

Die approbierte Originalversion dieser Diplom-/Masterarbeit ist an der Hauptbibliothek der Technischen Universität Wien aufgestellt (<http://www.ub.tuwien.ac.at>).

The approved original version of this diploma or master thesis is available at the main library of the Vienna University of Technology (<http://www.ub.tuwien.ac.at/englweb/>).



TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
WIEN
Vienna University of Technology

DIPLOMARBEIT

Master Thesis

Durchstanzen von faserbewehrten Fundamentplatten

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines
Diplom-Ingenieurs unter der Leitung von

Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Andreas Kolbitsch

und als verantwortlich mitwirkenden Assistenten

Univ. Ass. Dipl.-Ing. Michael Höflinger

am

Institut für Hochbau und Technologie

eingereicht an der Technischen Universität Wien

Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Stefan Breuer, Bsc.

Mühlgasse 58/2/11, 2500 Baden

breuer.ste@gmail.com

Matrikel. Nr. 0425464

Wien, am 05.03.2012

.....

Kurzfassung

Stahlfaserbeton. Verbessertes Nachrissverhalten. Unsicherheiten in der Faserverteilung. Leicht formbar. Industriefußböden. Hoher Verschleißwiderstand.

Dies sind nur einige Schlagwörter, die einem Ingenieur bei dem Thema Stahlfaserbeton durch den Kopf gehen. Besonders die Vielseitigkeit beim Einbau aber auch die statischen Qualitäten, vor allem das Nachrissverhalten, sind dabei hervorzuheben. Faserbeton wird derzeit noch wenig in der Praxis eingesetzt. Hier ist einiges an Forschung notwendig, um das gesamte Potenzial des Faserbetons auszunutzen. Ziel dieser Arbeit ist es, weitere Informationslücken zu schließen.

Diese Arbeit spezialisiert sich auf die Versagensarten von elastisch gebetteten faserbewehrten Fundamentplatten bei konzentrierter Lasteinleitung. Mittels Schallemissionsanalyse und Rissbildervergleich sollen aussagekräftige Resultate ermittelt werden. Zusätzlich werden mit Hilfe statistischer Auswertungsmethoden sämtliche Versuchsergebnisse analysiert und interpretiert.

In Voruntersuchungen sollen die elementaren Festigkeitseigenschaften zusätzliche Informationen, über den in den Plattenversuchen verwendeten Faserbeton, geben.

Insgesamt werden im Rahmen dieser Arbeit 10 stahlfaserbewehrte Platten mit den Abmessungen 700/700/100 [mm] miteinander verglichen und untersucht.

„Wer die Geometrie begreift, vermag in dieser Welt alles zu verstehen.“

Galileo Galilei

1564 – 1642, italienischer Physiker und Astronom

Abstract

Steel fiber reinforced concrete. Better post fracture behaviour. Uncertainties in the fiber distribution. Easy to form. Industrial floors. High wear resistance.

These are just a few keywords that an engineer thinks about steel fiber reinforced concrete. Especially the flexibility during processing but also the static qualities offer advantages (such as better post fracture behaviour). However, fiber concrete is less often used in practice. Aim of this thesis is to close existing information gaps.

The focus of this thesis is mainly on the failure modes of elastically supported fiber reinforced foundation slabs for concentrated load application. Acoustic emission analysis and crack pattern comparisons should provide significant results. In addition, all test results are statistically analysed, evaluated and interpreted.

In preliminary studies, basic strength properties of the used fiber concrete can be determined.

A total of 10 steel fiber reinforced plates, with dimensions of 700/700/100 [mm] are compared and analysed.

„Mathematics is the language with which God has written the universe.“

Galileo Galilei

1564 – 1642, Italian physicist and astronomer

INHALTSVERZEICHNIS

1	EINLEITUNG	1
2	STAND DER TECHNIK.....	3
2.1	Grundlagen	3
2.1.1	Geschichtliches [22].....	3
2.1.2	Definition Faserbeton [22].....	3
2.1.3	Faserarten für Beton [21].....	4
2.1.4	Eignung von Stahlfaserbeton [21].....	5
2.1.5	Herstellung [18].....	5
2.2	Theoretische Grundlagen des Durchstanzens	6
2.2.1	Allgemeines	6
2.2.2	Durchstanzbemessung bei Flachdecken – Bodenplatten	8
2.2.3	Rissbildung bei Flachdecken [28]	9
2.3	Tragverhalten und Bemessung von Stahlfaserbeton.....	10
2.3.1	Grundlagen [18]	10
2.3.2	Druckbeanspruchung [25].....	10
2.3.3	Zugbeanspruchung [25].....	11
2.3.4	Biegung und Normalkraft nach Richtlinie Faserbeton (2008)..	11
2.3.5	Querkraft [18].....	12
2.4	Aktuelle Durchstanzversuche von Faserbetonplatten	13
3	EXPERIMENTELLER TEIL	14
3.1	Prüfgeräte.....	14
3.1.1	Vorversuche.....	14
3.1.2	Durchstanzversuch	14
3.2	Proben	15
3.2.1	Beton	15
3.2.2	Fasern.....	16
3.2.3	Probenherstellung und Probengeometrie	16
3.3	Auswertungsmethoden.....	19
3.3.1	LV-Diagramm – Keilspaltmethode nach <i>Tschegg</i>	19
3.3.2	Die Schallemissionsanalyse – AE Acoustic Emission [19].....	21
3.4	Vorversuche.....	22
3.4.1	Einaxialer Druckversuch	22
3.4.2	Vier-Punkt-Biegeversuch	26
3.4.3	Keilspaltmethode nach <i>Tschegg</i>	30

3.5 Durchstanzversuch	33
3.5.1 Allgemeines	33
3.5.2 Voruntersuchungen.....	33
3.5.3 Wahl der Nebenbedingungen	36
3.5.4 Versuchsaufbau und Versuchsablauf	37
4 INTERPRETATION UND AUSWERTUNG DES	
DURCHSTANZVERSUCHS	40
4.1 Allgemeines	40
4.1.1 Schallemissionsanalyse – AE Analyse	40
4.1.2 Erstversuch – Platte P001	41
4.2 Versuchsreihe 1 – 12 cm XPS.....	42
4.2.1 LV – AE Analyse – Vergleich	42
4.2.2 Rissbilder – Vergleich	44
4.2.3 Statistische Auswertung.....	45
4.3 Versuchsreihe 2 – 10 cm XPS.....	49
4.3.1 LV – AE Analyse – Vergleich	49
4.3.2 Rissbilder – Vergleich	51
4.3.3 Statistische Auswertung.....	53
4.4 Versuchsreihe 3 – 5 cm XPS.....	56
4.4.1 LV – AE Analyse – Vergleich	56
4.4.2 Rissbilder – Vergleich	58
4.4.3 Statistische Auswertung.....	60
4.5 Statistische Auswertung aller Platten	63
5 RESÜMEE	65
LITERATURVERZEICHNIS	68
ABBILDUNGSVERZEICHNIS.....	71
TABELLENVERZEICHNIS	74
A ANHANG	75
3.1 Frischbetonprüfung, Mischungsberechnung	75
3.2 Produktdatenblätter	77

BEGRIFFE UND ABKÜRZUNGEN

Allgemein:

A	...Fläche [cm^2]
α	...Keilwinkel [$^\circ$]
a	...Abstand im Keilspaltversuch [mm]
a_{LE}	...rechnerische Lasteinleitungsbreite [cm]
b	...Abstand im Keilspaltversuch [mm]
B_{Lig}	...Breite im Keilspaltversuch [mm]
b_{Platte}	...Plattenbreite [cm]
d	...statische Nutzhöhe [cm]
δ	...Hubweg des Durchstanzversuchs [mm]
f_{cd}	...Bemessungswert der einaxialen Druckfestigkeit [kN/cm^2]
f_{ck}	...charakteristische Zylinderdruckfestigkeit [N/mm^2], [kN/cm^2]
$F_{Erstriss}$...Erstrisslast des Durchstanzversuchs [N]
F_H	...Horizontale Spaltzugkraft [N]
$F_{H,max}$...Maximale horizontale Spaltzugkraft [N]
F_{max}	...Maximallasten des Durchstanzversuchs [N]
$F_{M,max}$...Maximale vertikale Maschinenkraft im Keilspaltversuch [N]
G	...Bruchenergie [N/m]
G_F	...spezifische Bruchenergie [N/m]
H_{Lig}	...Höhe bis zur Kerbe im Keilspaltversuch [mm]
k	...Beiwert, Faktor [1]

M_b	...Biegemoment im Keilspaltversuch [Nmm]
M_{Ed}	...Bemessungswert des einwirkenden Momentes [$kNcm$]
M_{Rd}	...Bemessungswert des Widerstandmomentes [$kNcm$]
n	...Anzahl der Stichproben
ν	...Abminderungsbeiwert [1]
p	...Wahrscheinlichkeit [%]
P	...Bruchlast bei Biegung [kN]
P_{max}	...errechnete maximale Bruchlast [kN]
$P_{max,i}$...maximale Druckkräfte im einaxialen Druckversuch [kN]
P_{min}	...errechnete minimale Bruchlast [kN]
ρ	...Bewehrungsgehalt [%]
σ	...Standardabweichung [N] bzw. [%]
σ_{Events}	...Standardabweichung der maximal auftretenden Events [%]
$\sigma_{FErstriss}$...Standardabweichung der Erstrisslasten [N]
σ_{Fmax}	...Standardabweichung der Maximallasten [N]
σ_{KZ}	...Kerbzugfestigkeit [N/mm^2]
u	...kritischer Umfang [cm]
μ	...Mittelwert [N] bzw. [%]
u_0	...Umfang der Lasteinleitungsstelle [cm]
V	...Bruchlast der Querkraft [kN]
ϕ	...Durchmesser [cm]
$V_{Rd,c}$...Querkraftwiderstand [kN]
$V_{Rd,cmin}$...minimaler Querkraftwiderstand [kN]

$V_{Rd,max}$...maximal aufnehmbare Kraft der Betondruckstrebe [kN]
W	...Widerstandsmoment [mm^3]
W_x	...Widerstandsmoment im Keilspaltversuch [mm^3]
z	...z-Wert einer Verteilungsfunktion der Standardnormalverteilung

Richtlinie Faserbeton (2008):

A_{fw}	...Rechenwert der Ersatzbügelfläche aus der Wirkung der Fasern im Steg [mm^2]
b	...Breite der Biegebalkenproben [mm]
b_w	...Querschnittsbreite von A_{fw} [mm]
BZ	...Biegezugfestigkeitsklasse nach Richtlinie Faserbeton (2008)
γ_c	...Sicherheitsfaktor [1]
f_{eku}	...charakteristische äquivalente Biegezugfestigkeit [N/mm^2]
f_{du}	...Bemessungswert der Nachrisszugfestigkeit [N/mm^2]
f_{ku}	...charakteristische Nachrisszugfestigkeit [N/mm^2]
$f_{ft,fl,i}$...berechnete Biegezugfestigkeiten aus $P_{fb,i}$ [N/mm^2]
$f_{ftk,fl}$...charakteristische Biegezugfestigkeit [N/mm^2]
$f_{ftm,fl}$...mittlere Biegezugfestigkeit [N/mm^2]
η	...rechnerischer Erhöhungsfaktor [1]
h	...Querschnittshöhe der Biegebalkenproben [mm]
l	...Stützweite [mm]
$P_{fb,i}$...maximale Kräfte aus dem Vier-Punkt-Biegeversuch [N]
s	...Abstand der vorhandenen Bügelbewehrung [mm]

1 EINLEITUNG

Beton ist einer der am häufigsten eingesetzten Baustoffe in der heutigen Zeit. Aufgrund der Fähigkeit, große Druckkräfte aufzunehmen und leicht in Form zu bringen ist, wird er von vielen Herstellern als „*Baustoff der Zukunft*“ bezeichnet.

Im Alltag kommen jedoch oft Spannungszustände (Zugspannungen) vor, die nur mit Hilfe von Bewehrung bzw. Fasern aufgenommen werden können.

Der große Nachteil von konventionellem Stahlbeton ist der Einbau. Viel Arbeitszeit geht beim sachgemäßen Verlegen der Eisen verloren. Im Gegensatz dazu wird Faserbeton analog wie Normalbeton meist mittels Betonpumpen zügig eingebracht.

Hier ist viel Potenzial in der Erforschung von faserbewehrtem Beton möglich, falls es gelingt mit Hilfe von Fasern, die auftretenden Zugspannungen in Griff zu bekommen.

Faserbeton wird noch nicht oft in der Baupraxis eingesetzt. Er kommt jedoch unter anderem bei Industriefußböden, im Tunnelbau und bei ultrahochfesten Betonen bereits zum Einsatz. Nur in seltenen Fällen übernimmt er eine tragende (statisch erforderliche) Rolle.

Speziell bei Industriefußböden kann es von Bedeutung sein, auf eine zusätzliche tragende Schicht (Fundierung) zu verzichten. Deshalb ist die vorliegende Arbeit speziell auf dieses Einsatzgebiet des Faserbetons fokussiert. Die auftretenden maßgebenden Belastungsarten sind die Stützenfüße schwerer Hochregallager. Die Stützenplatten haben einen sehr kleinen Querschnitt und leiten die vertikalen Lasten fast punktförmig in die Fundamentplatte ein. Die faserbewehrte Schicht ist in der Regel auf extrudierten Polysteroldämmplatten (elastisch gebettet) gelagert.

Diese Arbeit spezialisiert sich auf das Durchstanzverhalten von Betonplatten, versetzt mit metallischen Fasern bei einem Fasergehalt von $30 \text{ [kg/m}^3\text{]}$. Standardisierte Vorversuche sollen Aufschluss, über den in den Plattenversuchen verwendeten Faserbeton, geben. Hauptteil ist ein Durchstanzversuch und dessen Interpretation. Er soll Erkenntnisse über die Versagensarten faserbewehrter, elastisch

gebetteter Platten bei konzentrierter Lasteinleitung, geben. Zusätzlich werden Schallemissionsmessungen durchgeführt um über den Bruchzeitpunkt bei gegebener Kraft weitere Informationen zu erhalten.

Folgende Punkte werden in dieser Diplomarbeit behandelt:

a.) Festigkeitseigenschaften (Vorversuche)

Die Bestimmung der Festigkeitseigenschaften einer Probe ist grundlegend. Sie machen es möglich unter kontrollierter Laststeigerung einen ersten Einblick über das Verhalten eines neuen Baustoffes zu erhalten.

Es werden folgende Versuche durchgeführt:

- Einaxialer Druckversuch
- Vier-Punkt-Biegeversuch¹
- Keilspaltmethode nach *Tschegg*²

Dieses Kapitel soll einige grundlegende Materialeigenschaften, des in den Plattenversuchen verwendeten Faserbetons, angeben.

b.) Durchstanzversuch

Stahlfasermodifizierte Platten mit der Größe von 700/700/100 [mm] werden hinsichtlich konzentrierter Lasteinleitung und elastischer Bettung überprüft. Mithilfe einer Schallemissionsanalyse (AE – Analyse) werden weitere Informationen über den Bruchzeitpunkt gewonnen.

c.) Interpretation und Auswertung der Ergebnisse

Die Last – Verschiebungskurven (überlagert mit AE – Analyse) der Versuchsplatten sollen den Rissbildern und der statistischen Auswertung gegenübergestellt werden. Damit soll eine relativ genaue Aussage über die auftretenden Versagensursachen ermöglicht werden.

