

# 2021

116. Jahrgang  
April 2021  
ISSN 0005-9900

Sonderheft

# Beton- und Stahlbetonbau



**sce**

## Stahlfaserbeton

**Empirischer Ansatz zur Bestimmung  
der Nachrissbiegezugfestigkeit**

**Verwendung von stahlfaserverstärktem Stahlbeton  
bei Bodenplatten für automatisierte Hochregallager**

Sonderdruck aus Beton- und Stahlbetonbau, Sonderheft Stahlfaserbeton, S. 24–35 und S. 70–76

# Empirischer Ansatz zur Bestimmung der Nachrissbiegezugfestigkeit

Bei der Bemessung von Stahlfaserbeton legt der Planer auf Grundlage der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ die Leistungsklassen des Stahlfaserbetons (Nachrissbiegezugfestigkeit L1 und L2) als grundlegende Eigenschaften fest. In der Praxis stellt es sich oft als schwierig heraus, den Zusammenhang zwischen Leistungsklassen und erforderlichem Stahlfasergehalt in Abhängigkeit von der Stahlfaserart und der Betongüte herzustellen. Um sowohl für die Hersteller als auch für Planende und Überwachende eine Abschätzung der voraussichtlich notwendigen Stahlfasergehalte zu ermöglichen, existieren verschiedene empirische Ansätze zur näherungsweise Bestimmung der Nachrissbiegezugfestigkeit von Stahlfaserbeton. Deren Herleitung erfolgte jedoch auf Basis unterschiedlicher Versuche und fast ausschließlich auf Grundlage von wenigen bzw. „eigenen“ Versuchsergebnissen der jeweiligen Forschungsstellen, weshalb nur eine beschränkte Gültigkeit des jeweils vorgeschlagenen Näherungsansatzes vorliegt. Mithilfe der Biegebalken-Datenbank „Stahlfaserbeton“ wurden diese Ansätze systematisch analysiert und auf Basis dessen ein verbesserter Ansatz zur Bestimmung der Nachrissbiegezugfestigkeit von Stahlfaserbeton entwickelt, worüber im Beitrag berichtet wird.

**Stichworte** Stahlfaserbeton; Nachrissbiegezugfestigkeit; Nachrisszugfestigkeit; empirische Ansätze

## 1 Einleitung

Bei der Bemessung von Stahlfaserbeton wird nach der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [1] die rissüberbrückende Wirkung der Stahlfasern als Nachrisszugfestigkeit angesetzt [2, 3]. Da die Nachrisszugfestigkeit neben den verwendeten Stahlfasern und dem Fasergehalt auch von der Betonzusammensetzung abhängig ist (vgl. [4]), ist die Nachrisszugfestigkeit nach [1] mittels 4-Punkt-Biegezugversuchen nachzuweisen. Im Zuge der Bemessung muss jedoch vom Planer vorab die Nachrissbiegezugfestigkeit festgelegt werden. Dieses kann auf Grundlage der DAfStb-Richtlinie über sogenannte Leistungsklassen des Stahlfaserbetons (Nachrissbiegezugfestigkeit L1 und L2) erfolgen, die dann in eine Nachrisszugfestigkeit umzurechnen sind. Hierbei ist der L1-Wert für die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) und der L2-Wert für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) anzusetzen. Nichtsdestotrotz ist es in der Praxis oftmals äußerst schwierig, einen Zusammenhang zwischen Leistungsklasse und erforderlichem Fasergehalt in Abhängigkeit von Stahlfaserart und Betongüte herzustellen. Für eine grobe Abschätzung der voraussichtlich

## Empirical approach to determine the residual flexural strength

When designing steel fibre reinforced concrete, the designer determines the performance classes of the steel fibre reinforced concrete (residual flexural strength L1 and L2) as basic properties on the basis of the DAfStb guideline “Steel Fibre Reinforced Concrete”. In practice, it often turns out to be difficult to establish the relationship between performance classes and required steel fibre content depending on the type of steel fibre and the concrete quality. In order to make it possible for manufacturers as well as for designers and controllers to estimate the steel fibre content likely to be required, various empirical approaches exist for the approximate determination of the residual flexural strength of steel fibre reinforced concrete. However, they were derived on the basis of different tests and almost exclusively on the basis of few or “own” test results of the respective research centres, which is why a limited validity of the respective proposed approximation approach is available. Using the database “steel fibre reinforced concrete” on flexural beam tests, these approaches were systematically analysed and – on the basis of this – a modified approach for determining the residual flexural strength of steel fibre reinforced concrete was developed, which is reported in the article.

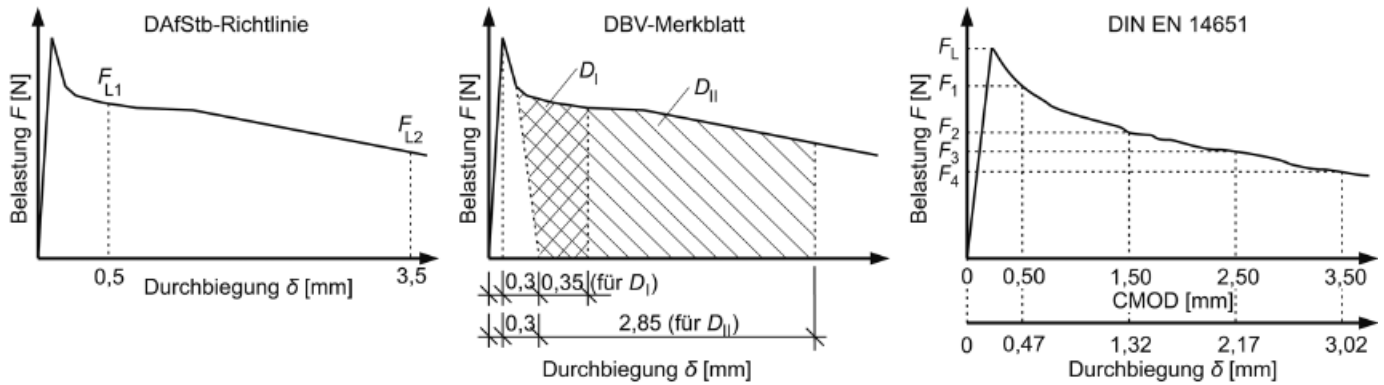
**Keywords** steel fibre reinforced concrete; residual flexural strength; residual tensile strength; empirical approaches

notwendigen Fasergehalte existieren empirische Ansätze zur näherungsweise Bestimmung der Nachrissbiegezugfestigkeit von Stahlfaserbeton. Ihnen liegen jedoch nur eine beschränkte Anzahl an Versuchsergebnissen zugrunde und sie besitzen folglich nur eine beschränkte Gültigkeit. Aus diesem Grund wurden diese Ansätze mithilfe der Biegebalken-Datenbank „Stahlfaserbeton“ [5] systematisch analysiert und auf Grundlage dessen ein modifizierter Ansatz abgeleitet, worüber nachfolgend berichtet wird.

## 2 Prüfvorschriften

### 2.1 Allgemeines

Vor dem Erscheinen der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [1] und deren Vorgänger, dem DBV-Merkblatt „Stahlfaserbeton“ [6], wurden im Rahmen von rechnerischen Nachweisen von Stahlfaserbeton häufig lediglich Stahlfasertypen und -gehalte ausgewiesen. Hierbei wurde oft einer bestimmten Stahlfasertypen in Abhängigkeit vom Fasergehalt eine feste Leistungsfähigkeit zugeordnet.



**Bild 1** Last-Durchbiegungs- bzw. Last-CMOD-Beziehung zur Ermittlung der residuellen Nachrissbiegezugfestigkeiten nach DAfStb-Richtlinie [1] (links), der äquivalenten Nachrissbiegezugfestigkeiten nach DBV-Merkblatt [6] (Mitte) und der residuellen Nachrissbiegezugfestigkeiten nach DIN EN 14651 [7] (rechts)

Load-displacement or load-CMOD curve to determine residual flexural strengths according to DAfStb guideline [1] (left), equivalent flexural strengths according to DBV-bulletin [6] (middle) and residual flexural strengths according to DIN EN 14651 [7] (right)

Neben der Stahlfaserart und dem Fasergehalt hat aber auch die Zusammensetzung des Betons einen entscheidenden Einfluss auf die Leistungsfähigkeit von Stahlfaserbeton. Um diese zu beurteilen, sind daher grundsätzlich Versuche mit der jeweiligen Betonrezeptur, Stahlfaserart und -menge durchzuführen. Auf Basis dieser Versuche wurden bereits in den 90er Jahren empirische Ansätze zur Abschätzung der Leistungsfähigkeit bzw. der Nachrissbiegezugfestigkeit von Stahlfaserbeton entwickelt. Die in diesem Beitrag betrachteten Ansätze (vgl. Abschn. 3) basieren teilweise auf unterschiedlichen Prüfvorschriften. Diese sind:

- DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [1]
- DBV-Merkblatt „Stahlfaserbeton“ [6]
- DIN EN 14651 [7]
- NBN B 15 238 [8]

Um die verschiedenen Ansätze verstehen und die hiermit ermittelten Werte in Bezug zueinander setzen zu können, werden die jeweiligen Prüfungen und Auswertungen nachfolgend kurz erläutert. Für weiterführende Informationen wird auf die jeweilige Literaturstelle verwiesen.

## 2.2 DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“

Grundlage der Leistungsklassen L1 und L2 nach DAfStb Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [1] sind an 4-Punkt-Biegezugversuchen ( $h/b/l = 150/150/700$  mm) ermittelte residuelle Nachrissbiegezugfestigkeiten. Der Versuchsbalken wird dabei, über die Biegezugfestigkeit des Betons hinweg, verformungsgeregelt bis zu einer Durchbiegung von mehr als 3,5 mm geprüft. An den Durchbiegungen von 0,5 mm (L1-Wert) und 3,5 mm (L2-Wert) werden mithilfe der dazugehörigen Belastungen  $F_{L1}$  und  $F_{L2}$  die Nachrissbiegezugfestigkeiten  $f_{cf,L1}^f$  und  $f_{cf,L2}^f$  des gerissenen Stahlfaserbetons errechnet (Bild 1, links). Die ermittelten residuellen Nachrissbiegezugfestigkeiten geben also die Festigkeit an den definierten Durchbiegungen des Balkens wieder.

## 2.3 DBV-Merkblatt „Stahlfaserbeton“

Analog [1] sind nach DBV-Merkblatt „Stahlfaserbeton“ [6] verformungsgeregelte Prüfungen an 4-Punkt-Biegebalken ( $h/b/l = 150/150/700$  mm) durchzuführen. Anders als bei der DAfStb-Richtlinie werden allerdings keine residuellen Nachrissbiegezugfestigkeiten bestimmt, sondern die Berechnung der Leistungsfähigkeit erfolgt hier über die äquivalenten Nachrissbiegezugfestigkeiten. Dabei wird das Flächenintegral  $D_I$  und  $D_{II}$  – das sogenannte Arbeitsvermögen – unter der Last-Verformungs-Kurve ermittelt (Bild 1, Mitte), dieses anschließend durch die Durchbiegung des betrachteten Bereichs geteilt und mit diesem Mittelwert letztendlich die äquivalenten Nachrissbiegezugfestigkeiten  $f_{eq,I}$  (GZG) und  $f_{eq,II}$  (GZT) berechnet. Die äquivalenten Nachrissbiegezugfestigkeiten geben also gemittelte Festigkeiten wieder, die bei ähnlichen Durchbiegungsgrenzen (etwa 0,7 mm bzw. 3,2 mm) wie nach der zuvor erläuterten DAfStb-Richtlinie jedoch deutlich geringeren („mittleren“) Durchbiegungen von etwa 0,6 mm bzw. 1,9 mm (je nach Kurvenverlauf) zugeordnet werden müssen.

## 2.4 DIN EN 14651

Nach DIN EN 14651 [7] erfolgt die Prüfung der Leistungsfähigkeit von Stahlfaserbeton an gekerbten 3-Punkt-Biegebalken ( $h/b/l = 150/150/550$  mm). Dieser Versuchsaufbau hat den Vorteil, dass die Stelle der Rissbildung durch die Kerbe vorgegeben wird und damit die Rissbreite gemessen werden kann. Die Versuchssteuerung und -auswertung wird über die Rissbreite vorgenommen. Es werden planmäßig – anders als nach [1] und [6] – keine Last-Durchbiegungs-Beziehungen, sondern Last-CMOD-Beziehungen (CMOD, engl.: Crack Mouth Opening Displacement) aufgenommen (Bild 1, rechts). Allerdings gibt die DIN EN 14651 eine lineare Beziehung zur Umrechnung der Rissbreiten in Durchbiegungen  $\delta$  an. Die Auswertung der residuellen Nachrissbiegezugfestigkeiten erfolgt bei vier definierten Rissbreiten (CMOD<sub>1</sub> bis CMOD<sub>4</sub>), wobei die maximale Rissbreite mit

$CMOD_4 = 3,50$  mm angesetzt wird. Diese Rissbreite entspricht gemäß der angegebenen linearen Umrechnungsbeziehung einer Durchbiegung des Balkens von  $\delta = 3,02$  mm.

