

Vergleich der Berechnungsverfahren für
mit aufgeklebten Stahllaschen verstärkte
Betonbauteile anhand vorhandener
Versuchsergebnisse

T 2763

T 2763

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die Originalmanuskripte wurden reprotechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprotechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

Im Originalmanuskript enthaltene Farbvorlagen, wie z.B. Farbfotos, können nur in Grautönen wiedergegeben werden. Liegen dem Fraunhofer IRB Verlag die Originalabbildungen vor, können gegen Berechnung Farbkopien angefertigt werden. Richten Sie Ihre Anfrage bitte an die untenstehende Adresse.

© by Fraunhofer IRB Verlag

1998, ISBN 3-8167-4937-2

Vervielfältigung, auch auszugsweise,
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69

70504 Stuttgart

Nobelstraße 12

70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00

Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

e-mail irb@irb.fhg.de

URL <http://www.irb.fhg.de>

TECHNISCHE HOCHSCHULE DARMSTADT
INSTITUT FÜR STATIK



FORSCHUNGSBERICHT

Vergleich der Berechnungsverfahren für mit
aufgeklebten Stahllaschen verstärkte
Stahlbetonbauteile anhand vorhandener
Versuchsergebnisse

Prof. Dr.-Ing. J.-D. Wörner
Dipl.-Ing. S. Deußner
Dipl.-Ing. A. Isheim

Dezember 1996

Vom Deutschen Institut für Bautechnik in dankenswerter Weise gefördert

64283 Darmstadt, Alexanderstr. 7

Telefon: (06151) 16 2537

Telefax: (06151) 16 2338

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Allgemeines	1
1.2	Problemstellung	2
1.3	Inhaltliche Übersicht	3
2	Verbundmodelle - Darstellung und Vergleich	4
2.1	Differentialgleichung des verschieblichen Verbunds	4
2.2	Verbundansätze	6
2.2.1	Versuchsverhalten	6
2.2.2	Verbundansatz von Ranisch	7
2.2.3	Verbundansatz von Holzenkämpfer	9
2.2.4	Verbundansatz von Pichler	12
2.3	Verbundbruchkraft und Verankerungslänge	14
2.3.1	Lösung von Ranisch	14
2.3.2	Lösung von Holzenkämpfer	16
2.3.3	Lösung von Pichler	18
2.4	Vergleich	19
2.4.1	Vergleich der Verbundansätze.....	19
2.4.2	Vergleich der Verbundbruchkräfte	21
3	Nachrechnen der Versuche	25
3.1	Vorgehensweise	25
3.1.1	Rechenannahmen	25
3.1.2	Dehnungszustand und innere Kräfte des unverstärkten Querschnitts.....	27
3.1.3	Dehnungszustand und innere Kräfte des verstärkten Querschnitts.....	31
3.1.4	Deckung der Zugkraftlinie und Verankerung	33
3.1.4.1	Nach Richtlinie - Fassung Februar 1993 -	33
3.1.4.2	Nach Neuentwurf - Fassung März 1996 -	35

3.2	Vorliegende Versuche	37
3.2.1	Übersicht über die nachgerechneten Versuche	37
3.2.2	Weitere Versuche	38
3.3	Versuchsplatte Braunschweig	41
3.3.1	Versuchsbeschreibung	41
3.3.2	Nachrechnung	43
3.3.3	Bewertung der Ergebnisse	51
3.4	Versuchsbalken Braunschweig 1987	52
3.4.1	Versuchsbeschreibung	52
3.4.2	Nachrechnung	54
3.4.3	Bewertung der Ergebnisse	60
3.5	Versuchsbalken München 1993	62
3.5.1	Versuchsbeschreibung	62
3.5.2	Nachrechnung	65
3.5.3	Bewertung der Ergebnisse	73
3.6	Versuchsbalken München 1994	75
3.6.1	Versuchsbeschreibung	75
3.6.2	Nachrechnung	78
3.6.3	Bewertung der Ergebnisse	85
3.7	Zusammenstellung und Vergleich der Ergebnisse	87
3.7.1	Ergebnisse nach RL 02.93	87
3.7.2	Ergebnisse nach RL-E 03.96	90
4	Verbundkrafteerhöhende Wirkung von Schublaschen	94
4.1	Herleitung des Beiwertes k_{b0} in RL-E 03.96	95
4.2	Kritik	96
4.3	Eigene Überlegungen	97
5	Zusammenfassung	102
6	Literaturverzeichnis	105

Bezeichnungen

Die wichtigsten in diesem Bericht verwendeten Formelzeichen sind nachfolgend in den stark umrandeten Feldern aufgelistet und erläutert. Zusätzlich werden jeweils am rechten Rand auch die Bezeichnungen aus den Dissertationen von Holzenkämpfer /4/ (**Ho**) und Ranisch /3/ (**Ra**) aufgeführt.

Geometrische Größen

Zeichen	Bedeutung	Ho	Ra
a	Abstand (allgemein)	s	
A	Querschnittsfläche (allgemein)		
A_b, A_c	Querschnittsfläche des Betons	A_c	A_b
A_l	Querschnittsfläche der geklebten Bewehrung	A_l	A_L
A_{s1}, A_{s2}	Querschnittsfläche der inneren Bewehrung in der Zugzone, in der Druckzone		
b	Breite (allgemein)		
b_l	Breite der geklebten Lasche	b_l	b_L
b_{lb}	Breite des geklebten Laschenbügels		
h	statische Höhe		
l	Länge (allgemein), Verbundlänge		
l_t, l_v	Verankerungslänge der geklebten Lasche	l_t	l_v
$l_{t, max}$	zu $T_{k, max}$ gehörige Verankerungslänge	l_t	
s_{lb}	Abstand der geklebten Laschenbügel		
t_l	Dicke der geklebten Lasche	h_l	t_L
t_g	Dicke der Klebschicht	h_g	d
v	Versatzmaß der Zugkraftlinie		
x	Koordinate in Längsrichtung des Bauteils		
x_p	Länge der nicht entfestigten Verbundzone	x_p	
z_m	mittlerer innerer Hebelarm		
μ_l	Geometrischer Bewehrungsgrad der Laschenbewehrung, $\mu_l = A_l / A_c$	μ_l	m

Kenngrößen der Materialien

Zeichen	Bedeutung	Ho	Ra
E_b, E_c	Elastizitätsmodul des Betons	E_c	E_b
E_l	Elastizitätsmodul des Laschenstahls	E_l	E_L
f_c	Zylinderdruckfestigkeit des Betons	f_c	
f_{ct}	Zentrische Zugfestigkeit des Betons	f_{ct}	β_Z
f_{ctm}	Mittelwert der Zugfestigkeit des Betons	f_{ctm}	
f_{ly}	Streckgrenze des Laschenstahls	f_{ly}	
f_{lyk}	charakteristischer Wert von f_{ly}	f_{lyk}	β_L
β_l	Mittelwert von f_{ly} , $\beta_l = f_{lym}$		
f_{sy}	Streckgrenze des Betonstahls	f_{sy}	
G_F	Bruchenergie	G_F	
G_g	Gleitmodul (Schubmodul) des Klebstoffes	G_g	G_K
β_{WN}	charakteristischer Wert der Würfeldruckfestigkeit des Betons		β_W
β_R	Rechenwert der Druckfestigkeit des Betons		

Verformungen und Dehnungen

Zeichen	Bedeutung	Ho	Ra
s	Relativverschiebung (allgemein)	s	
s_l	Relativverschiebung der geklebten Bewehrung	s_l	
s_{l1}, s_{l0}	Maximalwert der reversiblen Relativverschiebung, der Relativverschiebung im Bruchzustand (Relativverschiebungsparameter des Verbundansatzes)	s_{l1}, s_{l0}	
γ	Verzerrung, Gleitung (allgemein)		
γ_l	Verzerrung der Lasche gegenüber dem Betonuntergrund		γ
γ_{l1}	Maximalwert der reversiblen Verzerrung bei s_{l1} , $\gamma_{l1} = s_{l1} / t_g$	γ_1	γ_1
γ_{l0}	Bruchverzerrung bei s_{l0} , $\gamma_{l0} = s_{l0} / t_g$	γ_0	γ_2
ε	Dehnung (allgemein)		
ε_l	Dehnung der geklebten Bewehrung		

$\epsilon_{b0}, \epsilon_{s0}$	Dehnung des Betons , der Innenbewehrung während des Anbringens der Verstärkung		
ϵ_{s0}	Dehnung der Innenbewehrung bei Applikation der Verstärkung		

Kräfte, Spannungen und Momente

Zeichen	Bedeutung	Ho	Ra
F	Kraft, Last, Einwirkung (allgemein)		
D_b, D_{s1}	Betondruckkraft, Kraft der inneren Bewehrung in der Druckzone		
D_{lu}	Druckstrebenkraft infolge Q_{lu} im Fachwerkmodell		
F_{lyk}	Fließkraft der geklebten Bewehrung, $F_{lyk} = f_{lyk} A_l$	F_{lyk}	Z_s
M	Biegemoment (allgemein)		
M_{lu}	Auf die geklebte Bewehrung entfallendes Moment im Bruchzustand		
M_{uv}	Bruchmoment des verstärkten Bauteils		
M_{u0}	Bruchmoment des unverstärkten Bauteils		
N	Normalkraft (allgemein)		
Q	Querkraft		
Q_{lu}	Auf die geklebte Bewehrung entfallende Querkraft im Bruchzustand		
T_k, T_m	charakteristischer Wert, Mittelwert der Verbundbruchkraft	R_k, R_m	
$T_{k, max}$	maximal verankerbare Laschenkraft	$R_{max, k}$	
Z_l, Z_s	Zugkraft der geklebten Bewehrung, der Betonstahlbewehrung in der Zugzone	N_l, N_s	Z_L, Z_s
σ	Spannung (allgemein)		
σ_n	Anpreßdruck	σ_N	
τ	Verbundspannung, Schubspannung (allgemein)		
τ_l	Verbundspannung der geklebten Bewehrung	τ_l	
τ_{ll}, τ_K	Rechenwert bzw. Größtwert der Verbundspannung, $\tau_{ll} = \tau_K$	τ_{ll}	τ_l, τ_K
τ_{lln}	Rechenwert der Verbundspannung unter Anpreßdruck	τ_{lln}	

τ_{0V}	Grundwert der Schubspannung unter Gebrauchslast		
-------------	-------------------------------------------------	--	--

Sonstiges

Zeichen	Bedeutung	Ho	Ra
k_b	Beiwert zur Berücksichtigung des Größeneinflusses	k_b	
$k_{b\bar{u}}$	Beiwert zur Berücksichtigung der verbundkrafterhöhenden Wirkung von Schublaschen		
k_c	Beiwert zur Berücksichtigung der Verbundlage	k_c	
α	Verschiebungsbeiwert, Exponent		α
η_B	Biegeverstärkungsgrad	η	
μ_n, ρ	Reibungsbeiwert	μ_N	

Indizes

Zeichen	Bedeutung	Ho	Ra
b, c	Beton	c	b
g	Klebstoff	g	K
k	charakteristischer Wert	k	
l	Geklebte Bewehrung (Lasche)	l	L
m	Mittelwert	m	m
n	Anpreßdruck	N	
s	Betonstahl bzw. innere Bewehrung	s	s
V	verstärkter Zustand		
u	Bruchzustand		
x	bei Stelle x		
0	unverstärkter Zustand	0	
1	in der Druckzone		
2	in der Zugzone		
erf	erforderlich		
max	maximal		
mod	modifiziert		

neu	rechnerisch nach Neuentwurf		
rech	rechnerisch		
vorh	vorhanden		
zul	zulässig		

1 Einleitung

1.1 Allgemeines

Seit mehr als 30 Jahren werden weltweit Verstärkungen von Bauteilen aus Stahlbeton oder Spannbeton mit geklebter Bewehrung erprobt und auch angewandt. Bei diesem Verfahren wird Flachstahl mit geeigneten kalthärtenden zweikomponentigen Epoxidharzklebstoffen auf die Oberfläche der Bauteile geklebt. Das Verfahren wurde 1964/65 in Frankreich entwickelt und wird seither auch in Japan, Rußland, Großbritannien, Belgien und der Schweiz angewandt. Für die Bundesrepublik Deutschland wurde erstmals 1979 eine Zulassung für die Herstellung von schubfesten Klebeverbindungen zwischen Stahlplatten und Stahlbetonbauteilen ausgesprochen.

Verstärkungen von Stahlbeton- und Spannbetonbiegebauteilen werden notwendig durch:

- Erhöhung der Verkehrslasten infolge Nutzungsänderung von Bauwerken
- Änderung des statischen Systems, z. B. Deckendurchbrüche für zusätzliche Treppen und Installationen, Entfernung von Stützen
- Fehler bei der Bemessung, konstruktiven Durchbildung oder Ausführung
- Korrodierte Betonstahl- oder Spannstahlbewehrung, die ergänzt werden muß

Als Vorteile der geklebten Bewehrung sind eine nur geringe Einschränkung des Lichtraumprofils sowie eine zu vernachlässigende Erhöhung des Eigengewichts zu nennen. Dabei kann durch die Verstärkung eine Erhöhung des Bruchmoments auf das Doppelte des unverstärkten Bauteils erreicht werden. Mit Einschränkungen ist die geklebte Bewehrung auch für nicht vorwiegend ruhende Belastung geeignet. Viele Spannbetonbrücken, bei denen sich an den Koppelfugen Risse gebildet hatten, konnten damit unter laufendem Verkehr ertüchtigt werden, wobei während der Arbeiten lediglich der Schwerlastverkehr eingeschränkt werden mußte.

Nachteile ergeben sich hauptsächlich im baulichen Brandschutz, da die Klebstoffe bei höheren Temperaturen verweichen. Daher muß zwingend eine Brandschutzverkleidung angeordnet werden, wenn eine bestimmte Feuerwiderstandsklasse erreicht werden soll.

1.2 Problemstellung

Heute ist in Deutschland die Anwendung von geklebter Bewehrung in einer Richtlinie des DIBt /7/ geregelt. Das darin enthaltene Verfahren zur Bemessung des Klebverbundes für stahllaschenbewehrte Stahlbetonbiegetragglieder basiert auf der Dissertation von E.-H. Ranisch /3/, 1982. Dieses Verfahren steht jedoch mit Versuchsergebnissen mit großen Verbundlängen im Widerspruch, wie später herausgefunden wurde. Es wird eine größere Verbundbruchkraft vorhergesagt als im Versuch erreichbar. Der Ansatz der mit der Verankerungslänge linear zunehmenden Bruchgleitung in der Klebeschicht ist mechanisch unbegründet. Um die Auswirkung des Fehlers in der Bemessung zu begrenzen, wurden daher 1993 in der Richtlinie einige Einschränkungen eingeführt und eine Novellierung der Richtlinie begonnen. Ein Entwurf /8/ liegt bereits vor.

Grundlage für diesen Neuentwurf ist die Dissertation von P. Holzenkämpfer /4/, 1994. Zur Bestimmung der Verbundbruchenergie wurde eine große Zahl von Versuchen an Zug-Zug- und Zug-Druck-Körpern durchgeführt. Das in dieser Dissertation entwickelte Modell zur Beschreibung der Verbundtragfähigkeit und der Verbundverankerung ist mechanisch schlüssig.

Im Neuentwurf wird im Gegensatz zur derzeit gültigen Fassung gefordert, daß laschenverstärkte Balken stets auch mit geklebten Schublaschen bewehrt werden müssen. Beim Nachweis mit der Theorie von Holzenkämpfer wird der Verbundbruchwiderstand von mit geklebten Schublechen bewehrten Balken jedoch regelmäßig erheblich unterschätzt. Dies zeigen Nachrechnungen von Versuchen. Um diesen unwirtschaftlich weit auf der sicheren Seite liegenden Fehler auszugleichen, wurde im Neuentwurf der Richtlinie /8/ der Ansatz für die Verbundbruchkraft nach Holzenkämpfer um einen Faktor k_{bu} ergänzt, der den günstigen Einfluß von Laschenbügeln im Verankerungsbereich von Zuglamellen berücksichtigen soll.

In dieser Arbeit sollen zunächst die Unterschiede zwischen altem und neuem Nachweiskonzept dargestellt werden. Es werden Vergleichsrechnungen von Versuchen mit den beiden Verfahren durchgeführt und mit den vorhandenen Versuchsergebnissen verglichen. Damit soll geprüft werden, ob Verstärkungen, die nach den Zulassungen bzw. der gültigen Richtlinie bemessen wurden, möglicherweise „unsicher“ sind, und wie gut die Vorhersagefähigkeit des Neuentwurfs ist.

1.3 Inhaltliche Übersicht

Zunächst werden die Grundlagen zur theoretischen Beschreibung des Verbundverhaltens nach den verschiedenen Modellen hergeleitet und verglichen. Dabei wird aber auf eine lückenlose Darstellung verzichtet und statt dessen besonders jene Ansätze dargestellt, die sich grundsätzlich voneinander unterscheiden.

Das Kernstück der vorliegenden Arbeit sind die Versuchsnachrechnungen in Abschnitt 3. Ausgewählte Versuche an stahllaschenverstärkten Platten und Balken werden nach geltender Richtlinie und nach dem Neuentwurf nachgerechnet. Auf die Grundlagen und Rechenannahmen wird eingegangen. Dabei wird untersucht, ob es Fälle gibt, bei denen eine Bemessung nach den Zulassungen und gültigen Richtlinien auf der unsicheren Seite liegen kann. Die Vorhersagefähigkeit des Neuentwurfs der Richtlinie wird kritisch betrachtet.

In Abschnitt 4 wird auf die Beschreibung der verbundkrafterhöhenden Wirkung von Schublaschen eingegangen. Die Grundlagen, die dem Ansatz des Faktors $k_{b\ddot{u}}$ zugrunde liegen, werden dargestellt. Da sich die Ergebnisse der Versuchsnachrechnungen widersprechen, wird eine Modifikation des Faktors $k_{b\ddot{u}}$ vorgeschlagen.

2 Verbundmodelle - Darstellung und Vergleich

2.1 Differentialgleichung des verschieblichen Verbunds

Der Anschluß der Lasche an die Oberfläche des Stahlbeton- bzw. Spannbetonbauteil erfolgt durch Klebung. Zur Beschreibung der Spannungen und Verformungen des Klebverbunds benötigt man eine möglichst einfache Modellvorstellung, also ein Ingenieurmodell. Im Stahlbetonbau ist der Verbund zwischen Betonrippenstahl und Beton heute weitestgehend erforscht. Er beruht auf Adhäsion, Reibung und mechanischer Verzahnung der Rippen mit den Betonkonsolen. Zur mathematischen Beschreibung der Spannungen und Verformungen der Verbundpartner hat G. Rehm 1961 /11/ die Differentialgleichung des verschieblichen Verbunds hergeleitet. Sie wurde ebenfalls von mehreren Autoren, so Ranisch /3/ und Holzenkämpfer /4/, zur Beschreibung des Klebverbunds herangezogen. Dabei wird die Zulässigkeit folgender Annahmen vorausgesetzt:

- lineares Werkstoffverhalten von Stahl und Beton
- ebener Spannungszustand
- Vernachlässigung der Fügeteilbiegung
- Normalspannungen in den Fügeteilen seien gleichmäßig über den gesamten Querschnitt verteilt

Die Grundgleichungen werden an einem Element mit der infinitesimalen Länge dx formuliert. Dabei sind die Gleichungen des Bereichs Verbundgesetz genauso wie beim Verbund von Betonstahl eine verschmierte Beschreibung der komplizierten Beziehungen im Verbundbereich der Fügepartner.

Auf eine ausführliche Herleitung der Differentialgleichung des verschieblichen Verbunds wird an dieser Stelle verzichtet und auf die Literatur /3,4/ verwiesen. Sie lautet mit den Bezeichnungen nach Holzenkämpfer für die Relativverschiebung s_1 von Lasche und Betonkörper wie folgt:

$$\frac{d^2 s_l}{dx^2} - \frac{(1 + n_l \mu_l)}{E_l t_l} \tau_l(s_l) = 0 \quad (2.1)$$

$$\text{mit: } n_l = \frac{E_l}{E_c}, \quad \mu_l = \frac{A_l}{A_c}, \quad A_l = b_l t_l$$

Bis zu diesem Punkt sind die Rechengänge von Ranisch und Holzenkämpfer prinzipiell gleich. Nun benötigt man einen geeigneten Ansatz für die Beziehung $\tau_l(s_l)$ zwischen Verbundspannung τ_l und Relativverschiebung s_l zur Lösung der Differentialgleichung. Der erste gravierende Unterschied der Lösungen von Ranisch und Holzenkämpfer liegt in der Annahme verschiedener Verbundansätze $\tau_l(s_l)$, welche im folgenden Abschnitt erläutert und gegenübergestellt werden.

2.2 Verbundansätze

2.2.1 Versuchsverhalten

Die wichtigste Voraussetzung für die Beschreibung des Verbundproblems mit der Differentialgleichung des verschieblichen Verbunds ist das Finden einer brauchbaren Klebverbundspannungs-Verschiebungsbeziehung $\tau_l(s_l)$, kurz Verbundgesetz. Dabei handelt es sich, ebenso wie beim Verbund zwischen Betonstahl und Beton, nicht um ein Stoffgesetz im strengen Sinn, sondern um eine verschmierte Beschreibung der verwickelten Vorgänge im Verbundbereich.¹ D.h. im wesentlichen, daß die elastischen Verzerrungen der Klebschicht und des Betonuntergrundes sowie die irreversiblen plastischen Verformungen des Betonuntergrundes zusammengefaßt werden in einer möglichst einfachen Beziehung.

Die Güte eines solchen Verbundansatzes wird an dessen Fähigkeit gemessen, das Versuchsverhalten zutreffend vorherzusagen. Aus diesem Grund muß das Versuchsverhalten eingehend untersucht werden, bevor ein theoretischer Ansatz formuliert werden kann. Bei Versuchen mit lokalen Stahldehnungsmessungen in geringem Abstand kann aus der Dehnungsverteilung in der Lasche und aus lokalen Messungen der Relativverschiebungen zwischen Lasche und Beton auf den Verlauf der Verbundspannung $\tau_l(x)$ geschlossen werden.

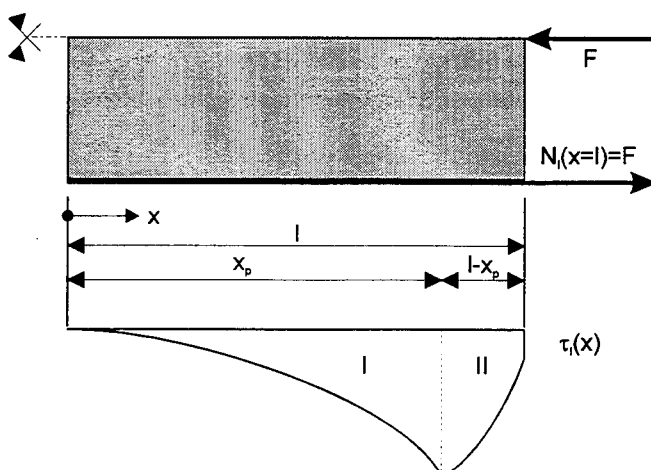


Abb. 1: Verbundspannungsverlauf

¹ /5/ Kap. 5.2.4.1 S. 21

Dabei wurde folgendes charakteristisches Verhalten festgestellt: Mit steigender Belastung erreicht die Verbundspannung am belasteten Laschenende ein Maximum (Abb. 1). Bei weiterer Laststeigerung „wandert“ diese Verbundspannungsspitze in Richtung des unbelasteten Laschenendes. Auf der Seite der Verbundspannungsspitze zum unbelasteten Laschenende hin, also bei $x \leq x_p$, sind die Relativverschiebungen noch reversibel bzw. „elastisch“, für $x \geq x_p$ ergeben sich aber zunehmend irreversible, „plastische“ Verschiebungen, es bildet sich ein Verbundriß parallel zur Klebeschicht. Der Reibungswiderstand in diesem Riß nimmt mit zunehmender Relativverschiebung immer weiter ab.

Dieses Verhalten kann nur mit Hilfe eines Verbundansatzes modelliert werden, der einen ansteigenden und einen abfallenden Ast aufweist. Ranisch /3/ und Holzenkämpfer /4/ gehen idealisierend von einer bilinearen elastisch-plastisch entfestigenden Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung aus. Daß diese sich dennoch, abgesehen von ihrer Form, gravierend unterscheiden, wird weiter unten in diesem Kapitel deutlich gemacht.

2.2.2 Verbundansatz von Ranisch

Wie bereits im vorangehenden Kapitel 2.2.1 gesagt, wählt Ranisch /3/ einen bilinearen elastisch-plastisch entfestigenden Verbundansatz (Abb.2). Der ansteigende Ast beschreibt dabei die elastische Gleitung der Klebschicht. Er nimmt einen konstanten Gleitmodul G_g an, den er aus Zug-Scherversuchen nach DIN 54451 bestimmt. Dieser linear elastische Bereich soll bis zur Überwindung der Zugfestigkeit unter Querdruck gelten. Der Querdruck kommt dadurch zustande, daß die Laschenzugkraft nicht unmittelbar an der Betonoberfläche angreift, sondern im Abstand der Klebschichtdicke t_g zuzüglich der halben Laschendicke $t_l/2$. Das resultierende Moment $M = Z_l (t_g + t_l / 2)$ bewirkt eine Laschenbiegung und damit am belasteten Laschenanfang Druckspannungen normal zur Klebschicht. „Die Spannungsberechnungen von Goland/Reissner² und Hart-Smith³ ergaben, daß diese Spannungen von gleicher Größenordnung und höher als die örtlichen

² GOLAND, M.; REISSNER, E.: The stresses in cemented joints. Journal of Applied Mechanics, 1944

³ HART-SMITH, L. J.: Adhesive bonded single-lap joints. NASA 1973 (Tech. Rep. CR 112236)

Schubspannungen sein können.⁴ Die maximale Verbundspannung τ_{11} wird aus Verbundversuchen bestimmt.

Der abfallende Ast des Verbundansatzes beschreibt die nicht reversiblen Verformungen des Betonuntergrundes. Die Verzerrung bzw. Gleitung der Lasche gegenüber dem Betonuntergrund wird allgemein definiert zu

$$\gamma_l = \frac{s_l}{t_g}. \quad (2.2)$$

Es wird angenommen, daß die Verbundbruchgleitung γ_{10} linear mit der Verankerungslänge wächst (siehe Abb. 2):

$$\gamma_{10} = \gamma_{11} + \alpha \cdot \frac{l_t}{t_g} \quad (2.3)$$

mit t_g = Klebeschichtdicke,

Verschiebungsbeiwert $\alpha = 1,27 \cdot 10^{-4}$ aus Versuchen für B 25.

Diese Annahme stellt die fundamentale Schwäche des Ansatzes dar. Später wird in Abschnitt 2.3.1 aus (2.3) die Verankerungslänge abgeleitet, und man erhält schließlich, daß die Verbundbruchkraft monoton mit der Verankerungslänge wächst. Dieses Verhalten ist mechanisch nicht begründbar und wird von Versuchen mit großen Verbundlängen widerlegt.

Der Verbundansatz (2.3) wurde mit gewissen Modifikationen in die Zulassungen, z.B. /6/, und in die Richtlinie /7/ des DIBt aufgenommen. Der Rechenwert bzw. Größtwert der Verbundspannungen τ_{11} (in /7/ τ_k genannt) wird in Abhängigkeit der Oberflächenzugfestigkeit des Betons ausgedrückt:

$$\tau_{11} = \tau_k \cong 4,45 f_{ctm} - 1,7 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (2.4)$$

Nach Auskunft des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (IBMB) der TU Braunschweig ist dieser Zusammenhang aus Versuchen ermittelt worden. Gleichung (2.4) ist die Gleichung der Regressionsgeraden.

⁴ /3/, S. 108 ff.

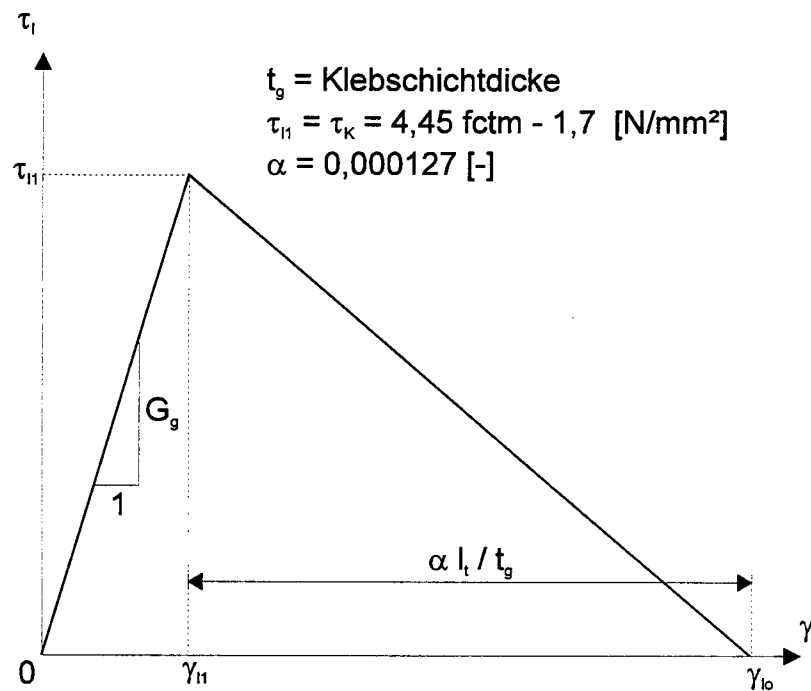


Abb. 2: Verbundansatz nach [3,7]

2.2.3 Verbundansatz von Holzenkämpfer

Wie auch Ranisch ist Holzenkämpfer der Auffassung, daß das Versuchsverhalten („Wandern“ des Verbundspannungsmaximums in Richtung des unbelasteten Laschenendes bei steigender Belastung) nur durch einen bilinearen elastisch-plastisch entfestigenden Verbundansatz beschrieben werden kann. Daß heißt, die Form seines Ansatzes ist identisch mit der des Ansatzes von Ranisch.

Der gravierende Unterschied beider Ansätze liegt in der Bestimmung der maximalen Verbundspannung τ_{t1} und der maximalen Verschiebung s_{t0} .

Holzenkämpfer bestimmt die maximale Verbundspannung mit Hilfe der Mohr-Coulomb-Hypothese. Sie ergibt sich danach zu:

$$\tau_{t1n} = k_b k_c (1,8 f_{ctm} + \mu_n \sigma_n) \quad (2.5)$$

Der erste Term $1,8 k_b k_c f_{ctm}$ entspricht hierin der maximalen Verbundspannung ohne Anpreßdruck. Der zweite Term $k_b k_c \mu_n \sigma_n$ berücksichtigt die Erhöhung von τ_{t1} bei

Anpreßdruck σ_n . Nach /4/ ist der Rechenwert μ_n abhängig von der Höhe des Anpreßdrucks und kann für $\sigma_n \leq 6 \text{ N/mm}^2$ vereinfachend zu $\mu_n=1,0$ angenommen werden. In /5/ hingegen wird er zu $\mu_n=1,8$ angenommen, da Reserven des abfallenden Astes der Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung nicht berücksichtigt werden. Die empirischen Beiwerte sind:

k_c : berücksichtigt, ob die Lasche auf eine geschalte ($k_c=1$) oder ungeschalte ($k_c=0,87$) Betonfläche geklebt wird,

$k_b = 1,06 \sqrt{\frac{2 - b_l / b}{1 + b_l / 400 \text{mm}}}$: berücksichtigt den Größeneinfluß der Laschenbreite,

mit b = Balkenbreite bzw. Laschenabstand s_l bei Vollplatten, b_l = Laschenbreite.

