L.; KOCH, R.: Influence of load history on bond behaviour. Bond in Concrete, Riga, S. 7-1 bis 7-10, 1992
- [6] BALAZS, G.L.: Bond behaviour under repeated load. In: Plain and slightly reinforced concrete structures - Fatigue. 1. Aufl., Comité Euro-International du Béton, Lausanne, S. 195-202, 1988
- [7] BALAZS, G.L.: Bond Behaviour Under Repeated Loads. Studi e Ricerche, Mailand, Band 8, S. 395-430, 1986
- [8] BRAIG, W.: Festigkeit von Metallklebern und Metallklebeverbindungen insbesondere Zeitstand- und Schwingbeanspruchung. Dissertation. TH Stuttgart, 1964
- [9] BRAMESHUBER, W.: Bruchmechanische Eigenschaften von jungem Beton. Dissertation, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Karlsruhe, 1988
- [10] CANOVAS, M.F.: Strengthening of structural elements of reinforced concrete by means of glued steel plates - some applications in Spain. Proceedings International Seminar "Structural Repairs/Strengthening by the Plate Bonding Technique". University of Sheffield, 1990
- [11] CANOVAS, M.F.: Refuerzo de elementos estructurales mediante encolado de bandas de acero con resinas epoxidicas. Monografias del Instituto Eduardo Torroja, 1985
- [12] CIAMPI, V.; ELIGEHAUSEN, R.; BERTERO, V.; POPOV, E.: Analytical model for deformed bar bond under generalized excitations. IABSE Colloquium Advanced Mechanics of Reinforced Concrete, Delft, S. 53-67, 1981
- [13] CIAMPI, V.; ELIGEHAUSEN, R.; BERTERO, V.; POPOV, E.: Hysteric behavior of deformed reinforcing bars under seismic excitations, 7. European Conference on Earthquake Engineering, 1982

- [14] COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON: CEB-FIP Model Code 1990 Final Draft. In: Bulletin d'information 204. Lausanne, 1991
- [15] COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON: Fatigue of concrete structures - state of the art report. Contribution a la 26e Session Pleniere du CEB, Dubrovnik, S. 1-300, 1988
- [16] CORNELIUS, E-A.; STIER, G.: Die Spannungsverteilung in Klebeverbindungen. Aluminium, Band 39, Heft 5, S. 305-313, 1963
- [17] DENGEL, D.: Empfehlungen für die statistische Abschätzung des Zeit- und Dauerfestigkeitsverhaltens von Stahl. Materialwissenschaft u. Werkstofftechnik, Band 20, S. 73-81, 1989
- [18] DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK: Richtlinie für das Verstärken von Betonbauteilen durch Ankleben von Stahllaschen. Berlin, 1993
- [19] DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK: Richtlinie für die Durchführung des Dauerschwingversuchs an Spannstählen. Berlin, 1977
- [20] DIETMANN, H.; BAIER, F.: Spannungszustand und Festigkeitsverhalten. 2. Teil: Schwingende Beanspruchung. Staatliche Materialprüfungsanstalt Stuttgart, Heft 71-02, 1971
- [21] DUDA, H.: Bruchmechanisches Verhalten von Beton unter monotoner und zyklischer Zugbeanspruchung. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 419, 1991
- [22] EL-MAGD, E.; WAHLEN, V.: Energiedissipationshypothese zur Festigkeitsrechnung bei mehrachsiger Schwingbeanspruchung. Material- und Werkstofftechnik, Band 25, S. 218-223, 1994
- [23] ELIGEHAUSEN, R.; KRELLER, H.: Querschnittsbericht zur Ribbildung in Stahl- und Spannbetonkonstruktionen. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 393, S. 5-57, 1988
- [24] ELIGEHAUSEN, R.; BERTERO, V.; POPOV, E.: Hysteretic Behavior of Reinforcing deformed hooked bars in r/c joints. Proceedings of the 7. European Conference on Earthquake Engineering, Athen, 1982, S. 171-178
- [25] ELIGEHAUSEN, R.; POPOV, E.; BERTERO, V.: Local Bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations. Report No. UCB/EERC 82-23, University of California, Berkeley, 1983
- [26] ENGASSER, I.; PUCK, A.: Festigkeit von Metall-Klebeverbindungen bei Normal- und Schubspannung - Eine neue Prüftechnik für das Aufstellen von Bruchkriterien von Klebstoffen. 1979
- [27] ERDOGAN, F.; SIH G.C.: On the Crack Extension in Plates Under Plane Loading and Transverse Shear. Journal of Basic Engineering, 1963
- [28] EUROCODE 2: Teil 1: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken- Grundlagen und Anwendungsstrategien für den Hochbau. Deutsche

Fassung DIN V18932. Beuth Verlag, Berlin, Oktober 1991

- [29] FALKNER, H.: Zur Frage der Ribbildung durch Eigen- und Zwängsspannungen infolge Temperatur in Stahlbetonbauteilen. Heft 208, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, 1969
- [30] FRANKE, L.: Schadensakkumulationsregel für dynamisch beanspruchte Werkstoffe und Bauteile. Bauingenieur, Band 60, S. 271-279, 1985
- [31] FRANKE, L.: Vorhersage der Betriebsfestigkeit von Werkstoffen und Bauteilen unter besonderer Berücksichtigung der Schwinganteile unterhalb der Dauerfestigkeit. Bauingenieur, Band 60, S. 495-499, 1985
- [32] FRANKE, L.; DECKELMANN, G.: Das Tragverhalten der Grenzflächen von Fugen. Bautechnik 66, Heft 1, S. 7-12, 1989
- [33] GOLAND, M.; REISSNER, E.: The Stress in Cemented Joints. Journal of Applied Mechanics, Heft 3, S. 17-27, 1944
- [34] GUSTAFSSON, P.J.: Analysis of generalized Volkersen-joints in terms of non-linear fracture mechanics. Mechanical Behaviour of Adhesive Joints, S. 323-338, 1987
- [35] GYLLTOFT, K.: Bond Failure in Reinforced Concrete under Cyclic Loading. Division of Structural Engineering of the University of Lulea, Lulea, 1980
- [36] GYLLTOFT, K.: Fracture Mechanics Models for Fatigue in Concrete Structures. Lulea University of Technology, 1983
- [37] GYLLTOFT, K.; CEDERWALL, K.; ELFGREN, L.; NILSSON, L.N.: Bond failure in reinforced concrete under monotonic and cyclic loading: A fracture mechanics approach. In: Fatigue of concrete structures, ACI SP-75. (S.P. Shah, Hrsg.), American Concrete Institute, Detroit, S. 269-287, 1982
- [38] HABENICHT, G.: Kleben - Grundlagen, Technologie, Anwendungen. Springer-Verlag, Berlin, 1986
- [39] HAHN, O.: Festigkeitsverhalten und ingenieurmäßige Berechnung von einschneidig-überlappten Metallklebverbindungen. Dissertation. RWTH Aachen, 1975
- [40] HÄNSCH, H.: Versuche mit geklebten Verbundkonstruktionen. Die Straße, Band 8, Heft 3, S. 137-141, 1968
- [41] HART-SMITH, L.J.: Adhesive bonded single-lap joints. NASA Tech. Report CR 112236, 1973
- [42] HASSAN, F.M.; HAWKINS, N.M.: Anchorage of Reinforcing Bars for Seismic Forces. Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones, ACI Special Publication 53, S. 387-416, 1977