## 2.5 NBN B 15-238

Nach Belgian Standard NBN B 15-238 [8] ist die Leistungsfähigkeit von Stahlfaserbeton anhand von verformungsregeltem 4-Punkt-Biegezugversuchen ( $h/b/l = 150/150/550$  mm) zu bestimmen. Ähnlich der DAfStb-Richtlinie und der DIN EN 14651 werden die residuellen Nachrissbiegezugfestigkeiten bei festen Durchbiegungen ermittelt, wobei die Auswertung bei einer Durchbiegung von 1,5 mm (GZG) und 3,0 mm (GZT) erfolgt.

## 2.6 Vergleichende Betrachtung der Prüfvorschriften

In Tab. 1 sind die maßgebenden Parameter der unter Abschn. 2.2 bis 2.5 betrachteten Prüfvorschriften zusammengefasst. Es wird deutlich, dass sich diese – neben unterschiedlichen Versuchsbalken – vor allem hinsichtlich der betrachteten Durchbiegungen unterscheiden. Zudem werden nach DAfStb-Richtlinie, DIN EN 14651 und NBN B 15-238 residuelle Werte bestimmt, also Nachrissbiegezugfestigkeiten bei festen Durchbiegungen bzw. Rissbreiten, wohingegen nach DBV-Merkblatt eine äquivalente Nachrissbiegezugfestigkeit ermittelt wird. Diese Unterschiede spiegeln sich auch in den im Abschn. 3 aufgeführten empirischen Ansätzen wider, da deren Herleitung oftmals an eine dieser Prüfvorschriften gekoppelt war.

## 3 Empirische Ansätze

### 3.1 Allgemeines

Wie bereits in Abschn. 2.1 erwähnt, sind zur näherungsweise Bestimmung der Nachrissbiegezugfestigkeit von Stahlfaserbeton in der Literatur verschiedene empirische Ansätze enthalten bzw. wurden von den Stahlfaserherstellern und beteiligten Prüfinstituten empirische Ansätze entwickelt. Im Zuge dieses Beitrags werden folgende Ansätze berücksichtigt:

- Bekaert [9]
- Teutsch/Falkner/Klinkert [10–12]

- Verband der Stahlfaserhersteller e.V. (VDS)
- Schulz/Materialprüfanstalt Braunschweig (MPA BS)

Nachfolgend werden diese Ansätze aufgeführt und kurz erläutert.

### 3.2 Ansatz nach Bekaert

Der Ansatz nach Bekaert [9] wurde auf Basis der NBN B 15-238 [8] anhand von 4-Punkt-Biegezugversuchen (vgl. Tab. 1) entwickelt und erlaubt die Ermittlung der mittleren residuellen Nachrissbiegezugfestigkeit bei einer Balkendurchbiegung von 3,0 mm (GZT). Es gilt:

$$f_{flm,3,0} = \frac{180 \cdot V_f \cdot \lambda_f \cdot d_f^{1/3} \cdot f_{ctm,fl}}{(180 \cdot C + V_f \cdot \lambda_f \cdot d_f^{1/3}) \cdot 100} \quad (1)$$

mit:

- $V_f$  Fasergehalt in  $[kg/m^3]$
- $\lambda_f$  Faserschlankheit  $\lambda_f = l_f/d_f$
- $l_f$  Faserlänge in  $[mm]$
- $d_f$  Faserdurchmesser in  $[mm]$
- $C$  faserabhängiger Beiwert  
 $C = 20$  für Dramix-Fasern
- $f_{ctm,fl}$  Biegezugfestigkeit des Betons in  $[N/mm^2]$

Aus dem faserabhängigen Beiwert  $C$  wird deutlich, dass der Ansatz streng genommen nur für Dramix-Fasern (endverankerte Fasern) der Firma Bekaert gilt. Dieses liegt daran, dass der Ansatz von der Firma Bekaert entwickelt wurde, um den Anwendern einen Anhaltswert über die Größe der residuellen Nachrissbiegezugfestigkeit von Stahlfaserbeton bewehrt mit Dramix-Fasern zu geben.

### 3.3 Ansatz nach Teutsch/Falkner/Klinkert

Der Ansatz nach Teutsch/Falkner/Klinkert wurde von Teutsch [10] auf Basis eines empirischen Ansatzes zur näherungsweise Bestimmung der Nachrisszugfestigkeit von Stahlfaserbeton für die Bemessung von Stahlfaserbetonrohren nach Schnütgen [13] entwickelt und anhand von zahlreichen 4-Punkt-Biegezugversuchen validiert [11, 12]. Mit dem Ansatz kann die charakteristische äquivalente Nachrissbiegezugfestigkeit  $f_{eqk,II}$  (GZT) nach DBV-Merkblatt „Stahlfaserbeton“ [2] rechnerisch abgeschätzt werden:

**Tab. 1** Zusammenstellung der maßgebenden Parameter der Prüfvorschriften  
Compilation of the decisive parameters of the test specifications

Prüfvorschrift	Versuch	Kerbe	Balkenmaße $h/b/l$ [mm]	Nachrissbiegezugfestigkeit	Betrachtete Durchbiegung [mm]
DAfStb-Richtlinie	4-Punkt-Biegeversuche	nein	150/150/700	residuelle	0,5 und 3,5
DBV-Merkblatt	4-Punkt-Biegeversuche	nein	150/150/700	äquivalente	ca. 0,6 und 1,9 (je nach Kurvenverlauf)
DIN EN 14651	3-Punkt-Biegeversuche	ja	150/150/550	residuelle	0,47; 1,32; 2,17 und 3,02
NBN B 15-238	4-Punkt-Biegeversuche	nein	150/150/550	residuelle	1,5 und 3,0

$$f_{\text{eqk,II}} = \frac{1}{0,37} \cdot k \cdot V_f \cdot (1 - k \cdot V_f) \cdot \left( \frac{f_{\text{ck}}}{0,78} \right)^{2/3} \quad (2)$$

mit:

$k$  Faktor zur Berücksichtigung der Faserart

$k = 5,0$  für Späne

$k = 9,0$  für gewellte Drahtstreifen

$k = l_f/d_f \cdot \chi$  für Stahldrahtfasern

$\chi$  Faktor zur Berücksichtigung der Verankerung der Faser

$\chi = 0,3$  für Drähte mit Endverankerung

$\chi = 0,2$  für glatte Drähte

$V_f$  Faservolumenanteil [-]

$f_{\text{ck}}$  charakteristische Zylinderbetondruckfestigkeit

$f_{\text{ck}} = f_{\text{cm}} - 8,0 \text{ N/mm}^2$

Eine näherungsweise Ermittlung der charakteristischen äquivalenten Nachrissbiegezugfestigkeit  $f_{\text{eqk,I}}$  (GZG) ist mit dem Ansatz nach Teutsch/Falkner/Klinkert nicht vorgesehen.

### 3.4 Ansatz nach VDS

Der Ansatz nach VDS modifiziert den Ansatz nach Teutsch/Falkner/Klinkert mittels eines zusätzlichen Faktors  $\alpha$ , sodass für die äquivalente Nachrissbiegezugfestigkeit gilt:

$$f_{\text{eq,II}} = \frac{1}{0,37} \cdot k \cdot V_f \cdot \alpha \cdot (1 - k \cdot V_f \cdot \alpha) \cdot \left( \frac{f_{\text{ck}}}{0,78} \right)^{2/3} \quad (3)$$

mit:

$\alpha$  Modifikationsfaktor,  $\alpha = 1,8$

Die Umrechnung der äquivalenten Nachrissbiegezugfestigkeit  $f_{\text{eq,II}}$  in die mittlere residuelle Nachrissbiegezugfestigkeit  $f_{\text{flm,L2}}$  (Wert der Leistungsklasse L2) kann über

$$f_{\text{flm,L2}} = 0,95 \cdot f_{\text{eq,II}} \quad (4)$$

erfolgen. Die Faktoren wurden durch die im VDS organisierten Hersteller auf Basis von Versuchsergebnissen abgeleitet, die im Rahmen der nach DAfStb-Richtlinie geforderten regelmäßig durchzuführenden Erstprüfungen gesammelt wurden. Eine Umrechnung in eine mittlere residuelle Nachrissbiegezugfestigkeit  $f_{\text{flm,L1}}$  (Wert der Leistungsklasse L1) ist bei diesem Ansatz nicht möglich, da der Ansatz auf dem zuvor erläuterten Ansatz von Teutsch/Falkner/Klinkert basiert.

### 3.5 Ansatz nach Schulz/MPA BS

Der Ansatz nach Schulz/MPA BS baut auch auf dem Ansatz nach Teutsch/Falkner/Klinkert auf, wurde jedoch für 3-Punkt-Biegezugversuche entwickelt und entsprechend validiert (Mittelwertniveau). Bei der Weiterentwicklung wurde versucht, den Einfluss der Faserlänge bei

gleichbleibender Faserschlankeheit zu berücksichtigen. Weiterhin wurde eine Differenzierung hinsichtlich der Nachrissbiegezugfestigkeiten vorgenommen. Bei den damals betrachteten Versuchen wurde deutlich, dass die Leistungsfähigkeit nichtlinear mit dem Fasergehalt ansteigt, sodass auch dieser Effekt über einen zusätzlichen Faktor berücksichtigt wurde. Es gilt:

$$f_{\text{Rm,i}} = \frac{1}{0,37} \cdot k \cdot V_f \cdot (1 - k \cdot V_f) \cdot \frac{f_{\text{ctm,fl}}}{0,393} \cdot \zeta_i \cdot \eta \quad (5)$$

mit:

$f_{\text{ctm,fl}}$  Biegezugfestigkeit des Betons (bzw. Proportionalitätsgrenze)

$\zeta_i$  Beiwert zur Berücksichtigung der Faserwirkung in Abhängigkeit von der Faserlänge und von der betrachteten Durchbiegung (Umstellung auf residuelle Nachrissbiegezugfestigkeit)

$$\zeta_1 = 1,70 - \frac{7,5 \cdot l_f}{1000}$$

für  $CMOD_1 = 0,5 \text{ mm} \rightarrow \delta_1 = 0,47 \text{ mm}$

$$\zeta_4 = 0,80 + \frac{5,0 \cdot l_f}{1000}$$

für  $CMOD_4 = 3,5 \text{ mm} \rightarrow \delta_4 = 3,02 \text{ mm}$

$\eta$  Beiwert zur Berücksichtigung des nichtlinearen Ansatzes in Abhängigkeit vom Fasergehalt

$$\eta = 1/(0,7 + 0,01 \cdot V_f)$$

Aus Gl. (5) wird deutlich, dass durch den Beiwert  $\zeta_i$  der Ansatz nach Schulz/MPA BS – im Vergleich zu den o.g. Ansätzen – eine differenzierte Bestimmung der residuellen Nachrissbiegezugfestigkeiten L1 und L2 erlaubt.

## 3.6 Zusammenfassende Betrachtung

Insgesamt bleibt festzustellen, dass sich die Ansätze zum Teil sehr ähneln bzw. sie aufeinander aufbauen, ihnen jedoch unterschiedliche Versuche und Niveaus zugrunde liegen und sie unterschiedliche Nachrissbiegezugfestigkeiten bestimmen. Zur besseren Übersicht sind die einzelnen Ansätze in der nachfolgenden Tab. 2 hinsichtlich der kennzeichnenden Parameter zusammengefasst.

## 4 Datenbank Biegebalkenversuche an Stahlfaserbeton

### 4.1 Auswahlkriterien und Datenumfang

Für die Untersuchungen wurde eine Datenbank mit Versuchen zu Biegebalken aus Stahlfaserbeton herangezogen, welche im DAfStb-Unterausschuss „Stahlfaserbeton“ innerhalb der DAfStb-Arbeitsgruppe „Datenbank“ erarbeitet wurde [2]. Die Datenbank umfasst aktuell 1123 Serienmittelwerte der residuellen Nachrissbiegezugfestigkeiten aus 3-Punkt-Biegeversuchen nach DIN EN 14651

**Tab. 2** Zusammenstellung der Ansätze  
Compilation of the approaches

Ansatz	Nachrissbiegezugfestigkeit(en)	Niveau	Grundlage
Bekaert	$f_{flm,3,0}$ (residuelle)	Mittelwert	4-Punkt-Biegezugversuche
Teutsch/Falkner/Klinkert	$f_{eqk,II}$ (äquivalente)	charakteristischer Wert	4-Punkt-Biegezugversuche
VDS	$f_{flm,L2}$ (residuelle)	Mittelwert	4-Punkt-Biegezugversuche
Schulz/MPA BS	$f_{Rm,1}$ und $f_{Rm,4}$ (residuelle)	Mittelwert	3-Punkt-Biegezugversuche

[7] und 4-Punkt-Biegeversuchen nach DAfStb-Richtlinie [1] an normal- und hochfestem Beton mit Stahlfasern.