¹ [14]: ÖNORM EN 14651 (2007): Prüfverfahren für Beton mit metallischen Fasern. Bestimmung der Biegezugfestigkeit (Proportionalitätsgrenze, residuelle Biegezugfestigkeit)

² [10]: ÖNORM B 3592 (2011): Bestimmung der Kerb-Spaltzugfestigkeit und der spezifischen Bruchenergie von Baustoffen und Baustoffverbindungen und Verbundwerkstoffwerken. Keilspaltmethode

2 STAND DER TECHNIK

2.1 Grundlagen

2.1.1 Geschichtliches [22]

Fasern wurden schon seit jeher eingesetzt, um die Eigenschaften von Beton und Mörtel zu verbessern. Meistens wurden Pflanzenfasern oder Tierhaare eingesetzt. Der große Nachteil dieser Fasern war ihre Unbeständigkeit. Die Fasern lösten sich auf oder zersetzten sich. Von 1950 bis 1960 wurden erste Versuche mit kurzen Stahldrähten durchgeführt. Ab 1970 wurden die ersten Stahlfasern verwendet. Die Anwendung von Faserbeton ist aber bis heute noch immer nicht eindeutig geregelt.

2.1.2 Definition Faserbeton [22]

Faserbeton ist ein Verbundwerkstoff aus Fasern, die in eine Grundmasse eingebettet sind. Diese Grundmasse wird oft auch als Matrix bezeichnet und besteht aus Zement/Wasser/Gestein (Beton) mit gegebenenfalls feinen beziehungsweise groben Gesteinskörnungen. Die Aufgabe der Fasern besteht darin, die Zugbeanspruchungen in der Matrix aufzunehmen und das Nachrissverhalten zu verbessern und vor allem auch den Verschleißwiderstand zu erhöhen. Die Matrix hingegen soll die Fasern in ihrer dafür vorgesehenen Lage halten und gleichzeitig dafür sorgen, Druckbeanspruchungen abzutragen.

Die Bezeichnung Faserbeton dürfen nur Bauteile tragen, die auch eine statische (tragende) Funktion übernehmen. Alle anderen Betone werden als fasermodifizierte Betone bezeichnet.

2.1.3 Faserarten für Beton [21]

Es gibt verschiedenste Arten von Fasern, dazu gehören

- Anorganische Fasern: Stahlfasern, Glasfasern, Mineralfasern
- Synthetisch organische Fasern: Kunststofffasern, Polymerfasern, Carbonfasern (Kohlenstofffasern)
- Natürliche Fasern: Flachsfasern, Hanffasern, Sisal, Holzfaser, Haare, Stroh

Die folgende Tabelle soll die unterschiedlichen Arten von Fasern und ihrer Eigenschaften darstellen:

Tabelle 2-1: Faserarten und ihre Eigenschaften [21]

Faserart	Dichte [g/cm ³]	Zugfestigkeit [N/mm ²]	Elastizitätsmodul [N/mm ²]	Bruchdehnung [‰]	Alkali- beständigkeit	max. Temperatur [°C]	Durchmesser [μm]
Stahlfasern	7,85	500-2600	200.000	5-35	++		100-500
Glasfasern: E-Glas	2,8	2000-4000	75.000	20-35	--	800	8-15
AR-Glas	2,7	1500	75.000	15-20	+		13-30
Carbonfasern Carbon HT	1,6 1,8	500-750 3500	32.000 230.000	20 15	++ ++	3000	15 7
Polymerfasern: Polypropylen	0,98	450-700	7500-12000	80-90	++		240 150 400-600
Polyester	1,4	800-1100	10000-19000			13-104	
Polyacrylnitril	1,2	600-900	15000-20000	60-90	++	12	
Aramid HM	1,4	2700-3600	70000-130000	21-40			
Zellulose	1,3	200-500	5000-40000	30	--		15-60
Sisal	1,8	800					10-50

In folgender Abbildung werden typische Spannungs-/Dehnungslinien von Stahlfasern, Glasfasern und Kunststofffasern verglichen.

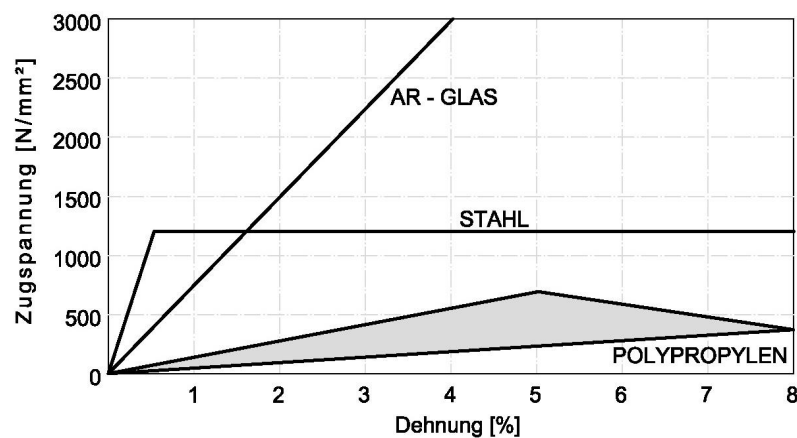


Abb. 2-1: Typische Spannungs-/Dehnungslinien von Fasern [18]

2.1.4 Eignung von Stahlfaserbeton [21]

Stahlfaserbeton wird, nach heutigem Stand der Technik, meist bei Bauteilen mit geringem statischen Gefährdungspotenzial eingesetzt. Das sind vor allem nicht-tragende Elemente. Faserbeton wird jedoch oft als zusätzliche konstruktive Bewehrung (unter anderem bei Spritzbeton und Hangsicherungen) eingesetzt. Das volle Anwendungsspektrum ist in [18], [20] und [21] nachzulesen.

2.1.5 Herstellung [18]

Um eine gute Verteilung, Verarbeitbarkeit und Verbund der Fasern in der Betonmatrix zu gewährleisten, ist grundsätzlich eine Modifikation der üblichen Betonzusammensetzung erforderlich. Ein höherer Mehlkornanteil und eine größere Menge an Bindemitteln sind dabei zu beachten. Das Größtkorn, die Sieblinie, der verwendete Fasertyp, die Geometrie und der Fasergehalt müssen genau aufeinander abgestimmt sein. Hydraulisch wirksame Bindemittel sind erforderlich, um einerseits das Festigkeits-/Wärmentwicklungsverhältnis und andererseits die Verarbeitbarkeit des Faserbetons zu verbessern. Die Entmischungsfahr der beigemengten Fasern ist von besonderer Bedeutung. Zurzeit werden entsprechende Bindemittel und Zusatzmittel verwendet, um eine gleichmäßige Verteilung der Fasern zu erreichen. Zudem wird im Beton durch Zugabe von Fasern der Luftgehalt verändert.

2.2 Theoretische Grundlagen des Durchstanzens

Dieses Kapitel soll eine Übersicht über den Versagenszustand des Durchstanzens geben. Zudem wird das Tragverhalten von Stahlfaserbeton behandelt.

2.2.1 Allgemeines

In Bereichen von annähernd punktförmigen Belastungen wird das Querkraftversagen als Durchstanzen bezeichnet. Dabei wird ein annähernd kegelförmiger Bruchkörper aus einer Platte herausgetrennt. [27]

In der Lasteinleitungstelle (Stütze) herrschen konzentrierte Beanspruchungszustände aus radialen (auf die Stütze zulaufende) und vor allem tangentialen (ringförmig ausgebildet) Betonstauchungen. Dieser mehraxiale Spannungszustand ist der wesentliche Unterschied zum konventionellen Schubversagen bei einachsiger gespannten Platten. Zudem wirkt sich dieser Beanspruchungszustand günstig auf die Schubtragfähigkeit aus. Die nominelle Schubtragfähigkeit wird erhöht. [27]

Die Versagensart Durchstanzen setzt sich prinzipiell aus zwei Versagensmechanismen zusammen. Erstens durch Überschreiten der aufnehmbaren Querkraft und zweitens durch Überschreiten der aufnehmbaren Zugkraft in einer schrägen Bruchfuge. [22]

Bei gestützten Flachdecken ist die konzentrierte Lasteinleitung ein wesentliches Kriterium für die Bemessung. Das System einer elastisch gebetteten Platte mit annähernd punktförmiger Auflagerung (z.B. Hochregale) lässt ein ähnliches Problem erkennen. Die wesentlichen Unterschiede der beiden Systeme ist die Auflagersituation (frei bzw. elastisch gebettet) und der Querschnitt der Lasteinleitung (konzentriert bzw. annähernd punktförmig). In Abbildung 2-2 sind die beschriebenen Systeme gegenübergestellt.

Das dabei auftretende Krafteck (siehe Abb. 2-3) gibt Informationen über die zwei möglichen Versagensarten (Schubversagen, Überschreiten der Zugfestigkeit in der Bruchfuge). [22]

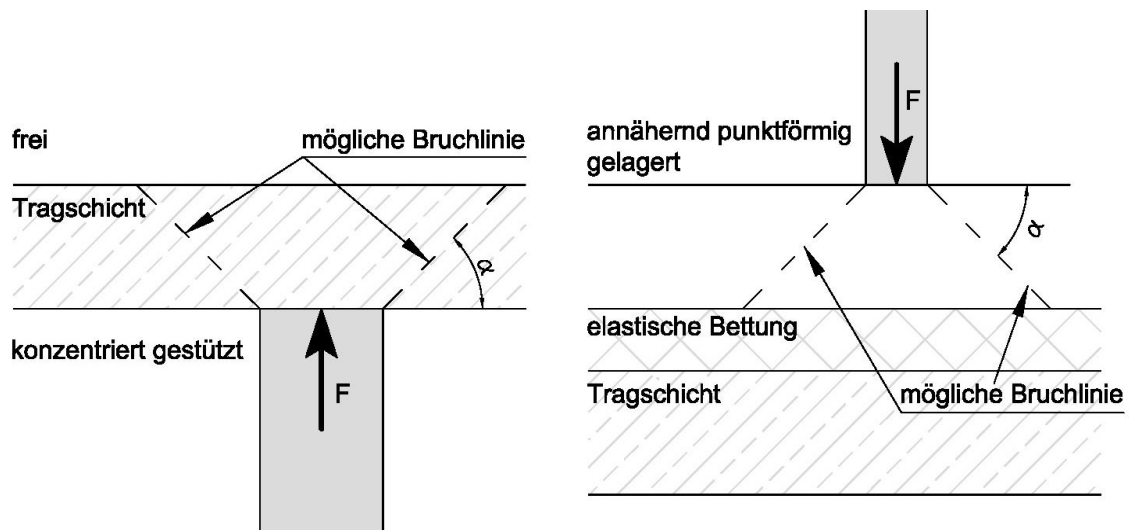


Abb. 2-2: Mögliche Bruchsituation bei einem Auflager [22]/bei einer Platte

Die auftretenden Versagensarten von elastisch gebetteten Faserbetonplatten bei annähernd punktförmiger Lasteinleitung wird in dieser Arbeit behandelt (siehe Abb. 2-2, Mögliche Bruchsituation bei einer Platte).



Abb. 2-3: Mögliches Krafteck in der Bruchfuge [22]

Es lässt sich erkennen, dass die aufnehmbare Durchstanztragfähigkeit wesentlich vom auftretenden Bruchwinkel α abhängt. Nach [22] tritt die größte Zugspannung bei einem Bruchwinkel von $45 [^\circ]$ auf. Hier sei erwähnt, dass es sich um reine Zugspannungen und nicht um Biegezugspannungen handelt. Die Biegezugfestigkeit (2) ist doppelt so groß wie die Betonzugfestigkeit (1).

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \text{ in } [N/mm^2] \quad (1)$$

$$f_{ftm,fl} = 2,0 \cdot f_{ctm} \text{ in } [N/mm^2] \quad (2)$$

Im Lastfall Durchstanzen bedeutet dies, dass ausschließlich mit der reinen Betonzugfestigkeit gerechnet werden darf. [22]

2.2.2 Durchstanzbemessung bei Flachdecken – Bodenplatten

Bei einer punktförmigen Last bzw. Lagerung (Stütze) muss die Querkrafttragfähigkeit nach [11] im kritischen Rundschnitt nachgewiesen werden. Eine zusätzliche Durchstanzbewehrung (meistens Bügeln, Dübelleisten, usw.) ist erforderlich, falls der alleinige Querkraftwiderstand des Betons nicht ausreicht. Zudem kann es oft sinnvoll sein, die Längsbiegebewehrung in diesen Bereichen zu erhöhen. Die Bewehrungserhöhung der Längseisen darf aber maximal zwei Prozent betragen. Der Durchstanzwiderstand im Stahlbetonbau kann erhöht werden durch:

- Vergrößerung der Decken- bzw. Fundamentdicke
- Vergrößerung des Stützenquerschnitts
- Verbesserung der Betongüte
- Erhöhung der vorhandenen Biegebewehrung (maximal 2 [%])
- Anordnung einer Durchstanzbewehrung

Die Bemessung des Durchstanzvorgangs bei Faserbetonplatten bei elastischer Lagerung ist noch nicht geregelt. Bei Verwendung von monolithischen Bodenplatten darf der Anteil der Fasern (bei unbewehrten Platten) nicht berücksichtigt werden. [22] Für die analytische Beschreibung des Durchstanzvorgangs bei Decken sind einige bekannte Modelle unterhalb aufgelistet.

Theoretische Modelle und empirische Berechnungsansätze nach [28]:

- Modell nach *Kinnunen und Nylander* [15]
- Modell nach *Pöllet* [25]
- Fachwerkmodell nach *Alexander und Simmonds* [19]
- Fachwerkmodell nach *Rangan und Lim* [22] für durchstanzbewehrte Platten
- Modell nach *Gardener* [16]
- Ansatz nach *Vocke* (Eurocode Modell) [26]

Die Anwendung dieser Modelle bei Faserbetonplatten ist noch nicht geregelt.

2.2.3 Rissbildung bei Flachdecken [28]

Es wird zwischen zentrischem und exzentrischem Durchstanzen unterschieden.

Aufgrund der Tatsache, dass sich diese Arbeit mit dem Durchstanzen von fasermodifizierten Fundamentplatten beschäftigt, wird auf das exzentrische Durchstanzversagen (Rand und Eckstützen) verzichtet.

Zentrisches Durchstanzen tritt vor allem bei mittig beanspruchten, konzentrierten Einzellasten auf. Das Tragverhalten kann wie folgt beschrieben werden:

Phase 1: Zu Beginn der Lasteinleitung verhält sich die Platte linear elastisch und befindet sich im Zustand I (ungerissen). Entlastet man in diesem Stadium, kehren die Verformungen, Dehnungen und Spannungen in ihre ursprüngliche Lage zurück.