- [43] HECKEL, K.: Einführung in die technische Anwendung der Bruchmechanik. Carl Hanser Verlag, München, 1982
- [44] HOLZENKÄMPFER, P.: Ingenieurmodelle des Verbunds geklebter Bewehrung für Betonbauteile. Dissertation. TU Braunschweig, 1994
- [45] HORDIJK, D.A.: Local approach to fatigue of concrete. Technische Universität Delft, 1991
- [46] HUNGSPREUG, S.: Local Bond Between a Reinforcing Bar and Concrete Under High Intensity Cyclic Load. Band 6, Cornell University, 1981
- [47] IRWIN, C.A.K.: The strengthening of concrete beams by bonded steel plates. TRRL Supplementary Report 160UC, 1975
- [48] ISMAIL, M.; JIRSA, J.: Bond Deterioration in Reinforced Concrete Subject to Low Cycle Loads. ACI Journal, Heft 6, S. 334-343, 1972
- [49] IVANYI, G.: Zugfestigkeit von Beton in örtlich veränderlichen Beanspruchungszuständen - Gradientenwirkung. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau, Braunschweig, 1976
- [50] JOHNSON, W.S.: Adhesively bonded joints: testing, analysis and design. ASTM, Ann Arbor, Michigan, 1988
- [51] KAISER, H.P.: Bewehren von Stahlbeton mit kohlenstoffaserverstärkten Epoxidharzen. Dissertation. ETH Zürich, 1989
- [52] KAISER, H.: Strengthening of Structures with CFRP Laminates . Conference on "Advanced Composites Materials in Civil Engineering Structures", Las Vegas. American Society of Civil Engineers, New York, S. 224-232, 1991
- [53] KÖNIG, G.; DANIELEWICZ, I.: Ermüdungsfestigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen mit Erläuterungen zu den Nachweisen gemäß CEB-FIP Model Code 1990. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 439, 1994
- [54] KÖNIG, G.; TUE, N.: Verbundverhalten des Betonstahls und der im Hüllrohr liegenden Spannglieder. Institut für Massivbau, TH Darmstadt
- [55] KÖNIG, G.; FEHLING, E.: Zur Ribbreitenbeschränkung im Stahlbetonbau. Beton- und Stahlbetonbau, Band 83, Heft 6, S. 161-204, 1988
- [56] LADNER, M.; WEDER, CH.: Geklebte Bewehrung im Stahlbetonbau. EMPA - Bericht Nr.206, Dübendorf, S. 23-31, 1981
- [57] LEON, A.; SLATTENSHECK, A.: Festigkeitsversuche und deren Auswertung mittels der Mohrschen Theorie mit der Hüllparabel. Band 21, 1934
- [58] MACDONALD, M.D.: The flexural behaviour of concrete beams with bonded external reinforcement. TRRL Supplementary Report 415, 1978

- [59] MARCEAU, J.A.; MCMILLAN, J.C.; SCARDINO, W.M.: Cyclic stress testing of adhesive bonds. S. 64-81
- [60] MATTING A.; DRAUGELATES U.: Journal of Adhesion, Band 11, 1968
- [61] MAYS, G.C.: Fatigue Performance and Durability of Structural Adhesive Joints. Department of Civil Engineering of the University of Dundee, 1985
- [62] MAYS, G.C.: The Fatigue Strength of Externally Reinforced Concrete Beams. Cranfield Institute of Technology, Shrivensham, 1985
- [63] MOHR, O.: Abhandlungen aus dem Gebiet der technischen Mechanik. 1906
- [64] MORITA, S.; KAKU, T.: Local Bond Stress-Slip Relationship under Repeated Loading. Symposium resistance and ultimate deformability of structures acted on by well defined repeated loads, Lissabon, S. 221-227, 1973
- [65] MOSTOVOY, S.; RIPLING, E.J.: Fracture Toughness of an Epoxy System. Journal of Applied Polymer Science, Band 10, S. 1351-1371, 1966
- [66] MÜLLER, F.P.; KEINTZEL, E.; CHARLIER, H.: Der Baustoff Stahlbeton unter dynamischer Beanspruchung. In: Dynamische Probleme im Stahlbetonbau. Deutscher Ausschluß für Stahlbetonbau, Heft 342, Ernst & Sohn, Berlin, 1983
- [67] MÜLLER, G.: Der Verformungs- und Bruchvorgang an Metallverbindungen verschiedener Werkstoffe bei ein- und mehrachsiger statischer Belastung. TU Berlin, 1959
- [68] OSBOLT, J.; ELIGEHAUSEN, R.: Numerical Simulation of cycling Bond-Slip behavior. Bond in Concrete, Riga, 1992
- [69] PERRY, E.S.; JUNDI, N.: Pullout Bond Stress Distribution Under Static and Dynamic Repeated Loadings. ACI Journal, Heft 5, S. 377-380, 1969
- [70] PICHLER, D.: Die Wirkung von Anpressdrücken auf die Verankerung von Klebelamellen. Dissertation. Leopold- Franzens- Universität Innsbruck, 1993
- [71] RANISCH, E.-H.: Zur Tragfähigkeit von Verklebungen zwischen Baustahl und Beton - Geklebte Bewehrung. Dissertation. TU Braunschweig, 1982
- [72] REHM, G.: Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton - Deutscher Ausschluß für Stahlbeton, Heft 138, Wilhelm Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1961
- [73] REHM, G.; ELIGEHAUSEN, R.: Einfluß einer nicht ruhenden Belastung auf das Verbundverhalten von Rippenstählen. Betonwerk + Fertigteil-Technik, Heft 6, S. 295-299, 1977

- [74] REHM, G.; ELIGEHAUSEN, R.: Bond of Ribbed Bars under High Cycle repeated Loads. ACI Journal, Heft 2, S. 297-309, 1979
- [75] REHM, G.; FRANKE, L.: Kleben im Konstruktiven Betonbau - Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 331. Wilhelm Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1982
- [76] REINHARDT, H.W.; CORNELISSEN, H.A.W.; HORDIJK, D.A.: Tensile Tests and Failure Analysis of Concrete. Journal of Structural Engineering, Band 112, Heft 11, S. 2462-2477, 1986
- [77] RENTON, W.J.; VINSON, J.R.: Fatigue Behavior of Bonded Joints in Composite Material Structures. Journal of Aircraft, Band 12, Heft 5, S. 442-447, 1975
- [78] ROSTASY, F.S.; HANKERS, Ch.: Bruchkriterien für die Verbindung Stahl- Klebstoff unter statischer und dynamischer Belastung. Abschlußbericht. TU Braunschweig, 1994
- [79] ROSTASY, F.S.; HANKERS, CH.: Ingenieurmodell für das Verbundsystem Stahlbeton+Klebelasche Teil 2: Dynamische Grundversuche an durch angeklebte Stahlflaschen verstärkten Stahlbetonbalken. TU Braunschweig, 1991
- [80] ROSTASY, F.S.; ROHLING, A.: Konstitutives Stoffgesetz des Verbundverhaltens von einbetoniertem Bewehrungsstahl. DFG-Arbeitsbericht II/1: Literaturstudie, 1984
- [81] ROSTASY, F.S.; RANISCH, E-H.; ALDA, W.: Nachträgliche Verstärkung von Spannbetonbrücken im Koppelfugenbereich durch angeklebte Stahlflaschen. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Band 326, 1981
- [82] ROSTASY, F.S.; BUDELMANN, H.; HANKERS, CH.: Faserverbundwerkstoffe im Stahlbeton- und Spannbetonbau. Beton- und Stahlbetonbau, Band 87, Heft 5-6, 1992
- [83] ROSTASY, F.S.; HOLZENKÄMPFER, P.; HANKERS, CH.: Rechenmodelle zur Vorhersage des Versagens der Klebverbundverankerung für stahlflaschenverstärkte Stahlbetonbiegetragglieder. TU Braunschweig, 1995
- [84] ROSTASY, F.S.; HOLZENKÄMPFER, P.; HANKERS, CH.: Geklebte Bewehrung für die Verstärkung von Betonbauteilen. In: Betonkalender 1996. Ernst&Sohn, Berlin, 1996
- [85] SCHLIMMER, M.: Anstrengungshypothese für Metallverbindungen. Zeitschrift für Werkstofftechnik, Heft 13, S. 215-221, 1982
- [86] SCHNEIDER, W.; BARDENHEIER, R.: Versagenskriterien für Kunststoffe. Zeitschrift für Werkstofftechnik, Band 6, Heft 8, S. 269-348, 1975
- [87] TÄLJSTEN, B.: Plate bonding. Dissertation. Technische Hochschule