Für die hier durchgeführten Untersuchungen wurden folgende Auswahlkriterien angesetzt:

- 3-Punkt- oder 4-Punkt-Biegeversuche
- Verankerungsart der Stahlfasern: endverankert
- Fasergehalt  $V_f$  zwischen 0,1 und 2,0 Vol.-%
- Faserlänge  $l_f$  zwischen 25 und 80 mm
- Faserdurchmesser  $d_f$  zwischen 0,2 und 1,2 mm
- Faserschlantheiten  $\lambda_f$  zwischen 37,5 und 120,0
- Zugfestigkeit der Stahlfasern  $f_{tf}$  zwischen 1100 und 3100 N/mm<sup>2</sup>
- Betondruckfestigkeit  $f_{cm}$  zwischen 24 und 108 N/mm<sup>2</sup>
- Biegezugfestigkeit des Betons  $f_{ctm,fl}$  zwischen 2,5 und 8,5 N/mm<sup>2</sup>

Im Hinblick auf die Verankerungsart der Stahlfasern wurden nur endverankerte Stahlfasern berücksichtigt, da zu allen anderen Verankerungsarten bisher nur sehr wenige Versuchsergebnisse vorliegen (vgl. auch [5]).

Unter Ansatz der oben genannten Auswahlkriterien ergeben sich für den

- 3-Punkt-Biegeversuch  $n = 182$  Serienmittelwerte und für den
- 4-Punkt-Biegeversuch  $n = 680$  Serienmittelwerte

und somit insgesamt  $n = 862$  Serienmittelwerte für den L1-Wert als auch für den L2-Wert. Um die Vergleichbarkeit der Versuchsergebnisse zwischen 3-Punkt- und 4-Punkt-Biegeversuchen sicherzustellen, wurden für die residuellen Nachrissbiegezugfestigkeiten  $f_{cfm,L1}^f$  und  $f_{cfm,L2}^f$  (L1- und L2-Serienmittelwert) die in Tab. 3 aufgeführten Durchbiegungen herangezogen. Bei den 3-Punkt-Biegeversuchen wurde in Anlehnung an [14] und auf der sicheren Seite liegend für den L2-Wert die Rissbreite  $CMOD_4$  herangezogen.

Die Bandbreite der Versuche kann Bild 2 entnommen werden. Hier wird deutlich, dass sehr viele Versuchsergebnisse an normalfestem Beton und nur eine geringe Anzahl an hochfestem Beton ( $n = 47$  Serienmittelwerte) vorliegen (Bilder 2a) und b)). Jedoch wird die gesamte Bandbreite der Betondruckfestigkeiten von normalfestem Beton und damit der gesamte Gültigkeitsbereich der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [1] erfasst. Aus den

**Tab. 3** Durchbiegungen für den L1- und L2-Wert der 3-Punkt- und 4-Punkt-Biegeversuche  
Displacement for the L1- and L2-value of the 3-point and 4-point flexural tests

Versuch	Durchbiegung L1-Wert [mm]	Durchbiegung L2-Wert [mm]
3-Punkt-Biegeversuche	0,47 (CMOD <sub>1</sub> = 0,5)	3,02 (CMOD <sub>4</sub> = 3,5)
4-Punkt-Biegeversuche	0,5	3,5

Bildern 2c) und d) ist zu erkennen, dass der Fasergehalt zwischen 0,1 und 0,6 (bzw. 1,2) und die Faserschlantheit zwischen 37,5 und 83 (bzw. 120) variiert, womit jeweils übliche baupraktische Bereiche abgedeckt werden.

## 4.2 Berechnungsgrundlagen und Annahmen

Da für den Ansatz Bekaert bzw. Schulz/MPA BS die Biegezugfestigkeit des Betons  $f_{ctm,fl}$  angesetzt wird und diese nicht bei allen Versuchen bestimmt wurde, wurde bei den Versuchen mit fehlenden Angaben die Biegezugfestigkeit in Anlehnung an DIN EN 1992-1-1 [15] ermittelt:

$$f_{ctm,fl} = (1,6 - h/1000) \cdot f_{ctm} \geq f_{ctm} \tag{6}$$

mit:

$h$  Balkenhöhe [mm]

$f_{ctm}$  Mittelwert der zentrischen Betonzugfestigkeit [N/mm<sup>2</sup>] nach [15]

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad \text{für } \leq C50/60$$

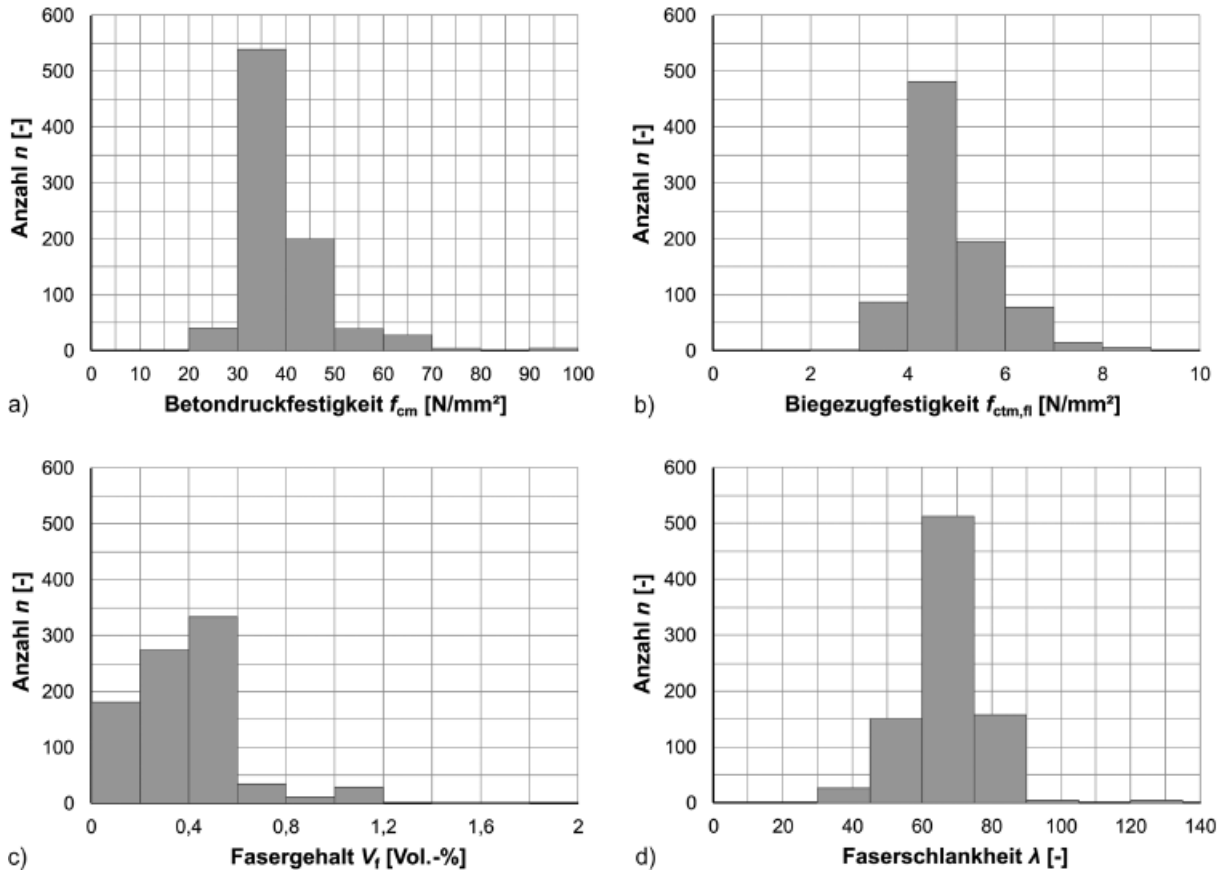
$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln\left[1 + \left(f_{cm}/10\right)\right] \quad \text{für } > C50/60$$

Hinsichtlich weiterer Berechnungsgrundlagen und Annahmen, die den einzelnen Werten der Datenbank zugrunde liegen, wird an dieser Stelle auf [2] verwiesen.

## 5 Validierung der Ansätze

### 5.1 Allgemeines

Zur Validierung der einzelnen Ansätze erfolgt nachfolgend die Gegenüberstellung der experimentellen mit den berechneten Werten der Nachrissbiegezugfestigkeiten.



**Bild 2** Umspannter Parameterbereich der verwendeten Datensätze in Bezug auf a) Betondruckfestigkeit  $f_{cm}$ , b) Biegezugfestigkeit  $f_{ctm,fl}$ , c) Fasergehalt  $V_f$  und d) Faserschlankheit  $\lambda$

Range of parameters of the used data with regard to a) concrete compressive strength  $f_{cm}$ , b) flexural tensile strength  $f_{ctm,fl}$ , c) fibre content  $V_f$  and d) fibre slenderness  $\lambda$

Die aufgeführten statistischen Parameter wurden aus dem Quotienten  $f_{cfm,Li}^f / f_{cal}$  (Verhältnis des Serienmittelwerts  $f_{cfm,Li}^f$  der Versuchsergebnisse zum rechnerischen Wert  $f_{cal}$ , wobei  $f_{cal}$  der rechnerischen Nachrissbiegezugfestigkeit  $f_{flm,3,0}$ ,  $f_{eqk,II}$ ,  $f_{flm,L2}$  oder  $f_{Rm,i}$  entspricht) unter Annahme einer logarithmischen Normalverteilung ermittelt:

$n$	Anzahl der Versuchsserien
$m$	Median
$E(X)$	Erwartungswert
$s$	Standardabweichung
$v$	Variationskoeffizient
$Q_{0,05;0,95}$	5 %-; 95 %-Quantil

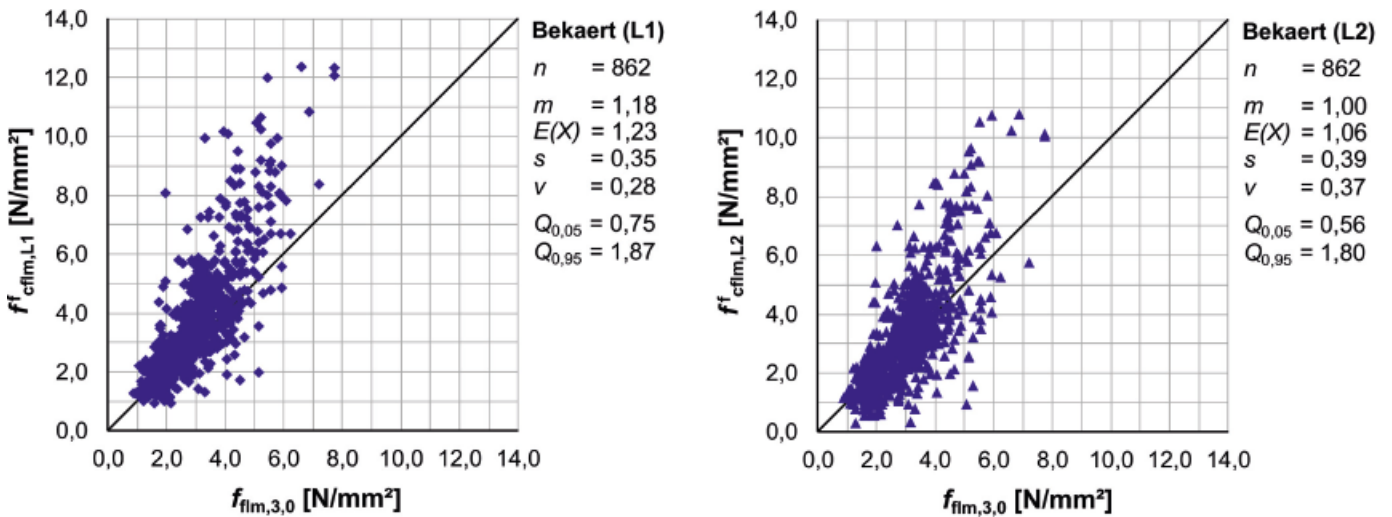
## 5.2 Auswertung

Die nachfolgenden Diagramme (Bilder 3 bis 6) zeigen die Auswertung der einzelnen Ansätze. Hierbei ist jeweils auf der linken Seite die Auswertung für den L1-Wert und auf der rechten Seite die Auswertung für den L2-Wert dargestellt. Auch wenn der jeweilige Ansatz z. B. nur für eine äquivalente oder residuelle Nachrissbiegezugfestigkeit (GZG oder GTZ) gilt bzw. auf Basis von 3-Punkt- bzw. 4-Punkt-Biegezugversuchen hergeleitet wurde (vgl. Tab. 2), soll untersucht werden, ob der Ansatz ggf. auch den anderen Wert bzw. die andere Prüfung abbilden kann.

