

TAB-Slab® - Ein System für frei tragende Decken aus Stahlfaserbeton

Dipl.-Ing. Jürgen Mandl
TREFILARBED Bissen S.A.
Luxemburg



- Studium des Bauingenieurwesens an der TU Darmstadt
- 4-jährige Tätigkeit als Tragwerksplaner
- 4-jährige Tätigkeit als key-account-manager und in Forschung und Entwicklung für Betonfertigteile bei Lösch-Systembauteile GmbH, einer Tochter der Readymix AG
- 5-jährige Tätigkeit als Produktmanager Technologie Stahlfaserbeton der Readymix AG in Forschung und Entwicklung
- Seit 2005 tätig bei TREFILARBED Bissen S.A. in Forschung und Entwicklung Faserbeton.
- 2004 Bayerischer Innovationspreis für eine stahlfaserbewehrte Betondecke mit Vorspannung
- Seit 2000 Mitglied im Richtlinienausschuss des DAfStb zur Erarbeitung einer Richtlinie „Stahlfaserbeton“ für Deutschland
- Seit 2005 Mitglied im Richtlinienausschuss des ÖVBB zur Bearbeitung der Österreichischen Richtlinie „Faserbeton“

Kurzfassung

Stahlfaserbeton wird seit vielen Jahren erfolgreich für Bauteile mit niedrigem Gefährdungspotenzial eingesetzt. Existierende Regelwerke beschränken sich auf Leistungswerte, die mit bisher üblichen Fasergehalten von bis zu 50 kg/m³ zu erreichen sind. In einem Großversuch auf dem Werksgelände der Fa. TREFILARBED Bissen S.A. in Luxemburg konnte nunmehr gezeigt werden, dass mit höheren Faserdosierungen auch frei tragende Flachdecken aus Stahlfaserbeton unter Beachtung der erforderlichen Sicherheit herstellbar sind. Im Folgenden werden die Hintergründe, der Versuch, dessen Ergebnisse und Konsequenzen daraus dargestellt.

Abstract

Steeffibre reinforced concrete is successfully being used since many years for concrete parts with a low endangering potential. Existing rules and guidelines are limiting the maximum post-crack-performance to values which are achievable with standard dosages of fibres of up to 50 kg/m³. In a large-scale-test TREFILARBED Bissen S.A. has now proofed, that it is possible to produce free suspended elevated slabs made of a high dosage steel fibre reinforced concrete including the obliged safety factors. In the following, the theoretical background, test-informations, its results and consequences are shown.

Festigkeiten von Stahlfaserbeton

Stahlfaserbeton findet seit vielen Jahren immer weitere Verbreitung auch im konstruktiven Bereich. Regelwerke wie das Merkblatt „Stahlfaserbeton“ des Deutschen Beton- und Bautechnikvereins, die Österreichische Richtlinie „Faserbeton“ des ÖVBB und die SIA 162/6 der Schweiz geben vor, wie Materialeigenschaften ermittelt, klassifiziert und in Bemessungen eingesetzt werden können. Die in Bearbeitung befindliche Richtlinie „Stahlfaserbeton“ des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton soll nach Ihrem Erscheinen in Deutschland die Betonnormen DIN 1045 Teile 1-3 um alle Stahlfaserbeton-

relevanten Themen ergänzen und so die Lücke existierender Normen im gesamten Themenspektrum Stahlfaserbeton schließen.

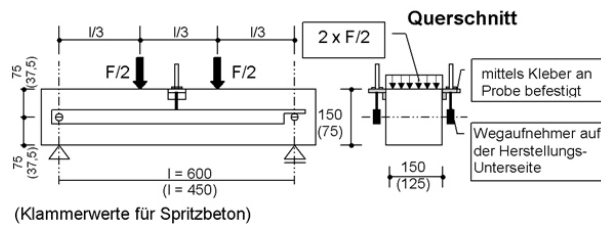


Abb. 1 Versuchsanordnung zur Ermittlung der Leistungsfähigkeit von Stahlfaserbeton