Lulea, 1994

- [88] TASSIOS, T.P.; YANNOPOULOS, P.J.: Analytical studies on reinforced concrete members under cyclic loading based on bond stress-slip relationship. ACI Journal, S. 206-216, 1981
- [89] TASSIOS, T.P.: Properties of Bond Between Concrete and Steel Under Load Cycles Idealizing Actions. In: Structural Concrete Under Seismic Actions. Comité Euro-International du Béton, Band 131, Rom, 1979
- [90] TEPFERS, R.: Fatigue performance of concrete components and structures. In: Plain and slightly reinforced concrete structures - Fatigue. Comité Euro-International du Béton, Lausanne, S. 161-172, 1988
- [91] TRANTINA, G.: Combined Mode Crack Extension in Adhesive Joints. Journal of Composite Materials, Band 6, S. 371-385, 1972
- [92] TSCHOGL; N.W.: Journ. Polym. Sci. Part C. Polym. Sci., Symp. No. 32, S. 239-267, 1971
- [93] TUE, N.V.: Zur Spannungsumlagerung im Spannbeton bei der Ribbildung unter statischer und wiederholter Belastung. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 435, 1992
- [94] VAN GEMMERT, D.: Repairing of Concrete by externally bonded steel plates. ICP/RILEM/IBK, International Symposium, Prag, S. 519-526, 1981
- [95] VAN GEMMERT, D.; VANDEN BOSCH, M.: Epoxy bonded steel plates in shear and combined shear-tension. Symposium "Anchorage to ConConcrete", ACI, Atlanta, 1982
- [96] VOLKERSEN, O.: Die Nietkraftverteilung in zugbeanspruchten Nietverbindungen mit konstanten Laschenquerschnitten. Bericht der Ernst- Heinkel- Flugzeugwerke, Band 15, Rostock, S. 41-47, 1938
- [97] WICKE, M.: Serviceability Limit States. in: CEB- FIP Model Code 1990 Comité Euro-International du Béton, 1990
- [98] WICKE, M.; PICHLER, D.: Statischer Kurzzeitversuch an Klebelamellen. Messung des Verbund-Schlupf-Verhaltens. Institut für Betonbau, Universität Innsbruck, Band 1/1994, 1994
- [99] YANKELEVSKY, D.Z.; REINHARDT, H.W.: Uniaxial Behavior of Concrete in Cyclic Tension. Journal of Structural Engineering, Band 115, Heft 1, S. 166-182, 1989
- [100] YI, XIAO-SU: Beitrag zum strukturabhängigen mechanischen Verhalten von Klebstoffschichten. Dissertation. Paderborn, 1988

Anhang

- A4** - Ergebnisse der Klebstoffuntersuchungen
- Auswertung mit der $\arcsin\sqrt{p}$ - Transformation

-A4.1-

Tab. A1: Ergebnisse der statischen Versuche (Klebstoff A)

Fugen- winkel α	Bez.	F_u [kN]	σ_0 [MPa]	σ_α [MPa]	τ_α [MPa]	$\sigma_{\alpha+90^\circ}$ [MPa]
0	1	38,50	20,92	20,92	0	0
0	2	36,50	19,84	19,84	0	0
0	3	42,50	23,10	23,10	0	0
0	4	-175,00	-95,11	-95,11	0	0
0	5	43,16	23,46	23,46	0	0
0	9	42,60	23,15	23,15	0	0
15	1	52,80	28,70	26,77	7,17	1,92
15	2	58,00	31,52	29,41	7,88	2,11
15	3	49,80	27,07	25,25	6,77	1,81
15	4	59,50	32,34	30,17	8,08	2,17
30	1	53,00	28,80	21,60	12,47	7,20
30	2	61,60	33,48	25,11	14,50	8,37
30	3	41,20	22,39	16,79	9,70	5,60
30	4	-164,00	-89,13	-66,85	-38,59	-22,28
30	5	-175,00	-95,11	-71,33	-41,18	-23,78
30	6	-158,00	-85,87	-64,40	-37,18	-21,47
30	7	-169,00	-91,85	-68,89	-39,77	-22,96
30	11	56,12	30,5	22,88	13,21	7,63
30	12	-166,00	-90,22	-67,66	-39,07	-22,55
30	13	-175,00	-95,11	-71,33	-41,18	-23,78
30	14	50,25	27,31	20,48	11,83	6,83
30	17	50,00	27,17	20,38	11,77	6,79
60	1	46,30	25,16	6,29	10,90	18,87
60	2	54,80	29,78	7,45	12,90	22,34
60	3	44,00	23,91	5,98	10,35	17,93
60	4	-158,50	-86,14	-21,54	-37,30	-64,61
60	5	-148,50	-80,71	-20,18	-34,95	-60,53
60	6	-151,00	-82,07	-20,52	-35,54	-61,55
60	13	-152,50	-82,88	-20,72	-35,89	-62,16
60	14	-151,00	-82,07	-20,52	-35,54	-61,55
60	18	66,00	35,87	8,97	15,53	26,90
60	19	67,90	36,90	9,23	15,98	27,68

-A4.2-

Tab. A2: Ergebnisse der statischen Versuche (Klebstoff B)

Fugen- winkel α	Bez.	F_u [kN]	σ_0 [MPa]	σ_α [MPa]	τ_α [MPa]	$\sigma_{\alpha+90^\circ}$ [MPa]
0	14	52,50	28,53	28,53	0	0
15	9	57,80	31,41	29,31	7,85	2,10
15	10	52,30	28,42	26,52	7,11	1,90
15	11	58,80	31,96	29,82	7,99	2,14
15	12	-192,00	-104,35	-97,36	26,09	-6,99
30	26	64,00	34,78	26,09	15,06	8,70
30	27	58,50	31,79	23,85	13,77	7,95
30	31	-190,00	-103,26	-77,45	44,71	-25,82
30	32	46,80	25,43	19,08	11,01	6,36
60	23	74,25	40,35	10,09	17,47	30,26
60	24	76,19	41,41	10,35	17,93	31,06
60	25	84,50	45,92	11,49	19,91	34,44
60	26	-199,00	-108,15	-27,04	46,83	-81,11
60	27	-191,00	-103,80	-25,95	44,95	-77,85
60	28	-189,00	-102,72	-25,68	44,48	-77,04

-A4.3-

Tab. A3: Ergebnisse der dynamischen Versuche (Klebstoff A)

Fugen- winkel α	Bez.	F^0 [kN]	F^U [kN]	Lastwechsel	F_r [kN]
0	6	30,0	5,0	27359	
0	7	30,0	5,0	23530	
0	8	30,0	5,0	16104	
0	10	24,2	5,0	3888617	49,3
0	11	30,0	5,0	672993	
0	12	27,4	5,0	3280000	53,3
0	15	27,4	5,0	2516815	69,7
0	16	38,0	5,0	241196	
0	17	38,0	5,0	460351	
0	18	38,0	5,0	416929	
15	5	43,2	5,0	1760	
15	6	43,2	5,0	3334	
15	7	43,2	5,0	1275	
15	8	43,2	5,0	683	
15	13	38,0	5,0	501159	
15	14	38,0	5,0	177598	
15	15	38,0	5,0	89112	
15	16	38,0	5,0	598350	
30	9	18,1	5,0	556083	53,2
30	10	20,0	5,0	811575	
30	15	20,0	5,0	2000000	50,4
30	16	20,0	5,0	1665500	57,5
30	19	20,0	5,0	3168802	
30	20	17,0	5,0	2000000	58,5
30	21	30,0	5,0	1212633	
30	23	30,0	5,0	340069	
30	24	30,0	5,0	1058451	
30	25	30,0	5,0	240000	
30	28	35,0	5,0	2000000	74,52
30	29	38,0	5,0	541678	
30	30	38,0	5,0	121426	
60	8	38,0	5,0	2000000	79,9
60	9	50,0	5,0	257	
60	12	38,0	5,0	13875	
60	15	38,0	5,0	16118	
60	16	38,0	5,0	91573	
60	21	38,0	5,0	105578	
60	22	38,0	5,0	308948	
60	17	38,0	5,0	5400	
60	20	38,0	5,0	5938	

-A4.4-

Tab. A4: Ergebnisse der dynamischen Zugversuche (Klebstoff B)