Im Gegensatz zum Ansatz von Ranisch ist die Bruchverschiebung s_{lo} bzw. s_{lon} unabhängig von der Verankerungslänge. „Holzenkämpfer beweist unter Zugrundelegung der linearelastischen Bruchmechanik, daß ab einer Grenzverankerungslänge die Verbundbruchkraft nicht mehr zunimmt. Er zeigt, daß bei einer gegebenen Laschengeometrie und Oberflächenzugfestigkeit des Betons die Verbundbruchkraft nicht mehr von der Form des Verbundansatzes, sondern allein von der Verbundbruchenergie

$$G_F = \int_0^{\infty} \tau_l(s_l) ds_l \quad (2.6)$$

abhängt.“⁵ Die Verbundbruchenergie G_F ist die Energie, die zur Zerstörung der Einheitsverbundfläche $1 \text{mm} \cdot b_l$ aufgewendet werden muß. Diese Energie ist unbekannt und nicht mit der für zugbeanspruchten Beton⁶ identisch. G_F wird in /4/ aus laschenverstärkten Zug-Druck- und Zug-Zug-Versuchen bestimmt. Holzenkämpfer nimmt an, daß sie proportional zur Oberflächenzugfestigkeit f_{ctm} ist:

$$G_{Fkm} = 0,055 k_b^2 k_c^2 f_{ctm} \left(1 + \frac{\mu_n \sigma_n}{1,8 f_{ctm}}\right)^2 \quad (2.7)$$

⁵ /5/, Kap. 5.2.4.4, S. 23

⁶ HILSDORF, H. K.: Beton. Betonkalender Teil 1 1994, Verlag Ernst & Sohn, S. 46

Die Bruchverschiebung s_{lon} setzt sich aus der Klebschichtverschiebung und der Verformung des angrenzenden, mit Mikrorissen durchsetzten Betonuntergrundes zusammen. Mit (2.5) und (2.7) ergibt sich die Bruchverschiebung zu:

$$s_{lon} = \frac{2G_F}{\tau_{l1n}} = 0,061k_b k_c \left(1 + \frac{\mu_n \sigma_n}{1,8 f_{cm}}\right) \quad (2.8)$$

Es zeigt sich, daß die Bruchverschiebung unabhängig von der Verankerungslänge ist und sich nur durch einen planmäßig aufgetragenen Anpreßdruck vergrößern läßt. Diese Tatsache ist auf den durch σ_n hervorgerufenen Reibungswiderstand zurückzuführen. Ein Reibungsplateau über die Bruchverschiebung hinaus wird aber nicht angesetzt.

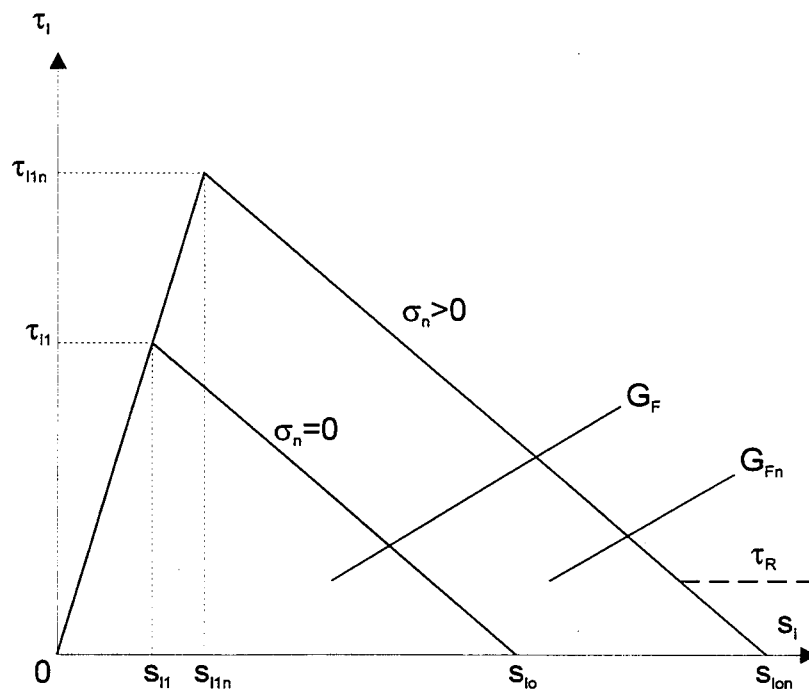


Abb. 3: Verbundansatz nach [4, 8/

2.2.4 Verbundansatz von Pichler

Dieser Ansatz wird nur der Vollständigkeit halber und zum Vergleich beschrieben. In den Zulassungen und Richtlinien des DIBt findet er keine Beachtung.

Pichler /21/ wählt den Verbundansatz für Betonrippenstahl nach MC 90. Dieser ist gekennzeichnet durch einen ansteigenden Ast in Form einer Potenzfunktion:

$$\frac{\tau_l}{\tau_{11}} = \left(\frac{s_l}{s_{11}} \right)^\alpha \quad (2.9)$$

Bei Erreichen der maximalen Verbundspannung τ_{11} wird die Verbundtragfähigkeit als erschöpft angesehen. Reibungsanteile werden nicht berücksichtigt. Die Parameter α und τ_{11}/s_{11}^α werden aus Versuchen mit Hilfe einer Regressionsanalyse bestimmt. Die Wirklichkeit am besten beschreibende Werte fand man zu

$$\alpha = 0,6 \text{ und } \frac{\tau_{11}}{s_{11}^\alpha} = 60.$$

Die Auswertung von Versuchen zeigte weiterhin, daß der Verbundansatz nach Gleichung (2.9) auch für angepreßte Lamellen gültig ist. Der Unterschied besteht lediglich in der Höhe der maximalen Verbundspannung τ_{11} und des dazugehörigen Schlupfes s_{11} .

Der Grundwert $\tau_{11}(\sigma_n=0)$ wurde zunächst nur in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit ausgedrückt. Da die Verbundspannung aber eigentlich direkt von der Oberflächenzugfestigkeit abhängt, wird folgender Zusammenhang mit f_{ctm} formuliert:⁷

$$\tau_{11} \approx 5,7 + 1,77 f_{ctm} \text{ [N/mm}^2 \text{]} \quad (2.10)$$

Bei Anpreßdruck erhöht sich die maximale Verbundspannung:

$$\tau_{11n} = \tau_{11} + \rho \sigma_n \text{ mit } \rho = 2,7 \quad (2.11)$$

⁷ Zulassungsentwurf der Fa. Hilti Bauchemie AG 9/1994

Es muß an dieser Stelle erwähnt werden, daß dieser Ansatz nicht fähig ist, das „Wandern“ des Verbundspannungsmaximums in Richtung des unbelasteten Laschenendes zu beschreiben. Er ist aber dafür geeignet, den Verbundbruchwiderstand zu berechnen, da dieser, wie schon gesagt, allein von der Verbundbruchenergie und nicht von der Form des Verbundansatzes abhängt.

Die Gleichungen (2.9) bis (2.11) beschreiben charakteristische Größen.

2.3 Verbundbruchkraft und Verankerungslänge

Um nun von der Differentialgleichung des verschieblichen Verbunds und den Verbundansätzen auf eine Lösung für die Verbundbruchkraft und die erforderliche Verankerungslänge zu kommen, muß der Verbundansatz in die Dgl. eingesetzt und eine allgemeine Lösung gefunden werden. Dann müssen Randbedingungen formuliert werden. Über die Randbedingungen wird die Laschenzugkraft ermittelt, bei der am belasteten Laschenende die maximale Verschiebung s_{11} (Pichler) bzw. s_{10} (Ranisch und Holzenkämpfer) erreicht wird.

Auf eine genaue Herleitung kann hier verzichtet werden. Sie kann in den entsprechenden Quellen /3,4,21/ nachgelesen werden.

Holzenkämpfer zeigt, daß sich alle Lösungen für die maximale Verbundbruchkraft durch eine Formel ausdrücken lassen, wenn man den Begriff der Verbundbruchenergie nach Gleichung (2.6) einführt, und den Beton als unendlich dehnstarr ($EA_b \rightarrow \infty$) annimmt.

$$\max F = b_l \sqrt{2G_F E_l t_l} \quad (2.12)$$

Ausgehend von Gleichung (2.12) wird nun gezeigt, wie sich durch die verschiedenen Verbundansätze von Ranisch und Holzenkämpfer auch unterschiedliche Verbundbruchkräfte und Verankerungslängen ergeben.

2.3.1 Lösung von Ranisch

Mit dem Ansatz für die Verbundbruchgleitung (2.3) ergibt sich für die Bruchverschiebung am belasteten Ende der Verankerung

$$s_{10} = s_{11} + \alpha \cdot l_l.$$

Für große Verbundlängen $l_l > 500$ mm überwiegt der entfestigende Bereich des Verbundansatzes gegenüber dem elastischen Bereich, und man kann näherungsweise setzen:

$$s_{10} \approx \alpha \cdot l_l. \quad (2.13)$$

Mit dem bilinearen elastisch-plastisch entfestigenden Verbundansatz von Ranisch kann die Verbundbruchenergie und die Verbundbruchkraft folgendermaßen ausgedrückt werden:

$$G_F = \frac{1}{2} \tau_{11} \cdot s_{10}$$

$$\max F = b_l \sqrt{\tau_{11} \cdot \alpha \cdot l_l \cdot E_l \cdot t_l} \quad (2.14)$$

Die Verbundbruchkraft (2.14) wurde in folgender Form in der Zulassung /6/ und der Richtlinie /7/ aufgenommen:

$$Z_l = b_l \sqrt{K \cdot t_l \cdot \tau_K \cdot l_l} \leq F_{lyk} \quad (2.15)$$

mit: $\tau_K = \tau_{11}$.

Darin wird der Faktor $K = E_l \cdot \alpha = 30 \text{ N/mm}^2$ mit $\alpha = 0,000127$ aus (2.3) angesetzt. (2.15) wird vielfach auch als „Ranischformel“ bezeichnet. Auflösen nach der Verankerungslänge ergibt

$$\text{erf } l_l = \frac{Z_l^2}{b_l^2 \cdot K \cdot t_l \cdot \tau_K} \geq 50 \text{ cm}; \leq 200 \text{ cm} \quad (2.16)$$

Man erkennt, daß sich jede beliebige Laschenzugkraft ($Z_l \leq F_{lyk}$) verankern läßt, wenn l_l nach Gleichung (2.16) bestimmt wird. Die Verbundbruchkraft wächst proportional zur Quadratwurzel der Verankerungslänge, was mechanisch falsch ist und mit Versuchsergebnissen mit großen Verbundlängen im Widerspruch steht. Damit es nicht für große Verbundlängen zu einer wesentlichen Überschätzung der Verbundbruchkraft kommt, wurde die Beschränkung $\text{erf } l_l \leq 200 \text{ cm}$ eingeführt.

2.3.2 Lösung von Holzenkämpfer

Einsetzen der Gleichung (2.7) in (2.12) liefert die Verbundbruchkraft nach Holzenkämpfer:

$$T_{k,\max} = 0,35 \cdot \left(1 + \frac{\mu_n \sigma_n}{1,8 f_{ctm}} \right) \cdot b_l \cdot k_b \cdot k_c \cdot \sqrt{f_{ctm} \cdot E_l \cdot t_l} \leq F_{lyk} \quad (2.17a)$$

$T_{k,\max}$ stellt den charakteristischen Wert der Verbundbruchkraft dar und steht nach /4/ im folgenden Zusammenhang mit der mittleren Verbundbruchkraft:

$$T_{k,\max} = 0,8 \cdot T_{m,\max} \quad (2.18)$$

Die erforderliche Verankerungslänge wählt Holzenkämpfer zu der Länge, bei der 97% der rechnerischen Verbundbruchkraft eingeleitet ist:

$$l_{t,\max} = \sqrt{0,25 \text{ mm} \cdot \frac{E_l \cdot t_l}{f_{ctm}}} \quad (2.19)$$

Man erkennt, daß die Verbundbruchkraft mit dem Anpreßdruck σ_n zunimmt, die Verankerungslänge jedoch nicht. Größere Verankerungslängen als $l_{t,\max}$ führen nicht zu einer Erhöhung des Verbundbruchwiderstandes. Im Bereich vorhandener Verankerungslängen $l_t \leq l_{t,\max}$ wird die dazugehörige Verbundbruchkraft näherungsweise durch eine quadratische Parabel beschrieben:

$$T_k(l_t) = T_{k,\max} \cdot \frac{l_t}{l_{t,\max}} \left(2 - \frac{l_t}{l_{t,\max}} \right) \quad (2.20)$$

Folgende Bestimmungsgleichung für den Verbundbruchwiderstand wurde in den Neuentwurf der Zulassungsrichtlinie /8/ aufgenommen:

$$T_{k,\max} = 0,35 \cdot b_l \cdot k_b \cdot k_c \cdot k_{b\ddot{u}} \cdot \sqrt{f_{ctm} \cdot E_l \cdot t_l} \quad [\text{N}] \quad (2.17b)$$

mit:

$$k_{b\ddot{u}} = 1 + \frac{1,75 \cdot \tau_{0V}}{f_{ctm}} \cdot \frac{\eta_B - 1}{\eta_B} \quad [-] \quad , \text{ bei Balken}$$

$$k_{b\ddot{u}} = 1 \quad [-] \quad , \text{ bei Vollplatten}$$

τ_{0V} = Grundwert der Schubspannung unter Gebrauchslast

η_B = Biegeverstärkungsgrad

Der Faktor $k_{b\ddot{u}}$ soll die günstige Wirkung von Schublaschen im Verankerungsbereich einer Zuglamelle berücksichtigen. Dabei ist man davon ausgegangen, daß in einem 45°-Fachwerk im Bruchzustand der von den Laschenbügeln auf die Zuglasche ausgeübte (als gleichmäßig verteilt gedachte) Anpreßdruck gleich der Schubspannung infolge der auf die Lasche entfallenden Querkraft ist.

Gleichung (2.17b) ergibt sich dann aus Gleichung (2.17a), wenn für

$$\mu_n = 1,8$$

und

$$\sigma_n = 1,75 \cdot \tau_{0V} \cdot \frac{\eta_B - 1}{\eta_B}$$

gesetzt wird. Diese Herleitung ist im Abschnitt 4.1 ausführlich dargestellt.

Gleichung (2.19) wurde ohne Änderung in /8/ aufgenommen.

2.3.3 Lösung von Pichler

Für den folgenden Vergleich der verschiedenen Bruchmodelle soll hier auch die Lösung von Pichler, jedoch ohne Herleitung, angegeben werden. Folgende Darstellung ist /5/ entnommen:⁸

Mit dem Verbundansatz (2.9) erhält man die maximale Verbundbruchkraft und die dazugehörige Verankerungslänge zu

$$T_{k,\max} = 13,7 \cdot b_l \cdot k_b \cdot k_c \cdot t_l^{0,5} \cdot \tau_{ln}^{1,333} \leq F_{lyk} \quad (2.21)$$

$$l_{l,\max} = 66 \cdot t_l^{0,5} \cdot \tau_{ln}^{0,333} \quad (2.22)$$

mit:

$k_c = 1$ bei Klebung auf geschalte und mit $k_c = 0,8$ bei Klebung auf ungeschalte Betonflächen

$$k_b = 0,87 \cdot \sqrt{\frac{2 - b_l / b}{1 + b_l / 400}} \text{ [mm]} \quad (2.23)$$

Für $l_l \leq l_{l,\max}$ gilt:

$$T_k(l_l) = T_{k,\max} \cdot \frac{l_l}{l_{l,\max}} \left(2 - \frac{l_l}{l_{l,\max}} \right) \quad (2.24)$$

Gleichung (2.23) gilt im Bereich $0,5 \leq b_l / b \leq 1$. Für $b_l / b < 0,5$ ist

$k_b = k_b(b_l/b=0) = \text{const.}$ anzusetzen. Hierin ist b die Balkenbreite bzw. bei Platten der Laschenabstand, jeweils in mm.

Die Beziehungen (2.21) bis (2.24) sind durch Versuche umfangreich verifiziert worden und stellen charakteristische Größen dar.

⁸ vgl. /5/, Kap. 5.2.5.3, S. 27

2.4 Vergleich

2.4.1 Vergleich der Verbundansätze

Ranisch und Holzenkämpfer verwenden beide einen bilinearen elastisch-plastisch entfestigenden Verbundansatz. Pichler hingegen wählt einen Ansatz in Anlehnung an die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung, wie sie im MC 90 für Betonrippenstahl angegeben ist. Er geht aber davon aus, daß die Verbundtragfähigkeit bei Erreichen der maximalen Verbundspannung erschöpft ist, d. h. er berücksichtigt nur den ansteigenden Ast der $\tau_1 - s_1$ - Beziehung.

Der gravierendste Unterschied zwischen den Ansätzen von Ranisch und Holzenkämpfer liegt in der Bestimmung der Verbundbruchgleitung s_{10} :

- Ranisch: $s_{10} = s_{11} + \alpha l_t \cong \alpha l_t$
- Holzenkämpfer: $s_{10} = 2 G_F / \tau_{11}$

Wie schon gezeigt wurde, wird die Verbundbruchkraft nach Ranisch durch seine Bestimmung von s_{10} proportional zur Wurzel von l_t . Mit s_{10} nach Holzenkämpfer hingegen wird die Verbundbruchkraft abhängig von der Verbundbruchenergie, die er proportional zur Oberflächenzugfestigkeit des Betons annimmt und aus Versuchen bestimmt.

Betrachtet man sich die jeweiligen Festlegungen für den Maximalwert der Verbundspannung, kann man sehen, daß hier ebenfalls große Abweichungen vorliegen:

- Ranisch: $\tau_{11} = 4,45 f_{ctm} - 1,7 \quad [\text{N/mm}^2]$
- Holzenkämpfer: $\tau_{11} = k_b k_c 1,8 f_{ctm} \quad [\text{N/mm}^2]$
- Pichler: $\tau_{11} = 1,77 f_{ctm} + 5,7 \quad [\text{N/mm}^2]$

Eine Auswertung der obigen Gleichungen für die verschiedenen Betonfestigkeitsklassen nach DIN 1045 unter den Annahmen

$$f_{ctm} \approx 0,25 \cdot \beta_{WN}^{2/3} \quad \text{und} \quad k_b \cdot k_c \approx 1$$

macht dies noch deutlicher (Abb. 4).

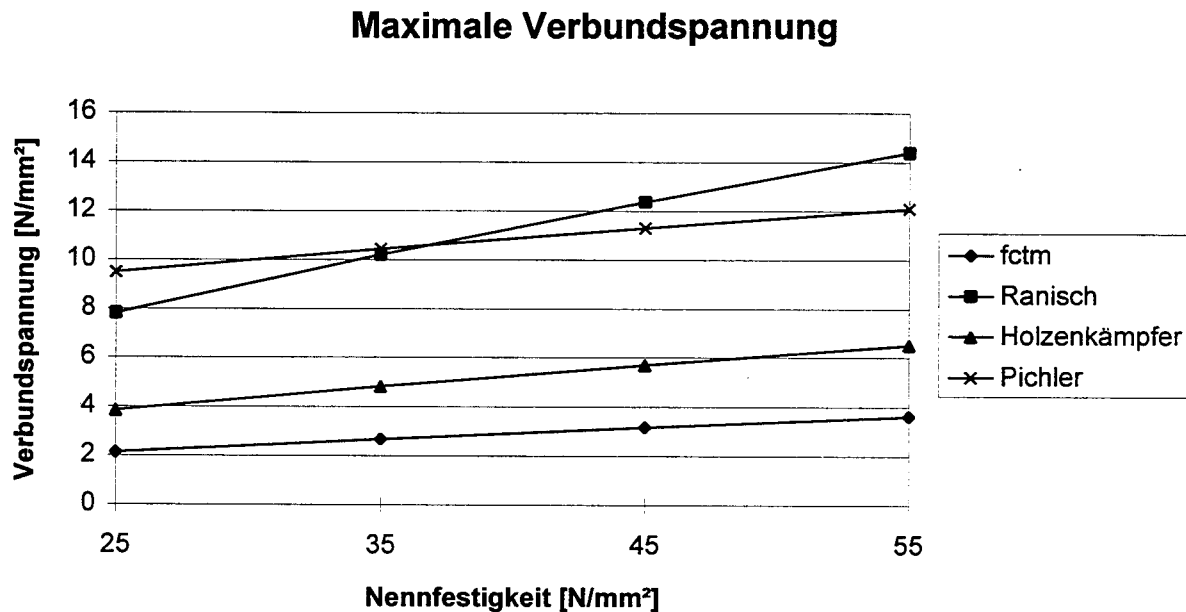


Abb. 4: Maximale Verbundspannung nach /3,4,21/

Abbildung 4 zeigt, daß die Werte nach Ranisch und Pichler in etwa gleich sind. Beide bestimmen die τ_{11} - f_{ctm} - Beziehung in analoger Weise aus den Versuchswerten.

Holzenkämpfer bestimmt die maximale Verbundspannung τ_{11} über weitere theoretische Überlegungen (Mohr-Coulomb-Hypothese). Die so ermittelten Werte sind etwa halb so groß wie nach Ranisch und Pichler. Dieser Unterschied wirkt sich jedoch nicht auf die Größe der Verbundbruchkraft aus, weil diese bei Holzenkämpfer lediglich von der Verbundbruchenergie abhängt und nicht von der maximalen Verbundspannung.

2.4.2 Vergleich der Verbundbruchkräfte

Der Vergleich der Verbundbruchkräfte erfolgt am besten durch Zahlenbeispiele, bei denen einige wesentlichen Parameter variiert werden. Das sind die Oberflächenzugfestigkeit f_{ctm} , die Laschendicke t_l und das Verhältnis der Laschenbreite zur Stegbreite b_l / t_l .

Konstant gehaltene Werte sind $E_l = 210000 \text{ N/mm}^2$, die Stegbreite bzw. bei Platten der Abstand der Laschen $b = 200 \text{ mm}$, $k_c = 1$, $k_{bu} = 1$ und der Anpreßdruck $\sigma_n = 0$.

Die rechnerischen Verbundbruchkräfte sind über der Verbund- bzw. Verankerungslänge l_t aufgetragen.

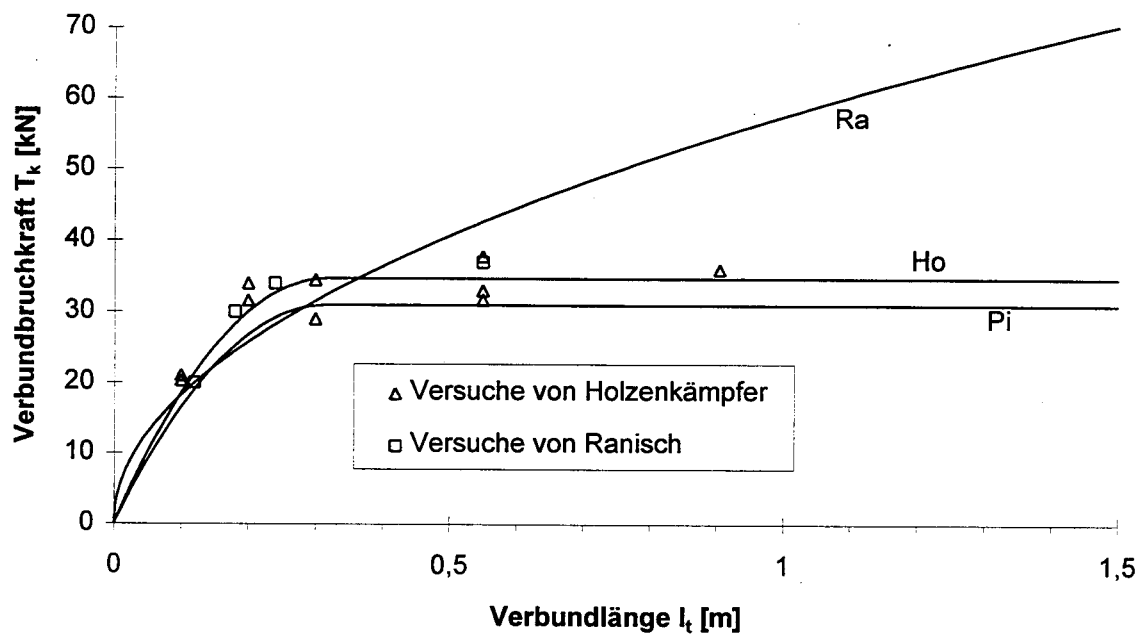
Bei allen Beispielen kann man sehen, daß die Übereinstimmung zwischen Holzenkämpfer und Pichler gut ist. Das ist darauf zurückzuführen, daß die Verbundansätze von Holzenkämpfer und Pichler annähernd die gleiche Bruchenergie aufweisen.

Wichtig für den Vergleich der Rechenverfahren nach /7/ und /8/ ist der Unterschied zwischen den Verbundbruchkräften nach Ranisch und Holzenkämpfer. Für Verankerungslängen $l_t > l_{t,max}$ sind die Abweichungen wie erwartet sehr groß. Im Bereich $l_t < l_{t,max}$ kann für „dünne“ Lamellen und kleinem Verhältnis b_l / b von einer nur unerheblichen Abweichung gesprochen werden. Für „dicke“ Laschen wächst der Unterschied zwischen den Verbundbruchkräften an, wobei der Verbundbruchwiderstand nach Ranisch auch bei kurzen Verankerungslängen $l_t < l_{t,max}$ stark überschätzt wird. Die Abweichungen sind am größten für „dicke“ Bleche und einem großen Verhältnis b_l / b . Weiterhin kann festgestellt werden, daß die Oberflächenzugfestigkeit f_{ctm} kaum Einfluß auf die Unterschiede zwischen den beiden Bruchmodellen hat.

In Beispiel 1 ist der Vergleich der rechnerischen Verbundbruchkräfte mit Versuchsergebnissen aus /4/ dargestellt.

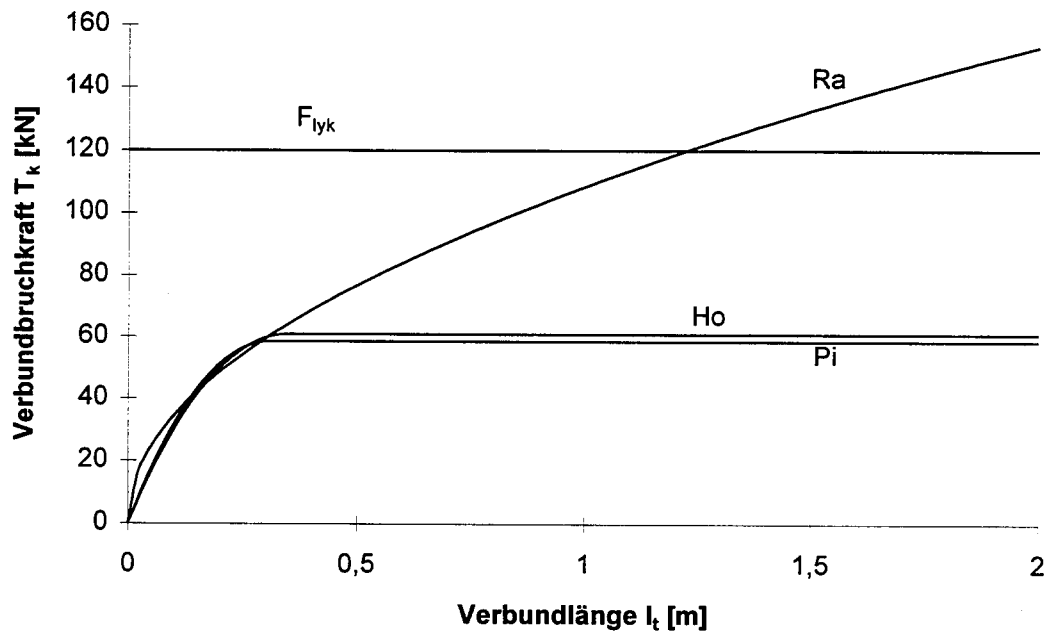
Beispiel 1: $b_l = 50 \text{ mm}$; $t_l = 5 \text{ mm}$; $b_l / b = 0,25$

$f_{ctm} = 2,4 \text{ N/mm}^2$ (\cong B25 der Versuche von Ranisch und Holzenkämpfer)