Alle genannten Regelwerke sehen eine Ermittlung der Nachrisszugfestigkeiten anhand von Biegeversuchen an Betonbalken mit einem Querschnitt von 150mm x 150 mm vor (siehe Abb. 1). Die Ergebnisse unterliegen dabei verhältnismäßig großen Streuungen, die ihre Ursache in den kleinen Rissquerschnitten der Probekörper hat. Bei baupraktisch üblichen Faserdosierungen von 20 bis 40 kg/m³ kreuzen nur wenige Fasern den Riss, die dann Kräfte von Rissufer zu Rissufer übertragen können. Die zufällige Lage einer einzelnen Faser sorgt für Streuungen innerhalb der Ergebnisse verschiedener Probekörper. Je geringer die Anzahl der Fasern im Riss ist, umso größer ist der Einfluss einer einzelnen Faser. Folglich streuen die Ergebnisse bei geringen Faserdosierungen stärker als bei höheren Dosierungen. Die Streuung der Ergebnisse wird kleiner, je größer die Bruchfläche ist. Damit liegen die gemessenen Ergebnisse näher an der Realität. Für weitere Berechnungen werden die charakteristischen Nachrisszugfestigkeiten $f_{ctk,fl}^f$ herangezogen. Dies ist das 5%-Quantil der einzelnen Versuchsergebnisse bei der Durchbiegung δ . Bei geringeren Streubreiten innerhalb der Versuchsserie ergeben sich hierfür günstigere Werte. Um realistischere Werte bei der Ermittlung der anrechenbaren Nachrisszugfestigkeit zu erhalten, bieten sich somit Plattenversuche anstelle der nach [2]-[5] vorgegebenen Balkenversuchen an. Als Vorversuche hat die Fa. TREFILARBED Bissen S.A. daher an der „Université Polytechnique de Montréal“ Plattenversuche unterschiedlicher Dicke und Durchmesser in Auftrag gegeben (siehe Abb. 2) und die Ergebnisse dieser mit Ergebnissen aus Balkenversuchen verglichen (siehe Tab 1).

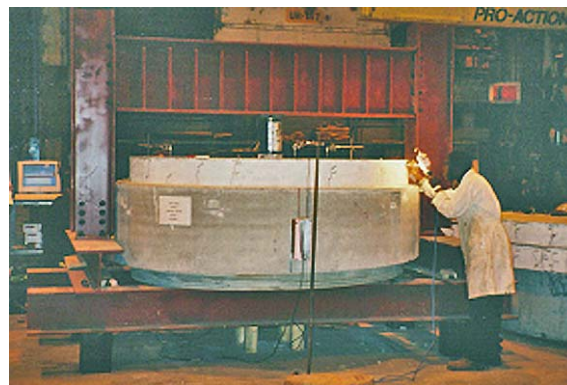


Abb. 2 Plattenversuche zur Ermittlung der Leistungsfähigkeit von Stahlfaserbeton an der „Université Polytechnique de Montréal“

Insgesamt wurden erwartungsgemäß bei den Versuchen mit Kreisplatten höhere Werte bei geringerer Streubreite als bei den Balkenversuchen ermittelt. Bei der im späteren Großversuch einer Flachdecke aus Stahlfaserbeton verwendeten Stahlfaserbetonlösung mit einer Faser des Typs Tabix 1,3/50 in einer Dosierung von 100 kg/m³ konnten bei einem Plattendurchmesser von 2,0 m und einer Plattendicke von 20 cm eine mehr als doppelte äquivalente Biegezugfestigkeit und 1,5-fache zentrische Nachrisszugfestigkeit ermittelt werden. Bei der kleineren Platte mit 1,5m Durchmesser und einer Dicke von 15 cm konnten immerhin die 1,9- bzw. 1,3-fachen Werte ermittelt werden, also einer zentrischen Nachrisszugfestigkeit von f_{ctu}^f 2,83 N/mm². Mit diesen Werten lassen sich Deckenbauteile aus Stahlfaserbeton wirtschaftlich nach den Vorgaben gem. [1]-[5] nachweisen.