Phase 2: Erstrisse bilden sich tangential (ringförmig) aus und die Fasern im Beton beginnen mitzuwirken (Erstrisslast).

Phase 3: Bei weiterer Laststeigerung wird die Zugfestigkeit an der Plattenunterseite überschritten. Es bilden sich tangential und radial (zur Stütze hin) verlaufende Biegerisse, bis schließlich Zustand II (abgeschlossenes Rissbild) erreicht wird. Radial verlaufende Risse haben sich zu größeren Rissen miteinander verbunden. Bei ca. 50 [%] der Versagenslast haben sich im Inneren der Platte schräge, tangential verlaufende Schubrisse gebildet, die an der Plattenunterseite erst bei ca. 80 [%] der Versagenslast durch vereinzelte, ringförmige Risse zum Vorschein kommen. Die Rissbildung ist nun vollständig abgeschlossen.

Diese radial verlaufenden Risse sind ein wesentliches Kriterium zur Beurteilung des Versagensmechanismus Durchstanzen.

Phase 4: Die Tragfähigkeit der Platte ist erreicht und der Durchstanzkegel wird schlagartig aus der Platte herausgetrennt.

Diese Phase wird bei den Plattenversuchen nicht erreicht. Die elastische Bettung (XPS-Platten) unterbindet diesen Effekt.

2.3 Tragverhalten und Bemessung von Stahlfaserbeton

In diesem Abschnitt wird ein kurzer Überblick über die aktuelle Normensituation gegeben. Für reine Druck- und Zugbeanspruchung von Faserbeton wird in der Richtlinie³ auf die Norm von Stahlbeton und Beton verwiesen. Die Zugabe von Fasern und die damit verbundenen verbesserten Eigenschaften werden noch nicht berücksichtigt. Diese dürfen auch nicht in der Bemessung bei unbewehrten Bauteilen berücksichtigt werden. In der Dissertation *Yong Zhi Lin*⁴ konnten durchaus verbesserte Eigenschaften der Druck und Zugbeanspruchungen (allerdings nur bei höheren Fasergehalten) festgestellt werden.

2.3.1 Grundlagen [18]

Die Berechnung der Schnittgrößen, von statisch bestimmten und unbestimmten Bauteilen, wird prinzipiell durch drei verschiedene Ansätze ermittelt.

- Linear elastische Berechnung für den Querschnittnachweis
- Plastische Berechnung mit Hilfe von Fließgelenken unter Einhaltung von zulässigen, maximalen plastischen Rotationen
- Nichtlineare Verfahren am Gesamtsystem

Die Nachrisszugfestigkeit spielt zusätzlich eine wesentliche Rolle für das Tragverhalten.

2.3.2 Druckbeanspruchung [25]

Prinzipiell kann bei Stahlfaserbeton ein verbessertes Tragverhalten (nur bei höheren Fasergehalten) festgestellt werden.

Die Stahlfasern im Beton sind besonders wirksam und der Rissfortschritt lässt sich genau kontrollieren. Dies rührt von der Tatsache her, dass der Abstand der Stahlfasern wesentlich geringer ist, als bei konventioneller Stahlbewehrung.

Auch das Arbeitsvermögen und die Verformbarkeit bei Stahlfaserbeton sind im Vergleich zu Nullbeton (ohne Fasern) deutlich höher und erhöht sich bei zunehmendem Fasergehalt.

³ [18]: Richtlinie Faserbeton (2008)

⁴ [25]: Dr.-Ing. Yong-zhi, Lin (494. Heft 1999): Tragverhalten von Stahlfaserbeton

2.3.3 Zugbeanspruchung [25]

Die Zugfestigkeit bei Stahlfaserbeton im Vergleich zu Nullbeton (ohne Fasern) ist generell höher. Dies kann auf Grund der Erhöhung der Duktilität (Verbesserung des Haftverbundes) des Betons, durch die Zugabe von Fasern, zurückgeführt werden. Grund dafür ist die verbesserte Energieabsorption.

Bei diesem Beanspruchungsfall spielt ebenso der kritische Fasergehalt eine wichtige Rolle. Das heißt, eine Festigkeitssteigerung stellt sich erst ab einer bestimmten Faserkonzentration ein.

2.3.4 Biegung und Normalkraft nach Richtlinie Faserbeton (2008)⁵

Die Faserorientierung und Verteilung im Querschnitt haben einen großen Einfluss auf die Biegezugfestigkeit. Liegen sämtliche Fasern günstig (in Beanspruchungsrichtung) im Bereich einer Zugzone, wird erwartungsgemäß die Biegezugfestigkeit höher sein. Aufgrund dieser Unsicherheit wird in der aktuellen Richtlinie für Faserbeton die Biegezugfestigkeit wie folgt berechnet und ausgewertet.

Die äquivalente Biegezugfestigkeit f_{eqku} wird in eine charakteristische Nachrisszugfestigkeit f_{fku} umgerechnet. Der innere Hebelarm wird mit $0,5 h$ und die Höhe der Druckzone mit $0,1 h$ angenommen.

Bei Platten die größer als $1 [m^2]$ sind, kann die Nachrisszugfestigkeit rechnerisch mit dem Faktor $\eta = 1,4$ erhöht werden. Der Bemessungswert ergibt sich dann zu

$$f_{fdu} = f_{fku} \cdot \eta \cdot \frac{1}{\gamma_c} \text{ in } \left[\frac{N}{mm^2} \right]. \quad (3)$$

Unabhängig davon welches Verfahren zur Anwendung kommt (siehe 2.3.1), dürfen bei Kombination von Stahlbeton und Faserbeton nur 30 [%] der Festigkeit von f_{fdu} für den Nachweis der Tragsicherheit angesetzt werden. Dies bezieht sich vor allem auf Trägerquerschnitte.

⁵ [18]: Richtlinie Faserbeton (2008)

2.3.5 Querkraft [18]

Prinzipiell wird durch die Zugabe von Stahlfasern das Schubtragverhalten verbessert. Deshalb wird auch in der Richtlinie⁶ ein eigener Traganteil der Fasern (4) berücksichtigt.

Die Wirkung der Stahlfasern bei Querkraftbeanspruchung kann durch eine ideale Ersatzbügelbewehrung ersetzt werden. Die Ersatzfläche A_{fw} setzt sich wie folgt zusammen:

$$A_{fw} = b_w \cdot s \cdot \frac{f_{fdu}}{f_{yd}} \text{ in } [mm^2] \quad (4)$$

Folgende Abbildung soll dies verdeutlichen:

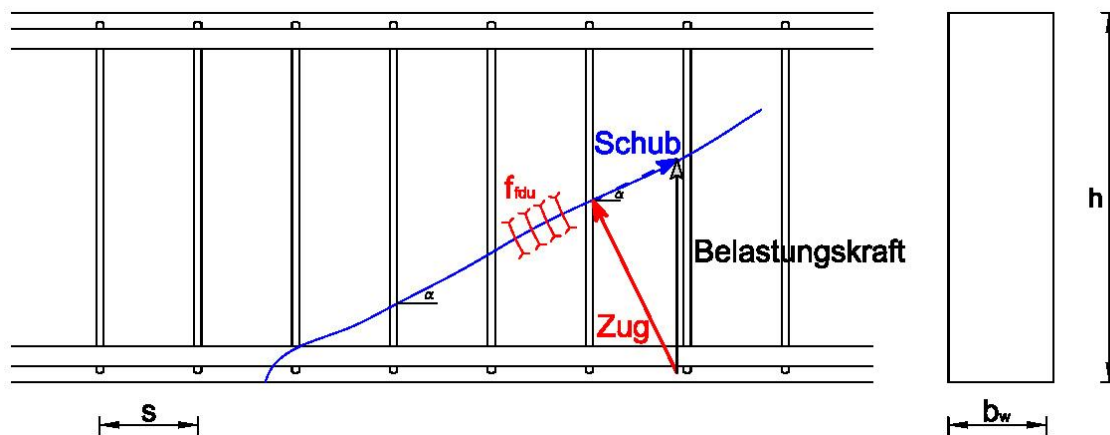


Abb. 2-4: Modell zu Aufnahme von Schrägzugkräften durch Faserbeton [18]

Bei Bauteilen ohne Schrägzugbewehrung darf der Anteil der Faserbewehrung nicht berücksichtigt werden. Zudem muss ein zusätzlicher Querkraftnachweis geführt werden, falls keine Längszugbewehrung vorhanden ist.

Die einwirkende Schubkomponente (blau) wird umso größer, je flacher der Winkel wird. Da konventioneller Beton eine wesentlich höhere Schubtragfähigkeit, als Zugtragfähigkeit, besitzt, ist der zu erwartende Versagensmechanismus die Überschreitung der Zugspannungen. Nach 2.2.1 tritt die maximale Zugspannung bei einem Bruchwinkel von $45 [^\circ]$ auf.

⁶ [18]: Richtlinie Faserbeton (2008)

2.4 Aktuelle Durchstanzversuche von Faserbetonplatten

Es wurden bereits Durchstanzversuche am iBMB der TU Braunschweig durchgeführt. Die Versuchsproben waren vorgespannte Stahlfaserbetonplatten, die bis hin zum Bruch belastet wurden (siehe Abb. 2-5 und Abb. 2-6). Zwei wichtige Aussagen konnten aus den Versuchen getroffen werden.

- Die Durchstanztragfähigkeit von vorgespannten Faserbetonplatten liegt um ca. 20 bis 25 [%] höher als bei faserfreiem Beton.
- Der Traglastzuwachs hängt, ähnlich wie bei schubbeanspruchten Balken, von der Leistungsklasse ab.

Resümee der Untersuchungen ist, dass dem Stahlfaserbeton ein eigener Traganteil zur Aufnahme einer Durchstanzlast zugeschrieben werden kann. Bei Platten oder Fundamenten ohne erforderliche Durchstanzbewehrung, darf der Traganteil der Stahlfasern zum Traganteil des Betons hinzuaddiert werden. Auf Grund mangelnder Versuchserfahrung ist hingegen bei Platten oder Fundamenten mit erforderlicher Durchstanzbewehrung die Berücksichtigung des Stahlfasertraganteils noch nicht zulässig. [2], [3]

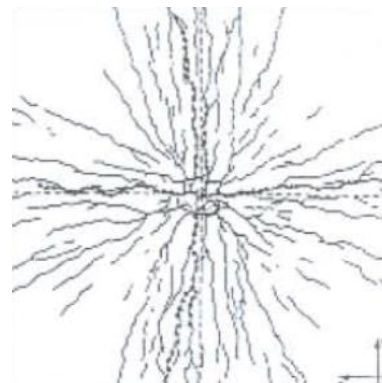


Abb. 2-5: Bruchbild des Durchstanzversuches [2] Abb. 2-6: Rissbild des Durchstanzversuchs [2]

An dieser Stelle soll auch auf die Dissertation von *Kubat, B.*⁷ verwiesen werden.

⁷ [3]: Kubat. B. (1996): Das Durchstanzverhalten von vorgespannten, punktförmig gestützten Platten aus Stahlfaserbeton

3 EXPERIMENTELLER TEIL

3.1 Prüfgeräte

3.1.1 Vorversuche

Die Vorversuche wurden nach aktuellem Stand der Technik durchgeführt. Da es sich bei diesen Versuchen um standardisierte Prüfungen handelt, werden diese Prüfgeräte nicht explizit beschrieben.

3.1.2 Durchstanzversuch

3.1.2.1 Prüfmaschine:

- Bezeichnung: Zug – Druck Prüfmaschine 20,0 Tonnen
- Hersteller: Heid

3.1.2.2 Kraftmessdose:

- Bezeichnung: Typ C3H, Klasse 0,04 [%], Nennlast 20,0 Tonnen
- Hersteller: HBM Messtechnik, Fabrikaktsnummer: 58982

3.1.2.3 Wegaufnehmer:

- Bezeichnung: Typ W10TK, Induktiver Wegtaster
- Hersteller: HBM Messtechnik, Fabrikaktsnummer: 36511

3.1.2.4 Messsoftware:

- Bezeichnung: DASY-LAB 9
- Hersteller: Firma National Instruments

3.1.2.5 Schallemissionsaufnehmer:

- Bezeichnung: AMS3
- Hersteller: VALLEN Systeme GmbH
- Schallsensoren: VS900-M

3.1.2.6 Schallemissionssoftware:

- Bezeichnung: Visual AE™
- Hersteller: VALLEN Systeme GmbH
- Revision: 990910

3.2 Proben

Alle Versuchsproben wurden von der Firma

Hartl GmbH
Staatlich akkreditierte Prüf- und Inspektionsstelle für das Bauwesen
Holz-Steiner-Straße 6
2201 Seyring

mit Unterstützung von

Wopfinger Transport GmbH
Werk Liesing
Siebenhirtenstrasse 17
1230 Wien

am 07.11.2011 hergestellt. Die Probenherstellung benötigte ein Volumen von ca. 2 [m³] Beton. Die Schalungen und die Betonverdichtungsgeräte für die Proben kompetierten die Probenherstellung.

Die Proben wurden grundsätzlich an der Einfüllrichtung zugewandten Seite belastet.

3.2.1 Beton

Die Betongüte spielt beim Lastfall Durchstanzen eine wesentliche Rolle (siehe 2.2.2). Sie ist ausschlaggebend für die Ausbildung der Betondruckstreben und beeinflusst auch die Neigung des Durchstanzkegels.

Stahlfaserbeton wird bei der Herstellung von Industriefußböden häufig verwendet. Aus diesem Grund wurde eine für diesen Zweck benötigte Betonsorte gewählt.

Es wurde als Standardausgangsbeton die Betongüte C25/30 B2 F52 verwendet. Eine kurze Zusammensetzung des Betons ist in Tabelle 3-1 aufgelistet. Die genaue Rezeptur sowie die Frischbetonprüfung ist dem Anhang zu entnehmen.

Tabelle 3-1: Betonzusammensetzung C25/30 B2 F52

Bestandteile	Menge in [kg] für 2 [m ³]
Gesteinskörnung 0/4	2371
Gesteinskörnung 4/8	167
Gesteinskörnung 8/16	795
Gesteinskörnung 16/32	771
Zementgehalt	631
Gesamtwasser	204
Zusatzmittel (FM)	4,2
Chargenstoffe (MZ)	20
Fasern	60

3.2.2 Fasern

Es wurden Stahlfasern⁸ nach ÖNORM EN 14889-1 (2006)⁹ mit einer Dosierung von 30 [kg/m³] verwendet. Werkstoffeigenschaften und Produktdatenblatt sind dem Anhang zu entnehmen.

3.2.3 Probenherstellung und Probengeometrie

Nach dem erstmaligen Mischvorgang (Betonmischwagen) des Betons wurde die erste Betonausgabe verworfen. Dieses Vorgehen war notwendig, da sich am Rand der Mischtrommel der Beton nicht ausreichend vermischte. Anschließend wurde Beton für drei Versuchsplatten (ohne Fasern) entnommen. Danach erfolgte die händische Beimengung der Fasern. Um eine gute Verteilung in der Betonmatrix zu erhalten wurde erneut vermischt und die restlichen 10 Versuchsplatten (mit Fasern) entnommen.