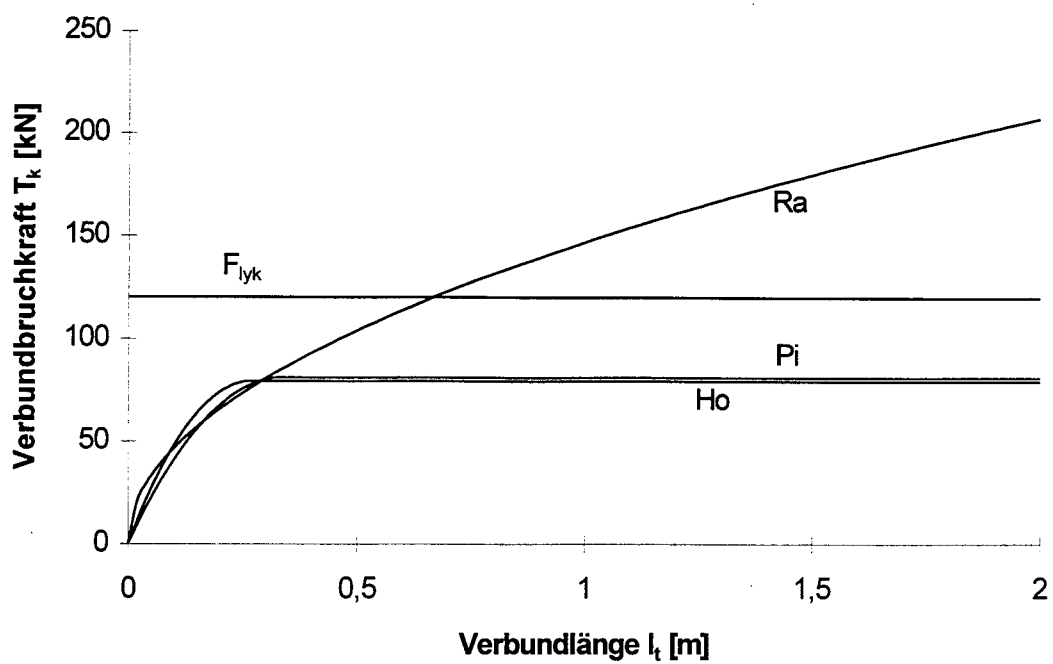
Beispiel 2: $b_t = 100 \text{ mm}$; $t_t = 5 \text{ mm}$; $b_t / b = 0,5$

$$f_{ctm} = 2,14 \text{ N/mm}^2 (\cong \text{B25})$$



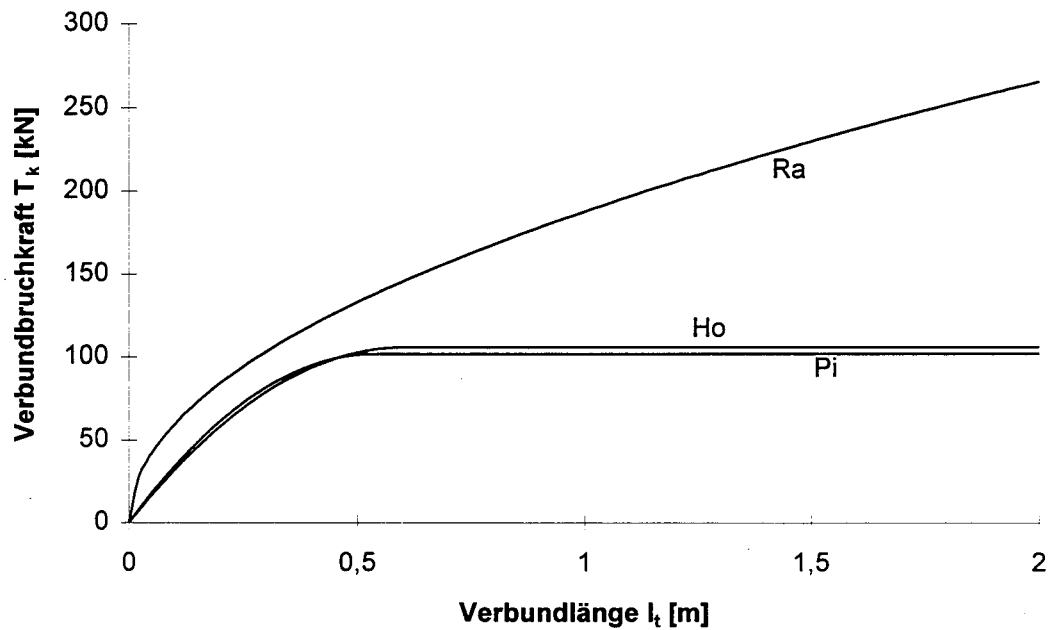
Beispiel 3: $b_t = 100 \text{ mm}$; $t_t = 5 \text{ mm}$; $b_t / b = 0,5$

$$f_{ctm} = 3,62 \text{ N/mm}^2 (\cong \text{B55})$$



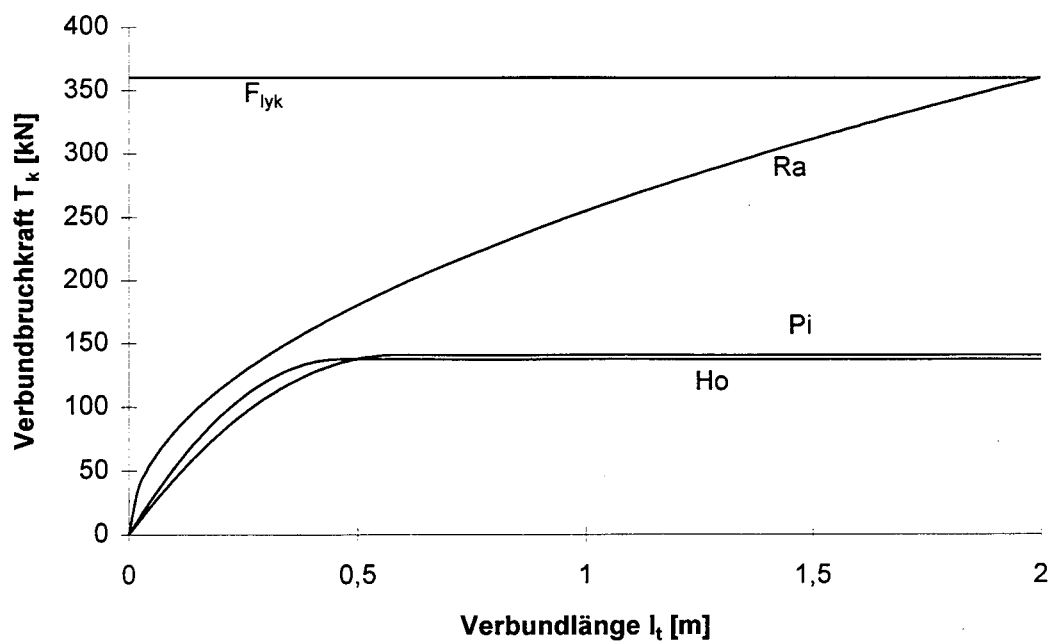
Beispiel 4: $b_l = 100 \text{ mm}$; $t_l = 15 \text{ mm}$; $b_l / b = 0,5$

$f_{ctm} = 2,14 \text{ N/mm}^2 (\cong \text{B25})$



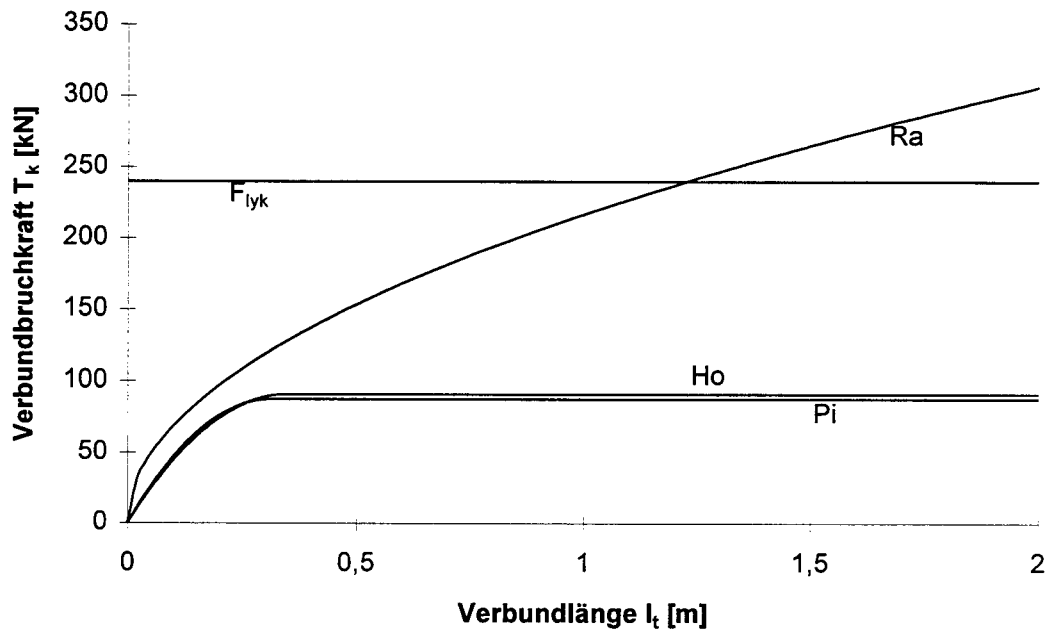
Beispiel 5: $b_l = 100 \text{ mm}$; $t_l = 15 \text{ mm}$; $b_l / b = 0,5$

$f_{ctm} = 3,62 \text{ N/mm}^2 (\cong \text{B55})$



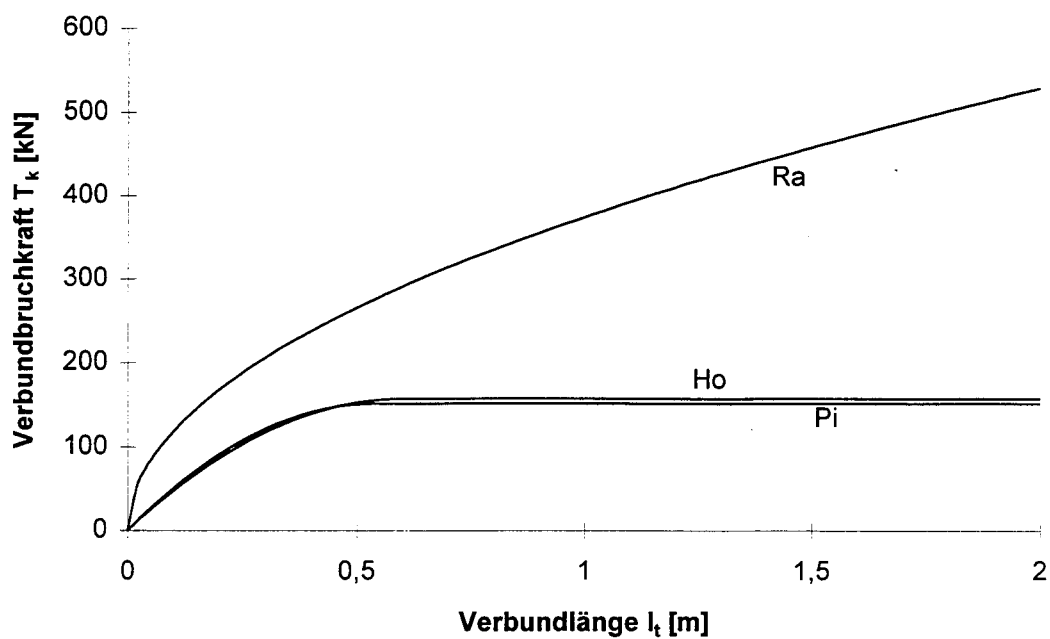
Beispiel 6: $b_l = 200 \text{ mm}$; $t_l = 5 \text{ mm}$; $b_l / b = 1,0$

$f_{ctm} = 2,14 \text{ N/mm}^2 (\cong \text{B25})$



Beispiel 7: $b_l = 200 \text{ mm}$; $t_l = 15 \text{ mm}$; $b_l / b = 1,0$

$f_{ctm} = 2,14 \text{ N/mm}^2 (\cong \text{B25})$



3 Versuchsnachrechnungen

3.1 Vorgehensweise

Um die Wirklichkeitsnähe der beiden Berechnungsverfahren zu untersuchen, werden in diesem Abschnitt mehrere Versuche mit geklebter Bewehrung nachgerechnet. Die in den Versuchen erreichten Bruchmomente werden mit den rechnerischen Bruchmomenten der Bemessungsverfahren verglichen und die Unterschiede diskutiert.

3.1.1 Rechenannahmen

Hinsichtlich der Bemessung wird in der Richtlinie /7/ und dem Neuentwurf /8/ folgendes gesagt:

„Alle erforderlichen Nachweise im rechnerischen Gebrauchs- und Bruchzustand sind für das verstärkte Bauteil unter Berücksichtigung des Ist-Zustandes zu erbringen. Soweit nicht anders geregelt, gelten die entsprechenden Abschnitte der DIN 1045 (Ausgabe 07.88) und DIN 4227, T.1 (Ausgabe 07.88).“¹

Demnach richtet sich die Berechnung der Dehnungszustände und der inneren Kräfte in Richtlinie und Neuentwurf nach den gleichen Rechenannahmen, nämlich die der DIN 1045 und der DIN 4227.

Da es sich hier jedoch um eine Nachrechnung von Versuchen handelt und nicht um eine Bemessung, werden abweichend von DIN 1045 folgende Annahmen getroffen:

- Die Berechnungen werden nicht mit den Nennwerten bzw. charakteristischen Werten durchgeführt, sondern mit den im Versuch bestimmten mittleren Materialkennwerten. Alle Sicherheitsbeiwerte werden außer Acht gelassen, um die Bruchmomente der Versuche direkt mit den Bemessungsbruchmomenten vergleichen zu können.

¹ /7/ und /8/, Kap. 6.1

- Der Rechenwert der Betondruckfestigkeit wird zu $\beta_R = 0,85 \beta_{wm} \approx \beta_p$ festgelegt.
- Der Unterschied zwischen Dauerstandfestigkeit und Kurzzeitfestigkeit wird wegen der relativ kurzen Versuchsdauer vernachlässigt.

Bei den Nachrechnungen der Versuche müssen für die vorhandenen Belastungsanordnungen die Schnittgrößen und Dehnungszustände des unverstärkten wie auch des verstärkten Bauteils ermittelt werden können.

Der zum Bruchzustand bzw. zu einer bestimmten Belastung zugehörige Dehnungszustand wird iterativ gefunden mit der Annahme, daß der Querschnitt eben bleibt. Die Iteration kann insbesondere bei Plattenbalken, bei denen die Nulllinie im Steg liegt, zu einem sehr großen Rechenaufwand führen. Andererseits erfordert die Nachrechnung von Versuchen eine relativ hohe Genauigkeit, so daß vereinfachte Rechenverfahren, die für eine Bemessung Ergebnisse auf der „sicheren Seite“ liefern, hier nicht angebracht sind. Aus diesen Gründen erfolgt die Nachrechnung mit Hilfe des in /12/ angegebenen Rechenverfahrens für Plattenbalken ohne Näherungen². Dieses Verfahren ist mit Hilfe eines Tabellenkalkulationsprogrammes programmiert worden.

Bei den Nachrechnungen werden alle Dehnungen sowie innere und äußere Kräfte des betrachteten Querschnitts in entsprechender tabellarischer Form angegeben, so daß der Rechengang anhand der allgemeinen Beziehungen im einzelnen nachvollzogen werden kann.

Die Beziehungen (3.2) bis (3.20) zur Ermittlung der Dehnungszustände und der inneren Kräfte werden in den nächsten Abschnitten hergeleitet und erläutert.

² vgl. /12/, Kap. 7.3.3.2, S. 194

3.1.2 Dehnungszustand und innere Kräfte des unverstärkten Querschnitts

Die Ermittlung des Dehnungszustandes des unverstärkten Querschnitts ist für die Berechnung des Biegeverstärkungsgrades η_B und für die Bestimmung der Vordehnungen zum Zeitpunkt der Klebung nötig. Diese gehen als Vorwerte in die Berechnung des verstärkten Zustands ein.

Biegeverstärkungsgrad:

$$\eta_B = \frac{M_{uv}}{M_{u0}} \leq 2 \quad (3.1)$$

M_{uv} : Bruchmoment des verstärkten Querschnitts

M_{u0} : Bruchmoment des unverstärkten Querschnitts

Vordehnungen:

- ε_{s0} : Betonstahldehnung bei Applikation der Verstärkung
- ε_{b0} : Betonrandstauchung bei Applikation der Verstärkung

Die Beziehungen zwischen Dehnungen, Schnittgrößen und inneren Kräften im Querschnitt werden im folgenden einmal ausführlich in allgemeiner Form beschrieben. Bei der Nachrechnung werden dann nur noch die entsprechenden Ergebnisse angegeben.

Die Bezeichnungen sind Abb. 5 zu entnehmen.

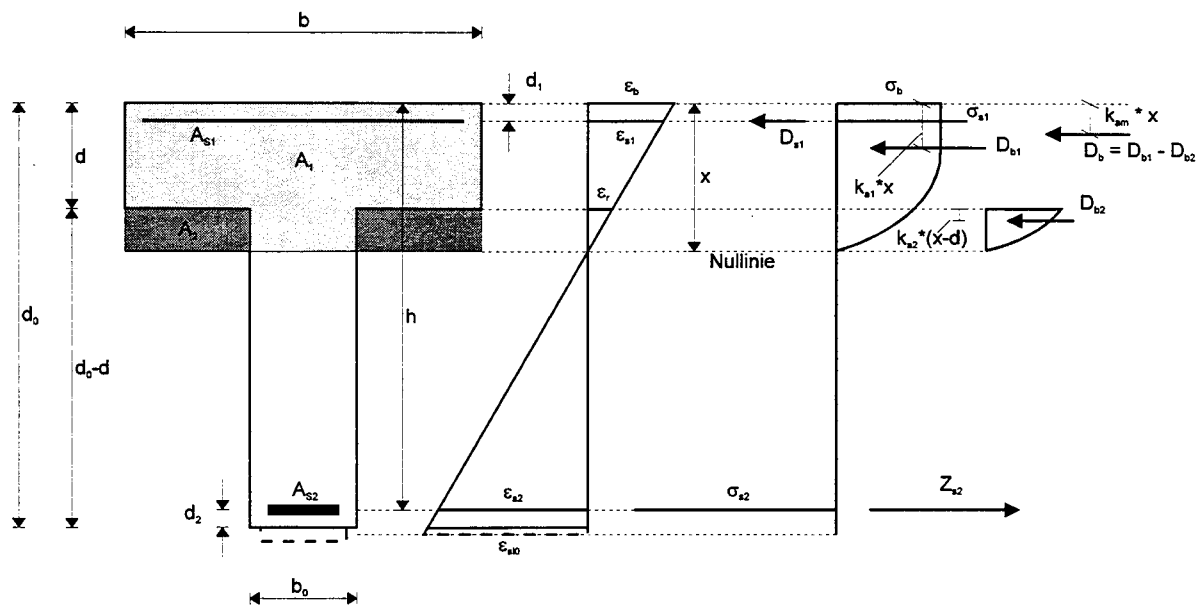


Abb. 5: Rechenverfahren nach /12/ (unverstärkter Querschnitt)

Ist die Dehnungsebene im Bruchzustand gesucht, so liegt entweder $\epsilon_b = 3,5 \text{ ‰}$ oder $\epsilon_{s2} = 5 \text{ ‰}$ fest. Dann muß nur noch eine Dehnung variiert werden. Ist dagegen die zu einem bestimmten Moment gehörige Dehnungsebene gesucht, müssen sowohl ϵ_b als auch ϵ_{s2} iteriert werden. Da die Iteration von dem Programm selbsttätig durchgeführt wird, werden hier nur noch die Beziehungen zwischen den Dehnungen, inneren Kräften und den Schnittgrößen zusammengestellt:

Statische Höhe:

$$h = d_0 - d_2 \tag{3.2}$$

Höhe der Betondruckzone:

$$x = \frac{\epsilon_b}{\epsilon_b + \epsilon_{s2}} h \tag{3.3}$$

Betondehnung am unteren Plattenrand:

$$\epsilon_r = \frac{x - d}{x} \epsilon_b \tag{3.4}$$

Die resultierende Betondruckkraft D_b ist die Differenz der Kräfte D_{b1} aus der Fläche $A_1 = b x$ und D_{b2} aus der Fläche $A_2 = (b - b_0) (x - d)$:

$$\begin{aligned}
 D_b &= D_{b1} - D_{b2} = \alpha_1 \cdot b \cdot x \cdot \beta_R - \alpha_2 \cdot (b - b_0) \cdot (x - d) \cdot \beta_R \\
 &= \left[\alpha_1 - \alpha_2 \left(1 - \frac{b_0}{b}\right) \left(1 - \frac{d}{x}\right) \right] \cdot b \cdot x \cdot \beta_R
 \end{aligned} \tag{3.5}$$

mit:

$$\alpha_1 = \frac{\varepsilon_b (6 - \varepsilon_b)}{12}, \quad \text{für } \varepsilon_b \leq 2 \text{ o / oo} \tag{3.6}$$

$$\alpha_1 = \frac{3\varepsilon_b - 2}{3\varepsilon_b}, \quad \text{für } \varepsilon_b \geq 2 \text{ o / oo}$$

$$\alpha_2 = \frac{\varepsilon_r (6 - \varepsilon_r)}{12}, \quad \text{für } \varepsilon_r \leq 2 \text{ o / oo} \tag{3.7}$$

$$\alpha_2 = \frac{3\varepsilon_r - 2}{3\varepsilon_r}, \quad \text{für } \varepsilon_r \geq 2 \text{ o / oo}$$

ε_b und ε_r in $^{\circ}/_{00}$!

Den Abstand $a_m = k_{am} \cdot x$ der resultierenden Druckkraft vom oberen Rand erhält man entsprechend zu:

$$k_{a1} = \frac{8 - \varepsilon_b}{4(6 - \varepsilon_b)}, \quad \text{für } \varepsilon_b \leq 2 \text{ o / oo} \tag{3.8}$$

$$k_{a1} = \frac{\varepsilon_b (3\varepsilon_b - 4) + 2}{2\varepsilon_b (3\varepsilon_b - 2)}, \quad \text{für } \varepsilon_b \geq 2 \text{ o / oo}$$

$$k_{a2} = \frac{8 - \varepsilon_r}{4(6 - \varepsilon_r)}, \quad \text{für } \varepsilon_r \leq 2 \text{ o / oo} \tag{3.9}$$

$$k_{a2} = \frac{\varepsilon_r (3\varepsilon_r - 4) + 2}{2\varepsilon_r (3\varepsilon_r - 2)}, \quad \text{für } \varepsilon_r \geq 2 \text{ o / oo}$$

$$k_{am} = \frac{\alpha_1 k_{a1} - \alpha_2 \left(1 - \frac{b_0}{b}\right) \left(1 - \frac{d}{x}\right) \left[\frac{d}{x} + k_{a2} \left(1 - \frac{d}{x}\right) \right]}{\alpha_1 - \alpha_2 \left(1 - \frac{b_0}{b}\right) \left(1 - \frac{d}{x}\right)} \tag{3.10}$$

ε_b und ε_r in $^{\circ}/_{00}$!

Für die Druckbewehrung ergibt sich folgende Kraft:

$$\begin{aligned} D_{s1} &= E_s A_{s1} \varepsilon_{s1} & , \text{ für } \varepsilon_{s1} \leq \beta_s / E_s \\ D_{s1} &= A_{s1} \beta_s & , \text{ für } \varepsilon_{s1} > \beta_s / E_s \end{aligned} \quad (3.11)$$

mit: $\varepsilon_{s1} = \frac{x - d_1}{x} \varepsilon_b$

Die Zugkraft der Bewehrung berechnet sich zu:

$$\begin{aligned} Z_{s2} &= E_s A_{s2} \varepsilon_{s2} & , \text{ für } \varepsilon_{s2} \leq \beta_s / E_s \\ Z_{s2} &= A_{s2} \beta_s & , \text{ für } \varepsilon_{s2} > \beta_s / E_s \end{aligned} \quad (3.12)$$

Die Schnittkräfte ergeben sich aus den inneren Kräften wie folgt:

$$\begin{aligned} D &= D_{s1} + D_b \\ a_D &= \frac{D_{s1} d_1 + D_b a_m}{D} \end{aligned} \quad (3.13)$$

$$\begin{aligned} N &= Z_{s2} - D = 0 \\ M &= Z_{s2} (h - a_D) = Z_{s2} z \end{aligned} \quad (3.14)$$

3.1.3 Dehnungszustand und innere Kräfte des verstärkten Querschnitts

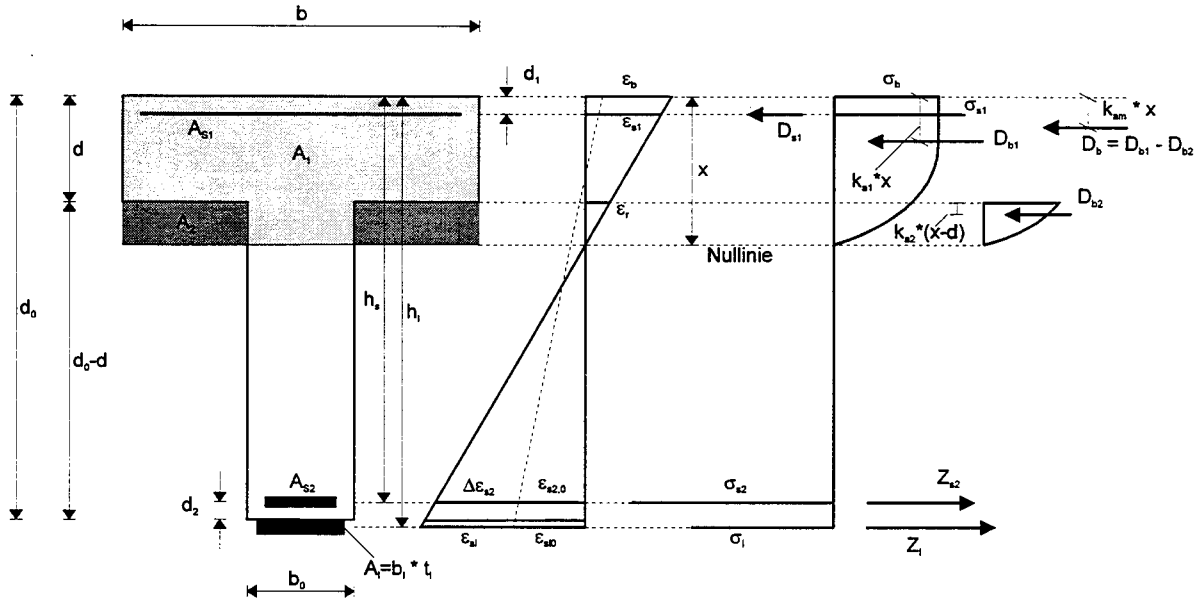


Abb. 6: Rechenverfahren nach /12/ (verstärkter Querschnitt)

Die Berechnung des verstärkten Querschnitts erfolgt analog zu der des unverstärkten unter Berücksichtigung des Dehnungszustandes bei Applikation der Verstärkung ($M = M_0$ und $N=0$). Die Bezeichnungen sind Abb. 6 zu entnehmen.

$\epsilon_{s2,0}$ und $\epsilon_{b,0}$ folgt aus der iterativen Berechnung am unverstärkten Querschnitt. x_0 wird dann nach Gleichung (3.3) bestimmt. Dann folgt:

$$\epsilon_{s1,\rho} = \epsilon_{s2,0} \frac{h_t - x_0}{h_s - x_0} \tag{3.15}$$

Die Höhe der Betondruckzone im verstärkten Zustand ergibt sich damit zu:

$$x = \frac{\epsilon_b}{\epsilon_b + (\epsilon_t + \epsilon_{s1,0})} h_t \tag{3.16}$$

Zwischen der Laschendehnung und der Dehnung der Betonstahlbewehrung besteht folgender Zusammenhang:

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{s2,0} + \Delta\varepsilon_{s2} = (\varepsilon_l + \varepsilon_{sl,0}) \frac{h_s - x}{h_l - x} \quad (3.17)$$

Die inneren Kräfte können aus den Gleichungen (3.5) bis (3.12) berechnet werden.

Die Zugkraft in der Lasche erhält man aus:

$$\begin{aligned} Z_l &= E_l A_l \varepsilon_l & , \text{ für } \varepsilon_l \leq \beta_l / E_l \\ Z_l &= A_l \beta_l & , \text{ für } \varepsilon_l > \beta_l / E_l \end{aligned} \quad (3.18)$$

Die Schnittkräfte folgen aus den inneren Kräften :

$$\begin{aligned} D &= D_{s1} + D_b \\ a_D &= \frac{D_{s1} d_1 + D_b a_m}{D} \\ N &= Z_l + Z_{s2} - D = 0 \end{aligned} \quad (3.19)$$

$$M = Z_l (h_l - a_D) + Z_{s2} (h_s - a_D) = Z_l z_l + Z_{s2} z_s \quad (3.20)$$

3.1.4 Deckung der Zugkraftlinie und Verankerung

Bei den meisten Verstärkungen von Platten und Balken ist es nicht möglich, die Lasche hinter der rechnerischen Auflagerlinie zu verankern, da die Lasche erst nachträglich angebracht wird. Daher handelt es sich um eine „gestaffelte“ Bewehrung, und es muß entsprechend DIN 1045 die Deckung der Zugkraftlinie und Verankerung nachgewiesen werden. Die über das Auflager geführte vorhandene „Innenbewehrung“ des unverstärkten Bauteils muß die erhöhten Lasten im verstärkten Zustand aufnehmen können.³ Zum Nachweis der Zugkraftdeckung muß die um v versetzte Zugkraftlinie im rechnerischen Bruchzustand und die Zugkraftdeckungslinie dargestellt werden.

3.1.4.1 Nach Richtlinie - Fassung Februar 1993 -

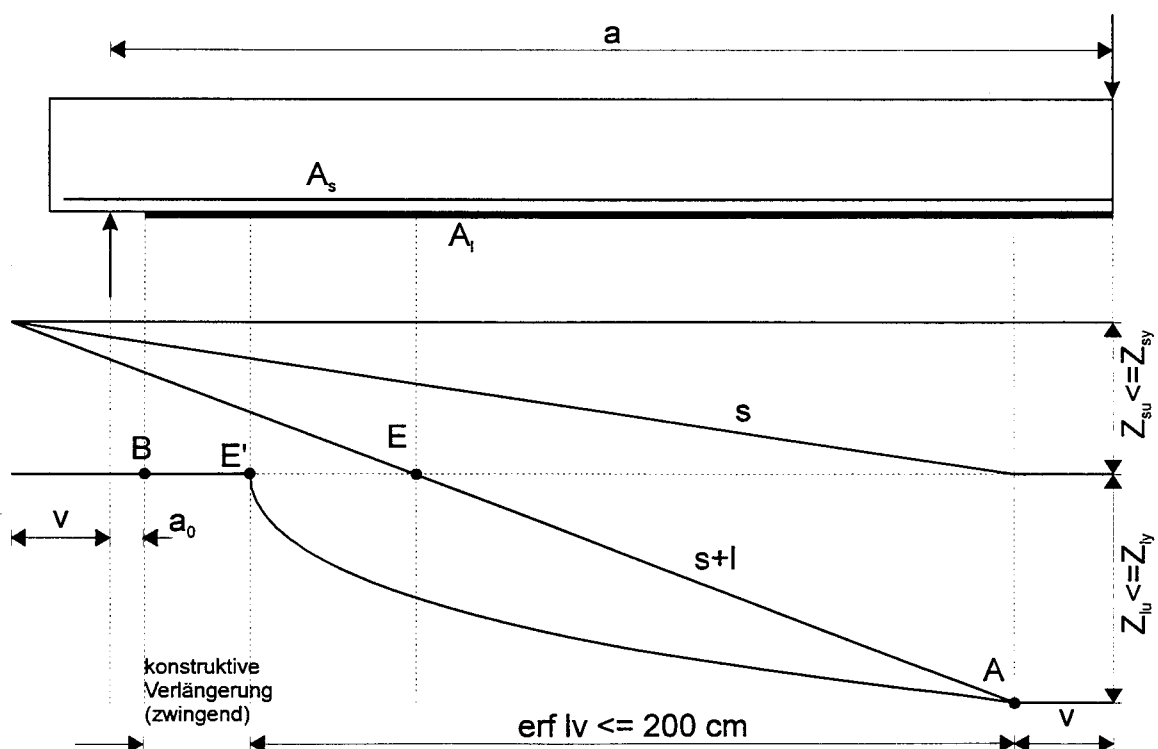


Abb. 7: Zugkraftdeckung und Verankerung nach /1/

³ vgl. /1/, Kap. 18.7.4, Gleichung (26)

Die nach der Richtlinie und den bestehenden Zulassungen zu verankernde Laschenzugkraft ist die maximale Kraft am Punkt A der versetzten Zugkraftlinie im rechnerischen Bruchzustand.

$$Z_l = Z_{lu} \quad (3.21)$$

Die erforderliche Verankerungslänge ist nach [7]:

$$\text{erf } l_v = \frac{Z_l^2}{b_l^2 \cdot K \cdot t_l \cdot \tau_K} \quad \text{wobei } 50 \text{ cm} \leq \text{erf } l_v \leq 200 \text{ cm} \quad (3.22)$$

mit:

$$K = 30 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$Z_l \leq \beta_l \cdot b_l \cdot t_l \text{ [N]}$$

Die Klebverbundspannung τ_K ist nach Tabelle 3 der Richtlinie in Abhängigkeit der mittleren Haftzugfestigkeit zu ermitteln.