{ N / mm ² }	Rilem TC162 prisms		Slabs f _{req}		Slabs f _{tu}		
	f _{req}	f _{tu}	1500 mm 150mm	2000m m 200mm	1500m m 150mm	2000mm 200mm	
60kg/m ³ 1.15/45	4.64	1.66					1.94
45kg/m ³ 1/60	4.16	1.87	8.54		2.52		2.50
80kg/m ³ 1.3/50	4.96	2.07					2.80
100kg/m ³ 1.3/50	5.12	2.13	9.76	10.98	2.83	3.2	3.00
70kg/m ³ 1/60			9.15		2.83		3.00
80kg/m ³ 1/60	5.76	2.37					3.30
80kg/m ³ 1.15/45	5.00	2.01					2.60
120kg/m ³ 1.15/45	5.65	2.57	10.68	10.64	3.00	3.10	3.00

Tab. 1 Zusammenstellung und Vergleich der Ergebnisse der Versuche an der „Université Polytechnique de Montréal“

Praxistauglicher Stahlfaserbeton mit hohen Faserdosierungen

Durch die Verwendung moderner Hochleistungsfließmittel und Zugabe von Flugasche, ist es möglich, Stahlfaserbeton auch mit höheren Faserdosierungen als den bisher üblichen 20 bis 40 kg/m³ praxistauglich herzustellen. Der Beton wird auf ein Konsistenzmaß von F6 bei einem Wasser/Bindemittel-Verhältnis von maximal 0,5 eingestellt. Die Verwendung speziell entwickelter und relativ kostengünstig zu produzierende Stahlfasern mit gutem Einmischverhalten ermöglichen Faserdosierungen von 100 kg/m³ und mehr. Eine homogene Durchmischung der Fasern im Beton und damit eine gleichmäßige Nachrisszugfestigkeit in allen Betonquerschnitten auf hohem Niveau kann somit sicher gestellt werden. Die oben erwähnten Streuungen von Versuchsergebnissen an Biegebalken halten sich damit in verhältnismäßig engen Grenzen. Eine gute Verarbeitbarkeit und insbesondere Pumpbarkeit ist ebenfalls gewährleistet. Praxisbeispiele belegen dies.

Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit an einer Flachdecke

Mit dem in oben beschriebenen Plattenversuch ermittelten Wert des Grundwertes der zentrischen Zugfestigkeit $f_{ct0,u}^f$ von 2,8 N/mm² wird nach [5] zunächst ein Traglastmoment ermittelt. Dabei werden die Dehnungszustände variiert, bis aus der resultierenden Betondruckkraft in der Druckzone des Betonquerschnitts und der resultierenden Faserbetonzugkraft in der Zugzone des Betonquerschnitts ein Gleichgewicht entsteht. In diesem Zustand können die inneren Hebelarme ermittelt und daraus über eine Multiplikation mit den inneren Kräften das Traglastmoment m_{Rd} ermittelt werden. In diesem Rechenschritt werden bereits die Materialsicherheitsbeiwerte und Dauerstandsfaktor gem. [1] und [5] berücksichtigt. Bei einer Bauteildicke von 20 cm und der Verwendung eines Betons der Festigkeit C30/37 ergibt sich ein Traglastmoment von $m_{Rd} = 41,6$ kNm/m.

Das Angenommene und im späteren Großversuch bestätigte Versagensmodell ist auf Johansen bzw. Timoshenko zurückzuführen (siehe hierzu auch [9]). An der Plattenoberseite laufen tangentielle, kreisförmige Risse durch die Auflager und bilden an dieser Stelle Fließgelenke. An der Plattenunterseite bilden sich radiale Risse und Fließgelenke von Feldmitte bis zum Rand des versagenden Bauteils. Diese teilen die Platte in n Kreissegmente. (siehe Abb. 3)

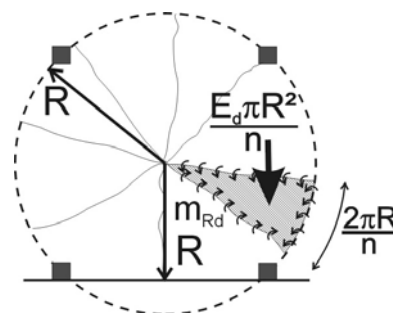


Abb. 3 Versagensmodell einer punktgestützten Flachdecke unter Flächenlast

Im weiteren wird lediglich ein Segment mit der Kreissegmentlänge $2\pi R/n$ betrachtet. Für die Rissbildung von oben gilt das gleiche Traglastmoment wie für Rissbildung von unten. Teilt man die plastischen Momente m_{Rd} in den radialen Rissen in seine tangentialen und radialen Komponenten auf und projiziert die radiale Komponente auf den Rand des Kreissegments, dann lässt sich eine einfache Momentengleichung zur Ermittlung der Traglast E_u aufstellen.