Fugen- winkel α	Bez.	F^0 [kN]	F^u [kN]	Lastwechsel	F_r [kN]
60	29	60,0	5,0	9497	
60	30	60,0	5,0	2277	
60	31	60,0	5,0	25054	
60	32	60,0	5,0	23900	

AUSWERTUNG DER DYNAMISCHEN ZUGVERSUCHE MIT HILFE DER ARCSIN/ \sqrt{p} - TRANSFORMATION

a) Zeitfestigkeitsbereich

$$p_i = \frac{i}{n}$$

mit n = Anzahl der Versuche je Stufe

für $i = n$ wird

$$p_i = 1 + \frac{1}{2n}$$

Stufe 1 $F^0 = 43,2 \text{ kN}$

i	$N_i \cdot 10^3$	$\log N_i$	p_i	$\arcsin \sqrt{p_i}$
1,00	0,683	-0,165579	0,25	0,523599
2,00	1,275	0,105510	0,50	0,785398
3,00	1,760	0,245513	0,75	1,047198
4,00	3,334	0,522966	0,88	1,217055

Stufe 2 $F^0 = 38,0 \text{ kN}$

i	$N_i \cdot 10^3$	$\log N_i$	p_i	$\arcsin \sqrt{p_i}$
1,00	13,875	1,142233	0,07	0,270550
2,00	16,118	1,207311	0,14	0,387597
3,00	89,112	1,949936	0,21	0,481275
4,00	91,573	1,961767	0,29	0,563943
5,00	105,578	2,023573	0,36	0,640522
6,00	121,426	2,084312	0,43	0,713724
7,00	177,598	2,249438	0,50	0,785398
8,00	241,196	2,382370	0,57	0,857072
9,00	308,948	2,489885	0,64	0,930274
10,00	416,829	2,619958	0,71	1,006854
11,00	460,351	2,663089	0,79	1,089521
12,00	501,159	2,699976	0,86	1,183200
13,00	541,678	2,733741	0,93	1,300247
14,00	598,350	2,776955	0,96	1,369438

-A4.6-

Stufe 3 $F^0 = 30,0 \text{ kN}$

i	$N_i \cdot 10^3$	$\log N_i$	p_i	$\arcsin \sqrt{p_i}$
1,00	16,104	1,206934	0,13	0,361367
2,00	23,530	1,371622	0,25	0,523599
3,00	27,359	1,437100	0,37	0,659058
4,00	240,000	2,380211	0,50	0,785398
5,00	340,069	2,531567	0,63	0,911738
6,00	672,993	2,828011	0,75	1,047198
7,00	1058,451	3,024671	0,88	1,209429
8,00	1212,633	3,083729	0,94	1,323329

Stufe 4 $F^0 = 20,0 \text{ kN}$

i	$N_i \cdot 10^3$	$\log N_i$	p_i	$\arcsin \sqrt{p_i}$
1,00	556,083 *)	2,745140	0,20	0,463648
2,00	811,575	2,909329	0,40	0,684719
3,00	1665,500 *)	3,221545	0,60	0,886077
4,00	2000,000 *)	3,301030	0,80	1,107149
5,00	3168,802	3,500895	0,90	1,249046

*) als Bruch gewertet

-A4.7-

Die lineare Regressionsrechnung zwischen $\log N_i$ und $\arcsin \sqrt{p_i}$ ergibt:

Stufe 1: $\log N = 0,9281 \cdot \arcsin \sqrt{p_i} - 0,6520$

Stufe 2: $\log N = 1,4640 \cdot \arcsin \sqrt{p_i} + 1,0023$

Stufe 3: $\log N = 2,2360 \cdot \arcsin \sqrt{p_i} + 0,3266$

Stufe 4: $\log N = 0,9508 \cdot \arcsin \sqrt{p_i} + 2,3006$

(s. Bild A1 bis A4)

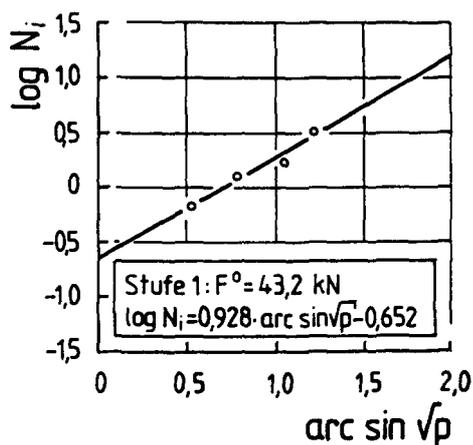


Bild A1

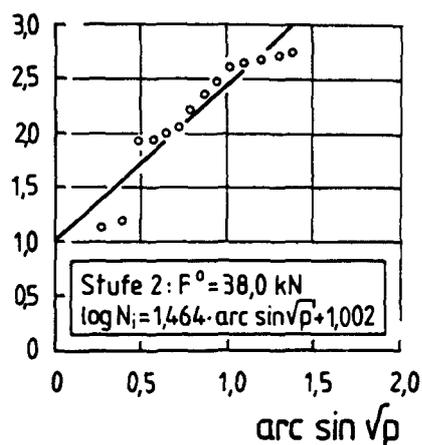


Bild A2

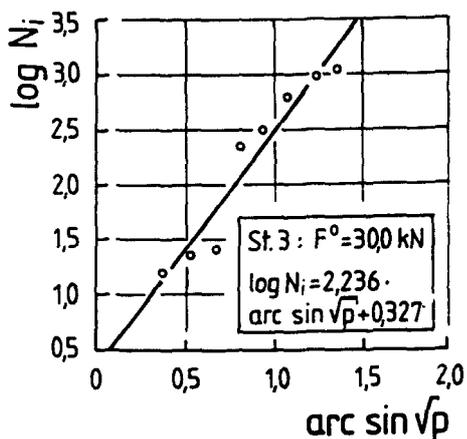


Bild A3

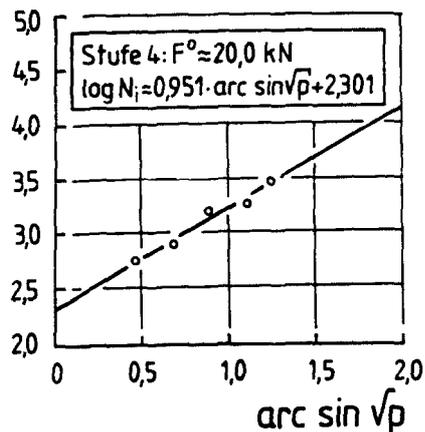


Bild A4

-A4.8-

Die Schätzwerte der Bruchlastspielzahlen betragen

Stufe	$N_{(p=0\%)} \cdot 10^3$	$N_{(p=5\%)} \cdot 10^3$	$N_{(p=50\%)} \cdot 10^3$	$N_{(p=95\%)} \cdot 10^3$
1	0,22	0,36	1,19	3,95
2	10,05	21,5	141,93	936,97
3	2,12	6,77	121,0	2161,0
4	199,81	327,38	1115,3	3799,5

b) Überlebensbereich

$$p_i = \frac{r}{n}$$

mit r = Anzahl der Brüche je Stufe n = Anzahl der Versuche je Stufe

Stufe	F^0	r	n	p_i	$\arcsin \sqrt{p_i}$
1	43,2	4	4	1,0	1,571
2	38,0	14	16	0,875	1,209
3	30,0	8	10	0,800	1,107
4	20,0	2	7	0,286	0,564

Die lineare Regressionsrechnung zwischen F^0 und $\arcsin \sqrt{p_i}$ führt zu

$$F^0 = 23,67 \cdot \arcsin \sqrt{p_i} + 6,47$$

Die Schätzwerte der Oberlast für $N = 2 \cdot 10^6$ Lastwechsel betragen

$$F^0_{0\%} = 6,47 \text{ kN}$$

$$F^0_{5\%} = 11,81 \text{ kN}$$

$$F^0_{50\%} = 25,06 \text{ kN}$$

$$F^0_{95\%} = 38,31 \text{ kN}$$

$$F^0_{100\%} = 43,65 \text{ kN}$$

-A4.9-

Tab. A6: Ergebnisse der dynamischen Druckversuche (Klebstoff A)