Die Nachbehandlung des Faserbetons erfolgte auf Grund der guten Wetterbedingungen mittels Ummantelung von Plastikfolien.

⁸ KrampeHarex® Stahldrahtfaser mit Endverankerung: Typ DE 50/1,0 N

⁹ [12]: ÖNORM EN 14889-1 (2006): Fasern für Beton. Teil 1: Stahlfasern – Begriffe, Festlegungen und Konformität

3.2.3.1 Zylinderproben:

Der Faserbeton wurde mittels Kelle und Schaufel in eine geölte Stahlzylinderschale ($\Phi = 150 [mm]$, $h = 300 [mm]$) eingefüllt. Die Verdichtung erfolgte mit einem Tischrüttler.

Für den einaxialen Druckversuch wurden die Betonzylinder auf der Oberseite mittels ca. ein bis zwei Millimeter dicken Gipschicht abgeglichen (siehe Abb. 3-1 und Abb. 3-2). Dies ermöglichte ein gleichmäßiges Aufbringen der Druckkraft.



Abb. 3-1: Geometrie der Zylinderproben



Abb. 3-2: Zylinderprobe

3.2.3.2 Balkenproben:

Die Herstellung wurde nach ÖNORM EN 14651 (2007)¹⁰ durchgeführt. Die Verdichtung erfolgte wie bei den Zylindern und den Würfeln mit Hilfe eines Tischrüttlers. Anschließend wurde die Oberfläche geglättet (siehe Abb. 3-3 und Abb. 3-4).

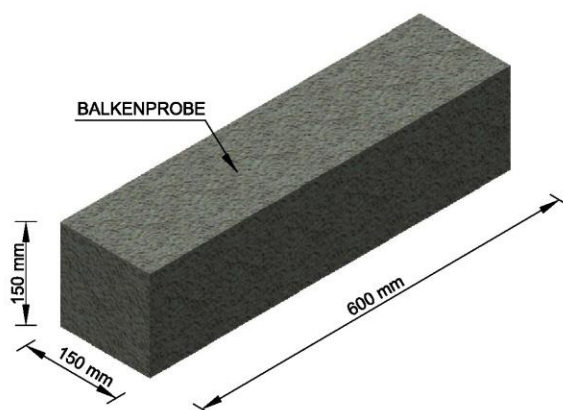


Abb. 3-3: Geometrie der Balkenproben

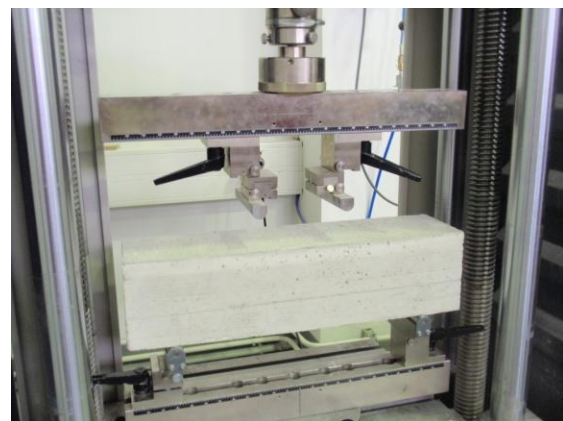


Abb. 3-4: Balkenprobe

¹⁰ [14]: ÖNORM EN 14651 (2007): Prüfverfahren für Beton mit metallischen Fasern. Bestimmung der Biegezugfestigkeit (Proportionalitätsgrenze, residuelle Biegezugfestigkeit)

3.2.3.3 Würfelprouben:

Die Herstellung der Prüfkörper erfolgte analog den Zylindern. Für die Keilspaltmethode wurden die Proben noch zusätzlich für den Versuch vorbereitet.

Jeder Prüfkörper wurde mit je drei Kerben versehen, um den Rissbeginn und Rissfortschritt kontrolliert zu steuern. Zudem wurden an der Oberseite des Prüfkörpers zwei Marmorblöcke aufgeklebt. Diese Maßnahme war notwendig, um eine vertikale Belastung der Prüfmaschine in eine horizontale, entgegengerichtete Belastung umzulenken. Dies wurde mit Hilfe von Umlenkrollen und einem Keil umgesetzt (siehe Abb. 3-38). Die fertig präparierten Proben sind in Abbildung 3-5 und 3-6 zu sehen.

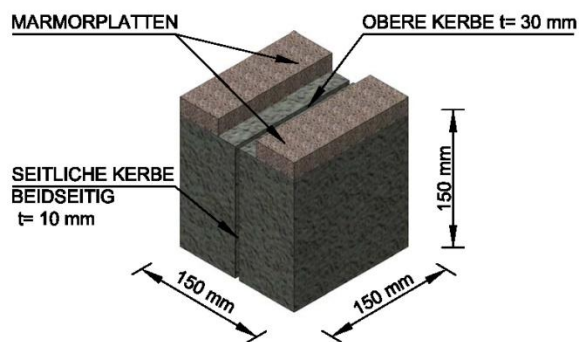


Abb. 3-5: Geometrie der Würfelprouben



Abb. 3-6: Würfelprouben

3.2.3.4 Plattenprouben:

Nach Reinigung der Holzschalung wurde der Faserbeton mittels Schaufel eingebracht. Nach erfolgter Verdichtung wurde die Oberfläche geglättet (siehe Abb. 3-7 und Abb. 3-8).

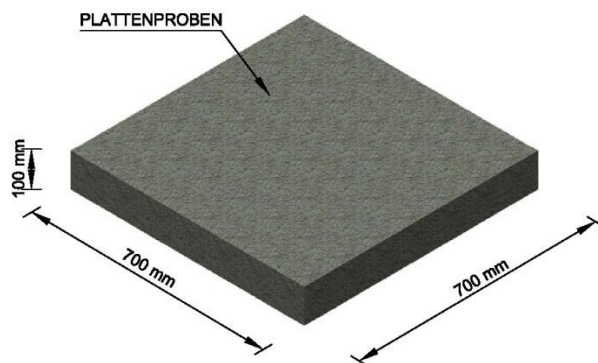


Abb. 3-7: Geometrie der Plattenprouben



Abb. 3-8: Plattenprouben

3.3 Auswertungsmethoden

3.3.1 LV-Diagramm – Keilspaltmethode nach *Tschegg*¹¹

Dieser Versuch gibt Aufschluss über die bruchmechanischen Kennwerte von Baustoffen. In dieser Arbeit wird eine statische Prüfdurchführung nach ÖNORM B 3592 (2011) angewandt.

Die Last – Verschiebungskurve trägt auf der horizontalen Achse ein CMOD (Crack Mouth Opening Displacement) in Millimeter und auf der vertikalen Achse die horizontale Spaltzugkraft F_H in [N] auf (siehe Abb. 3-9).

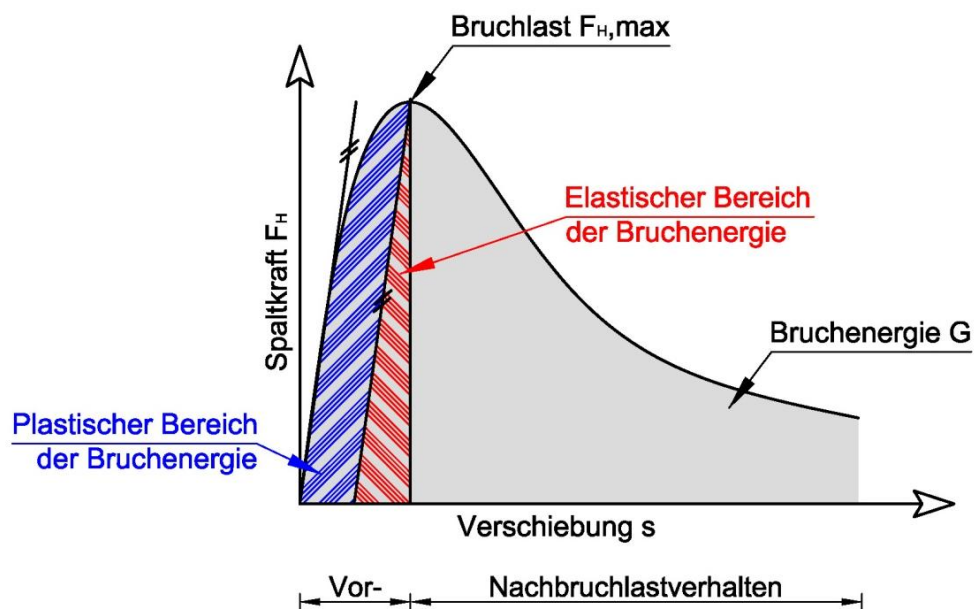


Abb. 3-9: Last – Verschiebungskurve [10]

Die Informationen über die Kerbspaltzugfestigkeit σ_{KZ} [N/mm^2] und die spezifische Bruchenergie G_f [N/m] des zu untersuchenden Materials ist in der ÖNORM B 3592 (09/2011) nachzulesen.

Folgend werden die Berechnungsschritte der Normung, zur Ermittlung der Bruchenergie und Kerbspaltzugfestigkeit, erläutert (siehe Abb. 3-10).

¹¹ [10]: ÖNORM B 3592 (2011): Bestimmung der Kerb-Spaltzugfestigkeit und der spezifischen Bruchenergie von Baustoffen und Baustoffverbindungen und Verbundwerkstoffwerken. Keilspaltmethode

3.3.1.1 Berechnungsschritte nach [10]:

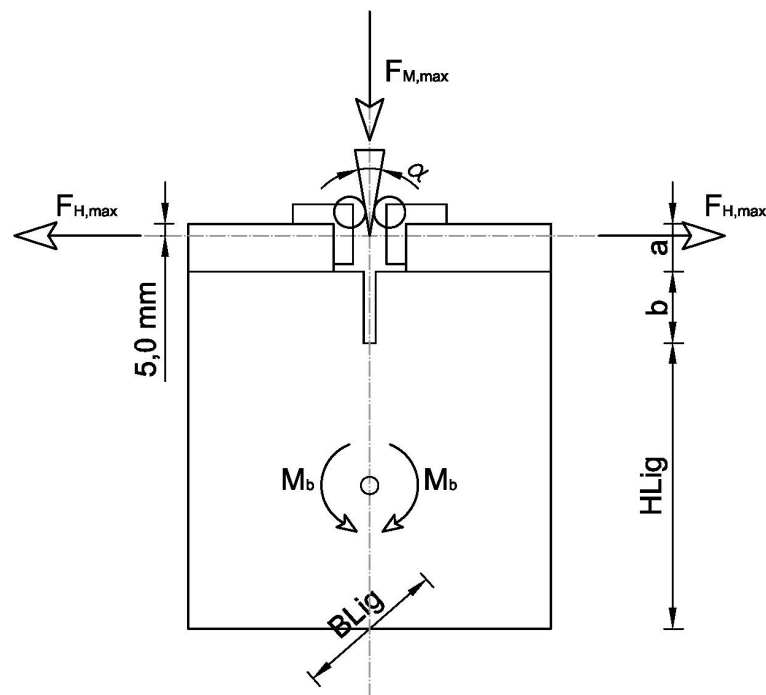


Abb. 3-10: Probengeometrie, Bezeichnungen [10]

Laut obiger Geometrie lassen sich folgende Zusammenhänge anschreiben:

$$F_{H,max} = \frac{F_{M,max}}{2 \tan(\alpha/2)} \text{ in } [N] \quad (5)$$

$$M_b = F_{H,max} \left(a - 5,0 \text{ mm} + b + \frac{H_{Lig}}{2} \right) \text{ in } [Nm] \quad (6)$$

$$W_x = \frac{B_{Lig} H_{Lig}^2}{6} \text{ in } [mm^3] \quad (7)$$

Daraus lässt sich die Kerbzugfestigkeit bestimmen zu

$$\sigma_{KZ} = \frac{F_{H,max}}{B_{Lig} H_{Lig}} + \frac{M_b}{W_x} \text{ in } [N/mm^2] \quad (8)$$

Die Fläche unter der Kurve entspricht der Bruchenergie (siehe Formel 9 +10).

$$G = \int_0^{\infty} F_H ds \text{ in } [Nm] \quad (9)$$

$$G_F = \frac{1}{B_{Lig} H_{Lig}} G \text{ in } [N/m] \quad (10)$$

Diese Berechnungsschritte werden mittels MS Excel 2007 berechnet. Die ermittelten Bruchenergien und Kerbzugfestigkeiten aus den Würfelversuchen werden in Kapitel 3.4.3 gegenübergestellt.

3.3.2 Die Schallemissionsanalyse – AE Acoustic Emission [19]

Das Prinzip einer solchen Analyse ist, eine Rissbildung früh zu lokalisieren und graphisch darzustellen.

Das folgende Diagramm soll eine typische Schallemissionsmesskette aufzeigen.

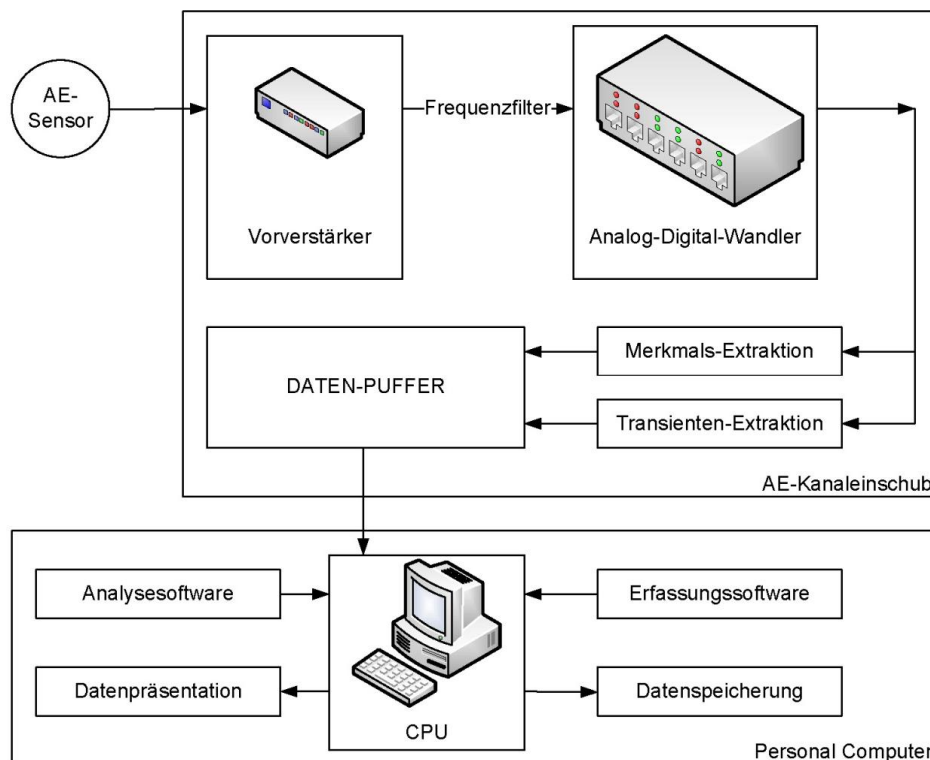


Abb. 3-11: Schallemissionsmesskette [19]

3.3.2.1 Allgemeines

Bei konzentrierten Spannungen in einem Material kann es zu einem ruckartigen Entspannen und zur Rissbildung kommen. Dieser Bewegungsstoß ist ein Schallemissionsereignis und kann mit Hilfe von Sensoren aufgenommen, verstärkt und analysiert werden. [19]

3.3.2.2 Anwendung

Bei den Plattenversuchen wurde mit piezoelektrischen Sensoren gemessen. Diese sind äußerst robust, jedoch genau.