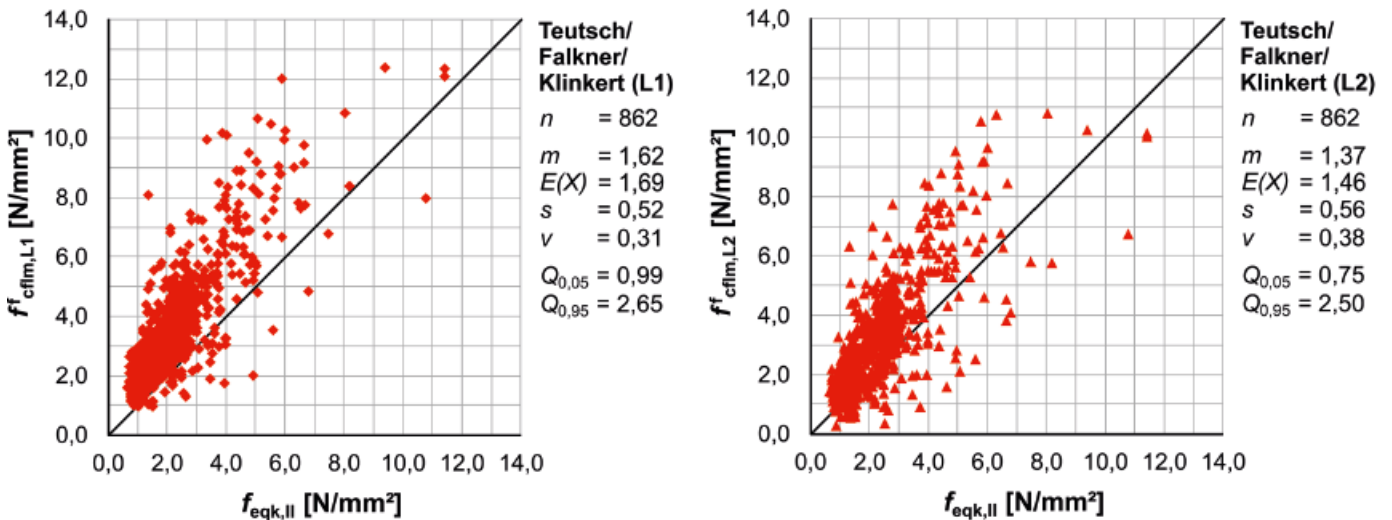
Beim Ansatz nach Bekaert ist für die Auswertung des L1-Werts eine Unterschätzung der experimentellen Werte, insbesondere im Bereich großer Nachrissbiegezugfestigkeiten, zu erkennen (Bild 3, links). Die Auswertung des L2-Werts zeigt dagegen eine gute Übereinstimmung (Bild 3, rechts), auch wenn der Ansatz nach Bekaert auf Basis der NBN B 15-238 [8] (mittlere residuelle Nachrissbiegezugfestigkeit bei einer Balkendurchbiegung von 3,0 mm) entwickelt wurde. Jedoch zeigt sich auch für den L2-Wert eine Unterschätzung der experimentellen Werte im Bereich großer Nachrissbiegezugfestigkeiten. Für den Ansatz Teutsch/Falkner/Klinkert zeigt sich dagegen sowohl für den L1-Wert als auch für den L2-Wert eine deutliche Unterschätzung der experimentellen Nachrissbiegezugfestigkeiten (Bild 4). Diese hängt damit zusammen, dass der Ansatz für die äquivalente und nicht für die residuelle Nachrissbiegezugfestigkeit entwickelt wurde. Der Ansatz nach VDS kann dagegen den L1-Wert sehr gut abbilden (Bild 5, links), wobei es sich hierbei – aufgrund fehlender Angaben zur Umrechnung der äquivalenten Nachrissbiegezugfestigkeit in eine residuelle Nachrissbiegezugfestigkeit L1 (vgl. hierzu auch Abschn. 3.4) – um die rechnerische residuelle Nachrissbiegezugfestigkeit L2 handelt. Für den L2-Wert zeigt sich dagegen eine geringfügige Überschätzung der experimentellen Werte (Bild 5, rechts). Der Ansatz nach Schulz/MPA BS zeigt für die Auswertung des L1- und L2-Werts eine geringfügige

**Tab. 4** Zusammenstellung der statistischen Parameter  
Compilation of statistical parameters

Ansatz	Statistische Parameter der Auswertung L1							Statistische Parameter der Auswertung L2						
	$n$	$m$	$E(X)$	$s$	$v$	$Q_{0,05}$	$Q_{0,95}$	$n$	$m$	$E(X)$	$s$	$v$	$Q_{0,05}$	$Q_{0,95}$
<b>Bekaert</b>	862	1,18	1,23	0,35	0,28	0,75	1,87	862	1,00	1,06	0,39	0,37	0,56	1,80
<b>Teutsch/Falkner/Klinkert</b>	862	1,62	1,69	0,52	0,31	0,99	2,65	862	1,37	1,46	0,56	0,38	0,75	2,50
<b>VDS</b>	862	1,02	1,06	0,31	0,30	0,63	1,64	862	0,86	0,92	0,34	0,37	0,48	1,55
<b>Schulz/MPA BS</b>	862	0,84	0,87	0,26	0,30	0,52	1,36	862	0,84	0,89	0,33	0,36	0,47	1,50



**Bild 3** Vergleich von rechnerischer Nachrissbiegezugfestigkeit  $f_{flm,3,0}$  mit dem Mittelwert der experimentellen Nachrissbiegezugfestigkeit  $f_{cflm,L1}^f$  (links) und  $f_{cflm,L2}^f$  (rechts) für den Ansatz nach Bekaert [9]  
Comparison of calculated residual flexural strength  $f_{flm,3,0}$  with the mean value of the experimental residual flexural strength  $f_{cflm,L1}^f$  (left) and  $f_{cflm,L2}^f$  (right) of the approach of Bekaert [9]

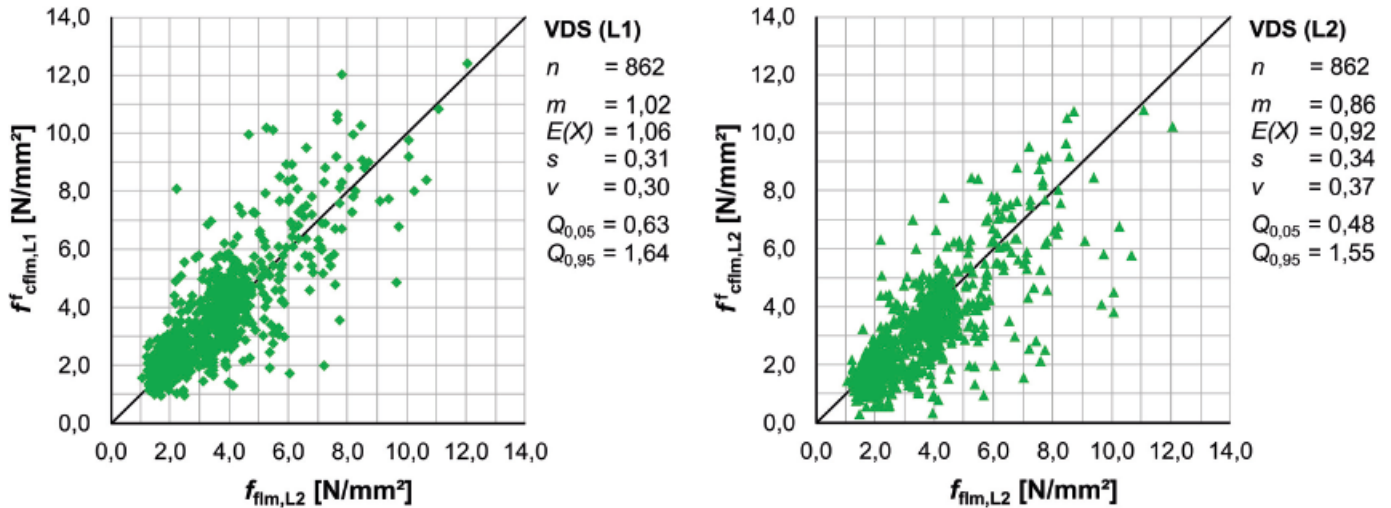


**Bild 4** Vergleich von rechnerischer Nachrissbiegezugfestigkeit  $f_{eqk,II}$  mit dem Mittelwert der experimentellen Nachrissbiegezugfestigkeit  $f_{cflm,L1}^f$  (links) und  $f_{cflm,L2}^f$  (rechts) für den Ansatz nach Teutsch/Falkner/Klinkert [10–12]  
Comparison of calculated residual flexural strength  $f_{eqk,II}$  with the mean value of the experimental residual flexural strength  $f_{cflm,L1}^f$  (left) and  $f_{cflm,L2}^f$  (right) of the approach of Teutsch/Falkner/Klinkert [10–12]

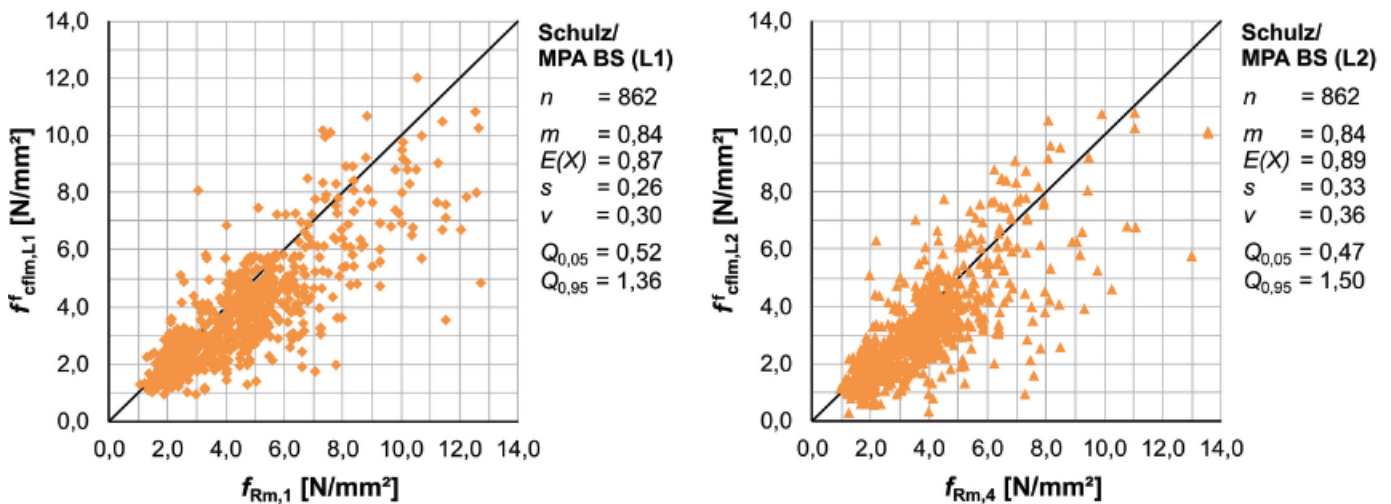
gige Überschätzung (Bild 6), ähnlich wie bei der Auswertung des L2-Werts nach VDS.

In Tab. 4 sind die statistischen Parameter der einzelnen Ansätze getrennt nach den Auswertungen für den L1-

und L2-Wert zusammengefasst (Bild 3 und Bild 6). Es zeigt sich, dass der Ansatz nach VDS und nach Schulz/MPA BS die besten statistischen Parameter für L1 und L2 liefert, wobei der Ansatz nach VDS marginal besser ist. Mit dem Ansatz nach Schulz/MPA BS ist jedoch



**Bild 5** Vergleich von rechnerischer Nachrissbiegezugfestigkeit  $f_{fm,L2}$  mit dem Mittelwert der experimentellen Nachrissbiegezugfestigkeit  $f_{cflm,L1}^f$  (links) und  $f_{cflm,L2}^f$  (rechts) für den Ansatz nach VDS  
 Comparison of calculated residual flexural strength  $f_{fm,L2}$  with the mean value of the experimental residual flexural strength  $f_{cflm,L1}^f$  (left) and  $f_{cflm,L2}^f$  (right) of the approach of VDS



**Bild 6** Vergleich von rechnerischer Nachrissbiegezugfestigkeit  $f_{Rm,1}$  und  $f_{Rm,4}$  mit dem Mittelwert der experimentellen Nachrissbiegezugfestigkeit  $f_{cflm,L1}^f$  (links) und  $f_{cflm,L2}^f$  (rechts) für den Ansatz nach Schulz/MPA BS  
 Comparison of calculated residual flexural strength  $f_{Rm,1}$  and  $f_{Rm,4}$  with the mean value of the experimental residual flexural strength  $f_{cflm,L1}^f$  (left) and  $f_{cflm,L2}^f$  (right) of the approach of Schulz/MPA BS

eine differenziertere und direktere und somit weniger voneinander abhängige Bestimmung der residuellen Nachrissbiegezugfestigkeit L1 und L2 möglich. Dieses ist auf den Beiwert  $\zeta_i$  zur Berücksichtigung des Einflusses der Faserlänge vor allem bei größeren Verformungen im Bereich L2 und den Beiwert  $\eta$  zur Berücksichtigung des nichtlinearen Anstiegs der Leistungsfähigkeit in Abhängigkeit vom Fasergehalt zurückzuführen (vgl. Abschn. 3.5). Allerdings weist dieser Ansatz mit jeweils  $m = 0,84$  relativ geringe Medianwerte auf. Aus diesem Grund wird der Ansatz nach Schulz/MPA BS nachfolgend modifiziert, um eine noch bessere Übereinstimmung zu erzielen.