An dieser Stelle sei bemerkt, daß dieses Verfahren im Widerspruch zu den Regeln der DIN 1045 steht, weil die Fachwerkanalogie nicht gewahrt wird. Versuche zeigten, daß der Verlauf der Laschenzugkraft dem Verlauf der versetzten Zugkraftlinie folgt, daß heißt, ihr Kraftabbau folgt der Abnahme des Biegemoments, wie es die Fachwerkanalogie vorhersagt. Nur im letzten Stück der Lasche ist der Abfall der Laschenzugkraft steiler als der Verlauf der versetzten Z_l - Linie. Dort findet die eigentliche Verankerung der Lasche „außerhalb“ des Fachwerkes statt. Demnach ist die Lasche als zweiter Zuggurt im Fachwerk voll angebunden.

3.1.4.2 Nach Neuentwurf - Entwurf März 1996 -

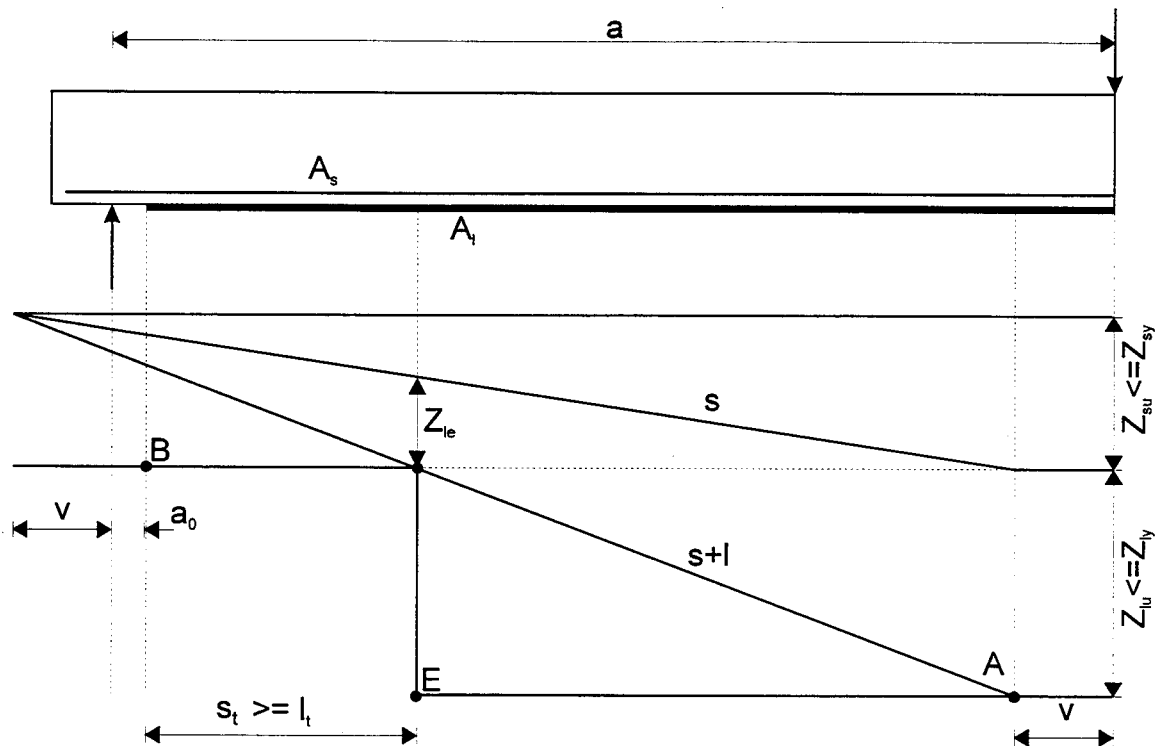


Abb. 8: Zugkraftdeckung und Verankerung nach /8/

Der Neuentwurf orientiert sich an dem Verankerungskonzept der DIN 1045. Dementsprechend ist die Lasche auf s_t , also der Strecke B-E, außerhalb der versetzten Zugkraftlinie zu verankern. Von A bis E baut sich die Laschenzugkraft von selbst ab. Die zu verankernde Laschenzugkraft ist entweder die Kraft Z_{lu} am Beginn von l_t , falls $s_t > l_t$, oder die Laschenzugkraft Z_{lu} direkt am Punkt E für $s_t \geq l_t$.

Die maximal verankerbare Zugkraft $T_{k,max}$ ist nach Gleichung (2.13b) zu ermitteln und die dazugehörige Verankerungslänge $l_{t,max}$ nach Gleichung (2.15). Die parabelförmige T_k -Linie der verankerbaren Zugkraft wird mit Gleichung (2.16) bestimmt. Um die vorhandene Laschenzugkraft zu verankern, genügt es, daß die T_k -Linie die Laschenzugkraftlinie innerhalb von $l_{t,max}$ tangiert oder schneidet (Abb. 9). Der Abstand vom Laschenende bis zu diesem Berührungs- bzw. Schnittpunkt ist dann l_t .

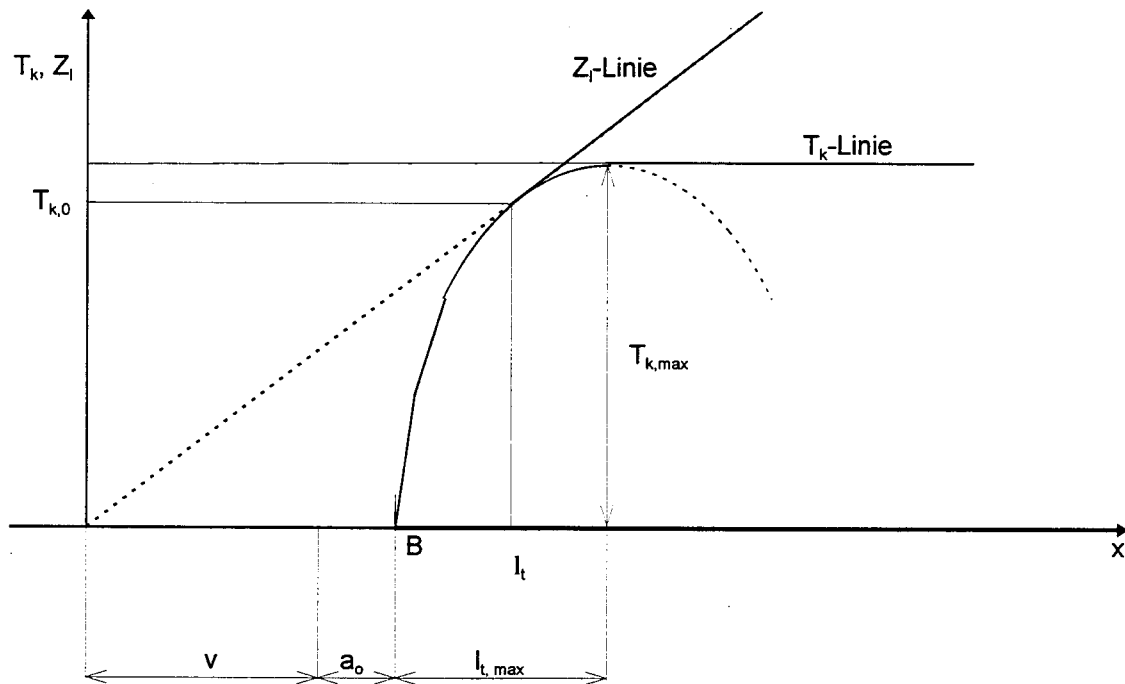


Abb. 9: Zeichnerischer Nachweis der Verankerung der Lasche mit der T_k -Linie

Für die Nachrechnung der Versuche reicht es also aus, die Tangente an die T_k -Linie zu finden, die durch den Punkt $(0,0)$ geht. Dies ist die optimale Zugkraftlinie für die gegebene Geometrie. Mit dieser Bedingung kann man l_t angeben zu

$$l_t = -(v + a_0) + \sqrt{2 \cdot (v + a_0) \cdot l_{t,max} + (v + a_0)^2} \quad (3.23)$$

3.2 Vorliegende Versuche

3.2.1 Übersicht der nachgerechneten Versuche

Folgende Versuche wurden im Rahmen dieser Arbeit nachgerechnet:

in Abschnitt 3.3: Versuchsplatte Braunschweig

Vorliegende Dokumentation:

- /13/ ROSTASY, F.S.; RANISCH, E.-H.: Nachträgliche Verstärkung von Stahlbetonplatten durch Ankleben von Bewehrung. Abschlußbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

in Abschnitt 3.4: Versuchsbalken Braunschweig 1987

Vorliegende Dokumentation:

- /17/ ROSTASY, F.S.; RANISCH, E.-H.: Durchführung eines Grundsatzversuches mit Klebarmierungen für nicht vorwiegend ruhende Lasten. Untersuchungsbericht Nr.: 4426/1559-Ra/CC-, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 15.5.1987

in Abschnitt 3.5: Versuchsbalken München 1993

Vorliegende Dokumentation:

- /16/ PRAVIDA, J.: Untersuchungen an einem Stahlbetonplattenbalken mit verstärkender Klebarmierung. Diplomarbeit Nr.: 263, TU München, 1993

in Abschnitt 3.6: Versuchsbalken München 1994

Vorliegende Dokumentation:

- /18/ MÜLLER, H.H.; NIEDERMEIER, R.: Bericht über Untersuchungen an einem Stahlbetonplattenbalken mit verstärkender Klebarmierung bei verhindertem Verbund zwischen den Schublechen und der Klebelamelle. Bericht Nr.: 1090/Nie, Institut für Tragwerksbau, TU München, 7.3.1994

3.2.2 Weitere Versuche

Den Verfassern lagen außer den bisher nachgerechneten noch weitere Versuche vor, die hier genannt werden sollen. Außerdem wird eine kurze Begründung dafür gegeben, warum sie sich nicht für eine Nachrechnung im Rahmen dieser Arbeit eignen.

/9/ LADNER, M.; WEDER, CH.: Geklebte Bewehrung im Stahlbetonbau. Eidgenössische Materialprüfungs- und Versuchsanstalt, Dübendorf, Bericht Nr. 206, 1981

Kap.3: Statischer Bruchversuch an Plattenbalken

Begründung: Die über die rechnerische Auflagerlinie geführte Betonstahlbewehrung reicht nach DIN 1045 nicht aus, um die erhöhten Lasten im verstärkten Zustand aufzunehmen. Demnach kann auch die Zuglamelle nicht regelgerecht verankert werden.

/14/ MÜLLER, H.H.; DERFLINGER, F.: Grundsatzprüfung zur Erlangung eines Zulassungsbescheides für die Herstellung von schubfesten Klebeverbindungen zwischen Stahlplatten und Stahlbetonbauteilen. Untersuchungsbericht Nr.: 1190/De/K, Institut für Bauingenieurwesen III, TU München, 19.7.1984

Begründung: Es wurde ein anderer als der in der Zulassung angegebene Primer verwendet. Dadurch trat frühzeitig ein Adhäsionsbruch zwischen Kleber und Laschenoberfläche ein. Um trotzdem den Versuch durchführen zu können, wurde der Träger repariert. Größere Betonabplatzungen wurden mit Kunstharzmörtel ausgebessert.

Der Einfluß einer solchen Reparaturmaßnahme auf das Versuchsverhalten ist nicht kalkulierbar.

/15/ ROSTASY, F.S.; RANISCH, E.-H.: Grundsatzprüfung für angeklebte Laschenverstärkungen. Untersuchungsbericht Nr. 84409-Ra/CC-, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 16.7.1984

Begründung: Die Zuglamelle wurde auf der linken Trägerhälfte durch Klebeverbund und auf der rechten Hälfte durch schräge Zuganker verankert. Der Balken wurde links indirekt gelagert, so daß die Lasche über die Auflagerlinie hinweg bis an das Balkenende verklebt werden konnte. Es läßt sich nicht näher abschätzen, welchen Einfluß der örtliche Spannungszustand einer indirekten Lagerung auf den Klebeverbund hat.

/19/ ROSTASY, F.S.; RANISCH, E.-H.; HANKERS, CH.: Durchführung eines Grundsatzversuches mit geklebter Bewehrung unter dynamischen Lasten. Untersuchungsbericht Nr.: 1566/243 8 -Ha/Pe-, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 13.2.1989

Begründung: Bei diesem Versuch handelte es sich um eine Grundsatzprüfung mit geklebter Bewehrung unter dynamischen Lasten mit einer gestoßenen Zuglasche. Bei ca. 16% der vorgesehenen Lastspielzahl versagte der Laschenstoß in Balkenmitte. Durch Aufbringen einer Querpressung konnte dem weiteren Ablösen der Lasche entgegengewirkt werden. Im anschließenden statischen Bruchversuch versagte wieder der reparierte Stoß.

Gegenstand dieser Arbeit sind nicht Laschenstöße bei dynamischer Belastung. Deshalb sind die Verfasser der Meinung, daß hier nur Versuche nachgerechnet werden sollten, bei denen entweder die Grenztragfähigkeit des Querschnitts (Stahlfließen) oder des Klebeverbundes erreicht wurden.

/20/ ROSTASY, F.S.; HANKERS, CH.: Durchführung der Grundsatzprüfung zur Erlangung einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung für die Verstärkung von Betonbauteilen durch angeklebte Stahllaschen. Untersuchungsbericht Nr.: 1760/150 -Ha/Ha-, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 26.11.1991

Begründung: vgl. /19/

3.3 Versuchsplatte Braunschweig

Der Versuch ist im Abschlußbericht „Nachträgliche Verstärkung von Stahlbetonplatten durch Ankleben von Bewehrung“ dokumentiert /13/. Die Platte wird dort mit GB 1-2 bezeichnet.

3.3.1 Versuchsbeschreibung

Zielsetzung

Es sollte das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonplatten mit zusätzlich angeklebter Biegezugbewehrung in Form von Baustahllaschen untersucht werden.

Versuchskörper

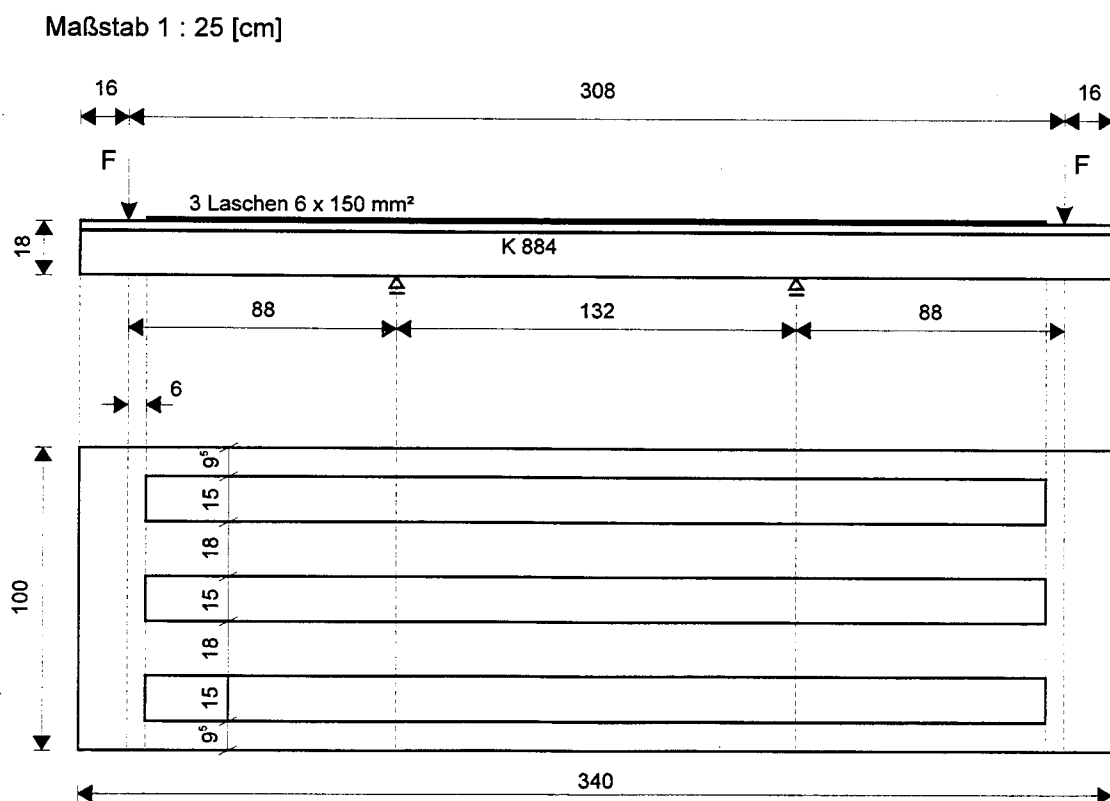


Abb. 10: Versuchsplatte Braunschweig

Die Einfeldplatte hat die Querschnittsabmessungen $b/d/h = 100/18/16$ cm. Sie erhielt eine konventionelle Biegezugbewehrung in Form einer Betonstahlmatte K 884 aus BSt IV. Die Platte ist in Abbildung 10 dargestellt.

Die Platte wurde liegend betoniert und in einem Betonalter von ca. 3-4 Wochen mit der Betonieroberseite nach unten in das Prüfgerüst eingebaut. Die Belastung erfolgte von oben, so daß die Biegezugseite oben lag.

Baustoffe

1. Beton:

$$\beta_w = 35 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta_{oz} = \text{nicht ermittelt}$$

2. Betonstahl:

$$\beta_s = 583 \text{ N/mm}^2$$

$$E_s = \text{nicht ermittelt}$$

3. Laschenstahl: (3 Laschen $6 \times 150 \text{ mm}^2$)

$$\beta_l = 289 \text{ N/mm}^2$$

$$E_l = \text{nicht ermittelt}$$

Belastungsablauf

Die unverstärkte Platte wurde zunächst mit der Gebrauchslast $F_1 = 39,5 \text{ kN}$ belastet, um Biegerisse zu erzeugen. Dann wurde auf $0,1 F_1$ entlastet. In diesem Zustand wurden die Laschen aufgeklebt.

Nach einer Erhärtungszeit von 48 h wurde die Platte in Stufen bis zur angenommenen Gebrauchslast $F_2 = 2 F_1$ belastet. Dann erfolgten 50.000 Lastwechsel mit einer Oberlast von F_2 und einer Unterlast von $0,5 F_2$. Anschließend wurde die Platte stufenweise bis zum Bruch belastet.

Bruchart und Bruchlast

Die Platte versagte durch Verbundbruch. Die Bruchlast betrug $F_{uv} = 140,0 \text{ kN}$.

3.3.2 Nachrechnung

Bruchmoment (unverstärkt)

1. Querschnittswerte:

b	1000 [mm]	A_b	180000 [mm ²]
b_o	1000 [mm]	A_{s1}	0 [mm ²]
d	180 [mm]	A_{s2}	884 [mm ²]
d_o	180 [mm]		
d_1	0 [mm]		
d_2	19 [mm]		
h_s	161 [mm]		

2. Materialkennwerte:

β_{WN}	35 [N/mm ²]	E_b	30000 [N/mm ²]
β_R	29,75 [N/mm ²]	E_s	210000 [N/mm ²]
β_s	583 [N/mm ²]		

3. Dehnungszustand:

ε_b	1,321 [o/oo]		
ε_{s2}	5,000 [o/oo]		
x	34 [mm]	$x \leq d$	
ε_{s1}	0,000 [o/oo]		
ε_r	0,000 [o/oo]		
α_1	0,514976 [-]		
α_2	0,000000 [-]		
k_{a1}	0,356852 [-]		
k_{a2}	0,000000 [-]		
a_m	12 [mm]		
D_b	515,37 [kN]	N_{u0}	0,00 [kN]
D_{s1}	0 [kN]	M_{u0}	76,79 [kNm]
Z_{s2}	515,372 [kN]		
a_d	12 [mm]	z	149 [mm]

- Belastung bei Applikation der Bewehrung:

$$0,1 \cdot F_1 = 0,1 \cdot 39,5 = 3,95 \text{ kN}$$

- zuzüglich Eigengewicht folgt für das Moment:

$$M_0 = 3,95 \cdot 0,88 + 2,4 = 5,9 \text{ kNm}$$

Dehnungszustand bei Applikation der Verstärkung

1. Querschnittswerte:

b	1000 [mm]	A_b	180000 [mm ²]
b_o	1000 [mm]	A_{s1}	0 [mm ²]
d	180 [mm]	A_{s2}	884 [mm ²]
d_o	180 [mm]		
d_1	0 [mm]		
d_2	19 [mm]		
h_s	161 [mm]		

2. Materialkennwerte:

β_{WN}	35 [N/mm ²]	E_b	30000 [N/mm ²]
β_R	29,75 [N/mm ²]	E_s	210000 [N/mm ²]
β_s	583 [N/mm ²]		

3. Dehnungszustand:

ϵ_{b0}	0,069 [o/oo]		
$\epsilon_{s2,0}$	0,215 [o/oo]		
x_0	39 [mm]	$x \leq d$	
$\epsilon_{s1,0}$	0,000 [o/oo]		
$\epsilon_{r,0}$	0,000 [o/oo]		
α_1	0,034198 [-]		
α_2	0,000000 [-]		
k_{a1}	0,334306 [-]		
k_{a2}	0,000000 [-]		
a_m	13 [mm]		
D_b	39,89 [kN]	N_0	0,00 [kN]
D_{s1}	0 [kN]	M_0	5,90 [kNm]
Z_{s2}	39,89 [kN]		
a_d	13 [mm]	z	148 [mm]

Im Versuch trat bei einer Last von $F_{uv} = 140$ kN Verbundbruch ein.

- erreichtes Bruchmoment im Versuch: (Verbundbruch)

$$M_{uv} = 140 \cdot 0,88 + 2,4 = 125,6 \text{ kNm}$$

Der zu diesem Moment gehörige Dehnungszustand wird nun berechnet.

Bruchzustand (verstärkt)

Vordehnung:

ϵ_{b0}	0,069 [o/oo]		
x_0	39 [mm]	$\epsilon_{s2,0}$	0,215 [o/oo]
$\epsilon_{sl,0}$	0,254 [o/oo]		

Dehnungszustand:

ϵ_b	0,895 [o/oo]		ϵ_l	1,10 [o/oo]
x	73 [mm]	$x \leq d$		
ϵ_{s2}	1,083 [o/oo]			
ϵ_{s1}	0,000 [o/oo]			
ϵ_r	0,000 [o/oo]			
α_1	0,380653 [-]			
α_2	0,000000 [-]			
k_{a1}	0,347938 [-]			
k_{a2}	0,000000 [-]			
a_m	25 [mm]			
D_b	824,71 [kN]		z_s	136 [mm]
D_{s1}	0,00 [kN]		z_l	158 [mm]
Z_{s2}	201,11 [kN]		N_u	0,00 [kN]
Z_l	623,60 [kN]		M_{uv}	125,60 [kNm]
a_D	25 [mm]			

- Fließkräfte:

$$Z_{sy} = A_{s2} \cdot \beta_s = 884 \cdot 0,583 = 515,4 \text{ kN}$$

$$Z_{ly} = A_l \cdot \beta_l = 2700 \cdot 0,289 = 780,3 \text{ kN}$$

- Gesamtzugkraft:

$$Z_{uv} = Z_{s2} + Z_l = 201,1 + 623,6 = 824,7 \text{ kN}$$

- mittlerer innerer Hebelarm, mittlere statische Höhe, Versatzmaß:

$$z_m = M_{uV} / Z_{uV} = 125,6 / 824,7 = 0,152 \text{ m} = 152 \text{ mm}$$

$$h_m = z_m + a_D = 152 + 25 = 177 \text{ mm}$$

$$v = 1,0 \cdot h_m = 177 \text{ mm}$$

Verankerung nach RL 02.93

- verankerbare Zugkraft:

$$\text{rech } Z_l = b_l \cdot \sqrt{K \cdot t_l \cdot \tau_K \cdot \text{vorh } l_v}$$

mit:

$$\beta_{Oz} \approx 0,25 \cdot \beta_w^{2/3} = 0,25 \cdot 35^{2/3} = 2,67 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{Tab.1} \rightarrow \tau_K = 8 \text{ N/mm}^2$$

$$K = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$t_l = 6 \text{ mm} ; b_l = 3 \cdot 150 = 450 \text{ mm}$$

$$\text{vorh } l_v = 880 - 60 - 177 = 643 \text{ mm}$$

$$\text{rech } Z_l = 0,450 \cdot \sqrt{30 \cdot 6 \cdot 8 \cdot 643} = 433,0 \text{ kN}$$

Die zu dieser Laschenzugkraft zugehörige Dehnungsebene wird nun berechnet.

Rechnerischer Bruchzustand (verstärkt) nach RL 02.93

Vordehnung:

ε_{b0}	0,069 [o/oo]	$\varepsilon_{s1,0}$	0,000 [o/oo]
x_0	39 [mm]	$\varepsilon_{s2,0}$	0,215 [o/oo]
$\varepsilon_{sl,0}$	0,254 [o/oo]		

Dehnungszustand:

ε_b	0,6287 [o/oo]	ε_l	0,76 [o/oo]
x	70 [mm]	$x \leq d$	
ε_{s2}	0,820 [o/oo]		
ε_{s1}	0,000 [o/oo]		
ε_r	0,000 [o/oo]		
α_1	0,281412 [-]		
α_2	0,000000 [-]		
k_{a1}	0,343087 [-]		
k_{a2}	0,000000 [-]		
a_m	24 [mm]		
D_b	585,14 [kN]	z_s	137 [mm]
D_{s1}	0,00 [kN]	z_l	159 [mm]
Z_{s2}	152,14 [kN]	N_u	-0,000002 [kN]
Z_l	433,00 [kN]	M_{uV}	89,70234 [kNm]
a_D	24 [mm]		

- Verhältnis von rechnerisch aufnehmbarem Moment zu vorhandenem Moment:

$$\frac{\text{rech } M_{uV}}{\text{vorh } M_{uV}} = \frac{89,7}{125,6} = 71,4\%$$

Verankerung nach Neuentwurf 03.96

- Mittelwert der Verbundbruchkraft:

$$T_{m,\max} = \frac{1}{0,8} \cdot 0,35 \cdot b_l \cdot k_b \cdot k_c \cdot k_{b\bar{u}} \cdot \sqrt{f_{ctm} \cdot E_l \cdot t_l}$$

$$l_{l,\max} = \sqrt{\frac{E_l \cdot t_l}{4 \cdot f_{ctm}}}$$

mit:

$$k_b = 1,06 \cdot \sqrt{\frac{2 - b_l / b}{1 + b_l / 400}} = 1,06 \cdot \sqrt{\frac{2 - 150 / 330}{1 + 150 / 400}} = 1,12$$

$$k_c = 1 \quad , \text{Schalseite}$$

$$k_{b\bar{u}} = 1 \quad , \text{Platte}$$

$$f_{ctm} \approx 2,67 \text{ N/mm}^2 \text{ (nicht nachgewiesen)} \rightarrow \text{Tab.1} \rightarrow f_{ctm} = 2,2 \text{ N/mm}^2$$

$$E_l = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$t_l = 6 \text{ mm}, \quad b_l = 3 \cdot 150 \text{ mm} = 450 \text{ mm}$$

$$T_{m,\max} = \frac{1}{0,8} \cdot 0,35 \cdot 0,450 \cdot 1,12 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \sqrt{2,2 \cdot 210000 \cdot 6} = 367,1 \text{ kN}$$

$$l_{l,\max} = \sqrt{\frac{210000 \cdot 6}{4 \cdot 2,2}} = 378 \text{ mm}$$

- vorhandene Verankerungslänge:

$$l_{l,\text{vorh}} = -(v + a_0) + \sqrt{2 \cdot (v + a_0) \cdot l_{l,\max} + (v + a_0)^2}$$

$$= -(177 + 60) + \sqrt{2 \cdot (177 + 60) \cdot 378 + (177 + 60)^2} = 248 \text{ mm}$$

$$s_l = l_{BE} = \frac{Z_{sy}}{Z_{uV}} \cdot a - (v + a_0) = \frac{515,4}{824,7} \cdot 880 - (177 + 60) = 313 \text{ mm} \geq 248 \text{ mm} = l_{l,\text{vorh}}$$

$$\Rightarrow l_{l,\text{vorh}} = 248 \text{ mm}$$

$$l_{BE} = \frac{Z_{sy}}{Z_{uV}} \cdot a - (v + a_0) = \frac{515,4}{824,7} \cdot 880 - 237 = 313 \text{ mm} \geq 248 \text{ mm} = l_{l,\text{vorh}}$$

$$\Rightarrow l_{l,\text{vorh}} = 248 \text{ mm}$$

- Verbundbruchkraft für vorhandene Verankerungslänge:

$$T_{m,0} = T_{m,\max} \cdot \frac{l_{l,\text{vorh}}}{l_{l,\max}} \cdot \left(2 - \frac{l_{l,\text{vorh}}}{l_{l,\max}}\right) = 367,1 \cdot \frac{231}{378} \cdot \left(2 - \frac{231}{378}\right) = 323,7 \text{ kN}$$

- maximal verankerbare Zugkraft, abgemindert mit dem zusätzlichen Teilsicherheitsbeiwert 1,2 nach Gleichung (8) des Neuentwurfs:

$$Z_{lu} = T_{m,0} \cdot \frac{l}{v + a_0 + x_0} \cdot \frac{1}{1,2} = 323,7 \cdot \frac{880}{237 + 248} \cdot \frac{1}{1,2} = 489,4 \text{ kN}$$

Die zu dieser Laschenzugkraft zugehörige Dehnungsebene wird nun berechnet:

Rechnerischer Bruchzustand (verstärkt) nach Neuentwurf

Dehnungszustand:

ε_b	0,7056[o/oo]	ε_s	0,86[o/oo]
D_b	656,11 [kN]	z_s	137 [mm]
D_{s1}	0,00 [kN]	z_l	159 [mm]
Z_{s2}	166,68 [kN]	N_u	0,00 [kN]
Z_l	489,43 [kN]	M_{uv}	100,39 [kNm]
a_D	24 [mm]		

- Verhältnis von rechnerisch aufnehmbarem Moment zu vorhandenem Moment:

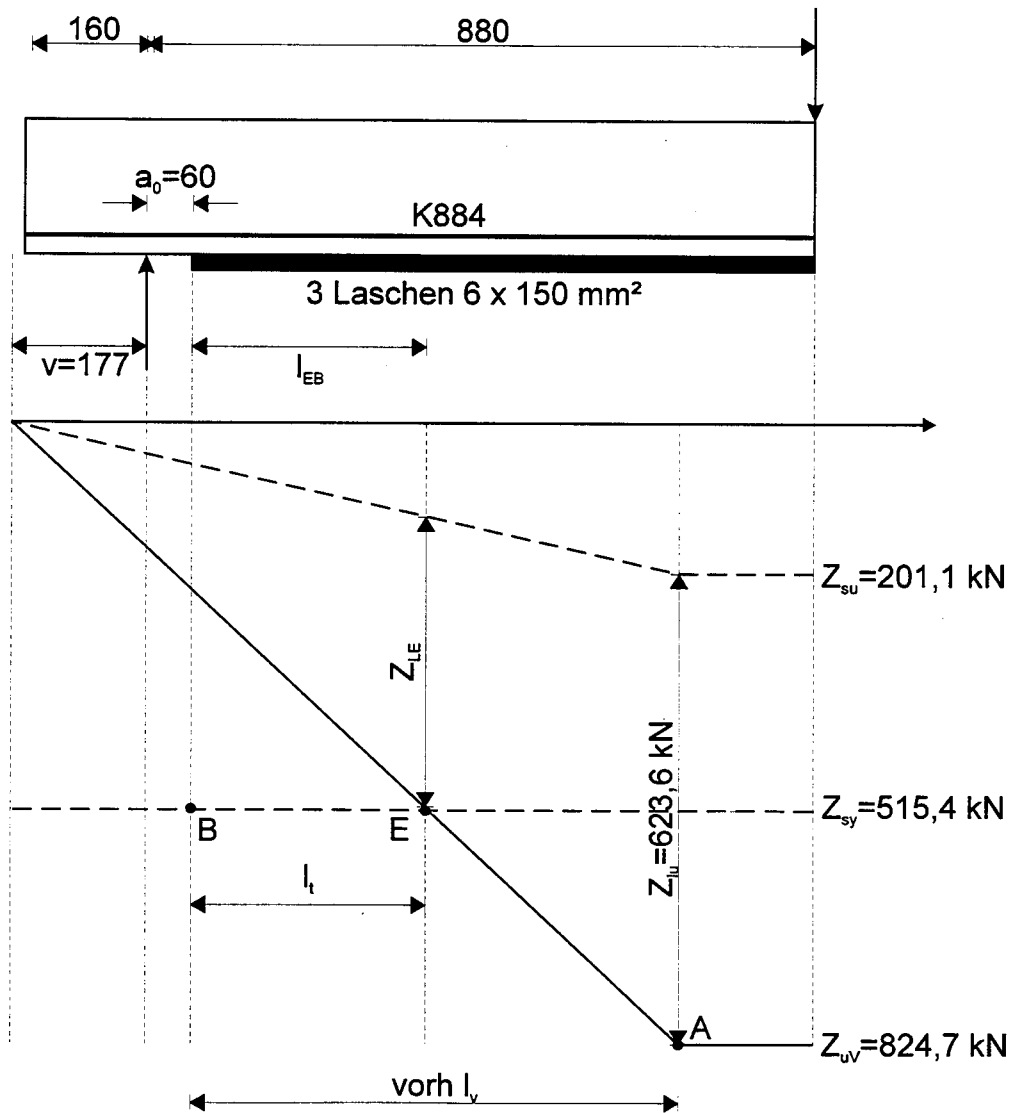
$$\frac{\text{neu } M_{uv}}{\text{vorh } M_{uv}} = \frac{100,4}{125,6} = 79,9\%$$

Ohne Berücksichtigung des Teilsicherheitsbeiwertes 1,2 für Platten ergibt sich die maximale verankerbare Zugkraft zu

$$Z_{lu} = 323,7 \cdot \frac{880}{237 + 248} = 587,3 \text{ kN}$$

Das rechnerisch aufnehmbare Moment wird dann $\max M_{uv} = 118,81 \text{ kNm}$. Dies ist 94,6% des vorhandenen Momentes.