Die AE – Sensoren sind auf der Plattenoberseite befestigt und geben bei einem Schallemissionsereignis ein elektrisches Signal, verstärkt und gefiltert, an einen Analog – Digital – Wandler weiter. Die Erfassungs- und Analysesoftware kann diese Daten grafisch darstellen (siehe Abb. 3-11). [19]

3.4 Vorversuche

3.4.1 Einaxialer Druckversuch

Der Versuch wurde am 10.01.2012 durchgeführt. Insgesamt wurden sechs Zylinderproben mit Fasern geprüft. Die Versuchsskizze soll einen Überblick über den Versuchsablauf geben (siehe Abb. 3-12).

Die Presse wurde mit einer Weggeschwindigkeit von einer Tonne pro Sekunde gefahren und bei einem Kraftabfall von mehr als 50 [%] gestoppt. (Die Annahme: Es kann keine weitere Kraft, weder durch den Beton selbst als auch durch die Fasern, von der Zylinderprobe aufgenommen werden.)

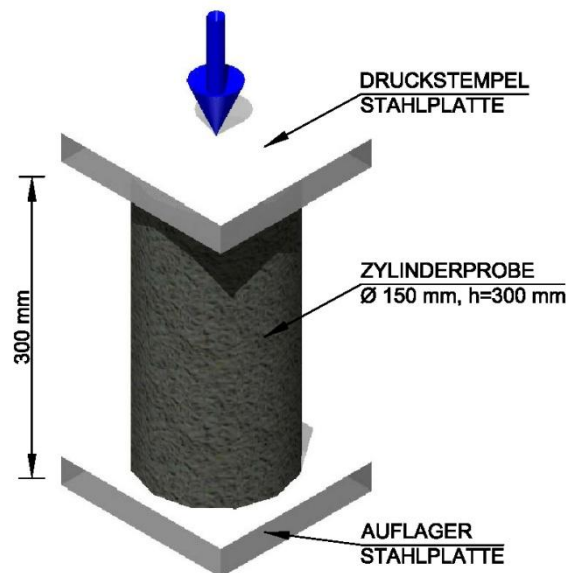


Abb. 3-12: Versuchsskizze Einaxialer Druckversuch

VERSUCHSAUSWERTUNG:

Tabelle 3-2 zeigt die maximal aufnehmbaren Druckkräfte der Versuchskörper (Faserproben) mit den daraus resultierenden Festigkeiten. Die Festigkeit wird nach

$$f_{ck} = \frac{P_{max,i}}{A} \text{ in } [kN/cm^2] \quad (11)$$

wobei
$$A = \frac{\varnothing^2 \pi}{4} \text{ in } [cm^2] \quad (12)$$

ermittelt.

VERSUCHSERGEBNISSE:

Es sind jeweils die LV – Kurve, dem dazugehörigen Rissbild, gegenübergestellt.

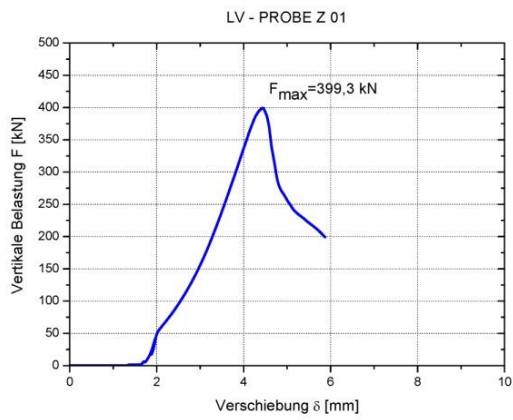


Abb. 3-13: LV – Kurve Probe Z 01



Abb. 3-14: Rissbild Probe Z 01

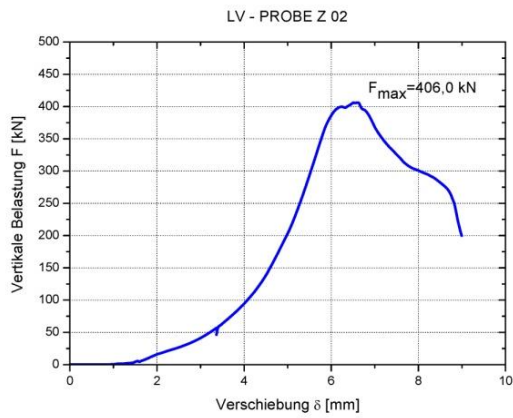


Abb. 3-15: LV – Kurve Probe Z 02



Abb. 3-16: Rissbild Probe Z 02

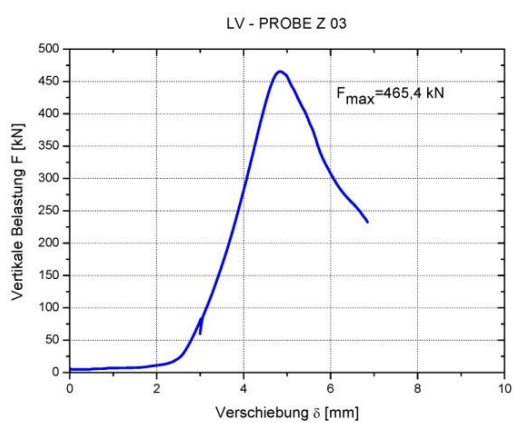


Abb. 3-17: LV – Kurve Probe Z 03



Abb. 3-18: Rissbild Probe Z 03

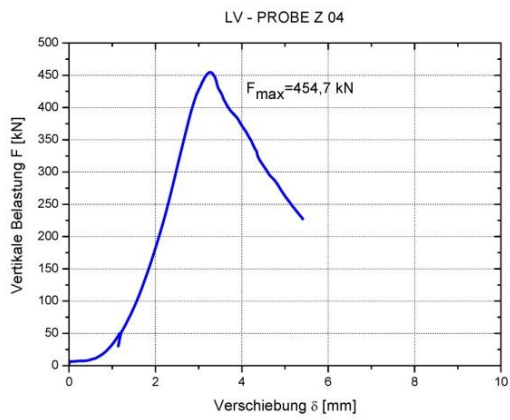


Abb. 3-19: LV – Kurve Probe Z 04



Abb. 3-20: Rissbild Probe Z 04

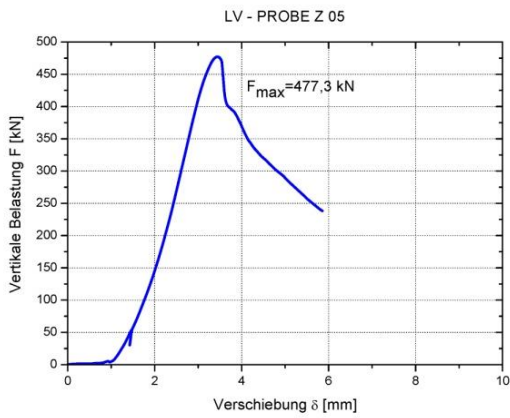


Abb. 3-21: LV – Kurve Probe Z 05



Abb. 3-22: Rissbild Probe Z 05

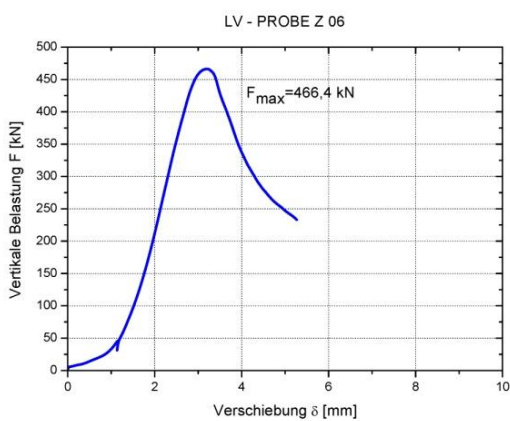


Abb. 3-23: LV – Kurve Probe Z 06



Abb. 3-24: Rissbild Probe Z 06

Die folgende Tabelle stellt die Versuchsergebnisse zusammenfassend gegenüber.

Tabelle 3-2: Maximalkraft aus den Versuchen mit den dazugehörigen Festigkeiten

$P_{max,i}$ [kN]	$f_{ck,i}$ [kN/cm ²]
399,3	2,3
406,0	2,3
465,4	2,6
454,7	2,6
477,3	2,7
466,4	2,6

Daraus ergibt sich eine gemittelte charakteristische Druckfestigkeit von

$$f_{ck} = \frac{\sum f_{ck,i}}{6} = 2,5 \left[\frac{kN}{cm^2} \right] \quad (13)$$

Dies entspricht genau der charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit eines Betons ohne Fasern der Güteklasse C25/30.

3.4.2 Vier-Punkt-Biegeversuch¹²

Dieser Versuch wurde am 21.12.2011, bei 6 Quaderproben mit Fasern mit den Abmessungen 150/150/600 [mm], durchgeführt. Der prinzipielle Versuchsaufbau ist Abb. 3-25 zu entnehmen. Die Informationen über den Erstriss und die daraus resultierende Biegezugfestigkeit des verwendeten Faserbetons wird vereinfachend aus einem kraftgesteuerten Versuch gewonnen. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug 0,083 [N/mm²s].

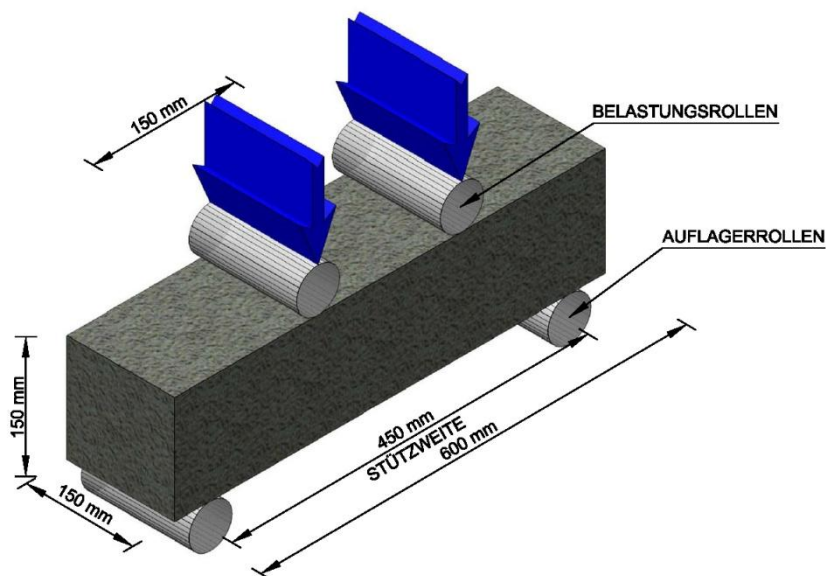


Abb. 3-25: Versuchsskizze Vier-Punkt-Biegeversuch [18]

VERSUCHSAUSWERTUNG:

Die Biegezugfestigkeit $f_{ft,fl,i}$ errechnet sich nach Richtlinie Faserbeton¹³ zu

$$f_{ft,fl,i} = \frac{P_{fb,i} l}{b h^2} \text{ in } [N/mm^2] \quad (14)$$

Dabei entspricht l der Stützweite von 450 [mm] und $b \times h$ der Querschnittsfläche der Versuchskörper. Aus den Einzelwerten wird der Mittelwert $f_{ftm,fl}$ berechnet und daraus die charakteristische Biegezugfestigkeit $f_{ftk,fl}$ als 5 [%] Fraktile bestimmt. Daraus lässt sich laut Richtlinie der gewählte Faserbeton in Biegezugfestigkeitsklassen einteilen (siehe Tabelle 3-3).

¹² [14]: ÖNORM EN 14651 (2007): Prüfverfahren für Beton mit metallischen Fasern. Bestimmung der Biegezugfestigkeit (Proportionalitätsgrenze, residuelle Biegezugfestigkeit)

¹³ [18]: Richtlinie Faserbeton (2008)

VERSUCHSERGEBNISSE:

Es sind jeweils die LV – Kurve, dem dazugehörigen Rissbild, gegenübergestellt.