### 5.3 Modifizierter Ansatz

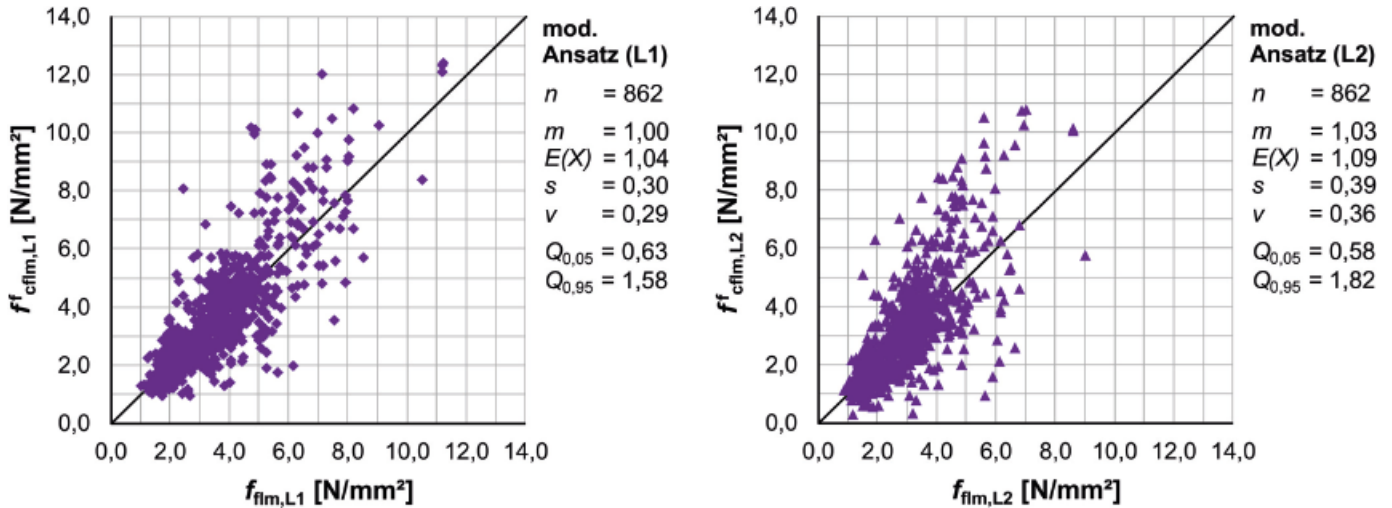
Zur Modifikation des Ansatzes nach Schulz/MPA BS wurde eine umfangreiche Sensitivitätsanalyse durchgeführt und auf Basis dessen der Faktor für die Biegezugfestigkeit des Betons  $f_{ctm,fl}$ , die Beiwerte  $\zeta_{Li}$  und der Beiwert  $\eta$  wie folgt angepasst:

$$f_{fm,Li} = \frac{1}{0,37} \cdot k \cdot V_f \cdot (1 - k \cdot V_f) \cdot \frac{f_{ctm,fl}}{0,37} \cdot \zeta_{Li} \cdot \eta_V \quad (7)$$

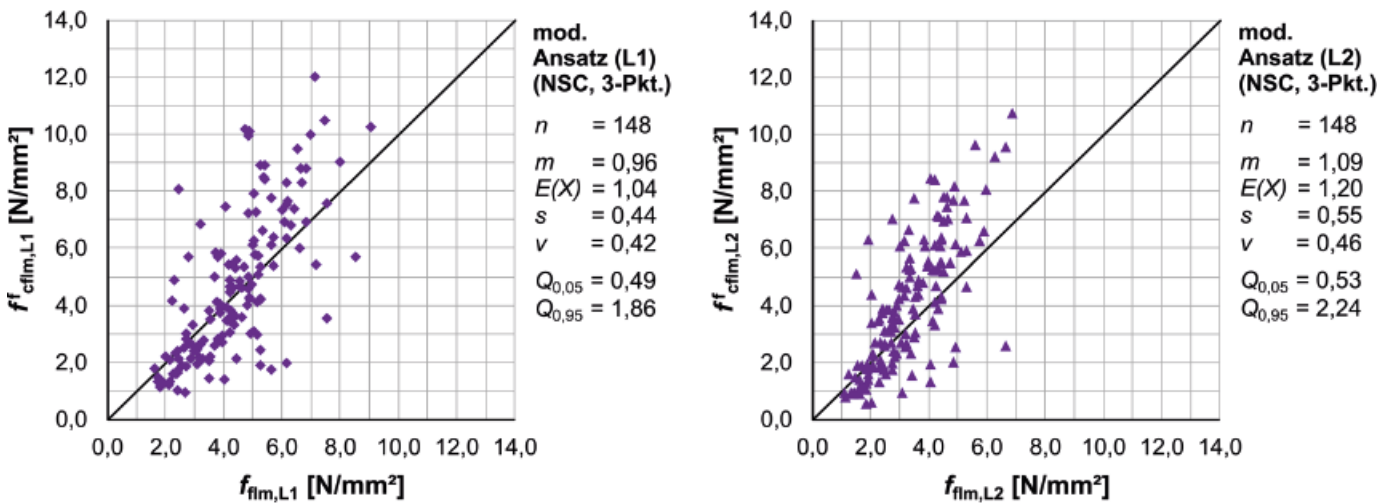
mit:

$\zeta_{Li}$  Beiwert zur Berücksichtigung der Faserwirkung in Abhängigkeit von der Faserlänge und der betrachteten Durchbiegung

$$\zeta_{L1} = 1,66 - \frac{7,5 \cdot l_f}{1000} \quad \text{für L1} \rightarrow \delta_{L1} = 0,5 \text{ mm}$$



**Bild 7** Vergleich von rechnerischer Nachrissbiegezugfestigkeit  $f_{fm,L1}$  und  $f_{fm,L2}$  mit dem Mittelwert der experimentellen Nachrissbiegezugfestigkeit  $f_{cflm,L1}^f$  (links) und  $f_{cflm,L2}^f$  (rechts) für den modifizierten Ansatz  
 Comparison of calculated residual flexural strength  $f_{fm,L1}$  and  $f_{fm,L2}$  with the mean value of the experimental residual flexural strength  $f_{cflm,L1}^f$  (left) and  $f_{cflm,L2}^f$  (right) of the modified approach



**Bild 8** Vergleich von rechnerischer Nachrissbiegezugfestigkeit  $f_{fm,L1}$  und  $f_{fm,L2}$  mit dem Mittelwert der experimentellen Nachrissbiegezugfestigkeit  $f_{cflm,L1}^f$  (links) und  $f_{cflm,L2}^f$  (rechts) für den modifizierten Ansatz (normalfester Stahlfaserbeton und 3-Punkt-Biegezugversuch)  
 Comparison of calculated residual flexural strength  $f_{fm,L1}$  and  $f_{fm,L2}$  with the mean value of the experimental residual flexural strength  $f_{cflm,L1}^f$  (left) and  $f_{cflm,L2}^f$  (right) of the modified approach (steel fibre reinforced normal strength concrete and 3-point flexural tests)

$$\zeta_{L2} = 0,74 + \frac{5,0 \cdot I_f}{1000} \quad \text{für L2} \rightarrow \delta_{L2} = 3,5 \text{ mm}$$

$\eta_V$  Beiwert zur Berücksichtigung des nichtlinearen Ansatzes in Abhängigkeit vom Fasergehalt  
 $\eta_V = 1/(0,7 + 0,42 \cdot V_f)$

Bild 7 zeigt die Gegenüberstellung von experimentellen und berechneten Werten der Nachrissbiegezugfestigkeiten L1 und L2 mittels des modifizierten Ansatzes. Es zeigt sich, dass durch die Modifikation eine deutlich verbesserte Übereinstimmung mit einem Medianwert von  $m = 1,00$  (L1) bzw.  $m = 1,03$  (L2) erzielt wird.

Wie bereits unter Abschn. 4.1 erwähnt, liegen bislang nur wenige Versuchsergebnisse zu hochfestem Stahlfaserbe-

ton ( $n = 47$  Serienmittelwerte) vor. Aus diesem Grund wurden für weiterführende Betrachtungen die Auswahlkriterien hinsichtlich der Betondruckfestigkeit mit  $24 \text{ N/mm}^2 \leq f_{cm} \leq 58 \text{ N/mm}^2$  angepasst. In den beiden Bildern 8 und 9 sind die Auswertungen, diesmal getrennt nach 3-Punkt- (Bild 8) und 4-Punkt-Biegezugversuch (Bild 9), für normalfesten Stahlfaserbeton (NSC) dargestellt.

Für die Auswertungen der 3-Punkt-Biegezugversuche in Bild 8 zeigt sich, dass die experimentellen Werte im Bereich kleiner Nachrissbiegezugfestigkeiten überschätzt werden, wohingegen die experimentellen Werte im Bereich großer Nachrissbiegezugfestigkeiten unterschätzt werden. Hierbei ist jedoch die geringe Versuchsserienanzahl von  $n = 148$  zu berücksichtigen. Demgegenüber

zeigen die Auswertungen der 4-Punkt-Biegezugversuche mit  $n = 667$  in Bild 9 eine gute bis sehr gute Übereinstimmung zwischen den experimentellen und rechnerischen L1- und L2-Werten. Die auftretenden Streuungen können (größtenteils) auf übliche Streuungen der Nachrissbiegezugfestigkeit von Stahlfaserbeton zurückgeführt werden.

Auf Basis der vorliegenden Untersuchungen wird empfohlen, den modifizierten Ansatz entsprechend Gl. (7) vorerst nur für die näherungsweise Bestimmung der Nachrissbiegezugfestigkeit L1 und L2 von 4-Punkt-Biegeversuchen aus normalfestem Beton bewehrt mit endverankerten Stahlfasern zu verwenden.

## 6 Schlussfolgerungen und Ausblick

Im vorliegenden Beitrag wurden empirische Ansätze zur näherungsweise Bestimmung der Nachrissbiegezugfestigkeiten von Stahlfaserbeton untersucht. Hierzu wurden die residuellen Nachrissbiegezugfestigkeiten der Biegebalken-Datenbank „Stahlfaserbeton“ mit rechnerisch ermittelten Nachrissbiegezugfestigkeiten nach den Ansätzen von Bekaert, Teutsch/Falkner/Klinkert, VDS und Schulz/MPA BS verglichen. Da diesen Ansätzen zum Teil sehr unterschiedliche Annahmen und Nachrissbiegezugfestigkeiten zugrunde liegen, wurden dementsprechend unterschiedliche Übereinstimmungen mit den experimentellen Werten der Nachrissbiegezugfestigkeiten (L1- und L2-Wert nach DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“) erzielt. Die besten Übereinstimmungen zeigte der Ansatz nach Schulz/MPA BS, wobei auch dieser noch nicht ausreichend zufriedenstellende Ergebnisse lieferte und deshalb auf Basis einer umfangreichen Sensitivitätsanalyse modifiziert wurde. Mit dem modifizierten Ansatz nach Gl. (7) kann eine gute bis sehr gute Abschätzung der Nachrissbiegezugfestigkeiten L1 und L2 von normalfestem Stahlfaserbeton mit endverankerten Stahlfasern auf Mittelwertniveau von 4-Punkt-Biegeversuchen erfolgen. Bei Anwendung des modifizierten Ansatzes ist jedoch zu berücksichtigen, dass aufgrund ungünstiger Betonzusammensetzungen, wie zum Beispiel un stetigen Sieblinien, ungünstigem Verhältnis der Faserlänge zum Größtkorn oder auch einer fehlenden Abstimmung zwischen den Festigkeiten des Betons und der eingesetzten Stahlfasern, in der Praxis deutliche Abweichungen auftreten können. Als Hilfsmittel zur Entwicklung von Betonrezepturen für Erstprüfungen und zur groben Abschätzung der Leistungsfähigkeit von Stahlfaserbeton bei Bauwerken im Bestand ist der Ansatz jedoch sehr gut geeignet.