Fugen- winkel α	Bez.	F^0 [kN]	F^u [kN]	Lastwechsel	F_r [kN]
60	33	-122,0	-5,0	146412	
30	33	-68,0	-5,0	$2 \cdot 10^6$	-219,6
30	34	-68,0	-5,0	$2 \cdot 10^6$	-231,1
30	35	-68,0	-5,0	$2 \cdot 10^6$	-244,4
30	36	-68,0	-5,0	$2 \cdot 10^6$	-240,0
30	37	-68,0	-5,0	$2 \cdot 10^6$	-237,6
60	35	-122,0	-5,0	752689	
60	37	-122,0	-5,0	278698	
60	36	-122,0	-5,0	194712	

Anhang

- A5** - Laschendehnungen in Abhängigkeit von Belastung und Lastwechselzahl für die Versuche nach Abschnitt 5

-A5.1-

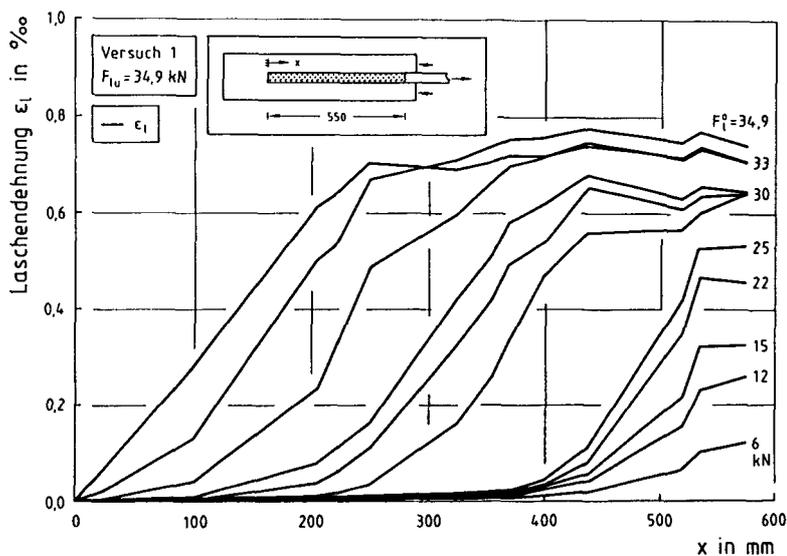


Bild A5.1: Gemessene Laschendehnungen in Abhängigkeit von der Belastung

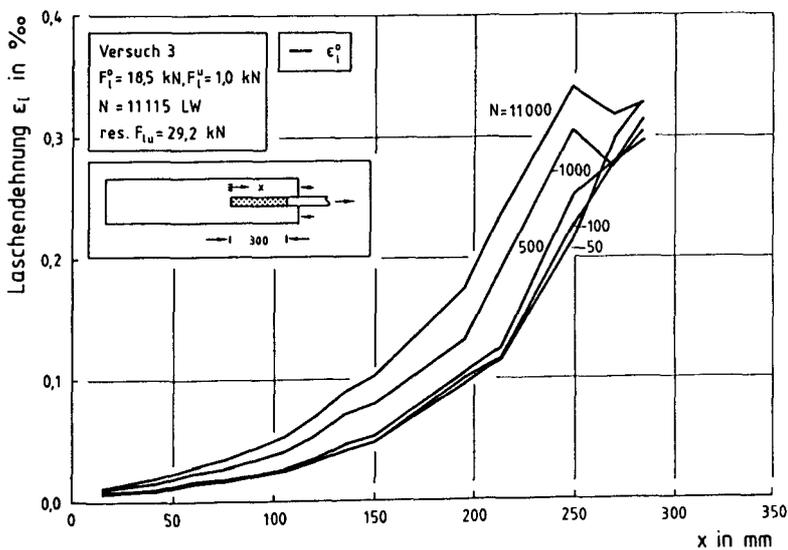


Bild A5.2: Gemessene Laschendehnungen in Abhängigkeit von der Belastung

-A5.2-

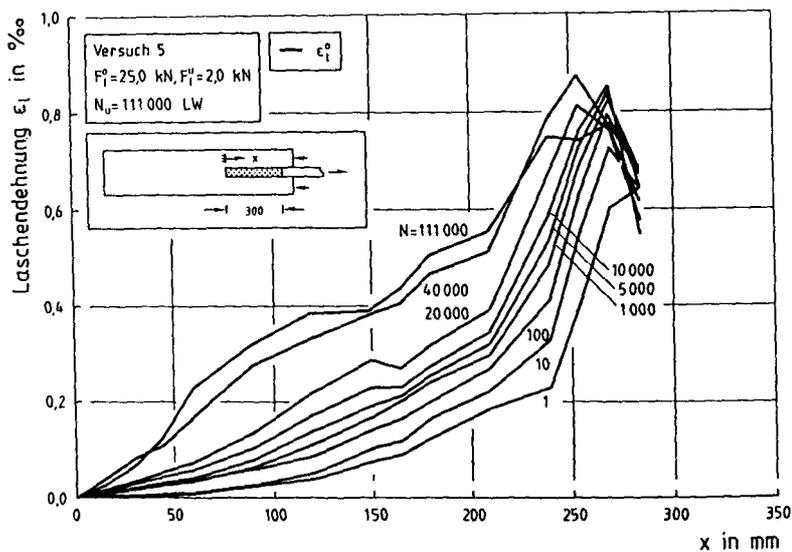


Bild A5.3: Gemessene Laschendehnungen in Abhängigkeit von der Belastung

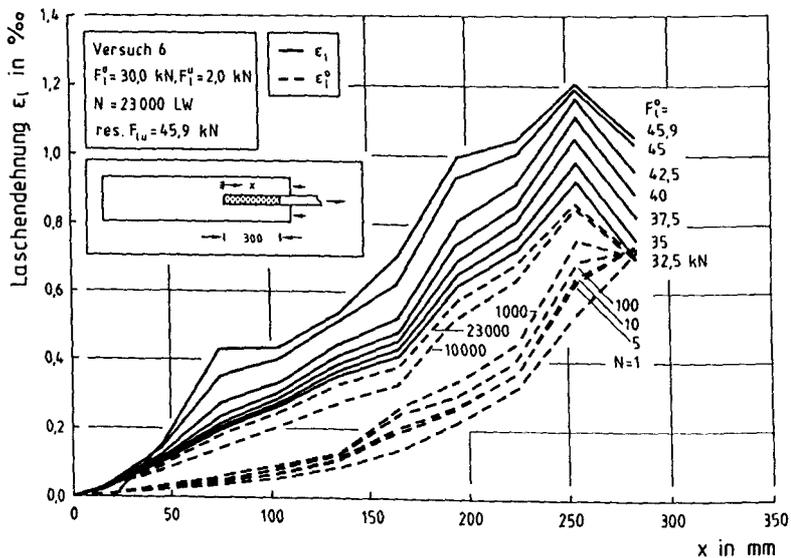


Bild A5.4: Gemessene Laschendehnungen in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl bzw. Belastung

-A5.3-

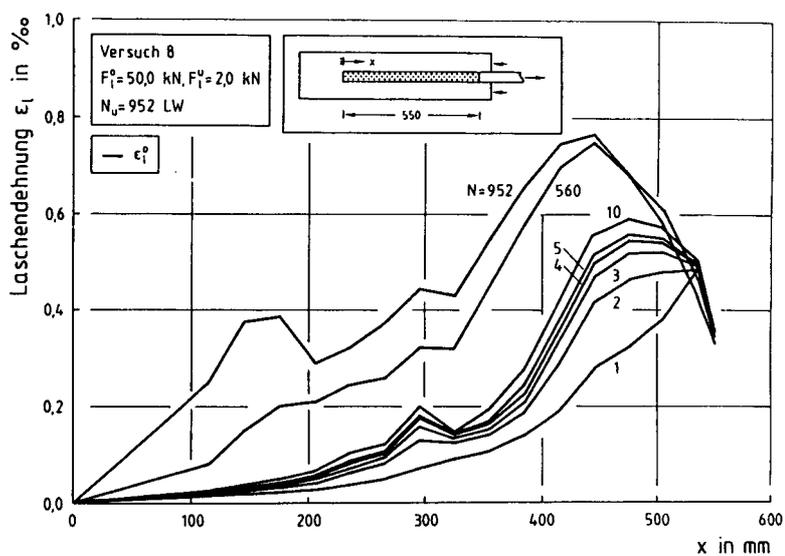


Bild A5.5: Gemessene Laschendehnungen in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl bzw. Belastung

Anhang

- A6** - Differentialgleichung des verschieblichen Verbunds
- Verbundansätze

A6. GRUNDLEGENDE BEZIEHUNGEN**A6.1 Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes**

Voraussetzungen:

- lineares Werkstoffverhalten von Beton und Stahl;
- Vernachlässigung der Fügeiteilbiegung;
- die Normalspannungen in den Fügeiteilen sind gleichförmig über den gesamten Querschnitt verteilt.