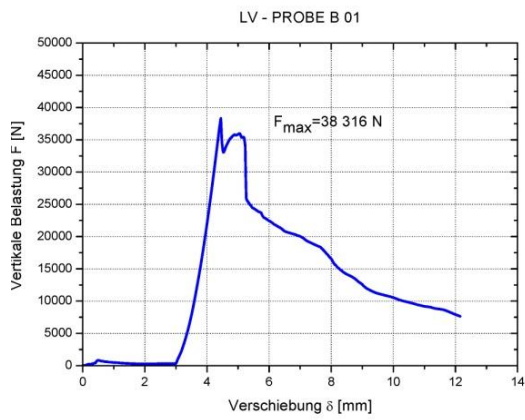


Abb. 3-26: LV – Kurve Probe B 01

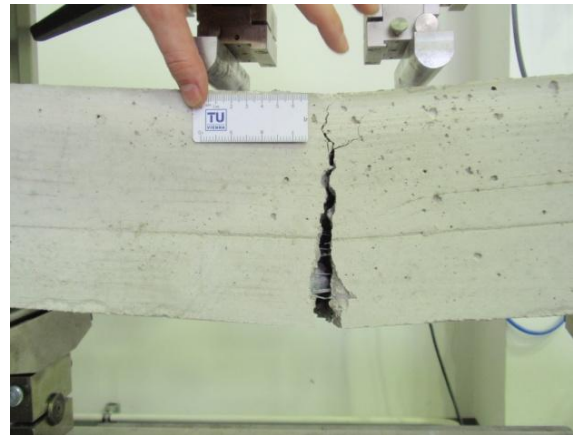


Abb. 3-27: Rissbild Probe B 01

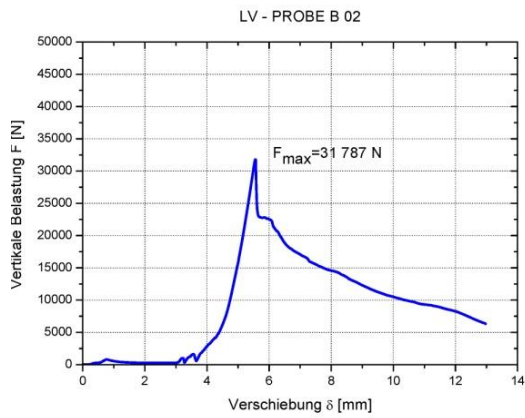


Abb. 3-28: LV – Kurve Probe B 02



Abb. 3-29: Rissbild Probe B 02

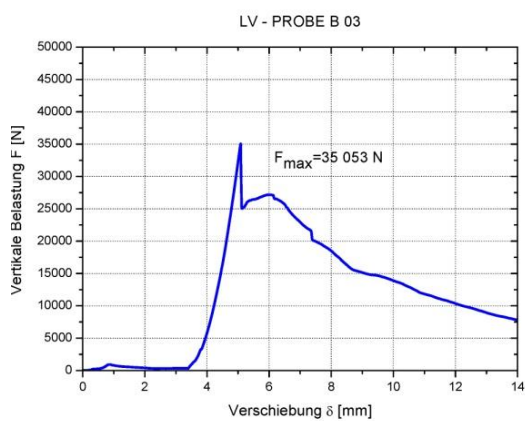


Abb. 3-30: LV – Kurve Probe B 03



Abb. 3-31: Rissbild Probe B 03

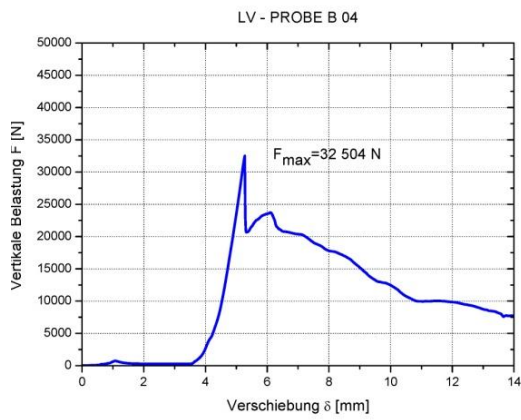


Abb. 3-32: LV – Kurve Probe B 04



Abb. 3-33: Rissbild Probe B 04

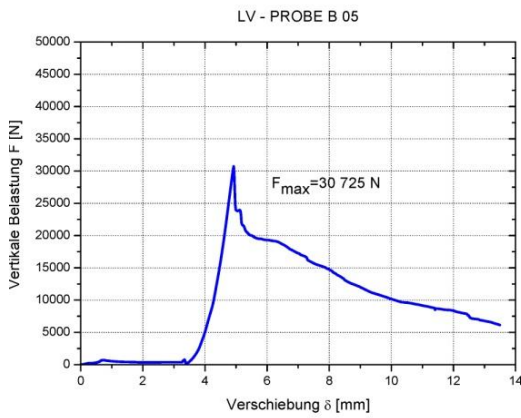


Abb. 3-34: LV – Kurve Probe B 05



Abb. 3-35: Rissbild Probe B 05

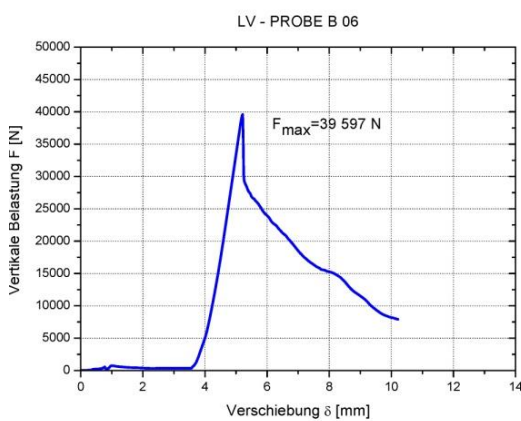


Abb. 3-36: LV – Kurve Probe B 06



Abb. 3-37: Rissbild Probe B 06

Die untenstehende Tabelle zeigt die Ergebnisse des Balkenversuchs.

Tabelle 3-3: Maximallast und Biegezugfestigkeiten aus den Vier-Punkt-Biegeversuchen

$P_{fb,i}$ [N]	$f_{ft,fl,i}$ [N/mm^2]
38316,0	5,1
31787,0	4,2
35053,0	4,7
32504,0	4,3
30725,0	4,1
39597,0	5,3

$$f_{ftm,fl} = \frac{\sum f_{ft,fl,i}}{n} = 4,6 \left[\frac{N}{mm^2} \right] \quad (15)$$

$$f_{ftk,fl} = f_{ftm,fl} \cdot 0,71 = 3,3 \left[\frac{N}{mm^2} \right] \quad (16)$$

Obige Berechnungen ergeben eine Biegezugfestigkeitsklasse von BZ 4,5. Eine höhere Klasse wird nur mit einer höheren Betonqualität von mindestens C30/37 erzielt.

3.4.3 Keilspaltmethode nach *Tschegg*¹⁴

Das uniaxiale Bruchverhalten des gewählten Faserbetons kann über die Erkenntnisse der Bruchenergien gewonnen werden.

Diese Versuche wurden am 20.12.2011 und am 21.12.2011, an sechs Probewürfeln mit Fasern, Abmessung 150/150/150 [mm], durchgeführt. Der Versuchsaufbau ist schemenhaft der Abbildung 3-38 zu entnehmen.

Es ist besonders darauf zu achten, dass die Umlagerungsrollen plan auf den Marmorplatten aufliegen, um eine horizontale Kraft erzeugen zu können. Hier wurde ein Standard Stahlkeil mit einem Keilwinkel von $\alpha = 19,2 [^\circ]$ gewählt (siehe Abb. 3-10).

Proben W02 und W03: Während des Versuches löste sich bei diesen Proben unmittelbar nach Lastaufbringung die Marmorplatte. Somit sind diese Versuchsbilder und Ergebnisse mit Vorbehalt zu werten.

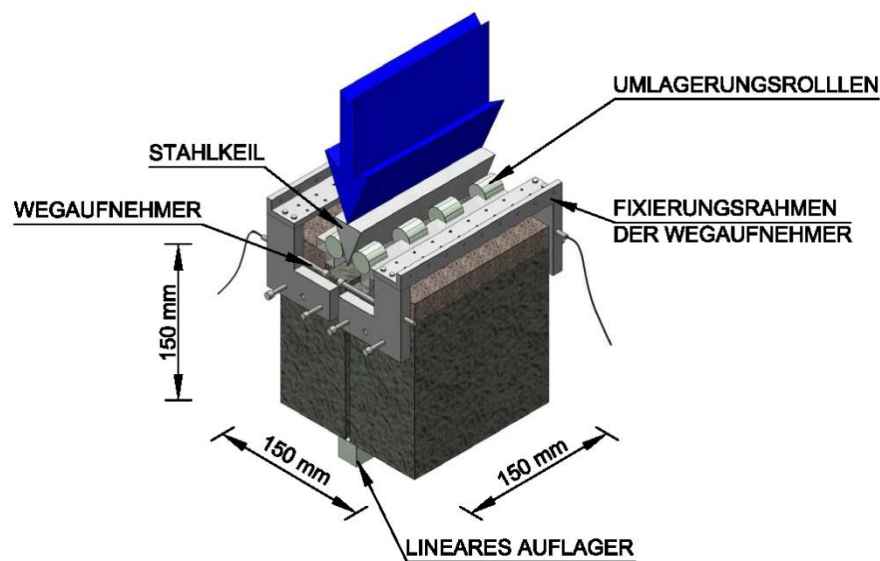


Abb. 3-38: Versuchsskizze Keilspaltmethode [10]

¹⁴ [10]: ÖNORM B 3592 (2011): Bestimmung der Kerb-Spaltzugfestigkeit und der spezifischen Bruchenergie von Baustoffen und Baustoffverbindungen und Verbundwerkstoffwerken. Keilspaltmethode

VERSUCHSERGEBNISSE:

Folgend sind die LV – Kurven der einzelnen Proben gegenübergestellt.

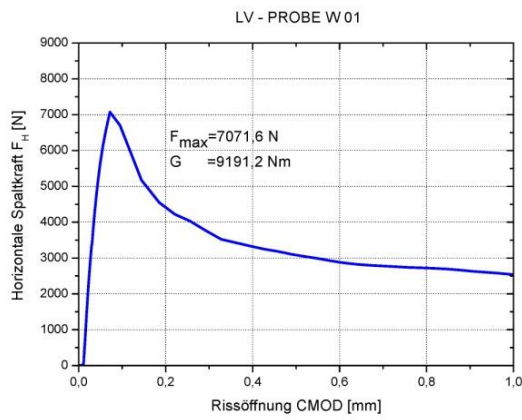


Abb. 3-39: LV – Kurve Probe W 01

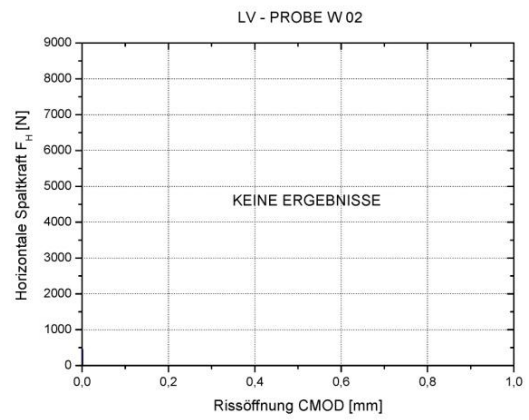


Abb. 3-40: LV – Kurve Probe W 02

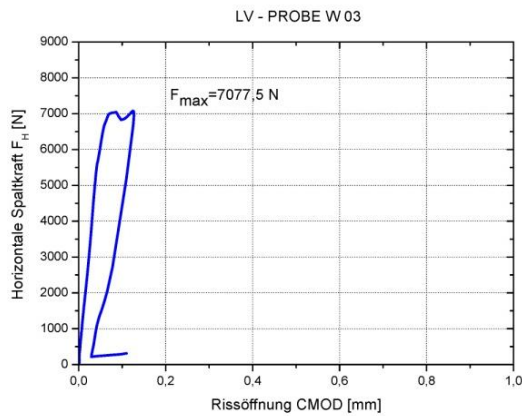


Abb. 3-41: LV – Kurve Probe W 03

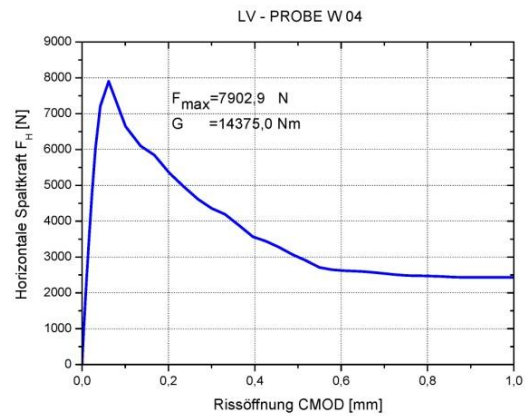


Abb. 3-42: LV – Kurve Probe W 04

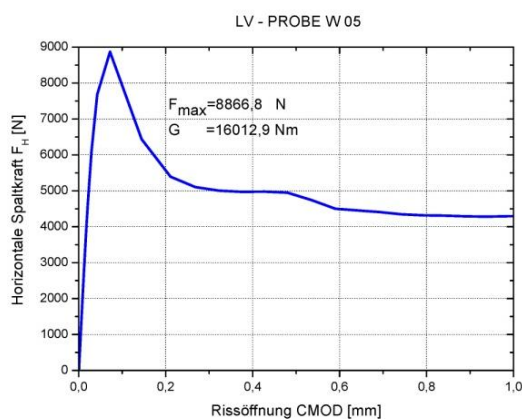


Abb. 3-43: LV – Kurve Probe W 05

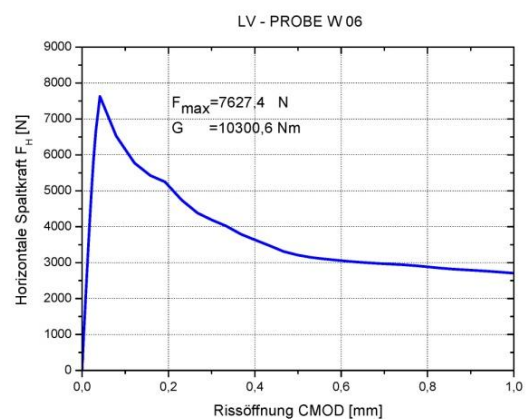


Abb. 3-44: LV – Kurve Probe W 06

Untenstehende Tabelle zeigt die Maximalkraft, die dazugehörigen Bruchenergien und die Kerbzugfestigkeiten bis zu einer Rissöffnung (CMOD) von 3,5 [mm] der Probewürfel.

Tabelle 3-4: Maximale Spaltzugkraft, spezifische Bruchenergie, Kerbzugfestigkeit

$F_{H,max,i}$ [N]	$G_{f,i}$ [N/m]	$\sigma_{KZ,i}$ [N/mm ²]
7.072	510.622	2,46
-	-	-
7.078	-	2,46
7.903	798.611	2,74
8.867	889.606	3,08
7.627	572.256	2,65

3.5 Durchstanzversuch

3.5.1 Allgemeines

Dieser Versuch sollte einen ersten Einblick über das Durchstanzverhalten von elastisch gebetteten Faserbetonplatten geben.

Die Durchstanzversuche wurden am 27.12.2011 und 28.12.2011 durchgeführt. Die ungefähre Bruchlast, die Lagerungsbedingungen und der Aufbau der Unterkonstruktion für die Platten wurden in einem Erstversuch am 20.12.2011 bestimmt.

3.5.2 Voruntersuchungen

Die ersten Überlegungen über den Versuch beschäftigten sich mit der Plattenlagerung. Wird der Abstand der I-Träger zu weit gewählt oder der mittlere Träger gänzlich weggelassen (siehe Abb. 3-48), so ist ein einfaches Biegeversagen durch Überschreiten der Biegezugfestigkeit in Plattenmitte zu erwarten. Eine weitere Laststeigerung ist dann nicht mehr möglich und ein Durchstanzen eher unwahrscheinlich. Überschlägig wurden die aufzunehmenden Höchstbelastungen in Max/Min Kriterien vorab berechnet. Folgende Annahmen sind dabei getroffen worden:

- Ebenbleiben des Querschnitts
- Belastungsausbreitung linear
- Ebener Spannungszustand
- Biegetragfähigkeit nur in eine Richtung angenommen (Balkentheorie)
- Durchstanztragfähigkeit nach ÖNORM EN 1992-1 (2005)¹⁵ bei einem Bewehrungsgehalt von 1 [%]
- Verschiebung und Durchbiegung mit einer Parabel angenähert
- Biegemomentenverteilung über die gesamte Plattenlänge angenommen
- Mittlere Spannungsverteilung für die Bettung (XPS-Platten)
- Bemessungswerte der Nachrisszugfestigkeiten für balkenartige Bauteile

Mit den Max/Min Kriterien sind jeweils die Besten/Schlechtesten Faserbetoneigenschaften definiert. Folgende mögliche Versagensarten wurden berechnet.

¹⁵ [11]: ÖNORM EN 1992-1-1 (2005): Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau

1. Bruchlast bei Biegezugversagen der Platten (3.5.2.1)
2. Bruchlast bei Durchstanzen ohne Bewehrung (3.5.2.2)

3.5.2.1 Bruchlast bei Biegezugversagen der Platten:

Folgende Abbildung soll die Annahmen für die Berechnungen grafisch darstellen.