Der modifizierte Ansatz kann zudem für Analysen und Untersuchungen von mit Stahlfasern bewehrten Bauteilen herangezogen werden, um neue Bemessungsmodelle zu entwickeln bzw. bestehende Berechnungsmodelle weiterzuentwickeln (z. B. [16] und [17]). In älteren Literaturstellen, die über Bauteilversuche mit Stahlfaserbeton berichten, liegen oftmals nicht genügend bzw. keine Informationen zur Nachrissbiegezugfestigkeit des verwendeten

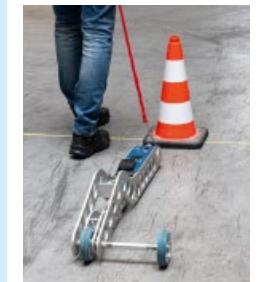
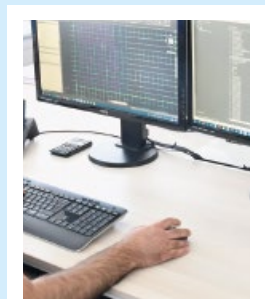
# Wir sind Ihre Experten

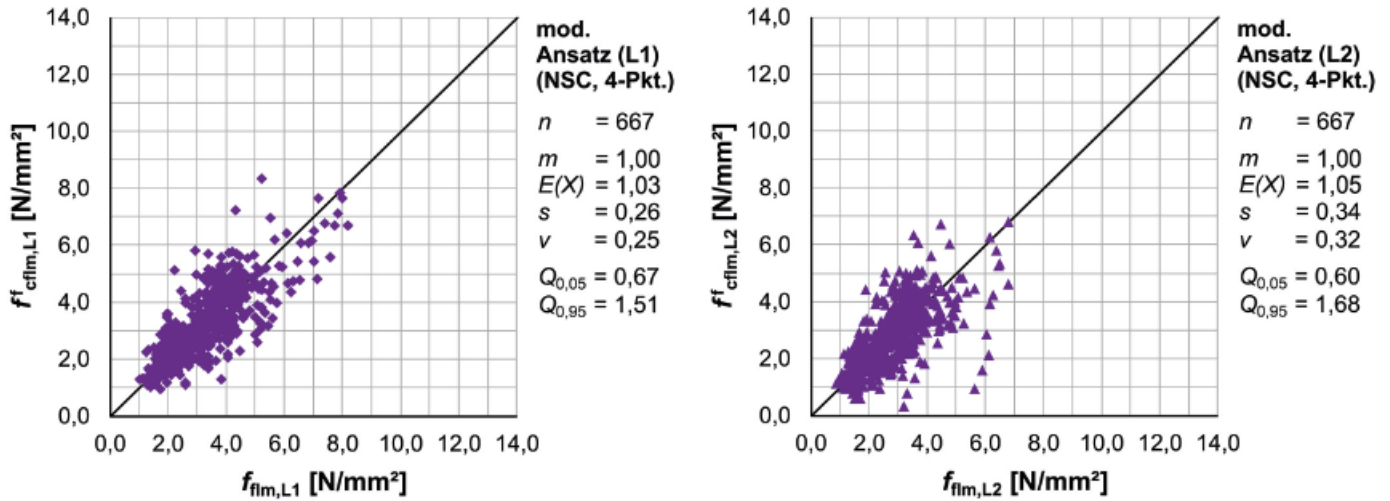
# SCES

für Bemessungen mit Stahlfaserbeton und stahlfaserverstärktem Stahlbeton.

## Unsere Kernkompetenzen

- Konzept- und Ausführungsplanung
- Einbauüberwachung und Ebenheitsmessungen
- Feststoffprüfungen im Labor
- Gutachten und Schadensanalyse





**Bild 9** Vergleich von rechnerischer Nachrissbiegezugfestigkeit  $f_{flm,L1}$  und  $f_{flm,L2}$  mit dem Mittelwert der experimentellen Nachrissbiegezugfestigkeit  $f_{cflm,L1}^f$  (links) und  $f_{cflm,L2}^f$  (rechts) für den modifizierten Ansatz (normalfester Stahlfaserbeton und 4-Punkt-Biegezugversuch)  
 Comparison of calculated residual flexural strength  $f_{flm,L1}$  and  $f_{flm,L2}$  with the mean value of the experimental residual flexural strength  $f_{cflm,L1}^f$  (left) and  $f_{cflm,L2}^f$  (right) of the modified approach (steel fibre reinforced normal strength concrete and 4-point flexural tests)

Stahlfaserbetons vor. Mit dem modifizierten Ansatz kann – unter Berücksichtigung von betontechnologischen Aspekten – eine realistische Abschätzung der Nachrissbie-

gezugfestigkeit vorgenommen und somit jene Versuche für weiterführende Analysen berücksichtigt werden.

## Literatur

- [1] Deutscher Ausschuss für Stahlfaserbeton (2021) *DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton*. Beuth, Berlin.
- [2] Heek, P.; Look, K.; Oettel, V.; Mark, P. (2021) *Bemessung von Stahlfaserbeton und stahlfaserbewehrtem Stahlbeton* in: Beton- und Stahlbetonbau 116, Sonderheft Stahlfaserbeton S1, April 2021, S. 2–12. <https://doi.org/10.1002/best.202100009>
- [3] Look, K.; Oettel, V.; Heek, P. et al. (2020) *Bemessen mit Stahlfaserbeton* in: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. [Hrsg.] *Beton-Kalender 2021*. Berlin: Ernst & Sohn, S. 797–874.
- [4] Weber, F.; Orben, J.; Haus, A.; Anders, S. (2021) *Beton-technologische Einflüsse auf die Leistungsklassen von Stahlfaserbeton* in: Beton- und Stahlbetonbau 116, Sonderheft Stahlfaserbeton S1, April 2021, S. 35–46. <https://doi.org/10.1002/best.202100011>
- [5] Look, K.; Landler, J.; Mark, P.; Fischer, O. (2021) *Fasermengen und Leistungsklassen* in: Beton- und Stahlbetonbau 116, Sonderheft Stahlfaserbeton S1, April 2021, S. 13–23. <https://doi.org/10.1002/best.202100004>
- [6] Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V. (2001) *DBV-Merkblatt Stahlfaserbeton*.
- [7] DIN EN 14651 (2007) *Prüfverfahren für Beton mit metallischen Fasern – Bestimmung der Biegezugfestigkeit (Proportionalitätsgrenze, residuelle Biegezugfestigkeit)*. Beuth, Berlin.
- [8] Belgian Standard NB B 15-238 (1992) *Tests on fibre reinforced concrete – Bending test on prismatic samples*.
- [9] Dramix (1995) *Dramix-Guideline*. Final Draft.
- [10] Teutsch, M. (1993) *Bemessungsgrundsätze für Bauteile aus Stahlfaserbeton*. Hochtief-Kolloquium „Entwicklung und Einsatz von Stahlfaserbeton“, Frankfurt, 27. April 1993.
- [11] Falkner, H.; Teutsch, M. (1993) *Untersuchung des Biegetragverhaltens von Stahlfaserbetonbalken unter Variation der Faserart*. iBMB-Forschungsbericht, Braunschweig, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz.
- [12] Falkner, H.; Teutsch, M.; Klinkert, H. (1999) *Leistungsklassen von Stahlfaserbeton*. iBMB Heft 143, Braunschweig, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz.
- [13] Schnütgen, B. (1989) *Rohre aus Stahlfaserbeton* in: Beton- und Stahlbetonbau 84, Heft 4, S. 97–101.
- [14] Weber, F.; Anders, S. (2021) *Vergleich von 3-Punkt- und 4-Punkt-Biegezugversuchen zur Bestimmung der Nachrissbiegezugfestigkeit* in: Beton- und Stahlbetonbau 116, Sonderheft Stahlfaserbeton S1, April 2021, S. 47–57. <https://doi.org/10.1002/best.202100013>
- [15] DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2 (2011) *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*.
- [16] Oettel, V. (2016) *Torsionstragverhalten von stahlfaserbewehrten Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbalken* [Dissertation]. Technische Universität Braunschweig.
- [17] Landler, J.; Fischer, O. (2021) *Datenbank zum Durchstanzen stahlfaserverstärkter Flachdecken ohne Durchstanzbewehrung* in: Beton- und Stahlbetonbau 116, Sonderheft Stahlfaserbeton S1, April 2021, S. 58–68. <https://doi.org/10.1002/best.202100006>

## Autoren



Dr.-Ing. Vincent Oettel (Korrespondenzautor)  
v.oettel@ibmb.tu-bs.de  
Technische Universität Braunschweig  
iBMB – Fachgebiet Massivbau  
Beethovenstr. 52  
38106 Braunschweig



Dipl.-Ing. Markus Schulz  
schulz@schulz-concrete-engineering.de  
Schulz Concrete Engineering GmbH  
Römerstraße 42  
59075 Hamm



Jan-Paul Lanwer, M.Sc.  
j.lanwer@ibmb.tu-bs.de  
Technische Universität Braunschweig  
iBMB – Fachgebiet Massivbau  
Beethovenstr. 52  
38106 Braunschweig

## Zitieren Sie diesen Beitrag

Oettel, V.; Schulz, M.; Lanwer, J.-P. (2021) *Empirischer Ansatz zur Bestimmung der Nachrissbiegezugfestigkeit*. Beton- und Stahlbetonbau 116, Sonderheft Stahlfaserbeton S1, April 2021, S. 24–35. <https://doi.org/10.1002/best.202100002>

Dieser Aufsatz wurde in einem Peer-Review-Verfahren begutachtet.  
Eingereicht: 14. Januar 2021; angenommen: 25. Februar 2021.

# Verwendung von stahlfaserverstärktem Stahlbeton bei Bodenplatten für automatisierte Hochregallager

Bei automatisierten Hochregallagern werden sehr strenge Anforderungen an die Verformung der Bodenplatte gestellt, die zu weitgehend fugenlosen Konstruktionen führen. Stahlfasern können hier auf Grundlage der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ für den Nachweis der notwendigen Rissbreitenbegrenzung angerechnet werden. Weiterhin ergeben sich in der Regel sehr hohe Lasten durch die Regalstützen auf der Bodenplatte und bei Bauvorhaben in Silobauweise müssen zudem Lasten aus der Dachkonstruktion berücksichtigt werden. Die Anrechnung der Stahlfaserwirkung beim Durchstanznachweis kann hilfreich sein, um die Plattendicke zu reduzieren, soweit dies die Verformungsanforderungen zulassen, oder auf aufwendige Durchstanzbewehrung zu verzichten. Anhand eines Praxisbeispiels wird verdeutlicht, dass eine Kombination von Stahlfasern und herkömmlicher Betonstahlbewehrung wirtschaftlich sein kann und auf welche Details im Sinne der Ausführung geachtet werden muss.

**Stichworte** Stahlfaserbeton; Bodenplatten; automatisierte Hochregallager; Durchstanzen; Rissbreitenbegrenzung

## 1 Einleitung

Eine typische Anwendung von Stahlfaserbeton war und ist der Industrieboden. Bereits 1991 erschien hierzu ein erstes Merkblatt des Deutschen Betonvereins (DBV) mit dem Titel „Grundlagen zur Bemessung von Industrieböden aus Stahlfaserbeton“ [1]. Betrachtete man damals in erster Linie baurechtlich nicht relevante Bodenplatten, aus deren Versagen keine Gefahr für Leib und Leben resultierte, so stand mit dem Erscheinen und der bauaufsichtlichen Einführung der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [2] auch eine Grundlage für die Verwendung des Baustoffs für tragende und aussteifende Bauteile zur Verfügung. Auch heute können Bodenplatten für Industrieböden ohne bauordnungsrechtliche Anforderungen an die Standsicherheit und Dauerhaftigkeit bzw. ohne Anforderungen an die Dichtheit auf Grundlage des mittlerweile veröffentlichten DBV-Merkblatts „Industrieböden aus Stahlfaserbeton“ [3] bemessen werden. Ziel dieses 2013 erschienenen Merkblatts ist eine wirtschaftliche Planung und Ausführung auf Basis eines angemessenen Sicherheitsniveaus, wobei hier auf die Leistungsklassen des Stahlfaserbetons gemäß DAfStb-Richtlinie zurückgegriffen wird. Im Folgenden werden jedoch baurechtlich relevante Bodenplatten betrachtet, deren Bemessung und Ausführung durch die DAfStb-Richtlinie möglich wurde. Im Speziellen werden Bodenplatten für Hochregallager