Für das differentielle Element gilt:

Dehnungen:

$$\epsilon_C = \frac{du_C}{dx} = u_C' \quad (\text{A6.1})$$

$$\epsilon_\ell = \frac{du_\ell}{dx} = u_\ell' \quad (\text{A6.2})$$

Spannungen:

$$\sigma_C = E_C u_C' \quad (\text{A6.3})$$

$$\sigma_\ell = E_\ell u_\ell' \quad (\text{A6.4})$$

Normalkräfte:

$$N_C = \int \sigma_C dA_C = E_C A_C u_C' \quad (\text{A6.5})$$

$$N_\ell = \int \sigma_\ell dA_\ell = E_\ell A_\ell u_\ell' \quad (\text{A6.6})$$

Gleichgewichtsbedingungen:

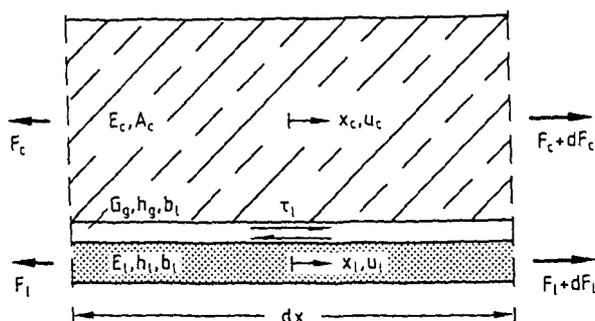
-A6.2-

$$dN_C + dN_\ell = 0 \rightarrow N_C' + N_\ell' = 0 \quad (\text{A6.7})$$

$$\tau_\ell b_\ell dx + dN_C = 0 \rightarrow \tau_\ell b_\ell = -N_C' \quad (\text{A6.8})$$

Relativverschiebung:

$$s_\ell = u_\ell - u_C \quad (\text{A6.9})$$



Differentialles Stabelement - Beton, Klebstoff + Lasche, aus [44]

Mit den Gln. (A6.1) bis (A6.9) sind alle notwendigen Bestimmungsgleichungen zusammengestellt. Differenzieren und Einsetzen führt zu

$$s_\ell' = \frac{N_\ell}{E_\ell A_\ell} - \frac{N_C}{E_C A_C} \quad (\text{A6.10})$$

$$s_\ell'' - b_\ell \left[\frac{1}{E_C A_C} + \frac{1}{E_\ell A_\ell} \right] \tau_\ell = 0 \quad (\text{A6.11})$$

bzw. mit $n_\ell = E_\ell/E_C$, $\mu_\ell = A_\ell/A_C$ und $\tau_\ell = f(s_\ell)$

$$s_\ell'' - \frac{(1 + n_\ell \mu_\ell)}{E_\ell h_\ell} f(s_\ell) = 0 \quad (\text{A6.12})$$

-A6.3-

mit

$$\tau_{\ell} = \frac{G_g}{h_g} s_{\ell} \quad (\text{linear elastischer Verbundansatz}) \quad (\text{A6.13})$$

Aus Gl. (A6.12) erhält man eine homogene Dgl. 2. Ordnung

$$s_{\ell}'' - \omega^2 s_{\ell} = 0 \quad (\text{A6.14})$$

mit

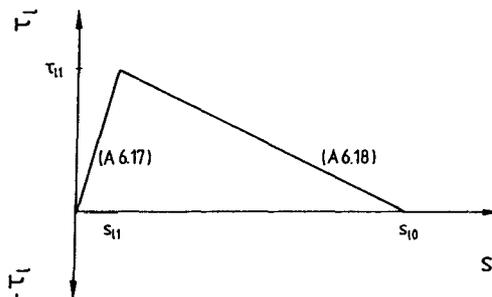
$$\omega^2 = \frac{G_g (1 + n_{\ell} \mu_{\ell})}{h_g E_{\ell} h_{\ell}} \quad (\text{A6.15})$$

Hierfür lautet die allgemeine Lösung

$$s_{\ell}(x) = A \sinh(\omega x) + B \cosh(\omega x) \quad (\text{A6.16})$$

wobei A und B konstante Koeffizienten sind, die mit Hilfe der Randbedingungen bestimmt werden können.

A6.2 Verbundansatz für monotone Erstbelastung

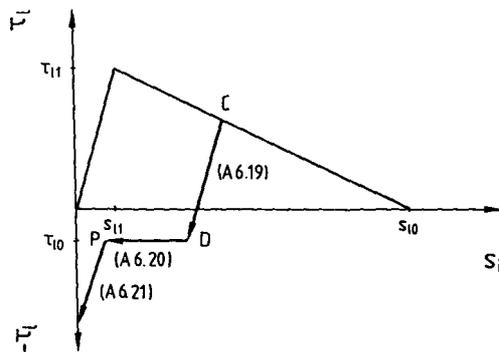


-A6.4-

$$\tau_{\ell} = \frac{\tau_{\ell 1}}{s_{\ell 1}} \cdot s_{\ell} \quad 0 \leq s_{\ell} \leq s_{\ell 1} \quad (\text{A6.17})$$

$$\tau_{\ell} = \tau_{\ell 1} \cdot \frac{(s_{\ell 0} - s_{\ell})}{(s_{\ell 0} - s_{\ell 1})} \quad s_{\ell 1} \leq s_{\ell} \leq s_{\ell 0} \quad (\text{A6.18})$$

A6.3 Verbundansatz für Entlastung



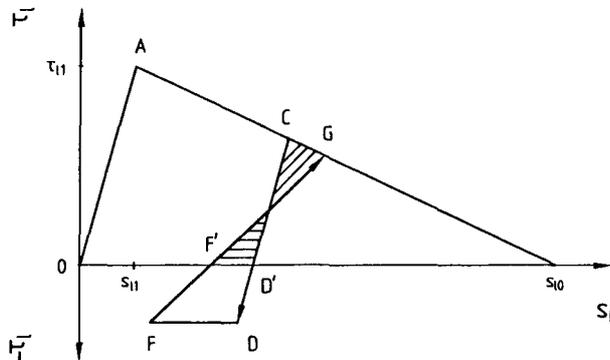
$$\tau_{\ell} = \tau_{\ell C} - \frac{\tau_{\ell 1}}{s_{\ell 1}} (s_{\ell C} - s_{\ell}) \quad s_{\ell D} \leq s_{\ell} \leq s_{\ell C} \quad (\text{A6.19})$$

$$\tau_{\ell} = \tau_{\ell 0} \quad s_{\ell P} \leq s_{\ell} \leq s_{\ell D} \quad (\text{A6.20})$$

$$\tau_{\ell} = \tau_{\ell P} - \frac{\tau_{\ell 1}}{s_{\ell 1}} (s_{\ell P} - s_{\ell}) \quad 0 \leq s_{\ell} \leq s_{\ell P} \quad (\text{A6.21})$$