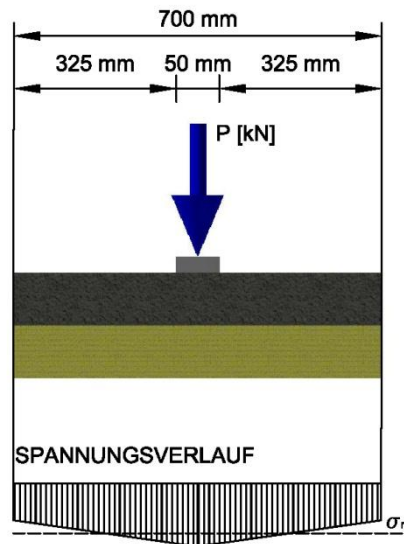


Abb. 3-45: Angenäherter Spannungsverlauf

Einwirkung:
$$M_{Ed} = \frac{P}{b_{Platte} a_{LE}} W \text{ in [kNcm]} \quad (17)$$

Widerstand:
$$M_{Rd} = f_{fdu} W \text{ in [kNcm]} \quad (18)$$

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \text{ in [kNcm]} \quad (19)$$

Mit $M_{Ed} = M_{Rd}$ folgt ein Bereich der möglichen Bruchlast:

Max-Kriterium für die Faserbetonklasse T6 nach [18]:
$$f_{fdu} = 0,042 \left[\frac{kN}{cm^2} \right]$$

Min-Kriterium für die Faserbetonklasse T1 nach [18]:
$$f_{fdu} = 0,010 \left[\frac{kN}{cm^2} \right]$$

Die Platte hat eine Breite von $b_{Platte} = 70 \text{ [cm]}$ und einer angenommenen Lasteinleitung von $a_{LE} = 15 \text{ [cm]}$.

$$\frac{P}{70 \cdot 15} \leq \frac{0,042}{0,010} \rightarrow \frac{P_{max}}{P_{min}} = \frac{44,1}{10,5} \text{ in [kN]} \quad (20)$$

Die Bruchlast befindet sich näherungsweise in einem Bereich von $10,5 \text{ kN} \leq P \leq 44,1 \text{ kN}$. Die Versuchslasten liegen erwartungsgemäß höher, da hier auf Bemessungsniveau gerechnet wurde.

3.5.2.2 Bruchlast bei Durchstanzen ohne Bewehrung:

Die statische Nutzhöhe d wurde analog der Richtlinie¹⁶ mit $0,5 \times h$ angenommen. Die Druckfestigkeiten der Versuchsproben entsprechen dem eines C25/30 nach ÖNORM EN 1992-1-1 (2005)¹⁷. Es wurde der maximale und minimale Querkraftwiderstand ermittelt, um die ungefähre Bruchlast grob abzuschätzen. Bei diesem Ansatz nach Vocke¹⁸ sei darauf hingewiesen, dass die analytisch ermittelten Werte weit über den der Versuchswerten liegen werden. Verantwortlich dafür ist die angenommene Zugbewehrung, die in diesen Versuchen nicht vorhanden ist. Zwei maßgebende Versagensfälle wurden analysiert. Einerseits wurden die Max/Min Bruchlasten des Querkraftwiderstands und andererseits wurde die maximale Tragkraft der Betondruckstrebe berechnet.

Der Querkraftwiderstand nach ÖNORM EN 1992-1-1 (2005) errechnet sich aus:

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 k (100 \rho f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] u d \text{ in } [kN] \quad (21)$$

jedoch mindestens
$$V_{Rd,cmin} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} u d \text{ in } [kN] \quad (22)$$

Unter den folgenden Annahmen

- $k = 2,0$
- Der Bewehrungsgehalt beträgt $30 \left[\frac{kg}{m^3} \right]$, dass ergibt ein $\rho = 1,0 [\%]$
- Kritischer Umfang $u = 4x(5,0 + 2x5,0) = 60,0 [cm]$
- $f_{ck} = 2,5 \left[\frac{kN}{cm^2} \right]$
- $d = 0,5 h = 5,0 [cm]$

¹⁶ [18]: Richtlinie Faserbeton (2008)

¹⁷ [11]: ÖNORM EN 1992-1-1 (2005): Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Teil 1-1:Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau

¹⁸ [27]: Dr.-Ing. Vocke, Henrik (2002): Zum Durchstanzen von Flachdecken im Bereich von Rand- und Eckstützen

ergibt sich
$$V_{Rd,c} = 97,7 \text{ [kN]} \quad (23)$$

als obere Grenze und
$$V_{Rd,min} = 42,0 \text{ [kN]} \quad (24)$$

als untere Grenze der Querkrafttragfähigkeit.

Die maximal aufnehmbare Last der Betondruckstrebe $V_{Rd,max}$ nach [11] errechnet sich unter folgenden Annahmen:

- $\nu = 0,54$ für einen C25/30
- $f_{cd} = 1,67 \left[\frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \right]$ für einen C25/30
- $u_0 = 4 \times 5,0 = 20,0 \text{ [cm]}$ als Umfang der Lasteinleitungsstelle
- $d = 5,0 \text{ [cm]}$

zu
$$V_{Rd,max} = 0,5 \nu f_{cd} u_0 d = 45,1 \text{ [kN]}. \quad (25)$$

Die ungefähre Bruchlast kann somit zwischen $42,0 \text{ kN} \leq V \leq 97,7 \text{ kN}$ eingeschätzt werden.

Diese Ergebnisse lassen vermuten, dass nicht genau definiert werden kann, welche Art des Versagens bei den Plattenversuchen auftreten wird. Erwartungsgemäß wird die Platte auf Biegung, durch Überschreiten der Biegezugtragfähigkeit, versagen. Die obere Tragfähigkeit liegt hier am Minimum der Querkrafttragfähigkeit. Falls jedoch die Faserverteilung günstig im unteren Bereich der Platte (Zugzone) liegt, könnte es durchaus möglich werden das eine Kombination aus Durchstanz- und Biegeversagen auftritt.

3.5.3 Wahl der Nebenbedingungen

Es wurden für die elastische Bettung XPS-Platten der Belastungsklasse G30 gewählt. Das Produktdatenblatt ist dem Anhang zu entnehmen. Hochbelastbare XPS-Platten sind teuer und nur auf Sonderbestellung erhältlich. Außerdem werden derartige Platten nur bei Spezialanwendungen eingesetzt. Ebenso stand die Position der Schallemissionssensoren zur Debatte. Sind diese Sensoren zu weit von der Lasteinleitung positioniert, werden keine genauen Ergebnisse erreicht. Der Grund liegt einfach in der zu großen Dämpfung des Betons, womit kein Schallemissionsereignis die Sensoren erreichen würde. Zudem ist natürlich darauf zu achten, dass die Sensoren nicht direkt bei einem zu erwartendem Riss positioniert

werden. Insgesamt wurden 4 Sensoren, im Quadrat um den Druckstempel, angeordnet. Die genaue Position ist in der Versuchsskizze zu sehen (siehe Abb. 3-46).

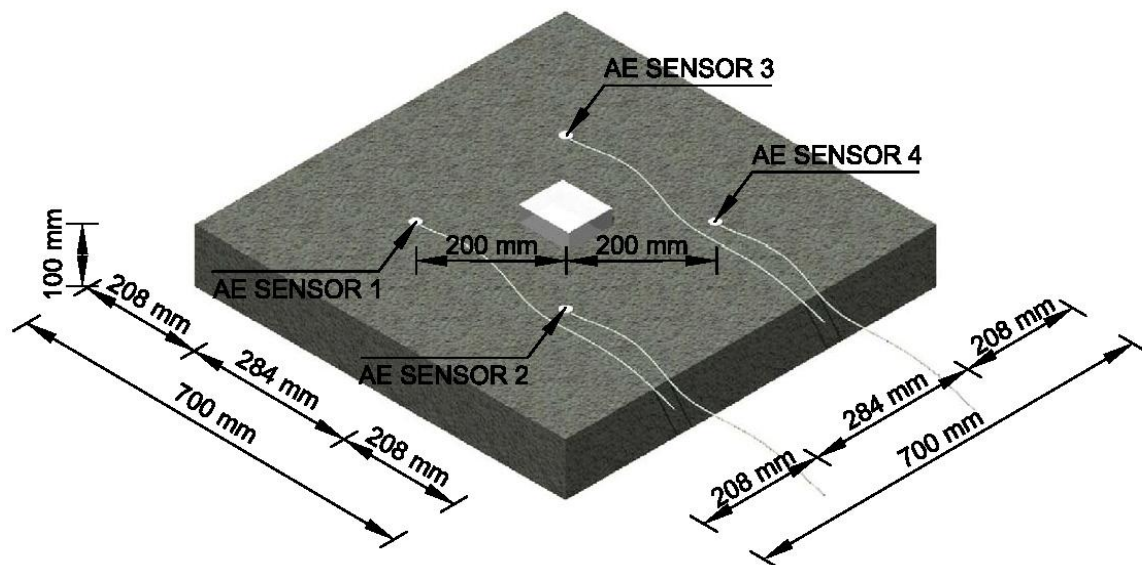


Abb. 3-46: Position der Schallemissionssensoren

3.5.4 Versuchsaufbau und Versuchsablauf

Es wurden insgesamt 13 Platten mit den Abmessungen 700/700/100 [mm] hinsichtlich ihrer Tragfähigkeit bei Aufbringung konzentrierter Einzellasten, geprüft. Davon wurden drei Platten ohne Fasern hergestellt. Zusätzlich sind drei verschiedene XPS Plattenstärken (12, 10 und 5 [cm]), jedoch derselben Tragfähigkeit (G 30), untersucht worden (siehe Tabelle 3-5). Eine Faserbetonplatte wurde als Erstversuchsprobe verwendet und ist deshalb in der Auswertung nicht enthalten.

Tabelle 3-5: Übersicht der Versuchsreihen

	Bettung	Platten
Versuchsreihe 1	12 cm XPS	3 mit Fasern
		1 ohne Fasern
Versuchsreihe 2	10 cm XPS	3 mit Fasern
		1 ohne Fasern
Versuchsreihe 3	5 cm XPS	3 mit Fasern
		1 ohne Fasern

Der Aufbau der Unterkonstruktion soll der Praxis, bei elastisch gebetteten Platten, nachempfunden werden. Er setzt sich wie folgt zusammen:

- 3 IPE 240 ...relativ steife Lagerung für die Holzschalung
- Holzschalung ...drei Lagen kreuzweise verschraubte
OSB-Platten: $s = 57 [mm]$
- XPS-Dämmplatten ...mit den Stärken 120, 100 und 50 $[mm]$
- Betonplatte ...Abmessungen 700/700/100 $[mm]$

Die Kraft wurde über eine Messdose, die zwischen unterem Prüfraum und einem Querträger befestigt war, gemessen (siehe rote Pfeile in Abb. 3-47).



Abb. 3-47: Prüfmaschine, Position der Kraftmessdose

Die gewonnene Spannung wurde mittels eines Analog-Digital-Wandlers in Kraft umgerechnet. Der Hubweg der Presse entspricht der Verschiebung in den Diagrammen. Die Belastung wurde Weggesteuert aufgebracht. Dies hat den Vorteil, dass bei den ersten Rissbildungen die Platte hinsichtlich Tragfähigkeit weiter un-

tersucht werden kann. Die danach entstehenden Verformungen konnten daher weiterhin Kraft aufnehmen (Ein kraftgesteuerter Versuch würde die Platte über ihre Tragfähigkeit hinaus belasten).

Aufzeichnung der Messdaten:

Ein Personal Computer mit geeigneter Software zeichnet Last und Verschiebung graphisch auf und speichert die Daten ab. Abbildung 3-48 soll den generellen Versuchsaufbau verdeutlichen.

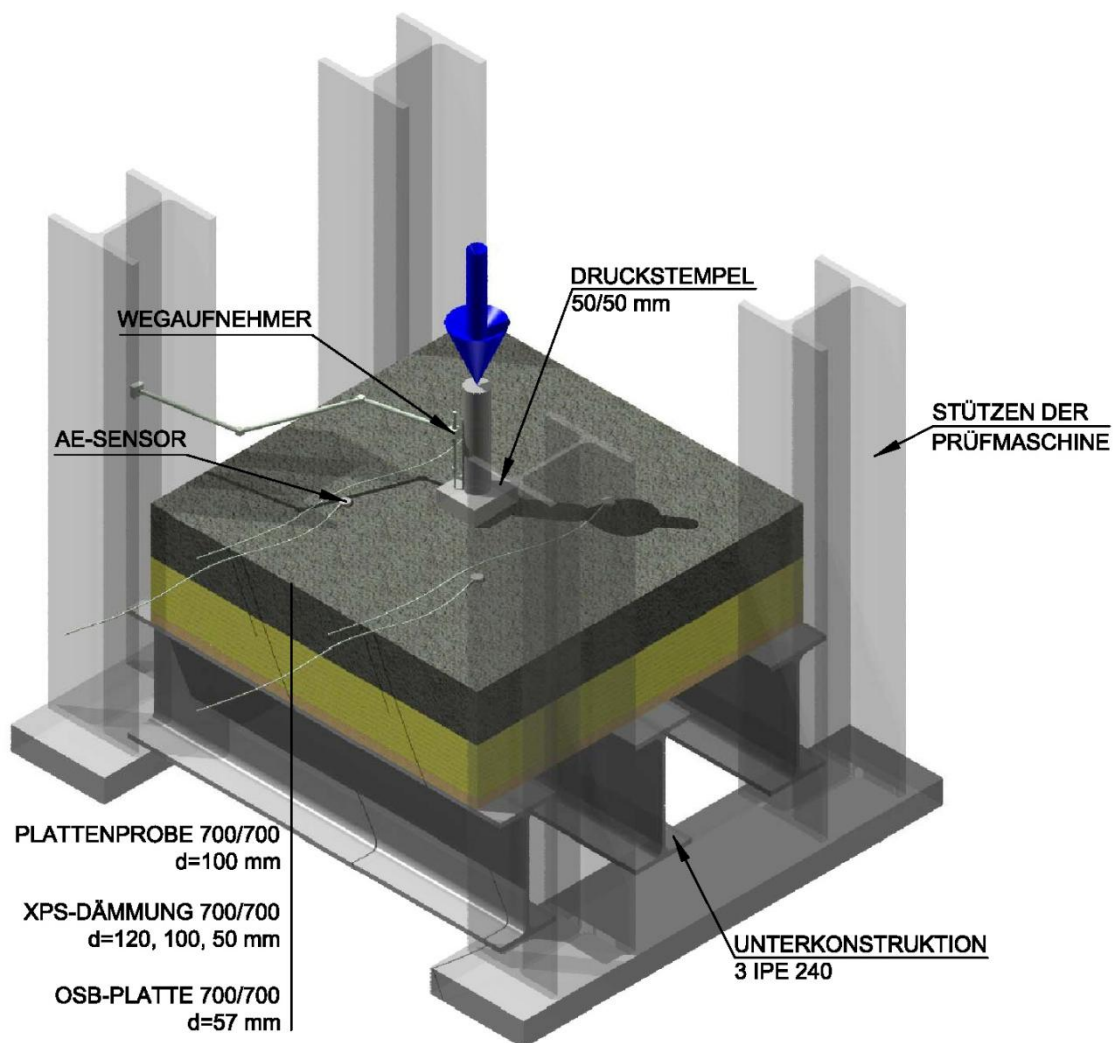


Abb. 3-48: Versuchsskizze Durchstanzversuch Axonometrie

4 INTERPRETATION UND AUSWERTUNG DES DURCHSTANZVERSUCHS

4.1 Allgemeines

Dieses Kapitel setzt sich mit der optischen Auswertung der AE – Analyse auseinander. Zudem werden die auffälligsten Rissbilder miteinander verglichen. Sämtliche anderen Aufnahmen sind aufgrund der besseren Übersicht interaktiv auf der beiliegenden CD einzusehen. Darauf sind auch Videoaufzeichnungen einiger Versuche ersichtlich. Die statistische Auswertung der Maximalwerte, Erstrisswerte und maximalen auftretenden Eventhäufigkeiten sollen abschließend den Streubereich sämtlicher Versuche aufzeigen.