E_u lässt sich demnach mit folgender Formel berechnen:

$$E_u = 6 \cdot \frac{m_{Rd}}{R^2} \cdot (1 + \kappa_{Rand})$$

Mit κ_{Rand} wird ein eventuell vorhandener freier Rand ohne rückdrehende Momente berücksichtigt. Ohne freiem Rand gilt $\kappa_{Rand}=1,0$. Bei einem vollständig freien Rand entlang des gesamten Versagenskreises beträgt $\kappa_{Rand}=0,0$. E_u ist also von der Anzahl der im Versagenszustand gebildeten Segmente n unabhängig. Es ist abschließend zu zeigen, dass die Traglast E_u größer ist, als der Bemessungswert der Einwirkung E_d .

Ein Schubspannungsnachweis bzw. ein Nachweis gegen Durchstanzen kann ebenfalls nach [5] erbracht werden.

Zulagebewehrung zur Verhinderung fortschreitenden Versagens

In der internationalen Normenwelt und so auch in DIN 1045-1 [1] Kap. 13.12 werden Maßnahmen vorgeschrieben, die ein fortschreitendes Versagen des Tragwerks infolge Versagen eines Teiles des Tragwerks verhindert. Gemäß Mitchell / Cook [10] bzw. [11] Kap. 13.4.9 wird daher zusätzlich ausschließlich in der unteren Lage eine Zugbewehrung eingelegt, die ein fortschreitendes Versagen (Anti Progressive Collapse) verhindern sollen. Diese APC-Bewehrung kann wie folgt bestimmt werden:

$$a_{sb,min} = \frac{0,5 \cdot w_s \cdot l_1 \cdot l_2}{0,85 \cdot f_{yd}} \quad \text{mit} \quad w_s = \max \left| \begin{array}{l} p_{k,ges} + g_{k,ges} \\ 2 \cdot g_{k,ges} \end{array} \right|$$

es sind hierbei die charakteristischen Werte der äußeren Verkehrs bzw. Eigenlasten einzusetzen. Mit l_1 und l_2 wird die Größe des betrachteten Feldes angegeben.

Großversuch an einer Flachdecke

Im Oktober 2004 hat die Fa. TREFILARBED Bissen S.A. auf ihrem Werksgelände in Luxemburg in Zusammenarbeit mit der FH Aachen einen Großversuch im Maßstab 1:1 gestartet, um unter Baustellenbedingungen obige theoretischen Ansätze versuchstechnisch zu belegen. Es wurde eine 3x3-feldrige Decke der Dimension 18,3m x 18,3m mit einer Deckendicke von 20 cm auf Stahlstützen mit Kopfplatten der Größe 20cm x 20cm hergestellt. Verwendet wurde ein Stahlfaserbeton mit Fasern des Typs Tabix 1,3/50 in einer Dosierung von 100 kg/m³. Der werksgemischte Stahlfaserbeton wurde mit Fahrmischern auf die Baustelle transportiert und problemlos mit einer Betonpumpe in die Schalung gebracht (siehe Abb. 4).



Abb. 4 *Betoniervorgang der TAB-Slab®-Testdecke in Bissen – problemlose Pumpbarkeit des hochdosierten Stahlfaserbetons*

Versuche im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Vor den Versuchen im Grenzzustand der Tragfähigkeit zur Ermittlung der Traglast wurden Gebrauchstauglichkeitsversuche derart durchgeführt, dass Fässer auf die Decke gestellt wurden und diese sukzessive mit Wasser gefüllt wurden. Die über Schläuche als kommunizierende Röhren miteinander verbundenen Fässer konnten so gleichmäßig gefüllt werden und damit eine gleichförmig verteilte Last aufgebracht werden. Die Fässer wurden dabei entsprechend verschiedener Lastfälle unterschiedlich auf der Decke verteilt (Lastfälle 1 bis 4 siehe Abb. 5-8).