Zugkraftlinie



3.3.3 Bewertung der Ergebnisse

Bei Berechnung nach der derzeit gültigen Richtlinie (Fassung 02.93) erhält man ein Biegebruchmoment von 71% des im Versuch erreichten Momentes. Nach dem Neuentwurf (03.96) erhält man mit dem Mittelwert der Verbundbruchkraft T_m 80% des im Versuch erreichten Biegemomentes. Unter Außerachtlassung des Teilsicherheitsbeiwertes 1,2, der nach Gleichung (8) des Neuentwurfs für Vollplatten gilt, errechnet man 94% des Versuchswertes.

Maßgebend für das Versagen ist bei beiden Bemessungsverfahren die Verankerungstragfähigkeit des Klebeverbundes. Wegen der geringen Vordehnung bei der Applikation der Verstärkung wird die Tragfähigkeit der vorhandenen Betonstahlbewehrung überhaupt nicht ausgenutzt. Der Hauptanteil der Gesamtzugkraft wird daher von der Lasche übernommen, deren geringer Verbundbruchwiderstand jedoch bald erschöpft ist.

3.4 Versuchsbalken Braunschweig 1987

Der Versuch ist in dem Bericht „Durchführung eines Grundsatzversuches mit Klebarmierungen für nicht vorwiegend ruhende Lasten“ vom 15.05.1987 dokumentiert /17/.

3.4.1 Versuchsbeschreibung

Zielsetzung

Bei diesem Versuch handelt es sich um eine Grundsatzprüfung mit Klebarmierung für nicht vorwiegend ruhende Belastung. Die bisherige Zulassung für schubfeste Klebeverbindung zwischen Stahlplatten und Stahlbetonbauteilen der Antragssteller war auf vorwiegend ruhende Lasten beschränkt.

Versuchskörper

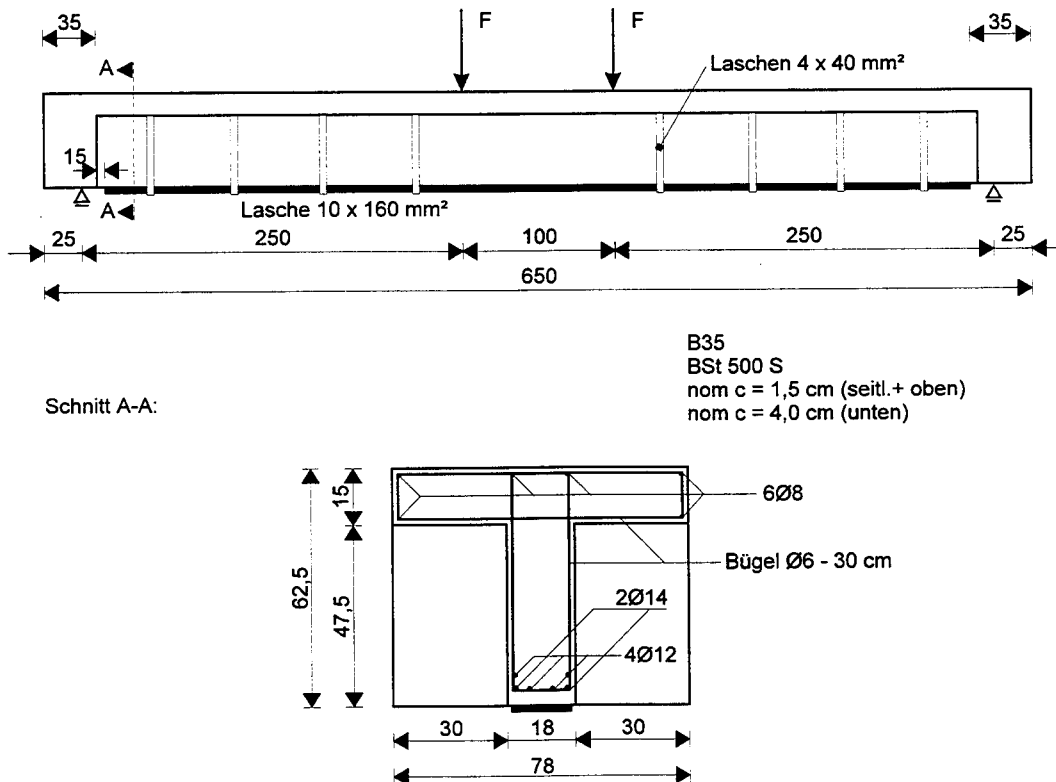


Abb. 11: Versuchsbalken Braunschweig 1987

Die Verankerung der Zuglamelle erfolgte am linken Laschenende durch Klebverbund und am rechten Trägerende mit vorgespannten Zugankern (in Abb. 11 nicht dargestellt).

Baustoffe:

1. Beton:

$$\beta_{w28} = 49 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta_{HZ} = 2,44 \text{ N/mm}^2$$

2. Betonstahl:

$$\beta_s = 573 \text{ N/mm}^2$$

$$E_s = -$$

3. Laschenstahl: (10 x 160 mm²)

$$\beta_l = 320 \text{ N/mm}^2$$

$$E_l = -$$

Belastungsablauf

Der Balken wurde im Alter von 25 Tagen zum Prüfen aufgebaut. Der unverstärkte Balken wurde im Alter von 28 Tagen mit seiner Gebrauchslast 113,1 kNm zuzüglich Eigengewicht belastet, um Risse zu erzeugen. Anschließend wurde zum Verstärken auf 56,55 kNm zuzüglich Eigengewicht entlastet.

Es folgte die dynamische Belastung von 2 Millionen Lastwechsel mit einem Obermoment von 247,5 kNm und einem Untermoment von 82 kNm.

Danach wurde der Bruchversuch zur Bestimmung der Resttragfähigkeit durchgeführt.

Bruchart und Bruchlast

Eine Laschendehnung von 2 ‰ wurde erstmals bei einem Moment von 521 kNm (incl. Eigengewicht) erreicht. Bei derselben Last trat auch ein begrenzter Verbundbruch in der Klebschicht ein. Er begann an einem Biegeschubriß in der linken Balkenhälfte mittig zwischen dem ersten und zweiten Schubwinkel und war bis zum Sicherheitsdübel sichtbar.

Die Last konnte dennoch weiter gesteigert werden, wobei die Durchbiegung stark progressiv zunahm. Bei einem Moment von 549,5 kNm trat dann schließlich Betondruckbruch ein.

3.4.2 Nachrechnung

Bruchmoment (unverstärkt)

1. Querschnittswerte:

b	780 [mm]	A_b	202500 [mm ²]	
b_o	180 [mm]	A_{s1}	201 [mm ²]	4Ø8
d	150 [mm]	A_{s2}	760 [mm ²]	4Ø12+2Ø14
d_o	625 [mm]			
d_1	25 [mm]			
d_2	57 [mm]			
h_s	568 [mm]			

2. Materialkennwerte:

β_{WN}	49 [N/mm ²]	E_b	34000 [N/mm ²]
β_R	41,65 [N/mm ²]	E_s	210000 [N/mm ²]
β_S	573 [N/mm ²]		

3. Dehnungszustand:

ε_b	0,527 [o/o]		
ε_{s2}	5,000 [o/o]		
x	54 [mm]	$x \leq d$	
ε_{s1}	0,284 [o/o]		
ε_r	0,000 [o/o]		
α_1	0,240523 [-]		
α_2	0,000000 [-]		
k_{a1}	0,341364 [-]		
k_{a2}	0,000000 [-]		
a_m	19 [mm]		
D_b	423,49 [kN]	N_{uo}	0,00 [kN]
D_{s1}	11,99 [kN]	M_{uo}	239,22 [kNm]
Z_{s2}	435,48 [kN]		
a_d	19 [mm]	z	549 [mm]

- Belastung bei Applikation der Verstärkung:

$$g = 25 \cdot 0,2025 \approx 5,1 \text{ kN/m} \rightarrow \text{Lagerkraft } A_g = 5,1 \cdot 3 = 15,3 \text{ kN}$$

$$M_o = 56,55 + 15,3 \cdot 3 - 5,1 \cdot 3^2 / 2 \approx 80 \text{ kNm}$$

Dehnungszustand bei Applikation der Verstärkung

1. Querschnittswerte:

b	780 [mm]	A_b	202500 [mm ²]	
b_o	180 [mm]	A_{s1}	201 [mm ²]	4Ø8
d	150 [mm]	A_{s2}	760 [mm ²]	4Ø12+2Ø14
d_o	625 [mm]			
d_1	25 [mm]			
d_2	57 [mm]			
h_s	568 [mm]			

2. Materialkennwerte:

β_{WN}	49 [N/mm ²]	E_b	34000 [N/mm ²]
β_R	41,65 [N/mm ²]	E_s	210000 [N/mm ²]
β_S	573 [N/mm ²]		

3. Dehnungszustand:

ε_{b0}	0,129 [o/o]		
$\varepsilon_{s2,0}$	0,921 [o/o]		
x_o	70 [mm]	$x \leq d$	
$\varepsilon_{s1,0}$	0,083 [o/o]		
$\varepsilon_{r,0}$	0,000 [o/o]		
α_1	0,063175 [-]		
α_2	0,000000 [-]		
k_{a1}	0,335166 [-]		
k_{a2}	0,000000 [-]		
a_m	23 [mm]		
D_b	143,41 [kN]	N_o	0,00 [kN]
D_{s1}	3,50 [kN]	M_o	80,00 [kNm]
Z_{s2}	146,91 [kN]		
a_d	23 [mm]	z	545 [mm]

- erreichtes Biegemoment im Versuch (Verbundbruch):

$$M_{uV} = 521 \text{ kN}$$

- Der zu diesem Moment gehörige Dehnungszustand wird nun berechnet:

Bruchzustand (verstärkt)

Vordehnung:

ϵ_{b0}	0,129 [o/oo]	$\epsilon_{s1,0}$	0,083 [o/oo]
x_0	70 [mm]	$\epsilon_{s2,0}$	0,921 [o/oo]
$\epsilon_{s1,0}$	1,036 [o/oo]		

Dehnungszustand:

ϵ_b	0,582 [o/oo]	ϵ_l	1,86 [o/oo]
x	105 [mm]	$x \leq d$	
ϵ_{s2}	2,551 [o/oo]		
ϵ_{s1}	0,444 [o/oo]		
ϵ_r	0,000 [o/oo]		
α_1	0,262688 [-]		
α_2	0,000000 [-]		
k_{a1}	0,342281 [-]		
k_{a2}	0,000000 [-]		
a_m	36 [mm]		
D_b	900,32 [kN]	z_s	532 [mm]
D_{s1}	18,74 [kN]	z_l	594 [mm]
Z_{s2}	407,06 [kN]	N_u	0,00 [kN]
Z_l	512,00 [kN]	M_{uV}	521,00 [kNm]
a_D	36 [mm]		

- Fließkräfte:

$$Z_{s2y} = A_{s2} \cdot \beta_s = 760 \cdot 0,573 = 435,5 \text{ kN}$$

$$Z_{ly} = A_l \cdot \beta_l = 1600 \cdot 0,320 = 512,0 \text{ kN}$$

- Gesamtzugkraft:

$$Z_{uV} = Z_{s2u} + Z_{lu} = 407,1 + 512 = 919,1 \text{ kN}$$

- mittlerer innerer Hebelarm, mittlere statische Höhe, Versatzmaß

$$z_m = 521 / 919,1 = 0,567 \text{ m} = 567 \text{ mm}$$

$$h_m = z_m + a_D = 567 + 36 = 603 \text{ mm}$$

$$v = 1,0 \cdot h_m = 603 \text{ mm}$$

Verankerung nach RL 02.93

- verankerbare Zugkraft:

$$\beta_{0z} = 2,44 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \tau_K = 8 \text{ N/mm}^2$$

$$K = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$t_l = 10 \text{ mm} ; b_l = 160 \text{ mm}$$

$$\text{vorh } l_v = 2500 - 150 - 603 = 1747 \text{ mm} < 2000 \text{ mm}$$

$$\text{rech } Z_l = 0,160 \cdot \sqrt{30 \cdot 10 \cdot 8 \cdot 1747} = 327,6 \text{ kN}$$

- Die zu dieser Laschenzugkraft gehörige Dehnungsebene wird nun berechnet:

Bruchzustand (verstärkt) nach RL 02.93

Vordehnung:

ε_{b0}	0,129[o/oo]	$\varepsilon_{s1,0}$	0,083[o/oo]
x_0	70 [mm]	$\varepsilon_{s2,0}$	0,921[o/oo]
$\varepsilon_{sl,0}$	1,036[o/oo]		

Dehnungszustand:

ε_b	0,387[o/oo]	ε_l	0,9750[o/oo]
x	102 [mm]	$x \leq d$	
ε_{s2}	1,775[o/oo]		
ε_{s1}	0,292[o/oo]		
ε_r	0,000[o/oo]		
α_1	0,181102[-]		
α_2	0,000000[-]		
k_{a1}	0,339082[-]		
k_{a2}	0,000000[-]		
a_m	34 [mm]		
D_b	598,51[kN]	z_s	534 [mm]
D_{s1}	12,33[kN]	z_l	596 [mm]
Z_{s2}	283,24[kN]	N_u	0,0000002[kN]
Z_l	327,60[kN]	M_u	346,43[kNm]
a_D	34 [mm]		

- Verhältnis von rechnerisch aufnehmbaren zu vorhandenem Moment:

$$\frac{\text{rech } M_{uv}}{\text{vorh } M_{uv}} = \frac{346,4}{521} = 0,66 \rightarrow 66 \%$$

Verankerung nach Neuentwurf 03.96

Nach /8/, Kap. 6.3 ist der Mittelwert der Oberflächenzugfestigkeit in Tab.1 einzuordnen. Der maßgebende Wert für die Bemessung ist der zum Mittelwert benachbarte, niedrigere Wert. Zwischenwerte dürfen nicht eingeschaltet werden. Diese Regelung wird im Rahmen dieser Nachrechnung außer Acht gelassen, um die Ergebnisse besser vergleichen zu können, denn nur geringfügige Differenzen zwischen den gemessenen Mittelwerten können hiernach zu großen Differenzen in den maßgebenden Rechenwerten der Oberflächenzugfestigkeit führen. Es handelt sich ja um eine Nachrechnung und nicht um eine Bemessung.

- Mittelwert der Verbundbruchkraft:

$$k_b = 1,06 \cdot \sqrt{\frac{2 - 160 / 180}{1 + 160 / 400}} = 0,94 < 1 \rightarrow k_b = 1$$

$$k_c = 1 \quad , \text{Schalseite}$$

$$f_{ctm} = 2,44 \text{ N/mm}^2$$

$$E_l = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$k_{b\ddot{u}} = 1 + \frac{1,75 \cdot \tau_{ov}}{f_{ctm}} \cdot \frac{\eta_B - 1}{\eta_B}$$

$$1,75 \tau_{ov} = \frac{Q_{uv}}{b \cdot z_m} = \frac{15,3 + \frac{521 - 5,1 \cdot 3^2 / 2}{2,5}}{180 \cdot 567} 10^3 = \frac{214,5}{180 \cdot 567} 10^3 = 2,10 \text{ N/mm}^2$$

$$\eta_B = \frac{M_{uv}}{M_{u0}} = \frac{521}{239,2} = 2,18 > 2$$

$$k_{b\ddot{u}} = 1 + \frac{2,10}{2,44} \cdot \frac{2 - 1}{2} = 1,43$$

$$T_{m,\max} = \frac{1}{0,8} \cdot 0,35 \cdot 0,160 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,43 \cdot \sqrt{2,44 \cdot 210000 \cdot 10} = 226,62 \text{ kN}$$

$$l_{l,\max} = \sqrt{\frac{210000 \cdot 10}{4 \cdot 2,44}} = 464 \text{ mm}$$

- vorhandene Verankerungslänge:

$$l_{i,vorh} = -753 + \sqrt{2 \cdot 753 \cdot 464 + 753^2} = 372 \text{ mm}$$

$$s_i = l_{BE} = \frac{435,5}{919,1} 2500 - (150 + 603) = 432 \text{ mm} > 372 \text{ mm} = l_{i,vorh}$$

$$\Rightarrow l_i = l_{i,vorh} = 372 \text{ mm}$$

- Verbundbruchkraft für vorhandene Verankerungslänge:

$$T_{m,0} = 226,6 \cdot \frac{372}{464} \cdot \left(2 - \frac{372}{464}\right) = 217,7 \text{ kN}$$

- maximale verankerbare Zugkraft mit Strahlensatz:

$$Z_{IE} = 217,7 \cdot \frac{2500}{753 + 372} = 483,8 \text{ kN}$$

- Die zu dieser Laschenzugkraft gehörige Dehnungsebene wird nun berechnet.

Bruchzustand (verstärkt) nach RL-E 03.96

Dehnungszustand:

ε_b	0,510 [o/oo]		ε_l	1,4399 [o/oo]
x	108 [mm]	$x \leq d$		
ε_{s2}	2,182 [o/oo]			
ε_{s1}	0,391 [o/oo]			
ε_r	0,000 [o/oo]			
α_1	0,233285 [-]			
α_2	0,000000 [-]			
k_{a1}	0,341073 [-]			
k_{a2}	0,000000 [-]			
a_m	37 [mm]			
D_b	815,48 [kN]		Z_s	532 [mm]
D_{s1}	16,52 [kN]		Z_l	594 [mm]
Z_{s2}	348,21 [kN]		N_d	-0,0000002 [kN]
Z_l	483,80 [kN]		M_{LV}	472,43 [kNm]
a_D	36 [mm]			

- Verhältnis von rechnerisch aufnehmbarem Moment zu vorhandenem Moment:

$$\frac{\text{neu } M_{uv}}{\text{vorh } M_{uv}} = \frac{472,43}{521} = 0,91 \rightarrow 91\%$$

Läßt man bei der Bestimmung der Verbundbruchkraft den Beiwert $k_{b\ddot{u}}$ für Laschenverbügelung weg, so erhält man

$$T_{m,0} = \frac{217,73}{1,43} = 152,26 \text{ kN.}$$

- rechnerisch aufnehmbares Moment nach Dehnungsberechnung ohne Beiwert $k_{b\ddot{u}}$

$$\text{neu } M_{uv} = 288,53 \text{ kNm}$$

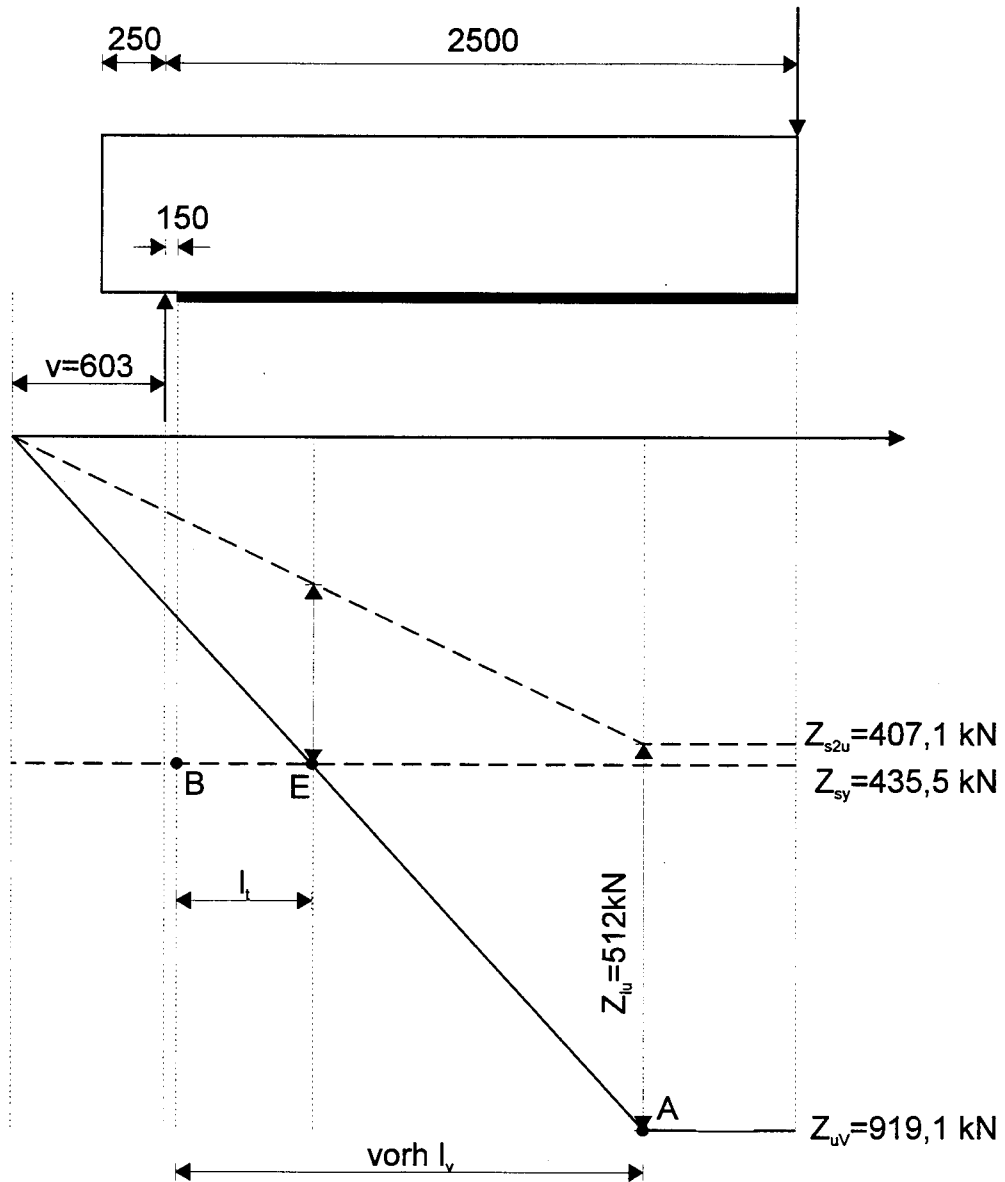
$$\frac{\text{neu } M_{uv}}{\text{vorh } M_{uv}} = \frac{355,0}{521} = 0,68 \rightarrow 68\%$$

3.4.3 Bewertung der Ergebnisse

Die Berechnung nach gültiger Richtlinie unterschätzt das im Versuch erreichte Bruchmoment um ca. 34%. Da alle Nebenbedingungen eingehalten sind ($t_L < 15\text{mm}$ usw.) würde die Bemessung der Verstärkung auf der sicheren Seite liegen.

Bei der Nachrechnung nach Neuentwurf ist jedoch zu beachten, daß die konstruktiven Anforderungen, die an die Schubleche gestellt werden, nicht erfüllt sind, so daß der Beiwert $k_{b\ddot{u}}$ eigentlich nicht angesetzt werden dürfte. Die Bleche sind viel zu schmal und liegen auch zu weit auseinander, als daß man von einem gleichmäßig verteilten Anpreßdruck der Schubleche auf die Zuglasche ausgehen könnte. Ohne den Beiwert $k_{b\ddot{u}}$ wird das im Versuch erreichte Bruchmoment um etwa 32% unterschätzt.

Zugkraftlinie



3.5 Versuchsbalken München 1993

Der Versuch ist in der Diplomarbeit „Untersuchungen an einem Stahlbetonplattenbalken mit verstärkender Klebarmierung“ von J. PRAVIDA dokumentiert /16/.

3.5.1 Versuchsbeschreibung

Zielsetzung

In die Zulassung /6/ sind einige Einschränkungen aufgenommen worden, die die Anwendbarkeit und Wirtschaftlichkeit der Verstärkungsmethode zum Teil stark beeinträchtigen. Nach Ansicht des Zulassungsinhabers zeige die Erfahrung, daß diese Beschränkungen nicht erforderlich seien. Um dies zu beweisen, ließ er einen verstärkten Stahlbetonplattenbalken prüfen, der so konzipiert war, daß er gegen alle neuen Auflagen verstieß:

- vorh $l_t >$ zul $l_t = 200$ cm
- vorh $t_t >$ zul $t_t = 15$ mm
- Verankerung in Zone b nach /2/

Versuchskörper

Der Einfeldbalken hat eine freie Spannweite von 10m. Er wird mit zwei Einzellasten im Abstand von 1m belastet.

In Abbildung 12 ist nur die linke Trägerhälfte dargestellt, die bei der Nachrechnung betrachtet werden soll. Auf der rechten Seite springt die Lamellendicke auf den letzten ≈ 60 cm von 25 auf 15 mm. Die Auswirkungen einer solchen „Störstelle“ innerhalb des Verankerungsbereichs sind weder in /3/ noch in /4/ untersucht worden. Deshalb wird hier nur die linke Balkenhälfte betrachtet.

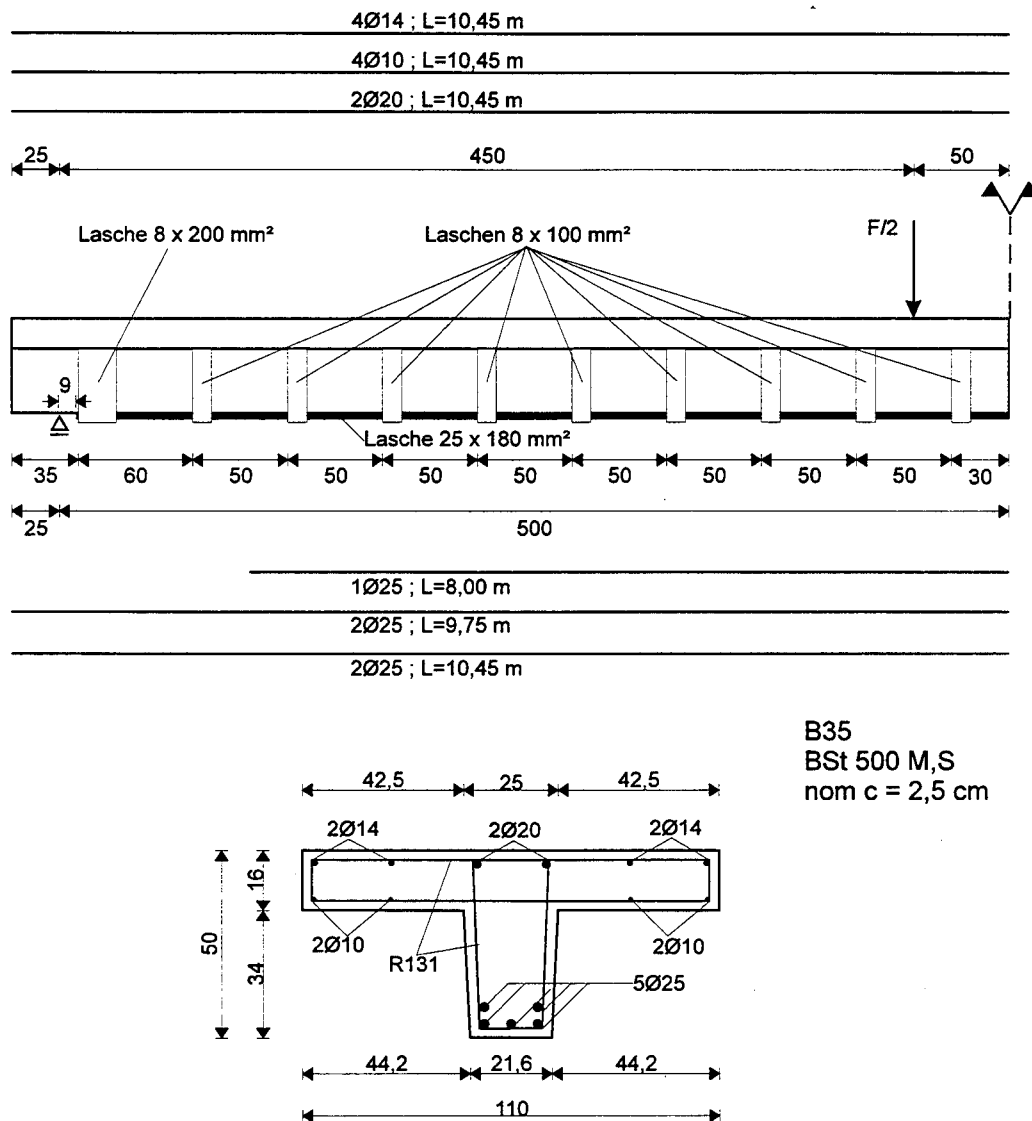


Abb. 12: Versuchsbalken München 1993

Baustoffe

1. Beton:

$$\beta_w = 54,2 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta_{0z} = 4,14 \text{ N/mm}^2 \text{ (Mittelwert)}$$

$$3,50 \text{ N/mm}^2 \text{ (kleinster Wert)}$$

2. Betonstahl:

BSt IV M,S

3. Laschenstahl: (25 x 180 mm²)

$$\beta_1 = 250,4 \text{ N/mm}^2$$

$$E_1 = -$$

Belastungsablauf

Im Alter von 35 Tagen wurde der unverstärkte Träger bis zum 1,3-fachen seiner Gebrauchslast belastet. Es folgten 10 Lastwechsel zwischen der 0,2-fachen und 1,3-fachen Gebrauchslast, wodurch ein vollständiges Rißbild erzeugt werden sollte.