A6.4 Verbundansatz für Wiederbelastung

A6.4.1 Die τ_{ℓ} - s_{ℓ} -Beziehung für monotone Erstbelastung wurde erreicht



Bedingung für den Wiederanstieg:

$$\text{Fläche } CD'B = A_1 \stackrel{!}{=} \text{Fläche } CF'B = A_2$$

$$A_1 = \frac{1}{2} \tau_{\ell C} (s_{\ell 0} - s_{\ell D'}) \quad (\text{A6.22})$$

$$A_2 = \frac{1}{2} \tau_{\ell G} (s_{\ell 0} - s_{\ell F'}) \quad (\text{A6.23})$$

$$\tau_{\ell C} (s_{\ell 0} - s_{\ell D'}) \stackrel{!}{=} \tau_{\ell G} (s_{\ell 0} - s_{\ell F'})$$

$$\text{mit } s'_{\ell D} = s_{\ell C} - \tau_{\ell C} \cdot \frac{s_{\ell 1}}{\tau_{\ell 1}} \text{ folgt}$$

$$\tau_{\ell G} = \tau_{\ell C} \frac{\left(s_{\ell 0} - s_{\ell C} + \tau_{\ell C} \cdot \frac{s_{\ell 1}}{\tau_{\ell 1}} \right)}{(s_{\ell 0} - s_{\ell F'})} \quad (\text{A6.24})$$

-A6.6-

und hieraus mit

$$s_{\ell F'} = s_{\ell G} - \frac{\tau_{\ell G}}{G^0}$$

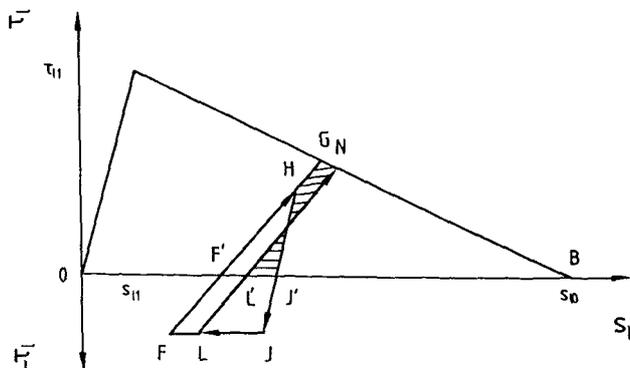
und

$$s_{\ell G} = s_{\ell 0} - \frac{\tau_{\ell G}}{\tau_{\ell 1}} (s_{\ell 0} - s_{\ell 1})$$

die Bestimmungsgleichung für $\tau_{\ell G}$:

$$\tau_{\ell G} = \frac{\tau_{\ell C} (\tau_{\ell 1} \cdot s_{\ell 0} - \tau_{\ell 1} \cdot s_{\ell C} + \tau_{\ell C} \cdot s_{\ell 1})}{\left[s_{\ell 0} - s_{\ell 1} + \frac{\tau_{\ell 1}}{G^0} \right]} \quad (\text{A6.25})$$

A6.4.2 Die τ_{ℓ} - s_{ℓ} -Beziehung für monotone Erstbelastung wurde nicht erreicht



Bedingung für den Wiederanstieg:

$$\text{Fläche } GHJ'B = A_1 \stackrel{!}{=} NL'B = A_2$$

$$A_1 = \frac{1}{2} \tau_{\ell N} (s_{\ell 0} - s_{\ell L'}) \quad (\text{A6.26})$$

-A6.7-

$$A_2 = \frac{1}{2} \tau_{lG} (s_{l0} - s_{lF'}) - \frac{1}{2} (s_{lJ'} - s_{lF'}) \quad (A6.27)$$

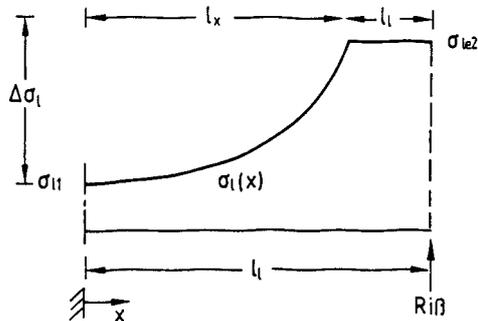
Hieraus folgt:

$$\tau_{lN} = \frac{\tau_{lG} (\tau_{l0} - s_{lF'}) - \tau_{lH} (s_{lJ'} - \tau_{lF'})}{\left[\frac{(s_{l0} - s_{l1})}{\tau_{l1}} + \frac{1}{G^0} \right]} \quad (A6.28)$$

Anhang

- A7** - Herleitung der Bestimmungsgleichung für den Entkopplungsbeginn

-A7.1-

A7 BESTIMMUNGSGLEICHUNGEN FÜR DEN ENTKOPPELUNGSBEGINN

Randbedingungen für die Entkoppelung:

$$\text{RB1: } \tau_\ell(x=0) = 0, s_\ell(x=0) = 0$$

$$\text{RB2: } s_\ell(x=l) = s_{\ell 0}$$

$$\text{RB3: } F_\ell(x=l_x) = \sigma_{\ell e2} \cdot A_\ell, F_c(x=l_x) = 0$$

$$\text{RB4: } F_\ell(x=0) = \sigma_{\ell 1} \cdot A_\ell, F_c(x=0) = \sigma_{c1} \cdot A_c = f_{ct} \cdot A_c$$

Aus der allgemeinen Lösung der DGL des verschieblichen Verbunds, z.B. nach [44]

$$s_\ell(x) = A \cdot \sinh(\omega x) + B \cdot \cosh(\omega x) \quad (\text{A7.1})$$

wird mit RB1

$$s_\ell(0) = A \cdot \sinh(0) + B \cdot \cosh(0) \quad (\text{A7.2})$$

und mit RB2

$$s_\ell(l) = A \cdot \sinh(\omega l) + B \cdot \cosh(\omega l) = s_{\ell 0} \quad (\text{A7.3})$$

Hieraus lassen sich die Koeffizienten zu

$$B = 0 \text{ und } A = \frac{s_{\ell 0}}{\sinh(\omega l)}$$

bestimmen.

-A7.2-

Die spezielle Lösung lautet somit:

$$s_{\ell}(x) = s_{\ell 0} \cdot \frac{\sinh(\omega x)}{\sinh(\omega \ell)}, \quad (\text{A7.4})$$

bzw.

$$s'_{\ell}(x) = s_{\ell 0} \cdot \omega \cdot \frac{\cosh(\omega x)}{\sinh(\omega \ell)}. \quad (\text{A7.5})$$

Mit

$$\frac{F_{\ell}}{E_{\ell} A_{\ell}} - \frac{F_c}{E_c A_c} = s'_{\ell} \quad (\text{A7.6})$$

folgt unter Verwendung von RB3

$$\frac{\sigma_{\ell e}}{E_{\ell}} = s_{\ell 0} \cdot \omega \cdot \frac{\cosh(\omega \ell x)}{\sinh(\omega \ell)}$$

bzw.

$$\sigma_{\ell e} = \frac{s_{\ell 0} \cdot \omega \cdot E_{\ell}}{\tanh(\omega \ell)}. \quad (\text{A7.7})$$

Der Faktor ω wird aus

$$\omega^2 = \frac{G_g(1+n_{\ell} \mu_{\ell})}{h_g E_{\ell} h_{\ell}}$$

ermittelt und gilt für linear elastisches Baustoffverhalten. Durch Ersatz des elastisch-plastisch-entfestigenden Ansatzes durch einen flächengleichen linear-elastischen Verbundansatz folgt für ω :

$$\omega^2 = \frac{2 \cdot G_F(1+n_{\ell} \mu_{\ell})}{s_{\ell 0}^2 E_{\ell} h_{\ell}} \quad (\text{A7.8})$$

-A7.3-

Somit lautet die Bestimmungsgleichung für σ_{le}

$$\sigma_{le} = \frac{2 \cdot G_F \cdot E_\ell (1 + n_\ell \cdot \mu_\ell)}{h_\ell \cdot \tanh(\omega \ell x)} \quad (\text{A7.9})$$

Mit

$$\sigma_{lu} = \frac{T}{b_\ell \cdot h_\ell}$$

folgt:

$$\sigma_{le} = \frac{\sigma_{lu}}{\tanh(\omega \ell x)} \quad (\text{A7.10})$$

Zur Beseitigung von ℓ_x kann ein Zusammenhang zwischen σ_{le} und $\Delta\sigma_\ell$ hergestellt werden.