## Use of steel fibre reinforced concrete in floor slab for automated high-bay warehouses

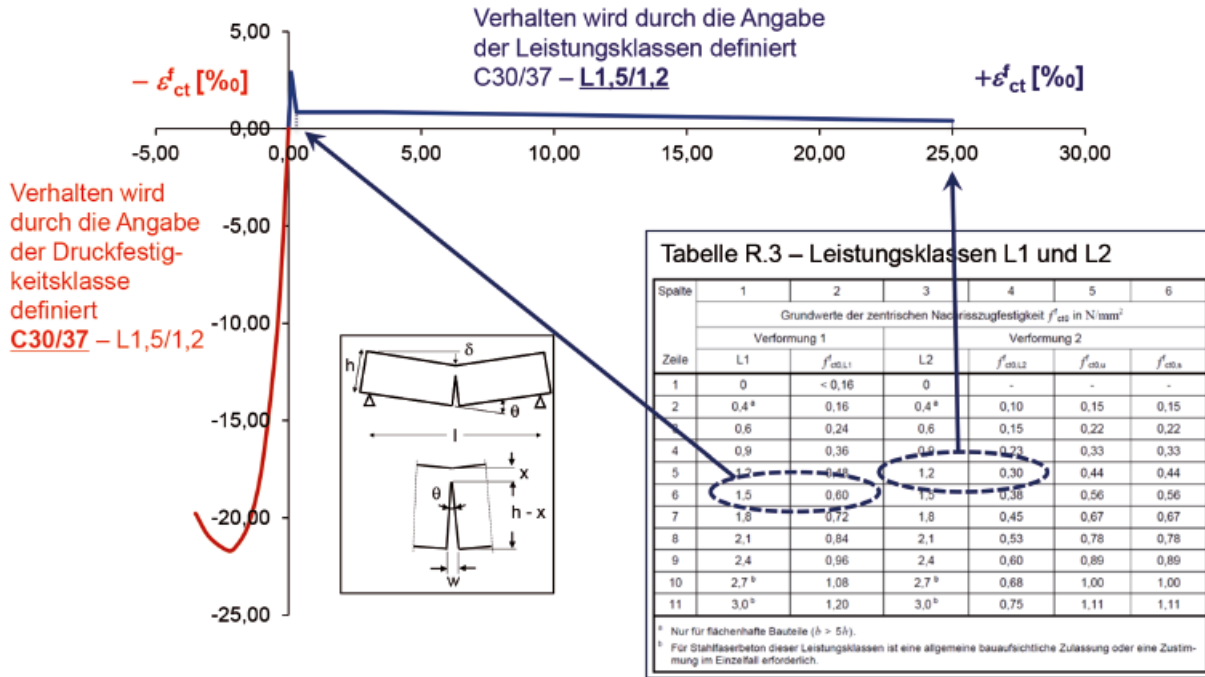
In automated high-bay warehouses, very strict requirements are placed on the deformation of the floor slab, which lead to largely jointless constructions. Steel fibres can be used here on the basis of the DAfStb guideline “Steel fibre concrete” for the verification of the necessary crack width limitation. Furthermore, there are usually very high loads on the floor slab from the racking supports, and in the case of clad rack construction loads from the roof structure must also be taken into account. The inclusion of steel fibres in the punching shear check can help to reduce the slab thickness, as far as the deformation requirements allow, or to do without costly punching shear reinforcement. By means of a practical example, it is shown that a combination of steel fibres and conventional reinforcing steel can be economical. Furthermore, it is explained by way of example which details must be taken into account in terms of execution.

**Keywords** steel fibre reinforced concrete; floor slab; automated high-bay warehouses; punching shear; crack control

mit automatischen Regalbediengeräten betrachtet, bei denen sehr hohe Anforderungen an die Verformung der Bodenplatten im Bereich der Regalanlage gestellt werden.

## 2 Spezielle Anforderungen an Bodenplatten für automatisierte Hochregallager

Neben den üblichen Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit für Bodenplatten muss bei automatisierten Hochregallagern (HRL) berücksichtigt werden, dass Verformungen in der Bodenplatte zu Schiefstellungen der Regalsteher führen, die unter Umständen bei der Bemessung zu berücksichtigen sind. Weiter können Differenzverformungen im Regalbereich dazu führen, dass das Bediengerät Schwierigkeiten bei der Ansteuerung der Fächer hat und eine Nachpositionierung notwendig wird. In den Richtlinien des Industrierverbands FEM [4–6], der die Interessen der Hersteller von Förder-, Hebe- und Lagereinrichtungen in Europa vertritt, werden spezielle Anforderungen an die zulässigen Verformungen von Bodenplatten formuliert, die in der Regel vertraglich vereinbart werden. Hier kommt der Definition einer quasi biegesteifen Bodenplatte eine besondere Bedeutung zu. Bei Einhaltung der Grenzverformung einer solchen quasi biegesteifen Bodenplatte dürfen die Verformungen der Bodenplatte bei der Planung



**Bild 1** Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Stahlfaserbetons für nichtlineare Berechnungen  
 Stress-strain relation of steel fibre reinforced concrete for non-linear calculations

und Bemessung des Regals und des Bediengeräts unberücksichtigt bleiben. Die quasi biegesteife Bodenplatte ist dabei mit einer zulässigen Winkelverdrehung von 0,5 mrad definiert. Diese extrem geringe zulässige Differenzverformung von 0,5 mm/m lässt sich je nach Baugrundbedingungen und unterschiedlichen Belastungssituationen oft nicht nachweisen, sodass eine Interaktion zwischen der Bodenplattenplanung und der Regalplanung erfolgen muss. Hier wird deutlich, dass eine möglichst steife Bodenplatte vonseiten der Regalbauer wünschenswert ist. Neben der Dicke der Bodenplatte sind Fugen hier ein wesentlicher Faktor bei der Planung. Jede Fuge stellt ein Gelenk mit planmäßig größeren Verdrehungen dar. Häufig können im Bereich von Fugen die strengen Verformungsbedingungen nicht eingehalten werden, selbst wenn keine quasi biegesteife Bodenplatte gebaut werden soll. Daher wird versucht, zumindest im Bereich der Schienen der Bediengeräte weitgehend auf Fugen zu verzichten.

Typische Bodenplatten von automatisierten Hochregallagern sind daher häufig dicker als auf Grundlage der DIN EN 1992-1-1 [7] und ihres nationalen Anhangs [8] notwendig und werden möglichst ohne Fugen geplant. Die größere Plattenstärke und die fugenlose Ausführung führen im Rahmen der Rissbreitenbegrenzung häufig zu sehr hohen Bewehrungsgehalten.

### 3 Verwendung von stahlfaserverstärktem Stahlbeton bei Bodenplatten

Die Wirkung der Stahlfasern kann gemäß DAfStb-Richtlinie über die Leistungsklassen bei der Bemessung von stahlfaserverstärktem Stahlbeton mit angerechnet wer-

den. Da im Rahmen der erforderlichen Verformungsbeziehung sowie eine nichtlineare Berechnung notwendig wird, bietet sich hier der Ansatz der Fasern gemäß Bild R.1 der DAfStb-Richtlinie bei der Biegebemessung an. Die Spannungs-Dehnungs-Beziehung wird dabei auf der Zugseite um die Stahlfaserwirkung in Abhängigkeit von den Leistungsklassen entsprechend Bild 1 ergänzt (vgl. hierzu auch [2, 9, 10]). Nichtlineare Verfahren werden in der Richtlinie ausdrücklich für elastisch gebettete Bauteile und für Bauteile, bei denen die überwiegende Tragwirkung durch Betonstahl erzielt wird, zugelassen. Mithilfe von nichtlinearen Verfahren, bei denen die Reduktion der Steifigkeit im Riss berücksichtigt wird, können Verformungen auf der sicheren Seite liegend berechnet werden.

Im Rahmen der Querkraftbemessung berücksichtigt die Richtlinie die Stahlfaserwirkung über einen additiven Ansatz. Beim Nachweis gegen Durchstanzen bzw. für den Durchstanzwiderstand je Flächeneinheit einer Platte gilt (vgl. auch [11]):

$$v_{Rd,c}^f = v_{Rd,c} + v_{Rd,cf} \leq v_{Rd,max} \quad (1)$$

mit:

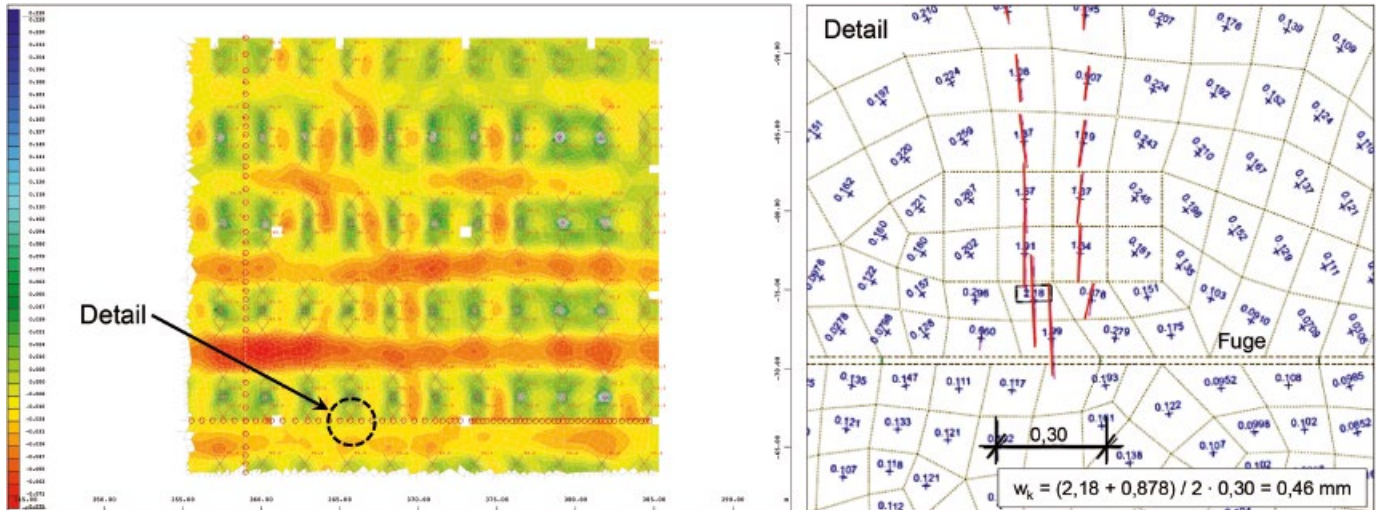
$v_{Rd,c}$  Durchstanzwiderstand je Flächeneinheit einer Platte ohne Durchstanzbewehrung nach [7, 8]

$v_{Rd,cf}$  Durchstanzwiderstand je Flächeneinheit der Stahlfasern nach [2]

$v_{Rd,max}$  maximaler Durchstanzwiderstand je Flächeneinheit nach [7, 8]

Der Ansatz der Faserwirkung ist besonders bei automatisierten Hochregallagern mit sehr hohen Stilllasten interessant. Bei Konstruktionen in Silobauweise sind neben dem





**Bild 3** FE-Modell einer Bodenplatte (Draufsicht): Konturplot der Hauptspannungen (links) und Konturplot der Dehnungen bzw. mehrere Risse in benachbarten Elementen (rechts)  
FE model of a floor slab (top view): contour plot of principal stresses (left) and contour plot of strains and multiple cracks in adjacent elements (right)

bei dem nicht pauschal eine quasi biegesteife Bodenplatte vorausgesetzt wurde, sondern eine Abstimmung zwischen dem Planer der Bodenplatte und dem Planer der Regalanlage erfolgt, um eine wirtschaftliche und funktionstüchtige Lösung für die Bodenplatte zu erarbeiten. Der iterative Prozess erfolgt dahingehend, dass vom Regalplaner die Auflagerkräfte zur Verfügung gestellt, anschließend die daraus resultierenden Verformungen vom Bodenplattenplaner berechnet und diese Ergebnisse wiederum an den Regalplaner übergeben werden. Der iterative Prozess ist abgeschlossen, wenn die Bodenplattenverformung von Iterationsstufe zu Iterationsstufe weniger als 5% differiert. Der Vorteil bei diesem Vorgehen liegt darin, dass explizit untersucht werden kann, ob zusätzliche Maßnahmen im Baugrund, bei der Dimensionierung der Bodenplatte oder bei der Dimensionierung der Regalkonstruktion wirtschaftlich zielführend sind. Bei diversen Bauvorhaben erfolgte dieser Prozess auch unter Berücksichtigung der Eigenschaften von Stahlfaserbeton im Rahmen der Bemessung.

Ein gutes Beispiel hierfür stellt das Projekt EDEKA Oberhausen dar. Im Oktober 2019 startete die EDEKA Handelsgesellschaft Rhein-Ruhr auf einem ca. 288 000 m<sup>2</sup> großen Areal mit dem Bau eines neuen Logistikzentrums. Auf ca. 90 000 m<sup>2</sup> sollen Produkte in unterschiedlichen Temperaturzonen gelagert werden (Bild 4).