Danach klebte man die Lamellen an den gerissenen Balken an. Dabei war der Balken nur durch sein Eigengewicht belastet. Eine Woche nach den Verstärkungsarbeiten wurde eine künstliche Alterung des Bauteils simuliert, indem 100.000 Lastwechsel zwischen der 0,2-fachen und 1,1-fachen Gebrauchslast aufgebracht wurden.

Vier Tage nach den 100.000 Lastwechsel belastete man den Balken bis zum Bruch.

Bruchart und Bruchlast

Bei einer Last von $F_u = 411 \text{ kN}$ trat das Versagen durch Stahlfließen ein. Der Balken konnte ab dieser Last zwar noch weiter verformt werden, jedoch konnte keine größere Last mehr aufgebracht werden. Die Durchbiegung nahm immer mehr zu, was mit einer Einschnürung der Betondruckzone einherging. Schließlich folgte Betondruckbruch (= sekundärer Biegedruckbruch).

3.5.2 Nachrechnung

Bruchmoment (unverstärkt)

1. Querschnittswerte:

b	1100 [mm]	A_b	255220 [mm ²]	
b_o	233 [mm]	A_{s1}	1244 [mm ²]	2Ø20+4Ø14
d	160 [mm]	A_{s2}	2455 [mm ²]	5Ø25
d_o	500 [mm]			
d_1	34 [mm]			
d_2	56 [mm]			
h_s	444 [mm]			

2. Materialkennwerte:

β_{WN}	54,2 [N/mm ²]	E_b	34000 [N/mm ²]
β_r	46,07 [N/mm ²]	E_s	210000 [N/mm ²]
β_s	500 [N/mm ²]		

3. Dehnungszustand:

ε_b	0,823 [o/o]		
ε_{s2}	5,000 [o/o]		
x	63 [mm]	x ≤ d	
ε_{s1}	0,377 [o/o]		
ε_r	0,000 [o/o]		
α_1	0,355036 [-]		
α_2	0,000000 [-]		
k_{a1}	0,346580 [-]		
k_{a2}	0,000000 [-]		
a_m	22 [mm]		
D_b	1129,00 [kN]	N_{u0}	0,00 [kN]
D_{s1}	98,50 [kN]	M_{u0}	517,11 [kNm]
Z_{s2}	1227,5 [kN]		
a_d	23 [mm]	z	421 [mm]

- Belastung bei Applikation der Verstärkung:

$$g = 25 \cdot 0,25522 \approx 6,4 \text{ kN/m} \rightarrow \text{Lagerkraft } A_g = 6,4 \cdot 5 = 32 \text{ kN}$$

$$M_g = 32 \cdot 5 - 6,4 \cdot 5^2 / 2 = 80,0 \text{ kNm}$$

Dehnungszustand bei Applikation der Verstärkung

1. Querschnittswerte:

b	1100 [mm]	A_b	255220 [mm ²]	
b_o	233 [mm]	A_{s1}	1244 [mm ²]	2Ø20+4Ø14
d	160 [mm]	A_{s2}	2455 [mm ²]	5Ø25
d_o	500 [mm]			
d_1	34 [mm]			
d_2	56 [mm]			
h_s	444 [mm]			

2. Materialkennwerte:

β_{WN}	54,2 [N/mm ²]	E_b	34000 [N/mm ²]
β_R	46,07 [N/mm ²]	E_s	210000 [N/mm ²]
β_S	500 [N/mm ²]		

3. Dehnungszustand:

ε_{b0}	0,086 [o/oo]	
$\varepsilon_{s2,0}$	0,373 [o/oo]	
x_0	83 [mm]	$x \leq d$
$\varepsilon_{s1,0}$	0,051 [o/oo]	
$\varepsilon_{r,0}$	0,000 [o/oo]	
α_1	0,042454 [-]	
α_2	0,000000 [-]	
k_{a1}	0,334547 [-]	
k_{a2}	0,000000 [-]	
a_m	28 [mm]	

D_b	179,12 [kN]	N_o	0,00 [kN]
D_{s1}	13,31 [kN]	M_o	80,00 [kNm]
Z_{s2}	192,44 [kN]		

a_d	28 [mm]	z	416 [mm]
-------	---------	-----	----------

Im verstärkten Zustand ertrug der Balken eine Last von $F_{uv} = 411$ kN. Bei dieser Last trat das Versagen durch Stahlfließen ein. Das dazugehörige Bruchmoment ergibt sich wie folgt:

$$M_{uv} = 80 + 0,5 \cdot 411 \cdot 4,5 = 1004,8 \text{ kNm}$$

Nun wird der zu diesem Moment gehörige Dehnungszustand berechnet.

Bruchzustand (verstärkt)

Vordehnung:

ε_{b0}	0,086 [o/oo]	$\varepsilon_{s1,0}$	0,051 [o/oo]
x_0	83 [mm]	$\varepsilon_{s2,0}$	0,373 [o/oo]
$\varepsilon_{sl,0}$	0,444 [o/oo]		

Dehnungszustand:

ε_b	0,827 [o/oo]	ε_l	2,30 [o/oo]
x	119 [mm]	$x \leq d$	
ε_{s2}	2,270 [o/oo]		
ε_{s1}	0,590 [o/oo]		
ε_r	0,000 [o/oo]		
α_1	0,356560 [-]		
α_2	0,000000 [-]		
k_{a1}	0,346659 [-]		
k_{a2}	0,000000 [-]		
a_m	41 [mm]		
D_b	2142,83 [kN]	Z_s	403 [mm]
D_{s1}	154,13 [kN]	Z_l	472 [mm]
Z_{s2}	1170,16 [kN]	N_u	0,00 [kN]
Z_l	1126,80 [kN]	M_{uv}	1004,80 [kNm]
a_D	41 [mm]		

- Fließkräfte:

$$Z_{s2,y} = 2455 \cdot 0,500 = 1227,5 \text{ kN} \quad (5\text{Ø}25)$$

$$Z_{s2,y} = 1964 \cdot 0,500 = 982,0 \text{ kN} \quad (4\text{Ø}25)$$

$$Z_{ly} = 4500 \cdot 0,2504 = 1126,8 \text{ kN}$$

Man kann sehen, daß rechnerisch die Fließgrenze des Betonstahls nicht ganz erreicht wird. Der Unterschied ist aber klein und ohne Bedeutung. Der Laschenstahl hingegen fließt.

- Gesamtzugkraft:

$$Z_{uV} = 1170,2 + 1126,8 = 2297,0 \text{ kN}$$

- mittlerer innerer Hebelarm, mittlere statische Höhe, Versatzmaß:

$$z_m = 1004,8 / 2297,0 = 0,437 \text{ m} = 437 \text{ mm}$$

$$h_m = 437 + 41 = 478 \text{ mm}$$

$$v = 1,0 \cdot h_m = 478 \text{ mm}$$

Bei der Konstruktion der Zugkraftlinie und der Berechnung der rechnerischen Bruchmomente muß darauf geachtet werden, daß ein Bewehrungsstab $\varnothing 25$ (der mittlere Stab der unteren Lage) im Abstand von 1m vor der rechnerischen Auflagerlinie endet. Dies hat zur Folge, daß die Aufteilung der Zugkräfte auf die Bewehrungspartner sich ändert.

Verankerung nach RL 02.93

- verankerbare Zugkraft:

$$\beta_{0Z} = 4,14 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_K = 13 \text{ N/mm}^2 \text{ (Tabelle 1 in /7/)}$$

$$K = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$t_l = 25 \text{ mm} (> 15 \text{ mm}) ; b_l = 180 \text{ mm}$$

$$\text{vorh } l_v = 4500 - 90 - 478 = 3932 \text{ mm} > 2000 \text{ mm} \rightarrow \text{vorh } l_v = 2000 \text{ mm}$$

$$\text{rech } Z_l = 0,180 \cdot \sqrt{30 \cdot 25 \cdot 13 \cdot 2000} = 794,9 \text{ kN}$$

- Die zu dieser Laschenzugkraft gehörige Dehnungsebene wird nun berechnet.

Bruchzustand (verstärkt)

Vordehnung:

ε_{b0}	0,086 [o/oo]	$\varepsilon_{s1,0}$	0,051 [o/oo]
x_0	83 [mm]	$\varepsilon_{s2,0}$	0,373 [o/oo]
$\varepsilon_{sl,0}$	0,444 [o/oo]		

Dehnungszustand:

ε_b	0,422 [o/oo]	ε_l	0,84 [o/oo]
x	127 [mm]	$x \leq d$	
ε_{s2}	1,057 [o/oo]		
ε_{s1}	0,309 [o/oo]		
ε_r	0,000 [o/oo]		
α_1	0,196129[-]		
α_2	0,000000[-]		
k_{a1}	0,339637[-]		
k_{a2}	0,000000[-]		
a_m	43 [mm]		
D_b	1259,14[kN]	z_s	402 [mm]
D_{s1}	80,64[kN]	z_l	470 [mm]
Z_{s2}	544,85[kN]	N_u	-0,0000003[kN]
Z_l	794,93[kN]	M_{uV}	593,13[kNm]
a_D	42 [mm]		

- Verhältnis von rechnerisch aufnehmbaren zu vorhandenem Moment:

$$\frac{\text{rech } M_{uV}}{\text{vorh } M_{uV}} = \frac{593,1}{1004,8} = 0,59 \rightarrow 59 \%$$

Sieht man von der Beschränkung der rechnerisch ansetzbaren Verankerungslänge auf 2 m ab und setzt die geometrisch vorhandenen Verankerungslänge an, so erhält man die maximale Laschenzugkraft zu

$$Z_l = 0,180 \cdot \sqrt{30 \cdot 25 \cdot 13 \cdot 3932} = 1114,5 \text{ kN.}$$

- rechnerisch aufnehmbares Moment nach Dehnungsberechnung

$$\max M_{uV} = 797,3 \text{ kNm}$$

$$\Rightarrow \frac{\max M_{uV}}{\text{vorh } M_{uV}} = \frac{797,3}{1004,8} = 0,79 \rightarrow 79 \%$$

Verankerung nach Neuentwurf 03.96

- Mittelwert der Verbundbruchkraft:

$$k_c = 1 \quad , \text{Schalseite}$$

$$k_b = 1,06 \cdot \sqrt{\frac{2 - 180/216}{1 + 180/400}} = 0,95 < 1 \rightarrow k_b = 1$$

$$f_{cm} = 4,14 \text{ N/mm}^2$$

$$E_t = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$b_t = 180 \text{ mm} ; t_t = 25 \text{ mm} > 20 \text{ mm}$$

$$1,75 \cdot \tau_{ov} = \frac{0,5 \cdot 411 + 32}{216 \cdot 437} \cdot 10^3 = 2,52 \text{ N/mm}^2$$

$$\eta_B = \frac{1004,8}{517,1} = 1,94$$

$$k_{bu} = 1 + \frac{2,52}{4,14} \cdot \frac{1,94 - 1}{1,94} = 1,29$$

$$T_{m,max} = \frac{1}{0,8} 0,35 \cdot 0,180 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,29 \cdot \sqrt{4,14 \cdot 210000 \cdot 25} = 473,6 \text{ kN}$$

$$l_{t,max} = \sqrt{\frac{210000 \cdot 25}{4 \cdot 4,14}} = 563 \text{ mm}$$

- vorhandene Verankerungslänge:

$$l_{t,vorh} = -(90 + 478) + \sqrt{2 \cdot (90 + 478) \cdot 563 + (90 + 478)^2} = 413 \text{ mm}$$

$$s_t = l_{BE} = \frac{982}{2297} 4500 - (90 + 478) = 1356 \text{ mm} > 413 \text{ mm} = l_{t,vorh}$$

$$\Rightarrow l_t = l_{t,vorh} = 413 \text{ mm}$$

- Verbundbruchkraft für vorhandene Verankerungslänge

$$T_{m,0} = T_{m,max} \cdot \frac{l_{t,vorh}}{l_{t,max}} \cdot \left(2 - \frac{l_{t,vorh}}{l_{t,max}}\right) = 473,6 \cdot \frac{413}{563} \cdot \left(2 - \frac{413}{563}\right) = 440,0 \text{ kN}$$

Da sich die Aufteilung der Zugkräfte im Abstand 1 m vor der rechnerischen Auflagerlinie ändert, weil dort ein Stab der unteren Betonstahllage endet, kann die maximal aufnehmbare Laschenzugkraft und das zugehörige Moment in Balkenmitte nicht einfach näherungsweise mit dem Strahlensatz (Zugkraftlinie) bestimmt werden. Es muß daher zunächst der Dehnungszustand für $x = v + a_0 + l_t$ erfaßt werden. Dabei

wird davon ausgegangen, daß die Vordehnungen an dieser Stelle vernachlässigbar klein sind.

Dehnungszustand für $M(x = v + a_0 + l_t)$ nach Neuentwurf 03.96

$$x = 478 + 90 + 413 = 981 \text{ mm}$$

Vordehnung:

ε_{b0}	0,000 [o/oo]	$\varepsilon_{s1,0}$	0,000 [o/oo]
x_0	0 [mm]	$\varepsilon_{s2,0}$	0,000 [o/oo]
$\varepsilon_{s1,0}$	0,000 [o/oo]		

Dehnungszustand:

ε_b	0,168 [o/oo]	ε_l	0,4655767 [o/oo]
x	136 [mm]	$x \leq d$	
ε_{s2}	0,376 [o/oo]		
ε_{s1}	0,126 [o/oo]		
ε_r	0,000 [o/oo]		
α_1	0,081635 [-]		
α_2	0,000000 [-]		
k_{a1}	0,335733 [-]		
k_{a2}	0,000000 [-]		
a_m	46 [mm]		
D_b	562,13 [kN]	z_s	395 [mm]
D_{s1}	32,90 [kN]	z_l	468 [mm]
Z_{s2}	155,06 [kN]	N_u	0,0000000 [kN]
Z_l	439,97 [kN]	$M_{uV,x}$	267,33 [kNm]
a_D	45 [mm]		

- Die zugehörige äußere Last F kann nun bestimmt werden:

$$\text{Gleichgewichtsbedingung: } M_{uV,x} = \frac{gl}{2}x - \frac{gx^2}{2} + \frac{F}{2}x$$

$$\Rightarrow F = \frac{2}{x} M_{uV,x} + gx - gl = \frac{2}{0,981} 267,3 + 6,4 \cdot 0,981 - 6,4 \cdot 10 = 487,2 \text{ kN}$$

- Moment am Lastangriffspunkt:

$$\max M_{uV} = \frac{487,2}{2} \cdot 4,5 - \frac{6,4 \cdot 4,5^2}{2} + 6,4 \cdot 5 \cdot 4,5 = 1175,5 \text{ kN}$$

Dieses Biegemoment kann vom Querschnitt nicht aufgenommen werden. Zuvor erfolgt Betondruckbruch bei Stahlfließen, so wie es auch im Versuch beobachtet

wurde. Das heißt, daß die Lamellenverankerung im Grunde überdimensioniert ist, die rechnerische Verbundbruchkraft ist größer als die Fließkraft der Lasche.

Maßgeblich für den rechnerischen Bruchzustand nach Neuentwurf ist also nicht die Verankerungstragfähigkeit, sondern die Beschränkung der Laschendehnung auf maximal 2 ‰.

- Dehnungszustand für $\varepsilon_l = 2 \text{ ‰}$:

Bruchzustand (verstärkt) nach Neuentwurf 03.96

Dehnungszustand:

ε_b	0,755 [‰]		ε_l	2,00 [‰]
x	121 [mm]	x ≤ d		
ε_{s2}	2,016 [‰]			
ε_{s1}	0,543 [‰]			
ε_r	0,000 [‰]			
α_1	0,330123 [-]			
α_2	0,000000 [-]			
k_{a1}	0,345335 [-]			
k_{a2}	0,000000 [-]			
a_m	42 [mm]			
D_b	2024,37 [kN]		z_s	403 [mm]
D_{s1}	141,88 [kN]		z_l	471 [mm]
Z_{s2}	1039,45 [kN]		N_u	-0,0000082 [kN]
Z_l	1126,80 [kN]		M_{uv}	950,69 [kNm]
a_D	41 [mm]			

- Verhältnis von rechnerisch aufnehmbaren zu vorhandenem Moment:

$$\frac{\text{neu } M_{uv}}{\text{vorh } M_{uv}} = \frac{950,7}{1004,8} = 0,95 \rightarrow 95\%$$

Läßt man bei der Bestimmung der Verbundbruchkraft den Faktor $k_{b\ddot{u}}$ für Laschenverbügelung weg, so erhält man

$$T_{m,0} = \frac{439,97}{1,29} = 341,06 \text{ kN.}$$

- rechnerisch aufnehmbares Moment nach Dehnungsberechnung

$$\max M_{uV} = 900,3 \text{ kNm}$$

$$\frac{\max M_{uV}}{\text{vorh } M_{uV}} = \frac{900,3}{1004,8} = 0,90 \rightarrow 90\%$$

3.5.3 Bewertung der Ergebnisse

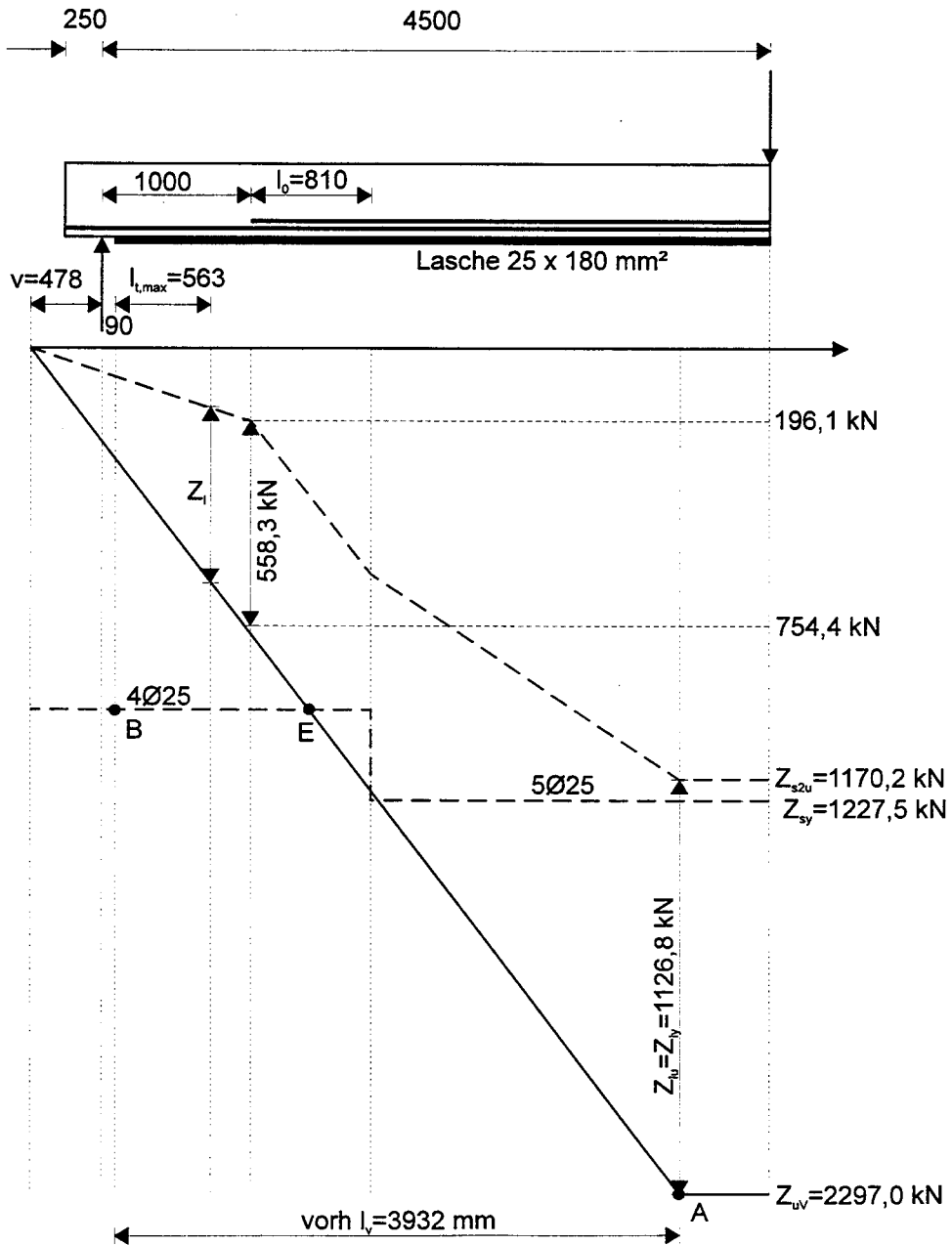
Das Bauteil versagte durch Stahlfließen bzw. sekundären Betondruckbruch. Daraus folgt, daß die im Bruchzustand erreichte, zu verankernde Laschenzugkraft kleiner war als der tatsächliche Verbundbruchwiderstand. Dieser könnte noch etwas größer sein. Die nach Zulassung und Neuentwurf berechneten Verbundbruchkräfte müßten also mindestens 100% der bei Stahlfließen erreichten, zu verankernden Laschenzugkraft betragen, um das Versuchsverhalten gut wiederzugeben.

Nach geltender Richtlinie kann aber nur 59% des im Versuch erreichten Momentes aufgenommen werden. Ohne Berücksichtigung der maximal rechnerisch ansetzbaren Verankerungslänge von 2m ist die geometrisch vorhandene Verankerungslänge mit 3,9 m fast doppelt so groß. Damit läge das aufnehmbare Moment aber immer noch um 21% unter dem Versuchsergebnis.

Bei der Berechnung nach Neuentwurf erhält man mit dem Mittelwert der verankerbaren Laschenzugkraft ein maximales Moment, das über dem vom Querschnitt bei Stahlfließen aufnehmbaren Moment liegt. Das rechnerisch aufnehmbare Moment ergibt sich daher aus der Beschränkung der Laschendehnung auf 2 ‰, und man erhält 95% des im Versuch erreichten Bruchmomentes. Damit wird also das Versuchsverhalten gut abgebildet.

Ohne Berücksichtigung des Beiwertes $k_{b\ddot{u}}$ liegt das rechnerische Moment um 10% unter dem Versuchswert.

Zugkraftlinie



3.6 Versuchsbalken München 1994

Der Versuch ist dokumentiert im „Bericht über Untersuchungen an einem Stahlbetonplattenbalken mit verstärkender Klebearmierung bei verhiindertem Verbund zwischen den Schublechen und der Klebelamelle“ /18/.

3.6.1 Versuchsbeschreibung

Zielsetzung

Der Versuch sollte zeigen, daß die bei dem Versuchsbalken München 1993 /16/ genannten Einschränkungen der Verfahrenszulassung /6/ auch bei stahllaschenverstärkten Platten ohne Schubbewehrung entfallen können. Dafür wurde ein Stahlbetonplattenbalken konzipiert, der verstärkte Platten ohne Schubleche simulieren sollte. Um dies zu erreichen, wurde der Verbund zwischen den aufgeklebten Schublechen und der Kleblamelle durch geeignete Maßnahmen (siehe /18/, Anlage 3) verhindert.

Versuchskörper

In Abbildung 13 ist die linke Hälfte der Versuchsbalkens in der Versuchsanordnung 2 dargestellt¹, in der der Biegeversuch 1 durchgeführt wurde. In dieser Anordnung ist dies die höher beanspruchte Seite. Es wird im folgenden nur dieser Versuch betrachtet, da danach die Zuglamelle abgesprungen war und mittels Injektionsharz wieder fixiert wurde. Die Auswirkungen einer solchen Reparaturmaßnahme auf das Versuchsverhalten sind schwer zu durchleuchten.

¹ vgl. /18/, Bild 3

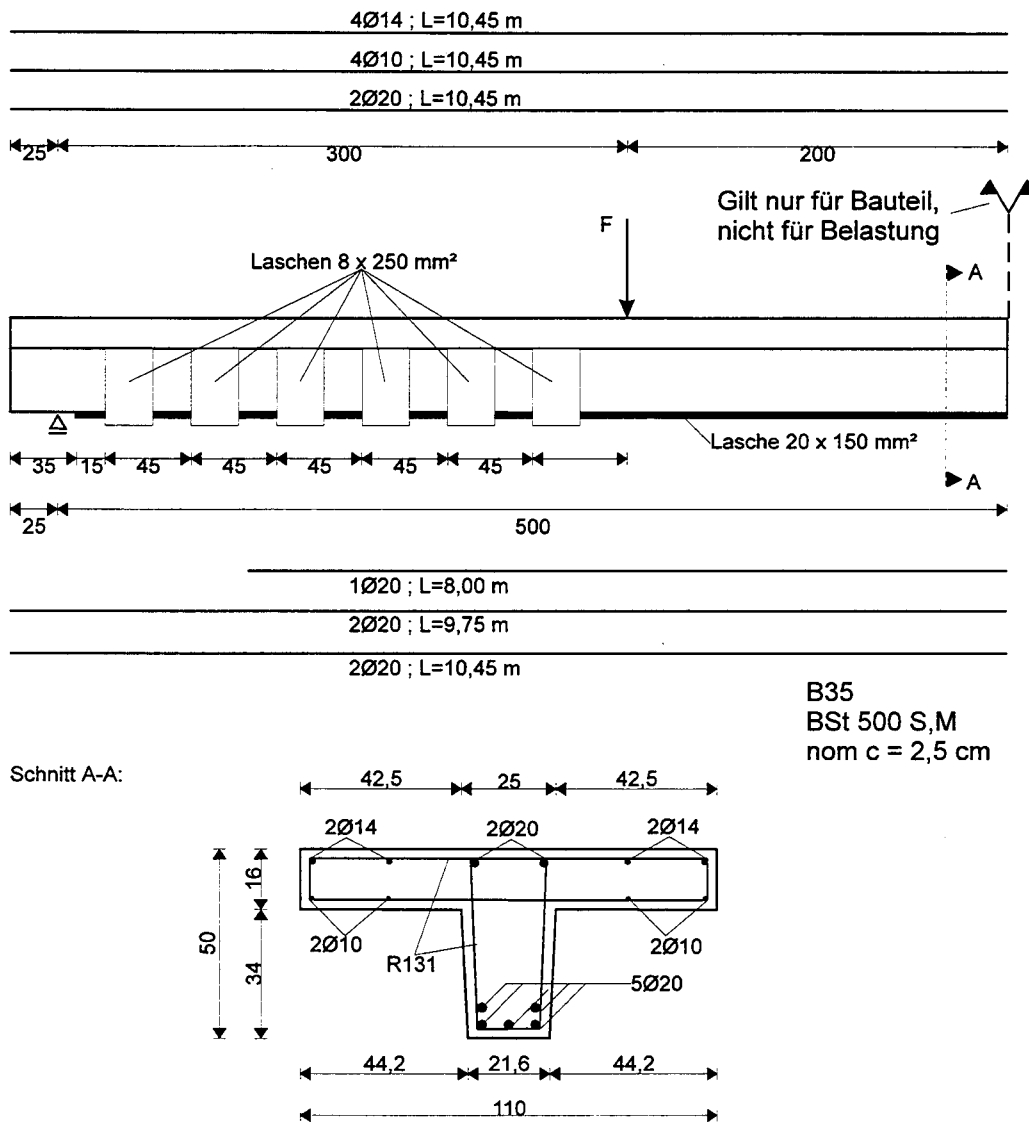


Abb. 13: Versuchsbalken München 1994

Baustoffe

1. Beton:

$$\beta_w = 58,18 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta_{Oz} = 2,06 \text{ N/mm}^2$$

2. Betonstahl:

BSt 500

3. Laschenstahl: (20 x 150 mm²)

$$\beta_1 = 250,4 \text{ N/mm}^2$$

$$E_1 = -$$

Belastungsablauf

Der unverstärkte Plattenbalken wurde zuerst durch zwei Einzellasten im Abstand von 3 m mittig belastet (Versuchsanordnung 1).² Dabei wurde die Last bis zur 1,3-fachen Gebrauchslast hochgefahren. Es folgte eine Entlastung bis auf das Eigengewicht und weitere 9 Lastwechsel zwischen dem Eigengewicht und der 1,3-fachen Gebrauchslast, um Risse zu erzeugen.

Nach dem Verkleben der Lamelle und der Schubleche, wobei der Plattenbalken nur durch sein Eigengewicht war, wurde in der Versuchsanordnung 1² durch Aufbringen von 100.000 Lastwechsel eine Alterung des Bauteils simuliert. Die Oberlast entsprach dabei der 1,1-fachen und die Unterlast der 0,2-fachen Gebrauchslast des verstärkten Versuchsbalkens.

Es folgte der Biegeversuch 1 bei dem der verstärkte Versuchsbalken in Versuchsanordnung 2 (siehe Abb. 11) mit einer Einzellast in 3m Entfernung vom linken Auflager belastet wurde.

Bruchart und Bruchlast

Die Belastung wurde in 3 Stufen aufgebracht $F = 80, 160, 240$ kN. Bei der letzten Laststufe $F = 240$ kN trat nach einer Standzeit von ca. 15 min Verbundbruch ein.

Das Versagen im Versuch fand in der Grenzschicht Kleber - Beton statt. Nur an einigen wenigen Stellen konnte ein Gefügebruch des Betons festgestellt werden. Für das Versagen war also nicht wie üblich das Überschreiten der Reißrauhigkeit im Beton maßgebend, sondern die Haftung (Adhäsion) zwischen Kleber und Betonzuschlag.