$\Delta\sigma_\ell$ wird maximal, wenn die Betonzugspannung den Wert $\sigma_{c1} = f_{ct}$ erreicht.

$$\Delta\sigma_\ell \cdot A_\ell = (\sigma_{\ell 2} - \sigma_{\ell 1}) \cdot A_\ell = \sigma_{c1} \cdot A_c$$

Hieraus folgt:

$$\Delta\sigma_\ell = \Delta\sigma_{\ell r} = f_{ct} / \mu_\ell \quad (\text{A7.11})$$

Unter Verwendung von Gl.(A7.6) und RB4 folgt:

$$\frac{\sigma_{\ell 1}}{E_\ell} - \frac{\sigma_{c1}}{E_c} = s_{\ell 0} \cdot \frac{\omega}{\sinh(\omega \ell x)} \quad (\text{A7.12})$$

bzw. mit

$$\sigma_{\ell 1} = \sigma_{le} - \Delta\sigma_{\ell r}$$

und

-A7.4-

$$\sigma_{c1} = f_{ct} = \Delta\sigma_{\ell r} \cdot \mu_{\ell}$$

$$\frac{\sigma_{\ell e} - \Delta\sigma_{\ell r}}{E_{\ell}} - \frac{\Delta\sigma_{\ell r} \cdot \mu_{\ell}}{E_c} = s_{\ell 0} \cdot \frac{\omega}{\sinh(\omega \ell x)} \quad (\text{A7.13})$$

Nach Auflösen nach $\Delta\sigma_{\ell r}$ und Einsetzen von ω nach Gl.(A7.8) folgt:

$$\Delta\sigma_{\ell r} = \left(\sigma_{\ell e} - \frac{\sigma_{\ell u}}{\sinh(\omega \ell x)} \right) \frac{1}{(1+n_{\ell} \mu_{\ell})} \quad (\text{A7.14})$$

Aus Gl.(A7.10) folgt:

$$\sigma_{\ell e} = \frac{\sigma_{\ell u} \cdot \cosh(\omega \ell x)}{\sinh(\omega \ell x)}$$

bzw.:

$$\cosh^2(\omega \ell x) = \frac{\sigma_{\ell e}^2}{\sigma_{\ell u}^2} \cdot \sinh^2(\omega \ell x)$$

Die Substitution von $\cosh^2(\omega \ell x)$ durch $\sinh^2(\omega \ell x) + 1$ führt zu

$$\sigma_{\ell e}^2 = (\sinh^2(\omega \ell x) + 1) \cdot \frac{\sigma_{\ell u}^2}{\sinh^2(\omega \ell x)}$$

bzw.

$$\sigma_{\ell e}^2 = \sigma_{\ell u}^2 \left[1 + \frac{1}{\sinh^2(\omega \ell x)} \right] \quad (\text{A7.15})$$

Gl.(A7.14) quadriert und $\sigma_{\ell e}^2$ dort durch Gl.(A7.15) substituiert ergibt:

$$\Delta\sigma_{\ell r}^2 (1+n_{\ell} \mu_{\ell})^2 - 2 \cdot \Delta\sigma_{\ell r} \cdot \sigma_{\ell c} (1+n_{\ell} \mu_{\ell}) + \sigma_{\ell u}^2 \left[1 + \frac{1}{\sinh^2(\omega \ell x)} \right] = \frac{\sigma_{\ell u}^2}{\sinh^2(\omega \ell x)} \quad (\text{A7.16})$$

Hieraus ergibt sich die Bestimmungsgleichung für $\sigma_{\ell e}$:

-A7.5-

$$\sigma_{le} = \frac{\Delta\sigma_{lr}^2 (1+n_l \mu_l)^2 + \sigma_{lu}^2}{2 \cdot \Delta\sigma_{lr} (1+n_l \mu_l)} \quad (A7.17)$$

bzw. mit

$$\sigma_{lr2} = \Delta\sigma_{lr} (1+n_l \mu_l)$$

$$\sigma_{le} = \frac{\sigma_{lu}^2 + \sigma_{lr2}^2}{2 \sigma_{lr2}} \quad (A7.18)$$

VERZEICHNIS DER BISHER IN DER SCHRIFTENREIHE DES IBMB ERSCHIENENEN HEFTE (ISSN 0178-5796)

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 91-45 73
E-Mail dienelt@ws60.ibmb.bau.tu-bs.de

oder über jede Buchhandlung.

Kosten:
Je nach Umfang zwischen DM 10,- und
DM 55,-.

Vergriffene Hefte (s. u.) können als Kopien gegen Erstattung der Kopierkosten bezogen werden.

Vergriffene Hefte:

1 - 4, 7 - 16, 19, 23, 27, 28, 30, 32 - 35, 42,
45, 55, 56

Heft 1:

Deters, R.: Über das Verdunstungsverhalten und den Nachweis öligler 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 Vorspanverlustes 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 Flächentragwerken 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 dämmschichtbildenden 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 Betongütekübeln 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:

Nürnberg, 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 Spannungskorrosion 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 Einfluß 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 Riß- 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. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982

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:

Nölting, 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 Glasfaserverbundwerkstoff 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 brand-schutztechnischen 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 zweiachsender 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 Reiß- 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 Reißbildung 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 Normbeton 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 Spannbetonbauteile 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.]: Weiterbildungseminar "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 Vergußbetons 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 vorgespannten, 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:

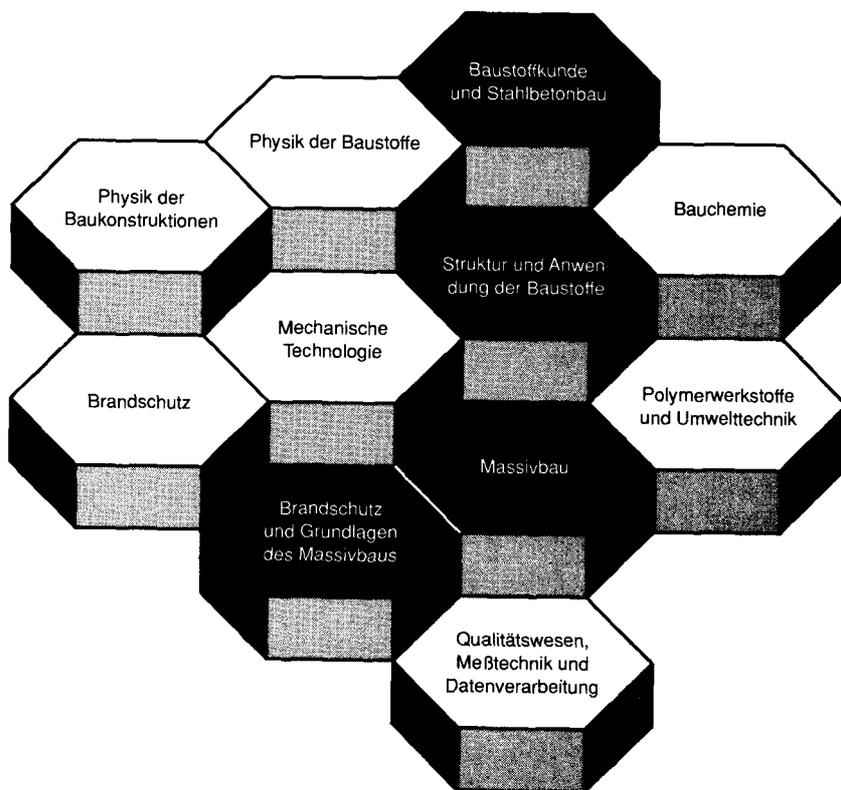
Hankers, C.: Zum Verbundtragverhalten laschenverstärkter Betonbauteile unter nicht vorwiegend ruhender Beanspruchung, 1996

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1996, ISBN 3-89288-103-0

Schmidt Buchbinderei & Druckerei
Hamburger Straße 267 · 38114 Braunschweig
Telefon: (0531) 33 75 89
Fax : (0531) 34 44 49

Druck auf chlorfrei gebleichtem Papier

FACHGEBIETE UND ABTEILUNGEN



ISBN 3-89288-103-0

ISSN 0178-5796