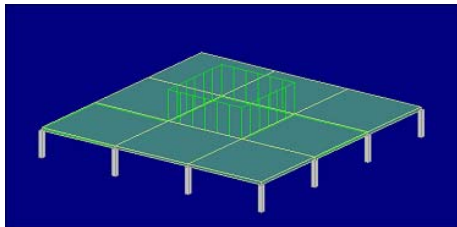


Abb. 5 Lastverteilung Lastfall 1

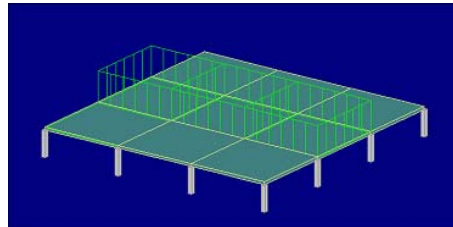


Abb. 6 Lastverteilung Lastfall 2

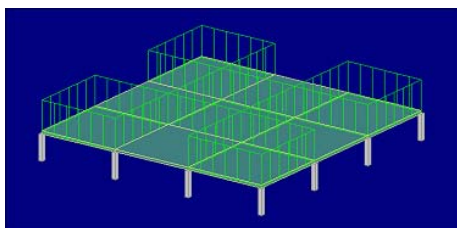


Abb. 7 Lastverteilung Lastfall 3

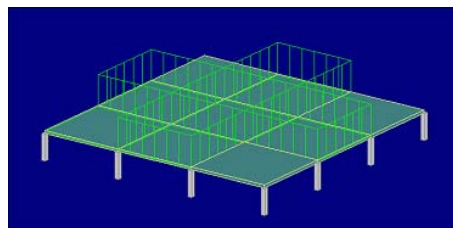


Abb. 8 Lastverteilung Lastfall 4

An der Deckenunterseite wurden die Differenzdurchbiegungen gemessen, dabei wurde die Betonoberfläche auf Rissbildung beobachtet. Lastfall 4 wurde schließlich auf die Dauer von einer Woche konstant gehalten. Eine weitere Zunahme der Verformungen konnte nicht beobachtet werden. Während dieser Versuche haben sich keine Risse gebildet, die auf äußere Lasten zurückzuführen wären. Die Decke verhielt sich rein elastisch.

Versuche im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Nacheinander wurden letztlich das Mittelfeld, ein Randfeld und ein Eckfeld mit einer Einzellast in Feldmitte bis zum Versagen belastet. Hierzu wurde ein versetzbarer Rahmen über Ankerhülsen mit den Stützen der Decke verbunden. Eine an diesen Rahmen angebrachte hydraulische Presse erzeugte die erforderlichen Kräfte (siehe Abb. 9). Mit Hilfe elektronische Wegaufnehmer wurden die Differenzverformungen der Platte aufgenommen und dokumentiert (siehe Abb. 10). Die Rissbildung wurde von Plattenoberseite und Plattenunterseite beobachtet und die jeweiligen Rissweiten dokumentiert.



Abb. 9 Versuchsdecke mit Rahmen für Hydraulik



Abb. 10 Unterseite der Versuchsdecke mit elektronischen Wegaufnehmern

Die Lasten wurden in Schritten zu 10 kN bis zur Erstrissbildung gesteigert und schließlich bis zur Traglast hochgefahren. Während der Versuche konnte durchgehend ein duktiler Versagensprozess beobachtet werden, wobei die Decke sich entlang der entstehenden Fließgelenke verformt. In diesen Fließgelenken kommen alle Verformungen zusammen. Nach Erstrissbildung konnten die Lasten um den Faktor zwei bis drei bis zur Traglast gesteigert werden. Exemplarisch sind in Abb. 11-12 das Last-Verformungsdiagramm und das Rissbild von der Plattenoberseite des Mittelfeldes dargestellt.