² vgl. /18/, Bild 2

3.6.2 Nachrechnung

Bruchmoment (unverstärkt)

1. Querschnittswerte:

b	1100 [mm]	A_b	255220 [mm ²]	
b_o	233 [mm]	A_{s1}	1244 [mm ²]	2Ø20+4Ø14
d	160 [mm]	A_{s2}	1570 [mm ²]	5Ø20
d_o	500 [mm]			
d_1	34 [mm]			
d_2	51 [mm]			
h_s	449 [mm]			

2. Materialkennwerte:

β_{WN}	58,18 [N/mm ²]	E_b	34000 [N/mm ²]
β_R	49,453 [N/mm ²]	E_s	210000 [N/mm ²]
β_s	500 [N/mm ²]		

3. Dehnungszustand:

ε_b	0,614 [o/oo]		
ε_{s2}	5,000 [o/oo]		
x	49 [mm]	$x \leq d$	
ε_{s1}	0,189 [o/oo]		
ε_r	0,000 [o/oo]		
α_1	0,275496 [-]		
α_2	0,000000 [-]		
k_{a1}	0,342829 [-]		
k_{a2}	0,000000 [-]		
a_m	17 [mm]		
D_b	735,71 [kN]	N_{uo}	0,00 [kN]
D_{s1}	49,29 [kN]	M_{uo}	338,41 [kNm]
Z_{s2}	785 [kN]		
a_d	18 [mm]	z	431 [mm]

- Belastung bei Applikation der Verstärkung:

$$g = 25 \cdot 0,25522 \approx 6,4 \text{ kN/m} \rightarrow \text{Lagerkraft } A_g = 6,4 \cdot 5 = 32 \text{ kN}$$

$$M_{g,x=3m} = 32 \cdot 3 - 6,4 \cdot 3^2 / 2 = 67,2 \text{ kNm}$$

Dehnungszustand bei Applikation der Verstärkung

1. Querschnittswerte:

b	1100 [mm]	A_b	255220 [mm ²]	
b _o	233 [mm]	A_{s1}	1244 [mm ²]	2Ø20+4Ø14
d	160 [mm]	A_{s2}	1570 [mm ²]	5Ø20
d _o	500 [mm]			
d ₁	34 [mm]			
d ₂	51 [mm]			
h _s	449 [mm]			

2. Materialkennwerte:

β_{WN}	58,18 [N/mm ²]	E_b	34000 [N/mm ²]
β_R	49,453 [N/mm ²]	E_s	210000 [N/mm ²]
β_s	500 [N/mm ²]		

3. Dehnungszustand:

ε_{b0}	0,083 [o/oo]		
$\varepsilon_{s2,0}$	0,478 [o/oo]		
x_0	66 [mm]	$x \leq d$	
$\varepsilon_{s1,0}$	0,040 [o/oo]		
$\varepsilon_{r,0}$	0,000 [o/oo]		
α_1	0,040838 [-]		
α_2	0,000000 [-]		
k_{a1}	0,334500 [-]		
k_{a2}	0,000000 [-]		
a_m	22 [mm]		
D_b	147,20 [kN]	N_o	0,00 [kN]
D_{s1}	10,53 [kN]	M_o	67,20 [kNm]
Z_{s2}	157,73 [kN]		
a_d	23 [mm]	z	426 [mm]

Im verstärkten Zustand konnte eine Last von $F_{uv} = 240 \text{ kN}$ aufgebracht werden, bis Verbundbruch eintrat. Das zugehörige Bruchmoment ergibt sich wie folgt:

$$M_{uv} = 67,2 + 0,7 \cdot 240 \cdot 3 = 571 \text{ kNm}$$

Nun wird der zu diesem Moment gehörige Dehnungszustand berechnet.

Bruchzustand (verstärkt)

Vordehnung:

ε_{b0}	0,083 [o/oo]	$\varepsilon_{s1,0}$	0,040 [o/oo]
x_0	66 [mm]	$\varepsilon_{s2,0}$	0,478 [o/oo]
$\varepsilon_{sl,0}$	0,554 [o/oo]		

Dehnungszustand:

ε_b	0,462 [o/oo]	ε_l	1,29 [o/oo]
x	102 [mm]	$x \leq d$	
ε_{s2}	1,566 [o/oo]		
ε_{s1}	0,309 [o/oo]		
ε_r	0,000 [o/oo]		
α_1	0,213302 [-]		
α_2	0,000000 [-]		
k_{a1}	0,340289 [-]		
k_{a2}	0,000000 [-]		
a_m	35 [mm]		
D_b	1187,03 [kN]	z_s	414 [mm]
D_{s1}	80,62 [kN]	z_l	475 [mm]
Z_{s2}	516,45 [kN]	N_u	0,00 [kN]
Z_l	751,20 [kN]	M_u	571,00 [kNm]
a_D	35 [mm]		

- Fließkräfte:

$$Z_{s2y} = 1570 \cdot 0,500 = 785 \text{ kN (5}\varnothing 20\text{)}$$

$$Z_{s1y} = 1256 \cdot 0,500 = 628 \text{ kN (4}\varnothing 20\text{)}$$

$$Z_{ly} = 3000 \cdot 0,2504 = 751,2 \text{ kN}$$

- Gesamtzugkraft:

$$Z_{uv} = 516,5 + 751,2 = 1267,7 \text{ kN}$$

- mittlerer innerer Hebelarm, mittlere statische Höhe, Versatzmaß:

$$z_m = 571 / 1267,7 = 0,450 \text{ m} = 450 \text{ mm}$$

$$h_m = 450 + 35 = 485 \text{ mm}$$

$$v = 1,0 \cdot h_m = 485 \text{ mm}$$

Wie auch beim Versuch München 1993 /16/ endet ein Bewehrungsstab $\varnothing 20$ (mittlerer Stab der unteren Lage) im Abstand von 1m vor der rechnerischen Auflagerlinie. Dadurch ändert sich die Aufteilung der Zugkräfte zwischen den Bewehrungspartnern.

Verankerung nach RL 02.93

- verankerbare Zugkraft:

$$\beta_{OZ} = 2,06 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_K = 5 \text{ N/mm}^2 \text{ (Tabelle 1 in /7/)}$$

$$K = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$t_l = 20 \text{ mm } (> 15 \text{ mm}) ; b_l = 150 \text{ mm}$$

$$vorh l_v = 3000 - 100 - 485 = 2415 \text{ mm} > 2000 \text{ mm} \rightarrow vorh l_v = 2000 \text{ mm}$$

$$rech Z_l = 0,150 \cdot \sqrt{30 \cdot 20 \cdot 5 \cdot 2000} = 367,4 \text{ kN}$$

- Die zu dieser Laschenzugkraft gehörige Dehnungsebene wird nun berechnet.

Bruchzustand (verstärkt)

Vordehnung:

ε_{b0}	0,083 [o/oo]	$\varepsilon_{s1,0}$	0,040 [o/oo]
x_0	66 [mm]	$\varepsilon_{s2,0}$	0,478 [o/oo]
$\varepsilon_{sl,0}$	0,554 [o/oo]		

Dehnungszustand:

ε_b	0,260 [o/oo]	ε_l	0,58 [o/oo]
x	95 [mm]	$x \leq d$	
ε_{s2}	0,970 [o/oo]		
ε_{s1}	0,167 [o/oo]		
ε_r	0,000 [o/oo]		
α_1	0,124531 [-]		
α_2	0,000000 [-]		
k_{a1}	0,337113 [-]		
k_{a2}	0,000000 [-]		
a_m	32 [mm]		
D_b	643,58 [kN]	z_s	417 [mm]
D_{s1}	43,67 [kN]	z_l	478 [mm]
Z_{s2}	319,85 [kN]	N_u	0,00 [kN]
Z_l	367,40 [kN]	M_u	308,81 [kNm]
a_D	32 [mm]		

- Verhältnis von rechnerisch aufnehmbaren zu vorhandenem Moment:

$$\frac{\text{rech } M_{uV}}{\text{vorh } M_{uV}} = \frac{308,8}{571} = 0,54 \rightarrow 54 \%$$

Sieht man von der Beschränkung der rechnerisch ansetzbaren Verankerungslänge ab, so erhält man die maximale Laschenzugkraft zu

$$Z_l = 0,150 \cdot \sqrt{30 \cdot 20 \cdot 5 \cdot 2415} = 403,75 \text{ kN.}$$

- rechnerisch aufnehmbares Moment nach Dehnungsberechnung

$$\max M_{uV} = 332,6 \text{ kNm}$$

$$\Rightarrow \frac{\max M_{uV}}{\text{vorh } M_{uV}} = \frac{332,6}{571} = 0,58 \rightarrow 58 \%$$

Verankerung nach Neuentwurf 03.96

- Mittelwert der Verbundbruchkraft:

$$k_c = 1 \quad , \text{Schalseite}$$

$$k_b = 1,06 \cdot \sqrt{\frac{2 - 150/216}{1 + 150/400}} = 1,03 > 1$$

$$f_{cm} = 2,06 \text{ N/mm}^2$$

$$E_t = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$b_t = 150 \text{ mm} ; t_t = 20 \text{ mm} \leq 20 \text{ mm}$$

$$1,75\tau_{0V} = \frac{0,7 \cdot 240 + 32}{216 \cdot 450} \cdot 10^3 = 2,06 \text{ N/mm}^2$$

$$\eta_B = \frac{571}{338,4} = 1,69$$

$$k_{bii} = 1 + \frac{2,06}{2,06} \cdot \frac{1,69 - 1}{1,69} = 1,41$$

$$T_{m,\max} = \frac{1}{0,8} \cdot 0,35 \cdot 0,150 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,41 \cdot \sqrt{2,06 \cdot 210000 \cdot 20} = 280,38 \text{ kN}$$

$$l_{t,\max} = \sqrt{\frac{210000 \cdot 20}{4 \cdot 2,06}} = 714 \text{ mm}$$

- vorhandene Verankerungslänge:

$$l_{t,\text{vorh}} = -(100 + 485) + \sqrt{2 \cdot (100 + 485) \cdot 563 + (100 + 485)^2} = 500 \text{ mm}$$

$$s_t = \frac{628}{1267,7} 3000 - (100 + 485) = 901 \text{ mm} > 714 \text{ mm} = l_{t,\text{vorh}}$$

$$\Rightarrow l_t = l_{t,\text{vorh}} = 500 \text{ mm}$$

- Verbundbruchkraft für vorhandene Verankerungslänge

$$T_{m,0} = T_{m,\max} \cdot \frac{l_{t,\text{vorh}}}{l_{t,\max}} \cdot \left(2 - \frac{l_{t,\text{vorh}}}{l_{t,\max}}\right) = 280,38 \cdot \frac{500}{714} \cdot \left(2 - \frac{500}{714}\right) = 255,2 \text{ kN}$$

Wie beim Versuch München 1993 endet ein Stab der unteren Bewehrungslage 1 m vor der Auflagerachse, so daß die entsprechende Laschenzugkraft am Angriffspunkt der Last F nicht direkt in der Zugkraftlinie bestimmt werden kann. Es wird deshalb zunächst der Dehnungszustand bei $x = v + a_0 + l_t$ ermittelt. Die Vordehnungen an dieser Stelle sind klein und werden daher vernachlässigt.

Dehnungszustand für $M(x = v + a_0 + l_t)$ nach Neuentwurf 03.96

$$x = 100 + 485 + 500 = 1085 \text{ mm}$$

Dehnungszustand:

ε_b	0,111 [o/oo]		ε_i	0,41 [o/oo]
x	109 [mm]	$x \leq d$		
ε_{s2}	0,334 [o/oo]			
ε_{s1}	0,076 [o/oo]			
ε_r	0,000 [o/oo]			
α_1	0,054330 [-]			
α_2	0,000000 [-]			
k_{a1}	0,334900 [-]			
k_{a2}	0,000000 [-]			
a_m	37 [mm]			
D_b	323,48 [kN]		z_s	403 [mm]
D_{s1}	19,94 [kN]		z_i	473 [mm]
Z_{s2}	88,18 [kN]		N_u	0,00 [kN]
Z_i	255,23 [kN]		$M_{uV,x}$	156,49 [kNm]
a_D	37 [mm]			

- Die dieses Moment erzeugende äußere Last F kann nun bestimmt werden:

$$\text{Gleichgewichtsbedingung: } M_{uV,x} = \frac{g \cdot l}{2} \cdot x - \frac{g \cdot x^2}{2} + \frac{7}{10} \cdot F$$

$$\Rightarrow F = \frac{10}{7} \cdot \frac{M_{uV,x}}{x} + \frac{5}{7} g x - \frac{5}{7} g l = \frac{10}{7} \cdot \frac{156,49}{1,085} + 6,4 \cdot \frac{5}{7} \cdot 1,085 - 6,4 \cdot \frac{5}{7} \cdot 10 = 165,3 \text{ kN}$$

- Moment am Lastangriffspunkt:

$$\text{neu } M_{uV} = 165,29 \cdot 0,7 \cdot 3 - \frac{6,4 \cdot 3^2}{2} + 6,4 \cdot 5 \cdot 3 = 414,315 \text{ kN}$$

- Verhältnis von rechnerisch aufnehmbaren zu vorhandenem Moment:

$$\frac{\text{neu } M_{uV}}{\text{vorh } M_{uV}} = \frac{414,32}{571} = 0,73 \rightarrow 73\%$$

Läßt man bei der Bestimmung der Verbundbruchkraft den Beiwert $k_{b\bar{u}}$ für Laschenverbügelung weg, so erhält man

$$T_{m,0} = \frac{255,2}{1,41} = 181,0 \text{ kN.}$$

- rechnerisch aufnehmbares Moment nach Dehnungsberechnung ohne Beiwert $k_{b\bar{u}}$:

$$\text{neu } M_{uv} = 288,53 \text{ kNm}$$

$$\frac{\text{neu } M_{uv}}{\text{vorh } M_{uv}} = \frac{288,53}{571} = 0,51 \rightarrow 51 \%$$

3.6.3 Bewertung der Ergebnisse

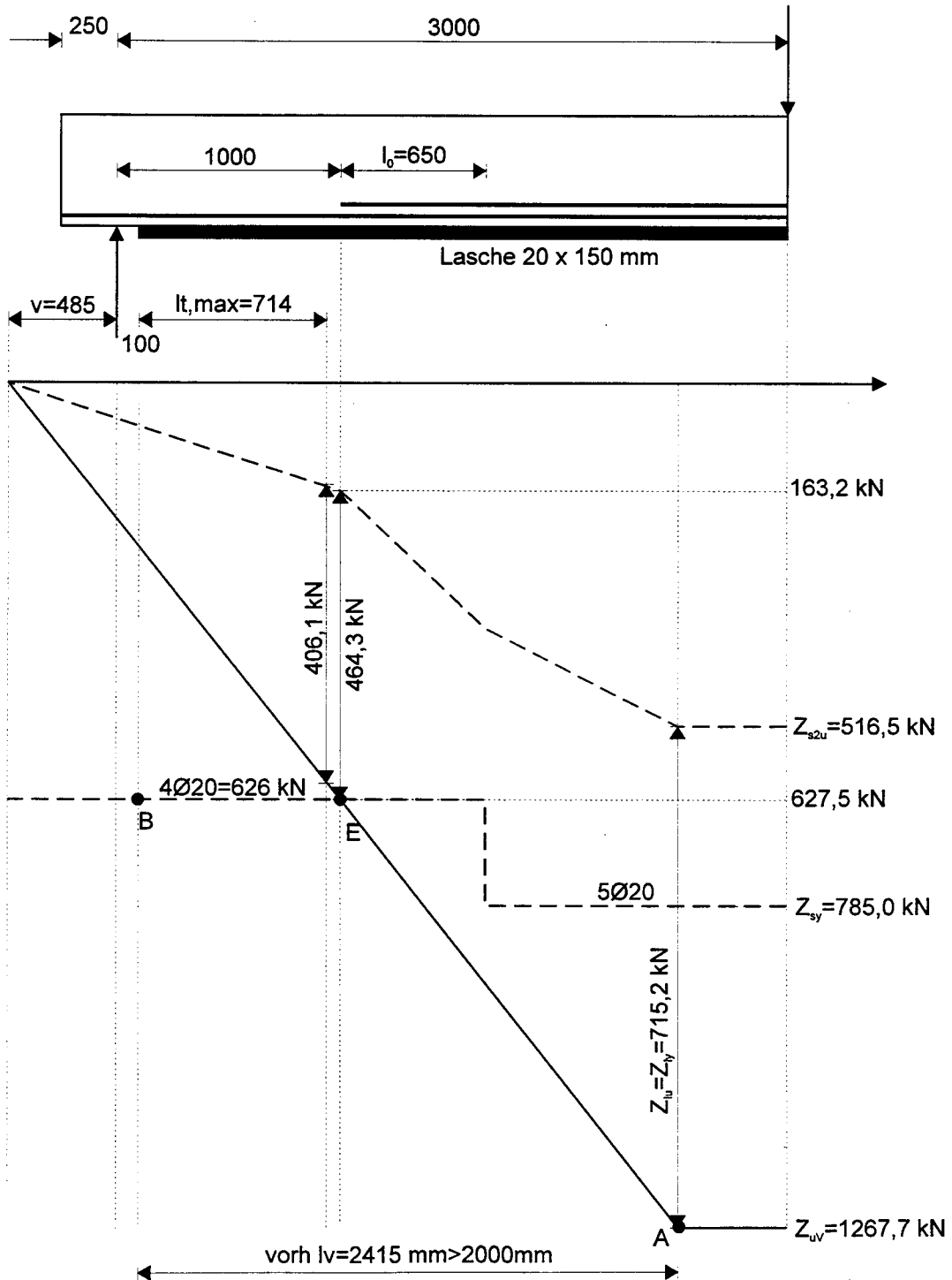
Das im Versuch erreichte Bruchmoment kann durch keines der beiden Verfahren nachgewiesen werden.

Bei der Berechnung nach der geltenden Richtlinie kann 54% des im Versuch erreichten Momentes aufgenommen werden. Hier greift die Beschränkung der Verankerungslänge auf 2m. Läßt man dies außer Acht und rechnet mit der geometrisch vorhandenen Verankerungslänge von 2,4m, so erhält man 58% des Versuchsmomentes.

Bei der Rechnung nach Neuentwurf erhält man als rechnerisches Bruchmoment 73% des Versuchswertes. Ohne Ansatz des Beiwertes $k_{b\bar{u}}$ ergeben sich nur 51% des maximalen Versuchsmomentes.

Die sehr breiten Schublaschen scheinen trotz des verhinderten Verbundes an der Zuglasche einen größeren Einfluß auf den Verbundbruchwiderstand zu haben als bisher angenommen.

Zugkraftlinie



3.7 Zusammenstellung und Vergleich der Ergebnisse

Für eine bessere Überschaubarkeit werden die Ergebnisse der Versuchsnachrechnungen auf den beiden folgenden Seiten in tabellarischer Form zusammengestellt.

3.7.1 Ergebnisse nach RL 02.93

Die Nachrechnung nach der geltenden Richtlinie (Ausgabe Februar 1993) bzw. nach den geltenden Zulassungen liegt in allen betrachteten Fällen auf der sicheren Seite. Es ist daher davon auszugehen, daß die nach geltender Richtlinie bemessenen Bauteile hinreichend sicher sind. In Abb. 14 ist die Übereinstimmung der rechnerischen Bruchmomente mit den im Versuch erreichten Bruchmomenten dargestellt.

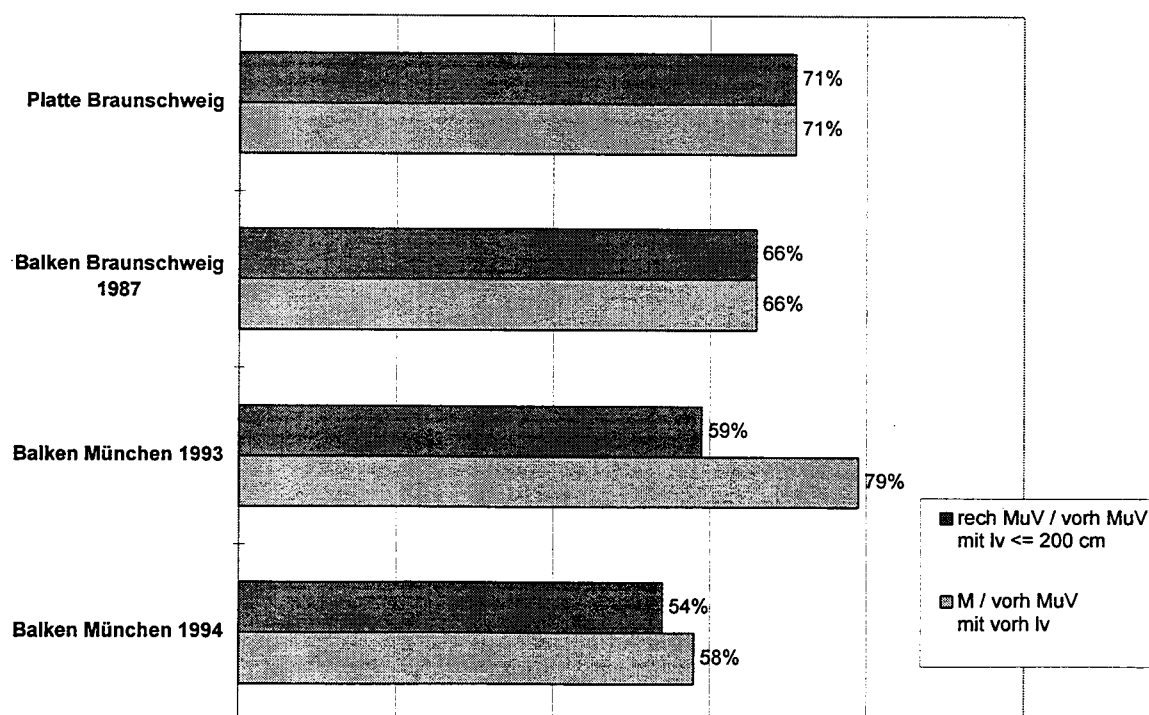


Abb. 14: Vergleich der rechnerischen Bruchmomente nach RL 02.93 mit den Versuchswerten (in Prozent). Bruchmoment im Versuch = 100%

	Versuchsplatte Braunschweig	Versuchsbalken Braunschweig 1987	Versuchsbalken München 1993	Versuchsbalken München 1994
Allgemeines:				
Laschengeometrie [mm ²]	3 x 6 x150	10 x 160	25 x 180	20 x 150
Versagensart	Verbundbruch	Verbundbruch	Stahlfließen	Verbundbruch
Bruchmoment vorh M_{uV}	125,6	521	1004,8	571
Biegeverstärkungsgrad η_B	1,64	2,18	1,94	1,69
Laschenfließen	nein	ja	ja	ja
Grad der Vordehnung	~ 8%	~ 33%	~ 15%	~ 20%
Haftzugfestigkeit f_{ctm} [N/mm	2,2 (*)	2,44	4,14	2,06
geklebte Schubleche	-	ja	ja	ja
Berechnung nach geltender Richtlinie /7/				
$t_l \leq t_{l,gr} = 15$ mm	ja	ja	nein	nein
vorh l_v [cm]	64,3	174,7	393,2	241,5
rech Z_u (mit $l_v \leq 200$ cm)	433,0	327,6	794,9	367,4
rech M_{uV}	89,7	346,4	593,13	308,8
Z_u (ohne Beschränkung auf rech $l_v \leq 200$ cm)	-	-	1114,5	403,7
M_{uV}	-	-	797,3	332,6
Berechnung nach Neuentwurf /8/:				
$t_l \leq t_{l,gr} = 20$ mm	ja	ja	nein	ja
Schubspannung τ_{0V} [N/mm ²]	-	1,2	1,44	1,18
Beiwert $k_{b\ddot{u}}$	-	1,43	1,29	1,41
Grad der Laschenver- bügellung innerhalb l_t	-	~ 9%	~ 35%	~ 58%
neu Z_u	489,4	483,8	1126,8	528,8
neu M_{uV}	100,4	472,4	950,7	414,3
Z_u (ohne Beiwert $k_{b\ddot{u}}$)	-	338,2	1126,8	n. e.
M_{uV}	-	355	900,31	288,53

(*) nicht nachgewiesen

Erläuterungen zur Ergebnistabelle
Allgemeines:
Laschengeometrie [mm ²]
Versagensart
Bruchmoment vorh M_{uV} [kNm]
Biegeverstärkungsgrad $\eta_B = M_{uV} / M_{u0}$
Laschenfließen: Hat die Lasche im Versagenszustand die Fließgrenze erreicht?
Grad der Vordehnung: Verhältnis des Biegemomentes bei Applikation der Verstärkung M_0 zu dem Bruchmoment des unverstärkten Bauteils M_{u0}
Haftzugfestigkeit f_{ctm} [N/mm ²]
geklebte Schubleche vorhanden?
Berechnung nach geltender Richtlinie /7/:
Grenzdicke der Lasche $t_l \leq t_{l,gr} = 15$ mm eingehalten?
vorh l_v [cm]
rech Z_u (mit rech $l_v \leq 200$ cm) [kN]
rech M_{uV} [kNm]
Z_u (ohne Beschränkung auf rech $l_v \leq 200$ cm) [kN]
M_{uV} [kNm]
Berechnung nach Neuentwurf /8/:
Grenzdicke der Lasche $t_l \leq t_{l,gr} = 20$ mm eingehalten?
Grundwert der Schubspannung unter Gebrauchslast τ_{0V} [N/mm ²]
Beiwert $k_{b\ddot{u}}$
Grad der Laschenverbügelung innerhalb l_t
neu Z_u [kN]
neu M_{uV} [kNm]
Z_u (ohne Faktor $k_{b\ddot{u}}$) [kN]
M_{uV} [kNm]

Mit den Versuchsnachrechnungen nach alter Richtlinie werden teilweise nur geringe rechnerische Verstärkungsgrade erzielt. Beim Versuch München 1994 ergibt sich sogar ein rechnerischer Verstärkungsgrad < 1 . Dies muß mit dem geringen Grad der Vordehnung bei Applikation der Verstärkung erklärt werden. Die Grenzdehnung der Lasche ist ja auf 2‰ begrenzt. Der Hauptanteil der Gesamtzugkraft wird nun im verstärkten Zustand von der Klebelasche übernommen, deren geringe Grenzdehnung jedoch bald erreicht ist. Somit kann wegen der geringen Vordehnung die Tragfähigkeit der unteren Lage der Betonstahlbewehrung nicht ausgenutzt werden, ihre Fließkraft wird nicht erreicht.

Wenn die Richtlinie also vorsieht, daß im rechnerischen Bruchzustand die volle Mitwirkung der vorhandenen Bewehrung angenommen werden darf, so bedeutet dies nicht, daß automatisch ihre Fließkraft angesetzt werden kann. Vielmehr ist der Dehnungszustand der Bewehrung wirklichkeitsgetreu zu ermitteln.

3.7.2 Ergebnisse nach Neuentwurf 03.96

Bei der Nachrechnung mit dem Neuentwurf 03.96 ergibt sich eine bessere Übereinstimmung mit dem Versuchsverhalten als mit der gültigen Richtlinie. Dabei wurde mit dem Mittelwert der Verbundbruchkraft T_m und nicht mit dem charakteristischen Wert T_k gerechnet. Zum Teil kann jedoch auch hier die Tragfähigkeit der Betonstahlbewehrung nicht bis zur Fließgrenze ausgenutzt werden.

Der Vergleich der rechnerischen Bruchmomente mit den Versuchswerten ist in Abb. 15 dargestellt. Zusätzlich ist die nachgewiesene Oberflächenzugfestigkeit f_{ctm} mit angegeben.

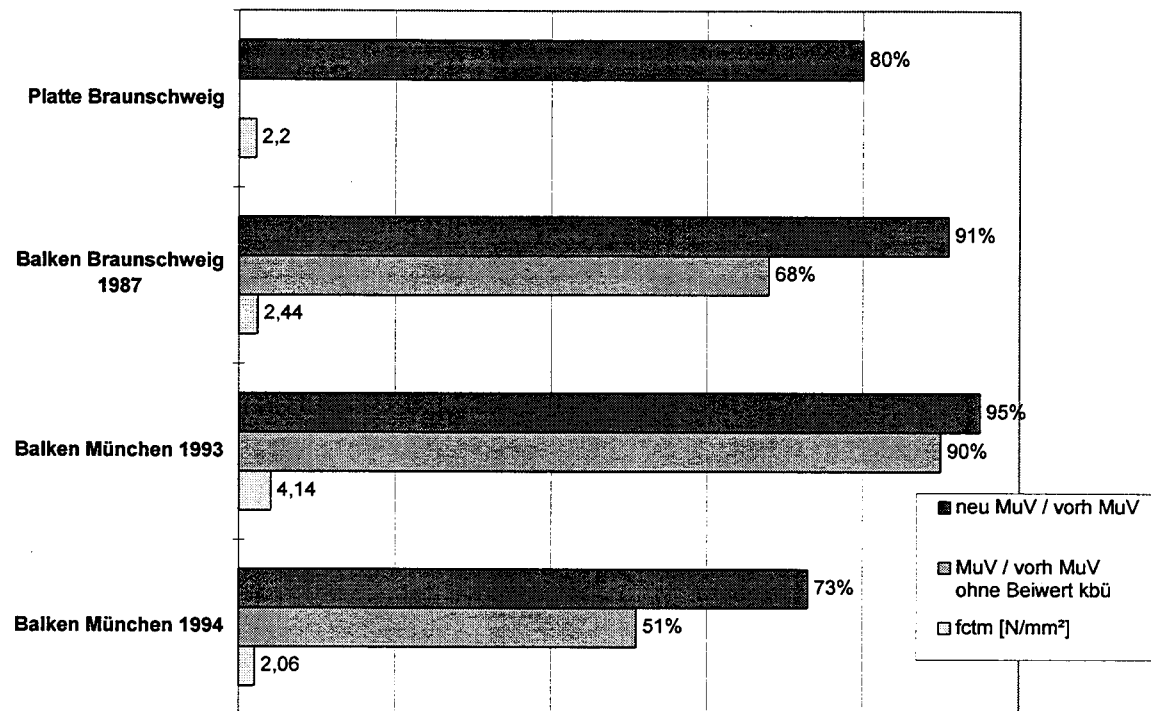


Abb. 15: Vergleich der rechnerischen Bruchmomente nach RL-E 03.96 mit Versuchswerten (in Prozent, Bruchmoment im Versuch = 100%), im Vergleich mit f_{ctm}

Aus der Darstellung von Abb. 15 könnte man den Schluß ziehen, daß mit steigender Oberflächenzugfestigkeit die Übereinstimmung von Versuch und Rechnung besser wird. Dabei dürfen aber nur die Versuche Braunschweig 1987 und München 1994 miteinander verglichen werden, bei denen die Versagensart Verbundbruch war. Im Versuch München 1993 war die Versagensart Stahlfließen. Die tatsächliche Verbundtragfähigkeit der Lasche wurde somit nicht erreicht. Die Größe der nachgewiesenen Oberflächenzugfestigkeit ist sicherlich von Bedeutung, kann aber die Abweichungen zwischen Versuch und Rechnung nicht erklären.

Bei der Versuchsplatte Braunschweig erhält man das rechnerische Bruchmoment zu 80% des Versuchswertes. Es wurden alle Vorgaben des Neuentwurfs eingehalten, so daß bei der Bemessung von Plattenverstärkungen keine Änderungen für erforderlich gehalten werden .