Die Schulz Concrete Engineering GmbH war hier zuerst im Rahmen der Ausschreibung für den Bauherrn tätig und anschließend im Rahmen der weiteren Ausführungsplanung für den Generalunternehmer, die Bremer AG. In enger Zusammenarbeit mit dem Generalplaner von EDEKA, der Phase 5 GmbH, und dem Logistik- und Regallieferanten der WITRON Logistik + Informatik GmbH wurde für die Bereiche des HRL (Hochregallager) und des automatisierten OPM (Order Picking Machinery) der iterative Prozess gemäß FEM 9.841 verfolgt. Bild 5 zeigt die Winkelverdrehungen der Bodenplatte des OPM im

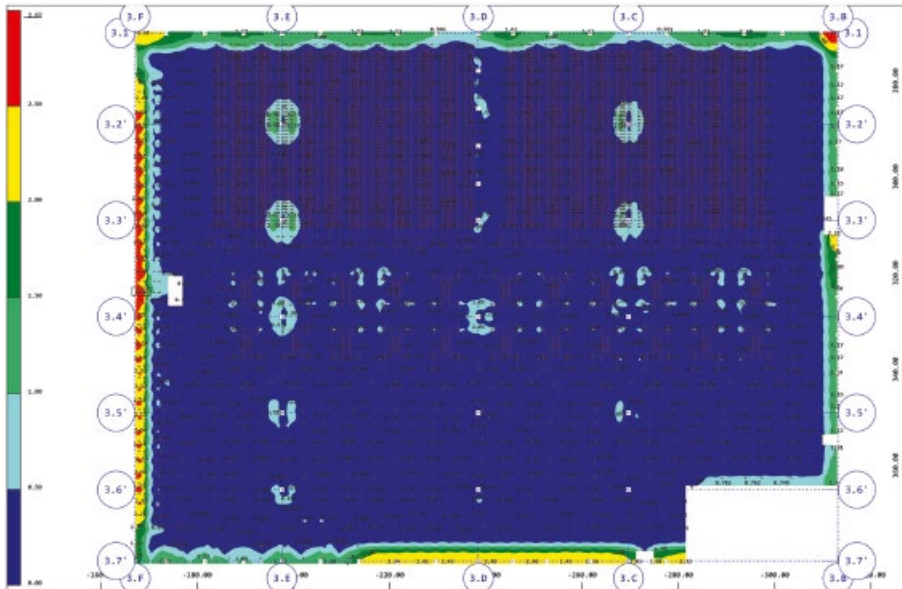


**Bild 4** Zentrallager EDEKA Oberhausen  
Central warehouse EDEKA Oberhausen

FE-Modell für einen beispielhaften Lastfall in der dritten bzw. letzten Iterationsstufe. Die +Zeichen stellen hierbei Strukturpunkte (= Orte der Regalstiele) dar. Es wird deutlich, dass die Anforderungen an eine quasi biegesteife Bodenplatte partiell nicht eingehalten wurden. Die in diesen Bereichen berechneten Verformungen wurden dann im Rahmen der Dimensionierung der Regalkonstruktion berücksichtigt, sodass eine wirtschaftliche Ausführung ermöglicht wurde.

## 4.2 EDEKA Oberhausen HRL

Im Bereich des automatisierten HRL wurde eine 70 cm dicke Bodenplatte auf Pfählen mit einem Durchmesser von 40 cm und einem Pfahlabstand von ca. 3,0 m gelagert. Im Rahmen der Bemessung zeigte sich, dass für die 70 cm Bodenplatte aufgrund der hohen Regallasten und geringen Abstände der Regalsteher eine zusätzliche Durchstanzbewehrung erforderlich wurde. Um dies zu



**Bild 5** Winkelverdrehungen der Bodenplatte des OPM in der letzten Iterationsstufe  
Angular rotations of the floor slab of the OPM in the last iteration stage



**Bild 6** Betonage eines Tagesfelds mit Abstellung durch oberen Stahlwinkel und Streckmetall  
Concreting of a day field with setting through upper steel angle and expanded metal



**Bild 7** Detail Abstellung Tagesfeld  
Detail separation day field

vermeiden, hätte die Plattenstärke weiter erhöht werden müssen. Hier erwies sich die Berücksichtigung von Stahlfaserbeton auf Grundlage der DAfStb-Richtlinie als wirtschaftlich günstigere Variante. Bei der Bemessung wurde daher ein Stahlfaserbeton der Güte C30/37 – L1,2/1,2 – XC2 – XM2 – W0 mit einer Hartstoffeinstreuung berücksichtigt. Zum Erreichen dieser Leistungsklasse wurden  $20 \text{ kg/m}^3$  Stahlfasern in einem Beton mit einem 16 mm Größtkorn (Kies) verwendet. Die Leistungsklasse musste dabei gemäß Anhang O der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ an mindestens sechs Biegebalken im Rahmen einer Erstprüfung durch das liefernde Betonwerk nachgewiesen werden. Da die festgelegte Leistungsklasse nicht größer 1,2 war, konnte der Stahlfaserbeton gemäß Tabelle NA.1 des Teil 3 der DAfStb-Richtlinie in die Überwachungskategorie 1 eingeordnet werden. Somit wurden

keine weiteren Prüfungen an Biegebalken und keine zusätzliche Bestimmung des Stahlfasergehalts durch den Ausführenden notwendig.

Im Bereich des Regals wurde auf Fugen verzichtet, sodass statisch eine 129 m lange und 92 m breite Bodenplatte ohne Fugen eingebaut wurde. Die Abstellung der Tagesleistung erfolgte dabei mittels Streckmetall, wobei oberhalb der oberen Bewehrungslage ein Stahlwinkel angeordnet wurde, um einen höhengerechten Einbau zu ermöglichen. Die Abstellung und Anordnung der oberen Bewehrungslage ist in den Bildern 6 und 7 ersichtlich.

Maßgebend für die Ermittlung der Bewehrung war der Nachweis der Rissbreitenbegrenzung für späten vollen Zwang. Die herkömmliche Stabstahlbewehrung belief

sich auf kreuzweise oben und unten  $\varnothing 14$  alle 10,5 cm (= 14,66 cm<sup>2</sup>/m). Für die Betonierbarkeit sollte der lichte Stababstand ca. die 1,5-fache Faserlänge betragen. Da in der Praxis maximal 60 mm lange Stahlfasern zum Einsatz kommen, lag der lichte Abstand außerhalb der Stöße und Verankerungen mit 9,1 cm im gut geeigneten Bereich. Im Bereich der Stöße war der lichte Stababstand noch deutlich größer als die maximal zu erwartende Faserlänge, sodass auch hier keine Schwierigkeiten bei der Betonage auftraten. Da die Regalsteher nachträglich auf die Bodenplatte gedübelt wurden, also keine Ankerkästen oder Ähnliches bei der Bewehrungsführung zu berücksichtigen waren, war die Konstruktion von der Ausführungsseite her gut geeignet. Prinzipiell können natürlich auch Ankerkästen oder Rückhängebewehrung in eine solche stahlfaserverstärkte Stahlbetonbodenplatte integriert werden. Hier sind aber grundsätzlich weitere Überlegungen zur Betonierbarkeit in diesen Bereichen erforderlich, sodass der Einsatz gerade im Hinblick auf die Ausführbarkeit untersucht werden muss.

### 4.3 EDEKA Oberhausen OPM

Auch im automatischen Kleinteilelager OPM wurde die Bodenplatte auf Pfählen gelagert. Aufgrund der geringen Lasten wurden hier Pfähle mit einem Durchmesser von 30 cm verwendet. Zum Einsatz kam der gleiche Beton wie beim HRL, allerdings reichte hier eine Plattenstärke von 35 cm mit einer kreuzweisen Bewehrung von oben und unten  $\varnothing 12$  alle 10,5 cm (= 10,77 cm<sup>2</sup>/m) aus. Ohne den Ansatz der Stahlfasern hätte die Plattenstärke auf Grundlage des Durchstanznachweises im Bereich der Pfähle auf 43 cm erhöht werden müssen, was auch zu einer Erhöhung der Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreite geführt hätte. Auch hier ermöglichte der Ansatz der Stahlfasertragwirkung den Verzicht auf eine Durchstanzbewehrung bzw. die Reduzierung der Plattenstärke. Wie

bereits im Beispiel HRL beschrieben, wurden auch hier die lichten Stababstände so gewählt, dass eine problemlose Betonage möglich war. Die Verankerung der Regalsteher ohne z. B. Ankerkästen oder aufwendige Rückhängebewehrung kamen der Verwendung von Stahlfaserbeton zugute.

## 5 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Bei Verwendung von Stahlfaserbeton bei Bodenplatten für automatisierte Hochregallager ist der Ansatz der Faserwirkung auf Basis der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [2] mithilfe der Leistungsklassen sowohl bei den Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit als auch im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit möglich. Die Stahlfaserwirkung kann beim Biegenachweis angerechnet werden. Wesentlich mehr bewirken Stahlfasern jedoch in der Regel bei den Nachweisen für Querkraft. Hier kann Stahlfaserbeton unter anderem zu einer Reduzierung der Plattenstärke führen (z. B. Durchstanznachweis). Eine etwaige Reduzierung der Plattenstärke wirkt sich zudem positiv auf den Nachweis der Rissbreitenbegrenzung aus, wobei auch hier die Faserwirkung angerechnet werden kann. Bei der Reduzierung der Plattenstärke müssen jedoch die besonderen Anforderungen an die Verformung berücksichtigt werden. Hier führt der iterative Prozess gemäß FEM 9.841, bei dem die Planer der Bodenplatte und die Planer der Regalanlage zusammenarbeiten, zu einer funktionsfähigen und wirtschaftlichen Lösung. Bei stahlfaserverstärktem Stahlbeton sollte aber immer auch die Ausführbarkeit zu einem frühen Zeitpunkt untersucht werden. Werden bei Konstruktionen in Silobauweise höhere Zugkräfte eingeleitet, ist zu prüfen, ob die Verankerung der Regale mit zum Beispiel Ankerkästen und die lokal notwendige Bewehrung einen Einsatz von Stahlfaserbeton zulassen.

## Literatur

- [1] Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V. (1991) *DBV-Merkblatt Grundlagen zur Bemessung von Industrieböden aus Stahlfaserbeton*.
- [2] Deutscher Ausschuss für Stahlfaserbeton (2012) *DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton*. Berlin: Beuth.
- [3] Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V. (2013) *DBV-Merkblatt Industrieböden aus Stahlfaserbeton*.
- [4] Fédération Européenne de la Manutention (2012) *FEM 9.831-1 Basis of calculations for storage and retrieval machines – Tolerances, deformations and clearances in the storage system Part 1: General, Single deep and Double deep Beam Pallet racking*.
- [5] Fédération Européenne de la Manutention (2012) *FEM 9.832 Berechnungsgrundlagen für Regalbediengeräte Toleranzen, Verformungen und Freimaße im automatischen Kleinteilelager (keine Silobauweise)*.
- [6] European Materials Handling Federation *FEM 9.841 Leitfaden/Regallagersysteme mit schienengebundenen Regalbediengeräten sowie deren Schnittstellen*.
- [7] *DIN EN 1992-1-1:2011-01 Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Berlin: Beuth.
- [8] *DIN EN 1992-1-1/NA Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Berlin: Beuth.
- [9] Look, K.; Oettel, V.; Heek, P. et al. (2021) *Bemessen mit Stahlfaserbeton* in: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. [Hrsg.] *Beton-Kalender 2021*. Berlin: Ernst & Sohn, S. 797–874.
- [10] Heek, P.; Look, K.; Oettel, V.; Mark, P. (2021) *Bemessung von Stahlfaserbeton und stahlfaserbewehrtem Stahlbeton* in: *Beton- und Stahlbetonbau 116, Sonderheft Stahlfaserbeton S1*, April 2021, S. 2–12. <https://doi.org/10.1002/best.202100009>

- [11] Landler, J.; Fischer, O. (2021) *Datenbank zum Durchstanzen stahlfaserverstärkter Flachdecken ohne Durchstanzbewehrung – Bewertung von Bemessungsansätzen nach DAfStb-Richtlinie und fib Model Code 2010* in: Beton- und Stahlbetonbau 116, Sonderheft Stahlfaserbeton S1, April 2021, S. 58–68. <https://doi.org/10.1002/best.202100006>
- [12] Gödde, L.; Mark, P. (2011) *Umlagerungsverhalten von Plattentragwerken aus Stahlfaserbeton* in: Beton- und Stahlbetonbau 106, H. 6, S. 350–363. <https://doi.org/10.1002/best.201100015>
- [13] Gödde, L.; Mark, P. (2015) *Numerical simulation of the structural behaviour of SFRC slabs with or without rebar and prestressing* in: Materials and Structures 48, H. 6, S. 1689–1701. <https://doi.org/10.1617/s11527-014-0265-z>

#### Autoren



Dipl.-Ing. Markus Schulz  
schulz@schulz-concrete-engineering.de  
Schulz Concrete Engineering GmbH  
Römerstraße 42  
59075 Hamm



Dr.-Ing. Vincent Oettel (Korrespondenzautor)  
v.oettel@ibmb.tu-bs.de  
Technische Universität Braunschweig  
iBMB – Fachgebiet Massivbau  
Beethovenstr. 52  
38106 Braunschweig

#### Zitieren Sie diesen Beitrag

Schulz, M.; Oettel, V. (2021) *Verwendung von stahlfaserverstärktem Stahlbeton bei Bodenplatten für automatisierte Hochregallager*. Beton- und Stahlbetonbau 116, Sonderheft Stahlfaserbeton S1, April 2021, S. 70–76. <https://doi.org/10.1002/best.202100008>

Dieser Aufsatz wurde in einem Peer-Review-Verfahren begutachtet. Eingereicht: 15. Januar 2021; angenommen: 9. Februar 2021.