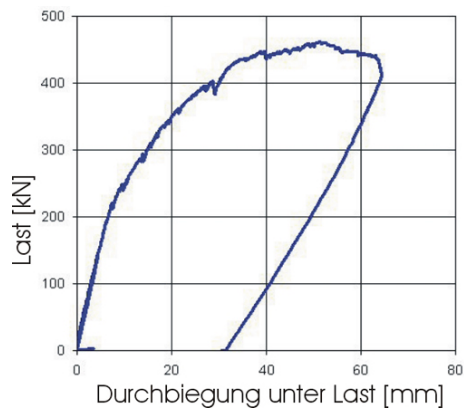


Abb. 11 Last-Verformungsdiagramm unter Einzellast im Mittelfeld

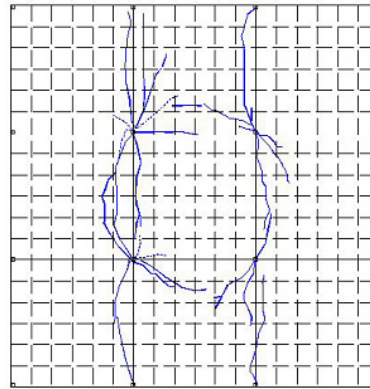


Abb. 12 Rissbild an Plattenoberseite

Im Mittelfeld wurde eine Traglast von 470 kN, im Randfeld von 260 kN und im Eckfeld von 220 kN gemessen. Zu berücksichtigen gilt, dass Rand und Eckfeld durch die Versuche in anderen Feldern bereits eine Vorschädigung hatten. Die zuvor gemachten theoretischen Berechnungen nach den Fließgelenktheorien von Timoshenko bzw. Johansen konnten voll bestätigt werden.

Fazit und Ausblick

Durch die konsequente Anwendung moderner Betontechnologie kann ein Stahlfaserbeton mit hohem Fasergehalten um ca. 100 kg/m³ hergestellt werden, der ein ähnliches Tragverhalten aufweist wie konventionelle Stahlbetonbauteile. Da der Versagensmechanismus eines Stahlfaserbetons jedoch nicht wie bei Stahlbeton das Erreichen der Fließgrenze und letztlich der Riss des eingelegten Stahls, sondern im sukzessiven Ausziehen der Faser aus der Betonmatrix liegt, hat Stahlfaserbeton i.d.R ein höheres Rotationsvermögen, da es bei großen Rissbreiten nicht zu Abrissen der Bewehrung kommt. Somit können auch Decken des üblichen Hochbaus oder andere Bauteile mit hohem Gefährdungspotenzial aus reinem Stahlfaserbeton hergestellt werden. Erste Referenzen in England, Belgien, Lettland und Estland (siehe Abb.13+14) zeigen die Praxistauglichkeit dieser neuen Technologie. Weitere Projekte in Kanada, Österreich, Estland und weiteren europäischen Ländern sind in Vorbereitung.



Abb. 13 + 14 Betoniervorgang eines TAB-Slab-Projektes in Tallinn/Estonia, Kolde Tee

Literatur

- [1] DIN 1045 Teile 1-4, Ausgabe 07/2001
- [2] DBV-Merkblatt „Stahlfaserbeton“, Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V., Ausgabe Oktober 2001
- [3] Richtlinie Faserbeton, Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik, Ausgabe März 2002
- [4] SIA Recommandation 162/6, Société suisse des ingénieurs et des architectes, Édition 1999
- [5] DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, noch nicht veröffentlicht
- [6] Zitzelsberger, T. und Mandl, J.: Neues DBV-Merkblatt „Stahlfaserbeton“, beton 2002/1 S. 16-20
- [7] DBV-Heft Nr. 7, Beispielsammlung zur Bemessung nach DBV-Merkblatt, Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V., Eigenverlag
- [8] Gossla, U., Billes, M. und Stelzer, R.: Bemessung von Fundamentplatten aus Stahlfaserbeton gemäß ÖVBB Richtlinie Faserbeton und DBV-Merkblatt Stahlfaserbeton. Beton- und Stahlbetonbau 07/2005
- [9] Destrée, X.: Structural Application of Steel fibres as only reinforcing in free suspended elevated slabs: conditions – design – examples, sixth RILEM Symposium on fibre reinforced concretes, Varenna, Italy September 04
- [10] Mitchell, D. und Cook, W.D.: Preventing Progressive Collapse of slab structures. Journal of Structural Engineering, Vol 110, N° 7, Juli 1984
- [11] CSA (Canadian standard association): Design of Concrete Structures for buildings. Edition 12/1984
- [12] Gossla, U. und Pepin, R.: Decken aus selbstverdichtendem Stahlfaserbeton. Tagungsband zum Braunschweiger Bauseminar 2004