Bei den Balkenversuchen hingegen streuen die Ergebnisse stark. Es ist offensichtlich, daß die geklebten Schubleche die Verbundtragfähigkeit der Endverankerung stark verbessern. Daher werden die Ergebnisse mit und ohne Beiwert $k_{b\bar{u}}$ nun miteinander verglichen

Für den Versuchsbalken Braunschweig 1987 errechnet man mit dem Beiwert $k_{b\bar{u}}$ 91% des Bruchmomentes im Versuch. Dem widersprechend kann bei diesem Versuch aber nicht von einem gleichmäßig verteilten Anpreßdruck der Schublaschen auf die Zuglamelle im Verankerungsbereich ausgegangen werden. Dafür sind die Schublaschen zu schmal ausgeführt. Die konstruktiven Anforderungen an die Schubleche nach /8/, die ja Voraussetzung für die Berücksichtigung des Beiwertes $k_{b\bar{u}}$ sind, werden nicht erfüllt. Wird also $k_{b\bar{u}}$ nicht angesetzt, erhält man aber rechnerisch nur 68% des im Versuch erreichten Bruchmomentes.

Die Nachrechnung des Versuchsbalkens München 1993 zeigt eine sehr gute Übereinstimmung mit dem Versuchsverhalten. Die erreichte Laschenzugkraft im Versuch war immer noch kleiner als die Verbundtragfähigkeit der Laschenverankerung, die Versagensart war Stahlfließen. Die Verbundtragfähigkeit könnte also noch höher liegen. Entsprechend ist für den rechnerischen Bruchzustand das Erreichen der Laschengrenzdehnung von 2‰ im Punkt des maximalen Momentes maßgeblich und nicht die Verankerung. Die Verbundbruchkraft der Lasche ist wie erwartet größer als die rechnerische Laschenzugkraft. Daher verändert sich das Ergebnis kaum, wenn die kleinere Verbundbruchkraft ohne den Beiwert $k_{b\bar{u}}$ angesetzt wird.

Beim Versuchsbalken München 1994, der im Bereich der Verankerung der Zuglasche die stärksten geklebten Schubleche aufwies, erhält man ein Verhältnis von rechnerischem Bruchmoment zu Versuchsmoment von 73%. Wird der Beiwert $k_{b\bar{u}}$ unberücksichtigt gelassen, so erhält man nur 51%. Im Vergleich zum Versuch Braunschweig 1987 sind das sehr unbefriedigende Werte, da doch die Steigerung der Verbundbruchkraft durch die starken Schublaschen viel größer sein müßte als dort.

Der Vergleich der Balkenversuche ergibt damit ein widersprüchliches Bild. Zusammenfassend kann zunächst gesagt werden, daß offensichtlich die Berechnung nach Neuentwurf /8/ mit dem Beiwert k_{bu} die Verbesserung der Verankerungstragfähigkeit durch Schublaschen nicht wirklichkeitsnah erfassen kann.

Es steht jedoch außer Frage, daß die Schublaschen die Verankerungstragfähigkeit verbessern. Die Einführung des Beiwertes k_{bu} war sicher ein guter Schritt in die richtige Richtung. Die hier vorgenommenen Versuchsauswertungen zeigen aber, daß noch mehr Überlegungen in dieser Richtung angestellt werden müssen. Weitere Versuche, die Aussagen über die Tragwirkung von Schublaschen ermöglichen, sind bisher nicht vorgenommen worden.

4 Verbundkrafterhöhende Wirkung von Schublaschen

Die Versuchsnachrechnungen haben gezeigt, daß die Übereinstimmung der Rechnung nach Neuentwurf /8/ mit den Versuchsergebnissen bei der Platte und beim Versuchsbalken München 1993 recht gut ist. Bei der Berechnung ohne Berücksichtigung der verbundkrafterhöhenden Wirkung von Laschenbügeln im Verankerungsbereich von Zuglamellen (also ohne Beiwert $k_{b\ddot{u}}$) werden die im Versuch erreichten Verbundbruchwiderstände z.T. drastisch unterschätzt. Die Ergebnisse mit Berücksichtigung des Faktors $k_{b\ddot{u}}$ widersprechen sich in folgenden Punkten:

- Bei dem Versuchsbalken Braunschweig 1987 /17/ liefert die Berücksichtigung des Beiwertes $k_{b\ddot{u}}$ eine gute Übereinstimmung zwischen rechnerischem und vorhandenem Bruchmoment. Die Laschenbügel sind aber viel zu schmal ausgeführt ($b_{lb} = 40 \text{ mm}$), als daß man von einem gleichmäßig verteilten Anpreßdruck der Laschenbügel auf die Zuglamelle ausgehen könnte (konstruktive Anforderungen nach RL-E 03.96 an Laschenbügel im Verankerungsbereich sind nicht eingehalten). Der Faktor $k_{b\ddot{u}}$ darf somit eigentlich nicht angesetzt werden.
- Der Versuchsbalken München 1994 /18/ weist die breitesten ($b_{lb} = 250 \text{ mm}$) Laschenbügel und den geringsten Abstand zwischen ihnen auf. Dennoch wird trotz Berücksichtigung von $k_{b\ddot{u}}$ das im Versuch erreichte Verbundbruchmoment um etwa 27% unterschätzt.

Aufgrund dieser Widersprüche sind die Verfasser der Meinung, daß der Beiwert $k_{b\ddot{u}}$ im Neuentwurf nicht geeignet ist, die verbundkrafterhöhende Wirkung von Laschenbügeln wirklichkeitsgetreu abzubilden.

Im folgenden soll diese Kritik theoretisch untermauert und Anregungen gegeben werden, wie der verbundkrafterhöhende Effekt von Laschenbügeln im Verankerungsbereich der Zuglasche besser berücksichtigt werden kann.

4.1 Herleitung des Beiwertes $k_{b\bar{u}}$ in RL-E 03.96 /8/

Um die hier geführte Kritik theoretisch begründen zu können, muß zuvor gezeigt werden, auf welchen Annahmen und Überlegungen der Beiwert $k_{b\bar{u}}$ beruht.

Es wurde angenommen, daß in einem 45° - Fachwerk im Bruchzustand der von den Laschenbügeln auf die Zuglasche ausgeübte, als gleichmäßig verteilt gedachte Anpreßdruck gleich der Schubspannung infolge der auf die Lasche entfallenden Querkraft ist /22/.

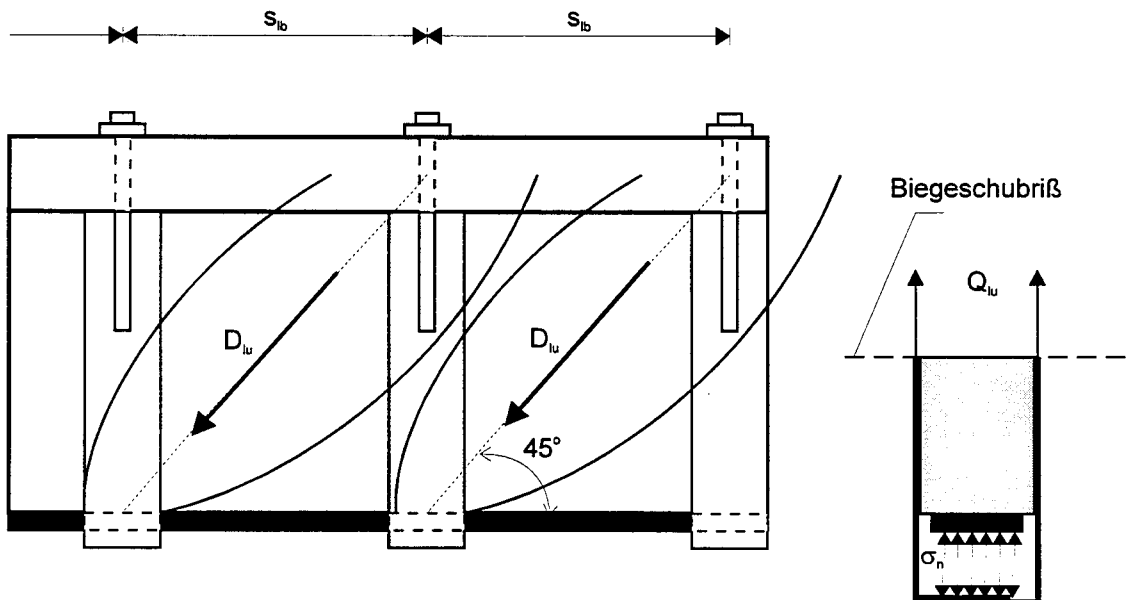


Abb. 16: Annahmen für den Beiwert $k_{b\bar{u}}$ in /8/

Die Vertikalkomponente der schrägen Druckstrebenkraft D_{lu} ist Q_{lu} . Damit ergibt sich für die Größe des Anpreßdrucks:

$$\sigma_n = \frac{Q_{lu}}{b_l \cdot z_l} \quad (4.1)$$

mit:

$$Q_{lu} = \frac{M_{lu}}{M_u} Q_u = \frac{M_u - M_{su}}{M_u} Q_u \quad (4.2)$$

Eine Annahme auf der sicheren Seite ist, daß das im verstärkten Zustand auf die Innenbewehrung entfallende Moment gleich dem Bruchmoment im unverstärkten Zustand ist:

$$Q_{lu} = \frac{\eta_B \cdot M_{u0} - M_{u0}}{\eta_B \cdot M_{u0}} Q_u = \frac{\eta_B - 1}{\eta_B} \cdot Q_u \quad (4.3)$$

$$\sigma_n = \frac{Q_u}{b_l \cdot z_l} \cdot \frac{\eta_B - 1}{\eta_B} \approx 1,75 \cdot \tau_{0V} \cdot \frac{\eta_B - 1}{\eta_B} \quad (4.4)$$

τ_{0V} ist der Grundwert der Schubspannung im verstärkten Zustand unter Gebrauchslast und η_B der vorhandene Biegeverstärkungsgrad.

Nach Holzenkämpfer /4/ besteht der folgende Zusammenhang zwischen den Verbundbruchkräften ohne Anpreßdruck $T_{k,max}$ und mit Anpreßdruck $T_{kn,max}$:

$$T_{kn,max} = \left(1 + \frac{\mu_n \cdot \sigma_n}{1,8 \cdot f_{ctm}}\right) \cdot T_{k,max} \quad (4.5)$$

und mit $\mu_n = 1,8$ folgt:

$$T_{kn,max} = \left(1 + \frac{1,75 \cdot \tau_{0V} \cdot \eta_B - 1}{f_{ctm} \cdot \eta_B}\right) \cdot T_{k,max} = k_{b\ddot{u}} \cdot T_{k,max}$$

wobei definiert wird:

$$k_{b\ddot{u}} = 1 + \frac{1,75 \cdot \tau_{0V} \cdot \eta_B - 1}{f_{ctm} \cdot \eta_B} \quad (4.6)$$

Mit der Definition (4.6) ist der Beiwert $k_{b\ddot{u}}$ für Balken in den Neuentwurf 03.06 /8/ eingegangen.

4.2 Kritik

In Abb. 16 ist zu erkennen, daß an einem Biegeschubriß die von einem Laschenbügel aufzunehmende Zugkraft im Gleichgewicht mit einem Anpreßdruck auf der Laschenunterseite stehen soll. Dem widerspricht die gängige Praxis, daß die Laschenbügel seitlich mit dem Beton verklebt werden. Bei den Versuchen München 1993 und 1994 war dies auch der Fall. Bei der Herleitung des Beiwertes $k_{b\ddot{u}}$ wird unterstellt, daß keine Kräfte über den seitlichen Klebeverbund in den Beton

eingeleitet werden können, was aber in Wirklichkeit der Fall ist. Deshalb ist die angenommene Größe des Anpreßdrucks der Laschenbügel auf die Zuglamelle keinesfalls sichergestellt. Dies stellt eine inkonsequente Regelung im Richtlinienentwurf dar:

Einerseits wird gefordert, daß die Regeln des Stahlbeton- und Spannbetonbaus einzuhalten sind. Andererseits jedoch werden sie bei der Herleitung des Faktors $k_{b\ddot{u}}$ außer Acht gelassen, denn im Spannbetonbau muß ein enormer Aufwand betrieben werden, um sicherzustellen, daß die Vorspannkraft auch in ihrer geplanten Größe aufgebracht wird bzw. werden kann. Der Anpreßdruck auf Zuglamellen zur Erhöhung der Verbundtragfähigkeit hat den Charakter einer Vorspannkraft. Der an sich richtige Ansatz des Beiwertes $k_{b\ddot{u}}$ muß in dieser Hinsicht überprüft werden.

Der unter den in Kapitel 4.1 genannten Annahmen eingeführte Faktor $k_{b\ddot{u}}$ ist in der vorgestellten Form noch nicht geeignet, die verbundkrafterhöhende Wirkung von Laschenbügeln im Verankerungsbereich von Zuglamellen zutreffend zu beschreiben. Die Ergebnisse der Versuchsnachrechnungen sind widersprüchlich.

4.3 Eigene Überlegungen

Versuche ohne Laschenbügel haben gezeigt, daß der Verbundbruch parallel zur Klebfläche wenige Millimeter über der Klebschicht im Beton eintritt¹. Der Bruch tritt schlagartig und ohne Vorankündigung ein. Die Betonbruchfläche ist unregelmäßig. Zum Teil sind die Grobzuschlagkörner aus der Zementmatrix herausgerissen, andere sind abgeschert. Weiterhin sind in engem Abstand in Beanspruchungsrichtung feine Sekundärrisse zu beobachten. Der Verlauf dieser Risse kann mit einem Längsschnitt durch den Betonkörper festgestellt werden. Die Risse erstrecken sich bis in eine Tiefe von ca. 10 - 15 mm und weisen eine Rißneigung von etwa 20 - 30° gegen die Klebfläche auf. Holzenkämpfer veranschaulicht die Beanspruchungen in der Verbundzone idealisierend durch ein Zweiphasensystem bestehend aus kugeligen Zuschlagkörnern und der Zementmatrix². Weiterhin nimmt er an, daß die Zuschlag-

¹ vgl. /3/, Kap. 4.3.1, S. 101, Bild 4.7 und /4/, Kap. 3.5.5.3, S.58ff, Bild 3.30

² vgl. /4/, Kap. 3.5.5.3, Bild 3.33, S. 61

körner eine höhere Festigkeit besitzen als die Matrix, und daß daher der Verbundriß durch die Matrix, aber entlang des Umfangs des Zuschlags verläuft. Unter diesen Annahmen öffnet sich der Verbundriß mit zunehmender Relativverschiebung normal zur Klebschicht. Bei Erreichen der Bruchverschiebung s_{10} ist die Reißrauhigkeit überwunden, die Rißufer berühren sich nur noch punktuell und die übertragbare Verbundspannung ist gleich Null. Holzenkämpfer ist der Auffassung, daß dann nur noch durch einen von außen aufgebracht Anpreßdruck über Reibung konstante Verbundspannungen aufgebaut werden können.

An diesem Punkt setzten die eigenen Überlegungen zur verbundkrafterhöhenden Wirkung von Laschenbügeln im Verankerungsbereich von Zuglamellen an.

Der Effekt, daß eine zunehmende Relativverschiebung mit einer Rißöffnung normal zur Klebschicht einhergeht, wird durch die Laschenbügel behindert. Durch diese behinderte Querverformung entsteht nun ein induzierter Querdruck normal zur Klebschicht. Dadurch steigt die maximal übertragbare Verbundspannung und damit der Verbundbruchwiderstand erheblich an.

Die induzierten Druckspannungen, die ohne die Schublaschen nicht auftreten würden, bewirken, daß die Neigung der Druckspannungstrajektorien in der Verbundzone einen größeren Winkel zur Klebfläche erreicht.

Es gibt einen weiteren möglichen Ansatz, wie die Erhöhung der Verbundspannung erklärt werden kann:

G. Rehm /11/ hat bei Ausziehversuchen mit Betonrippenstahl Spitzenwerte der übertragbaren Verbundspannung beobachtet, die weit über der Scherfestigkeit des Betons lagen. Diese Tatsache führt er auf die allseitige Querbehinderung des Mörtels zurück ³.

Auch Ranisch /3/ ermittelte in Versuchen an Doppellaschenkörpern Spitzenwerte der Verbundspannung, die unerwartet hoch lagen. Er erklärt dies mit der Laschenbiegung, die durch die Exzentrizität der Laschenzugkraft gegenüber der

³ vgl. /11/, Kap. 3.12, S. 8 ff.

Betonoberfläche zustande kommt. Sie weckt Querdruckspannungen auf einen kurzen Bereich am belasteten Laschenende, die mit Querkzugspannungen entlang der verbleibenden Verbundlänge im Gleichgewicht stehen⁴. Ähnlich wie bei Rehm /11/ behindern diese Querdruckspannungen innerhalb dieses kurzen jedoch hoch beanspruchten Bereichs die Rißöffnung normal zur Klebschicht. Da dieser Bereich wirklich nur sehr kurz im Vergleich zur verbleibenden Verankerungslänge ist, treten zwar lokal sehr große Verbundspannungen auf, jedoch trägt dies nicht dazu bei, den Verbundbruchwiderstand entscheidend zu erhöhen.

Bei stahllaschenverstärkten Balken hingegen, die mit Laschenbügeln ausgeführt werden, ist die Querverformung, sprich die Rißöffnung normal zur Klebschicht, entlang einer relativ **großen** Länge des Verankerungsbereichs behindert. Zwischen den Laschenbügeln hängt die Höhe der möglichen Querverformung von der Biegesteifigkeit der Zuglamelle ab.

Es kann also zusammenfassend festgestellt werden, daß sich der Verbundbruchwiderstand nicht nur durch einen von außen aufgebrachten Anpreßdruck erhöhen läßt, sondern auch durch eine durch Laschenbügel behinderte Querverformung. Der Unterschied zwischen einem von außen aufgebrachten Anpreßdruck und einer behinderten Querverformung liegt darin, daß sich durch eine behinderte Querverformung die Bruchverschiebung s_{l0} nicht vergrößern läßt. Nach berschreiten der Rirauhigkeit fallen die Druckspannungen normal zur Klebschicht wieder auf Null ab, und somit können keine Verbundspannungen über Reibung übertragen werden. Die Erhöhung der Verbundbruchenergie ist nach dieser Vorstellung nur auf größere übertragbare Verbundspannungen zurückzuführen. Dies kann in einem modifizierten Verbundansatz berücksichtigt werden:

- Verbundbruchenergie nach Holzenkämpfer ohne Anpreßdruck:

$$G_F = \frac{1}{2} \cdot \tau_{ll} \cdot s_{l0} \quad (4.7)$$

⁴ vgl. /3/, 4.3.2, S. 108 ff., Bild 4.14 u.4.1.5

- Verbundbruchenergie des modifizierten Verbundansatzes:

$$G_{F,mod} = \frac{1}{2} \cdot \tau_{I1,mod} \cdot S_{I0} \quad (4.8)$$

$\tau_{I1,mod}$ ist dabei die maximal übertragbare Verbundspannung bei behinderter Querverformung durch Laschenbügel.

- Ermittlung des Beiwertes $k_{b\ddot{u}}$:

$$\frac{G_{F,mod}}{G_F} = \frac{\tau_{I1,mod}}{\tau_{I1}}$$

$$T_{k,b\ddot{u}} = \sqrt{\frac{G_{F,mod}}{G_F}} \cdot T_{k,max} = \sqrt{\frac{\tau_{I1,mod}}{\tau_{I1}}} \cdot T_{k,max} = k_{b\ddot{u}} \cdot T_{k,max} \quad (4.9)$$

Der so eingeführte Faktor $k_{b\ddot{u}}$ kann nur durch Versuche quantifiziert werden. Es muß genauer ermittelt werden, wie sich der Verankerungsbereich von mit Laschenbügeln ausgeführten stahllaschenverstärkten Balken verformt und welche Spannungen dabei auftreten.

Bei diesen Versuchen müßten dann die folgenden Parameter variiert werden:

- Verhältnis A_v/A_{Ib}
- Achsenabstand der Laschenbügel
- Querkraftbelastung im Verankerungsbereich
- Breite des Bauteils

Schließlich kann in dieser Versuchsreihe auch der Einfluß der Verankerung der Laschenbügel selbst untersucht werden. Wenn die vorhandene innere Bügelbewehrung intakt ist und für die Aufnahme der Querkraft ausreicht, ist es denkbar, auf die aufwendige Verankerung der Laschenbügel im Druckbereich des Bauteils zu verzichten. Die Kräfte der Laschenbügel könnten in diesem Falle über den Verbund der seitlichen Klebeflächen verankert werden. Dabei ist analog zu den Längslaschen eine ausreichende Verankerungs- bzw. Überdeckungslänge zur

inneren Bewehrung nachzuweisen. Versuche dieser Art, die Aussagen über die Verbesserung der Verankerungstragfähigkeit durch Laschenbügel ermöglichen würden, sind bisher nicht durchgeführt worden.

5 Zusammenfassung

Ein verbreitetes Verfahren zur Verstärkung von Stahlbetonbauteilen ist das Aufkleben von Stahllaschen auf den Beton. Für die Berechnung dieser Verstärkungen gibt es mehrere Modelle, die sich im Ansatz und im daraus folgenden Ergebnis erheblich unterscheiden.

Bisher wurde in den Verfahrenszulassungen bzw. in der Zulassungsrichtlinie des DIBt /7/ das Rechenverfahren nach Ranisch angewandt. Nun soll die Richtlinie durch einen Neuentwurf /8/, der auf dem Verfahren nach Holzenkämpfer basiert, ersetzt werden.

Im Abschnitt 2 wird auf die Grundlagen der modellhaften Beschreibung des Verbundverhaltens eingegangen. Ausgehend von der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes werden die verschiedenen Ansätze der Rechenmodelle nach Ranisch /3/, Holzenkämpfer /4/ und Pichler /21/ vorgestellt.

Es wird gezeigt, daß bei dem Verfahren nach Ranisch die Verbundbruchkraft monoton mit der Verbundlänge ansteigt. Das Modell unterscheidet nicht zwischen Verbundspannungen in der Klebefuge aus Momentenänderung und aus Verankerungswirkung. Damit wird die falsche Kraft über die falsche Länge verankert. Bei dem Verfahren nach Holzenkämpfer wächst die Verbundbruchkraft ab einer Grenzverankerungslänge $l_{t,max}$ nicht weiter an. Zum Vergleich wird auch das Rechenmodell von Pichler herangezogen. Die Übereinstimmung der Verbundbruchkraft nach Pichler und Holzenkämpfer ist gut. Obwohl unterschiedliche Verbundansätze verwendet werden, ist die Bruchenergie annähernd gleich.

Der Hauptteil der vorliegenden Arbeit befaßt sich mit der Nachrechnung von Versuchen mit den beiden gängigen Berechnungsverfahren nach Ranisch in der gültigen Zulassungsrichtlinie und nach Holzenkämpfer im Neuentwurf 03/96. Die Nachrechnungen werden mit den vorhandenen Versuchsergebnissen verglichen.

Mit dem Verfahren nach Ranisch erhält man zulässige Momente, die um etwa 1/3 unter den Versuchswerten liegen. Es ist daher davon auszugehen, daß die nach geltender Richtlinie bemessenen Bauteile hinreichend sicher sind. Die beste

Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen zeigt die Nachrechnung der Versuchsplatte Braunschweig.

Bei der Nachrechnung des Bruchzustandes ist folgendes zu beachten: In der Richtlinie ist vorgesehen, daß die volle Mitwirkung der vorhandenen Bewehrung angenommen werden darf. Dies bedeutet jedoch nicht, daß im Bruchzustand vereinfachend ihre Fließkraft angesetzt werden kann. Vielmehr ist der Dehnungszustand der Bewehrung wirklichkeitsgetreu zu ermitteln, je nachdem, ob die rechnerisch verankerbare Laschenzugkraft oder die Begrenzung der Laschendehnung auf 2‰ zur Vermeidung der Verbundentkopplung maßgeblich ist. Das Rechenverfahren kann aber wegen seiner fehlenden mechanischen Begründung nur ein Notbehelf sein und ist alsbald zu ersetzen.

Bei der Nachrechnung mit dem Verfahren des Neuentwurfs ergab sich bessere Übereinstimmung mit dem Versuchsverhalten als mit dem Verfahren der gültigen Richtlinie. Die Bemessungswerte werden jedoch darunterliegen, da bei den Nachrechnungen der Mittelwert T_m und nicht der charakteristische Wert T_k angesetzt wurde.

Für die Bemessung von Plattenverstärkungen werden keine Änderungen des Entwurfs für erforderlich gehalten. Bei den Nachrechnungen der Balkenversuche ergaben sich jedoch starke Abweichungen, was die verbundkrafte erhöhende Wirkung von Schublaschen im Verankerungsbereich der Zuglasche angeht, die durch den Beiwert $k_{b\ddot{u}}$ berücksichtigt werden soll. Die Ergebnisse, die man mit und ohne Beiwert $k_{b\ddot{u}}$ erhält, werden verglichen. Aufgrund der aufgezeigten Widersprüche wird der Schluß gezogen, daß der Beiwert in der vorliegenden Form nicht geeignet ist, die Verbesserung der Verankerungstragfähigkeit durch Schublaschen zutreffend zu beschreiben.

Im letzten Abschnitt werden Überlegungen dargestellt, wie die verbundkrafte erhöhende Wirkung von Laschenbügeln im Verankerungsbereich besser berücksichtigt werden kann. Die Herleitung des Beiwertes $k_{b\ddot{u}}$ wird angegeben. Sie beruht auf der Annahme, daß von den Schublaschen ein Anpreßdruck auf die Zuglasche ausgeübt wird, der gleich der Schubspannung infolge der auf die Lasche

entfallenden Querkraft ist. Diese Annahme kann nicht aufrechterhalten werden. Es muß vielmehr von einer durch die Schublaschen behinderten Querverformung ausgegangen werden, durch die größere Verbundspannungen übertragen werden können. Der Betrag dieser Erhöhung hängt nur von der Steifigkeit der Schublaschen und der Biegesteifigkeit der Zuglasche ab. Zur Verifizierung dieser Überlegungen ist weitere theoretische und experimentelle Arbeit nötig.

6 Literaturverzeichnis

- /1/ DIN 1045: Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung.
Ausgabe Juli 1988
- /2/ DIN 4227, Teil 1: Spannbeton; Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter
oder voller Vorspannung. Ausgabe Juli 1988
- /3/ RANISCH, E.-H.: Zur Tragfähigkeit von Verklebungen zwischen Baustahl
und Beton - Geklebte Bewehrung. Dissertation, Institut für Baustoffe,
Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Heft 54, 1982
- /4/ HOLZENKÄMPFER, P.: Ingenieurmodelle des Verbunds geklebter
Bewehrung für Betonbauteile. Dissertation, Institut für Baustoffe,
Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Heft 108, 1994
- /5/ ROSTASY, F.S.; HOLZENKÄMPFER, P.; HANKERS, CH.: Rechen-
modelle zur Vorhersage des Versagens der Klebverbundverankerung für
stahllaschenverstärkte Stahlbetonbiegetragglieder. Abschlußbericht,
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig,
April 1995. Teilweise abgedruckt als: Geklebte Bewehrung für die
Verstärkung von Betonbauteilen. Betonkalender 1996, Teil 2, S. 547-576.
- /6/ INSTITUT FÜR BAUTECHNIK, BERLIN: Schubfeste Klebeverbindung
zwischen Stahlplatten und Stahlbetonbauteilen oder Spannbetonbauteilen.
Zulassungsbescheid der Fa. Dipl.-Ing. R. Laumer GmbH & Co.,
Bautechnik, Zulassungsnummer: Z.36.1-4, 2. Dezember 1992
- /7/ DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK: Richtlinien für das
Verstärken von Betonbauteilen durch Ankleben von Stahllaschen. Fassung
Februar 1993
- /8/ DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK: Richtlinie für das Verstärken
von Betonbauteilen durch Ankleben von Stahllaschen. Entwurf März 1996
- /9/ LADNER, M.; WEDER, CH.: Geklebte Bewehrung im Stahlbetonbau.
Eidgenössische Materialprüfungs- und Versuchsanstalt, Dübendorf,
Bericht Nr. 206, 1981

- /10/ LADNER, M.; PRALONG, J.; WEDER, CH.: Geklebte Bewehrung: Bemessung und Erfahrungen. Eidgenössische Materialprüfungs- und Versuchsanstalt, Dübendorf, Bericht Nr. 116/5, April 1990
- /11/ REHM, G.: Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 138, Berlin, 1961
- /12/ LEONHARDT, F.: Vorlesungen über Massivbau, Teil 1 - Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau. Springer-Verlag, 1984
- /13/ ROSTASY, F.S.; RANISCH, E.-H.: Nachträgliche Verstärkung von Stahlbetonplatten durch Ankleben von Bewehrung. Abschlußbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig
- /14/ MÜLLER, H.H.; DERFLINGER, F.: Grundsatzprüfung zur Erlangung eines Zulassungsbescheides für die Herstellung von schubfesten Klebeverbindungen zwischen Stahlplatten und Stahlbetonbauteilen. Untersuchungsbericht Nr.: 1190/De/K, Institut für Bauingenieurwesen III, TU München, 19.7.1984
- /15/ ROSTASY, F.S.; RANISCH, E.-H.: Grundsatzprüfung für angeklebte Laschenverstärkungen. Untersuchungsbericht Nr. 84409-Ra/CC-, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 16.7.1984
- /16/ PRAVIDA, J.: Untersuchungen an einem Stahlbetonplattenbalken mit verstärkender Klebearmierung. Diplomarbeit Nr.: 263, TU München, 1993
- /17/ ROSTASY, F.S.; RANISCH, E.-H.: Durchführung eines Grundsatzversuches mit Klebearmierungen für nicht vorwiegend ruhende Lasten. Untersuchungsbericht Nr.: 4426/1559-Ra/CC-, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 15.5.1987
- /18/ MÜLLER, H.H.; NIEDERMEIER, R.: Bericht über Untersuchungen an einem Stahlbetonplattenbalken mit verstärkender Klebearmierung bei verhindertem Verbund zwischen den Schubblechen und der Klebelamelle. Bericht Nr.: 1090/Nie, Institut für Tragwerksbau, TU München, 7.3.1994

- /19/ ROSTASY, F.S.; RANISCH, E.-H.; HANKERS, CH.: Durchführung eines Grundsatzversuches mit geklebter Bewehrung unter dynamischen Lasten. Untersuchungsbericht Nr.: 1566/243 8 -Ha/Pe-, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 13.2.1989
- /20/ ROSTASY, F.S.; HANKERS, CH.: Durchführung der Grundsatzprüfung zur Erlangung einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung für die Verstärkung von Betonbauteilen durch angeklebte Stahllaschen. Untersuchungsbericht Nr.: 1760/150 -Ha/Ha-, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 26.11.1991
- /21/ PICHLER, D.; WICKE, M.: Verstärkung von Betonbauteilen durch angeklebte Stahllamellen mit angepreßter Endverankerung. Auszug aus der am Institut für Betonbau an der Universität Innsbruck approbierten Dissertation des Erstautors, Beton- und Stahlbetonbau 89, Heft 10 und 11, Verlag Ernst & Sohn, 1994
- /22/ ROSTASY, F.S.; NEUBAUER, U.: Erhöhung des Verbundwiderstandes von Klebeverankerungen durch Laschenbügel. Tischvorlage für die Sitzung des Unterausschusses des SVA Klebetechnik am 11.12.1995, unveröffentlicht