Die Gliederung erfolgt je nach Dicke der XPS-Platten in drei Versuchsreihen. Abschließend werden noch zusätzlich alle Faserplatten statistisch ausgewertet (siehe Tabelle 3-5). Alle Platten sind bis zur Grenze Ihrer Tragfähigkeit überprüft worden. Die abgeschlossenen Rissbilder auf den Plattenunterseiten traten bei allen Proben auf.

4.1.1 Schallemissionsanalyse – AE Analyse

In den Diagrammen werden die Platten mit Hilfe der Schallemissionsanalyse hinsichtlich auftretender Events (in [%]), bei gegebener Verschiebung, untersucht. Die Lokalisierung und Stärken der Eventamplituden werden nicht berücksichtigt.

Ein Event beschreibt eine Aufzeichnung in der AE – Analyse. Bei einer Häufung der Events entstehen in der Platte viele Schallemissionsereignisse, wodurch ein Riss entsteht.

Die Diagramme selbst zeigen auf der Y-Primärachse die Kraft (blau) in [N] und auf der Y-Sekundärachse die Anzahl der Events (rot) in [%]. Die X-Achse zeigt die Hubwegveränderung in [mm].

Für alle Events wird noch zusätzlich ein gleitender Durchschnitt von einer Periode aus 100 Datenwerten erzeugt (schwarz). Ein Anstieg, sowie ein Abfall der Events, bezogen auf die Verschiebung, sind dann deutlicher zu erkennen.

4.1.2 Erstversuch – Platte P001

Diese Faserbetonplatte wurde mit 10 [cm] XPS als Lagerbedingung getestet und diente als Voruntersuchung für die restlichen Versuche. Aus diesem Grund sind diese Versuchsergebnisse mit Vorbehalt zu werten und werden auch in der Statistik nicht mit einbezogen. Zudem wurde als Unterkonstruktion statt der OSB – Platte eine Stahlplatte gewählt.

Die Ergebnisse des Probeversuchs sind in der folgenden Tabelle zu sehen.

Tabelle 4-1: Maximallasten und Erstrisslast des Erstversuchs

i	F_{max} [N]	δ [mm]	$F_{Erstriss}$ [N]	δ [mm]
P 001	86.094	15,5	74.619	5,3

In den untenstehenden Abbildungen ist die Last – Verschiebungskurve des Erstversuchs, dem dazugehörigen Rissbild gegenübergestellt.

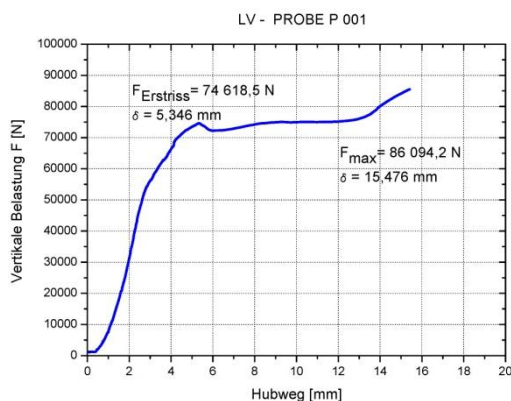


Abb. 4-1: LV – Probe P001



Abb. 4-2: Rissbild Plattenunterseite P003

In den folgenden Kapiteln (4.2 bis 4.4) werden die drei Versuchsreihen ausgewertet und interpretiert.

4.2 Versuchsreihe 1 – 12 cm XPS

Die untenstehende Tabelle soll einen Überblick über die Maximalwerte der Versuchsreihe 1 geben. Sie beinhaltet die Platten 11, 12 und 13 (Index 1). Platte 10 ist die Referenzbetonplatte (Index R) ohne Fasern. Die Tabelle ist nach den aufsteigenden Maximallasten sortiert.

Tabelle 4-2: Maximallasten, Erstrisslasten und maximale Events der Versuchsreihe 1

i	F_{max} [N]	δ [mm]	$F_{Erstriss}$ [N]	δ [mm]	Events [%]	δ [mm]	
P 010	58.868	2,4	58.868	2,4	0,149	4,4	R
P 013	61.657	7,3	57.164	2,7	0,112	2,1	1
P 011	71.173	7,7	65.640	3,6	0,101	3,0	1
P 012	82.864	5,9	78.213	2,4	0,086	11,0	1

4.2.1 LV – AE Analyse – Vergleich

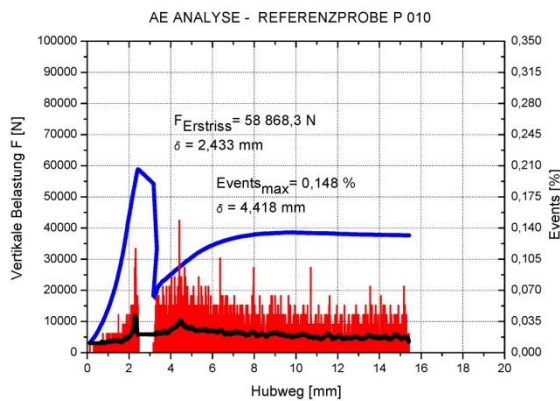


Abb. 4-3: AE Analyse – Referenzprobe P 010

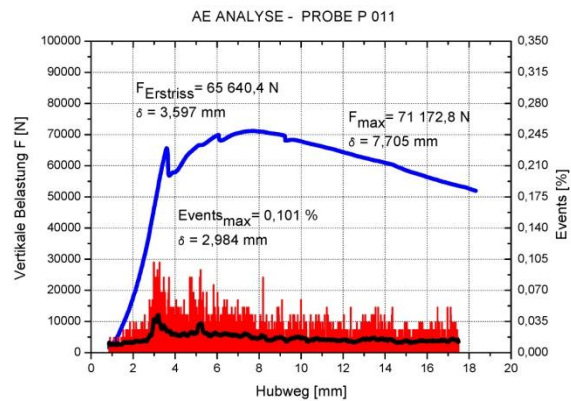


Abb. 4-4: AE Analyse – Probe P 011

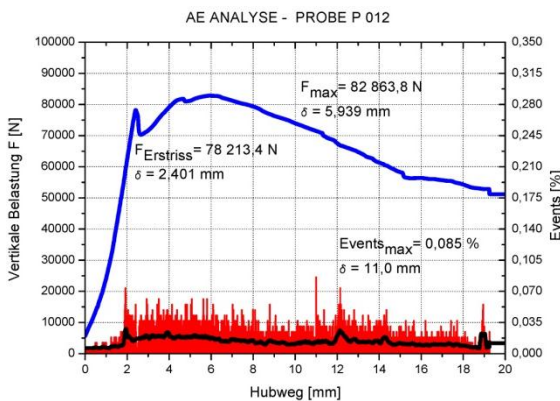


Abb. 4-5: AE Analyse – Probe P 012

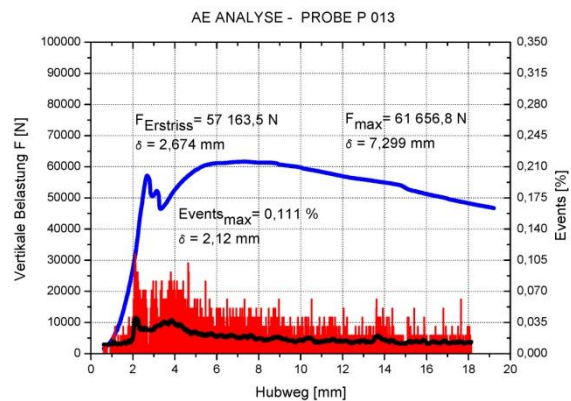


Abb. 4-6: AE Analyse – Probe P 013

Zusammenfassung: Die Abbildung 4-3 zeigt, dass die auftretenden Events im Bereich des Erstrisses rasant ansteigen. Mikrorisse im Beton beginnen sich zu größeren Rissen zu vereinigen. Die Biegezugspannung wird bei Erreichen der Maximallast überschritten. Ein weiterer Kraftanstieg ist möglich, doch ist die Tragfähigkeit der unbewehrten Referenzplatte längst erreicht (bei einem Hubweg von 2,433 [mm]). Die später auftretenden Events entstehen aus der Reibung der Gesteinskörnungen zwischen den Bruchfugen.

Auffällig sind die geradlinig verlaufenden, vertikalen, Bruchfugen in Plattenmitte der Referenzplatte (siehe Abb. 4-7). Diese traten bei den Faserbetonplatten nicht auf.

Generell ist bei den Faserbetonproben ein Anstieg der Events im Bereich des Erstrisses zu erkennen. Im Vergleich zur Referenzplatte P 010 verhindern jedoch die Fasern einen Tragfähigkeitsverlust. Dies kann auch durch den konstanten Schallemissionsverlauf bestätigt werden. Die vereinzelt hohen, auftretenden Events, im Bereich des Nachbruchverhaltens, sind als ein Versagen der einzelnen Fasern zu bewerten. Das Überschreiten der Zugfestigkeit des Stahls und das Herausziehen aus der Betonmatrix können mögliche Versagensmechanismen sein.

4.2.2 Rissbilder – Vergleich

Die Referenzplatte bricht bei Erreichen der Erstrisslast schlagartig in zwei Hälften. Hier ist anzunehmen, dass kein Durchstanzmechanismus aufgetreten ist, denn weder radial verlaufende Risse, noch Risse aus Querkraftbeanspruchung sind erkennbar. Die Bruchfugen weisen einen annähernd geradlinigen Verlauf auf. (siehe Abb. 4-7).

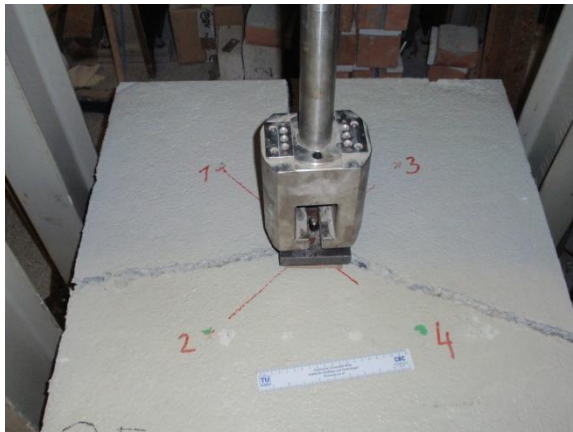


Abb. 4-7: Rissbild Plattenoberseite P 010

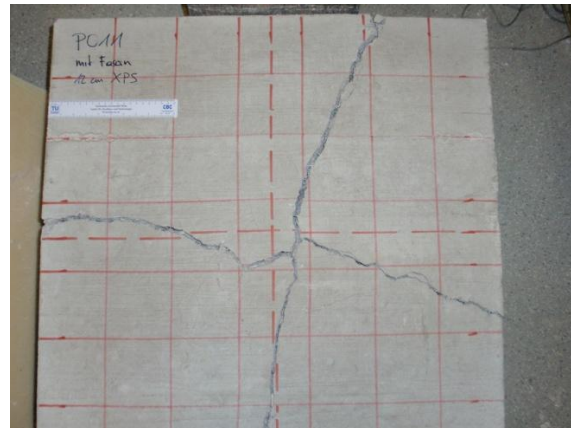


Abb. 4-8: Rissbild Plattenunterseite P 011

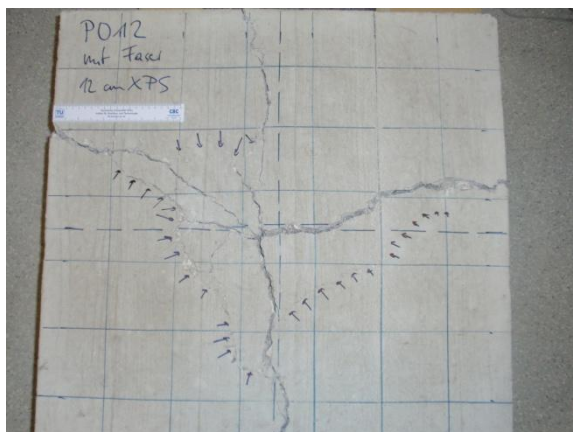


Abb. 4-9: Rissbild Plattenunterseite P 012

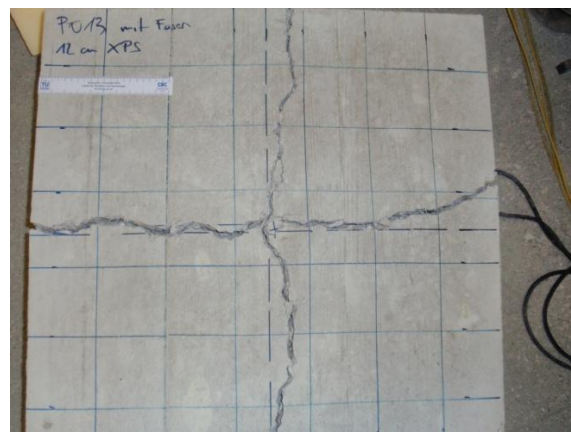


Abb. 4-10: Rissbild Plattenunterseite P 013

Die Rissbilder der restlichen Plattenunterseiten sehen annähernd ident aus. Die Platte P 012 weist analog den Platten P005 und P006 (siehe 4.3.2) einen radial verlaufenden Riss auf. Die blau gekennzeichneten Pfeile zeigen im unteren Bereich in Abbildung 4-9 einen Biegeriss. Der im oberen Bereich gekennzeichnete kleine Riss weist hingegen Eigenschaften eines Durchstanzversagens auf. Der Riss könnte den Umriss eines Durchstanzkegels darstellen. Ebenso sind diagonalverlaufende (zur Plattenmitte hin) Risse zu erkennen. Es ist anzunehmen, dass ein kombinierter Versagensmechanismus aus Durchstanzen und Biegung, die Ursache für den Tragfähigkeitsverlust ist.

4.2.3 Statistische Auswertung

Die blaue Kurve setzt sich jeweils aus den Mittelwerten der ersten Versuchsreihe zusammen. Den Streubereich zeigen die schwarzen Linien im Diagramm. Diese obere bzw. untere Grenze wird durch addieren bzw. subtrahieren der Standardabweichung zum Mittelwert berechnet. Die rote Linie stellt die Referenzbetonplatte P 010 dar.

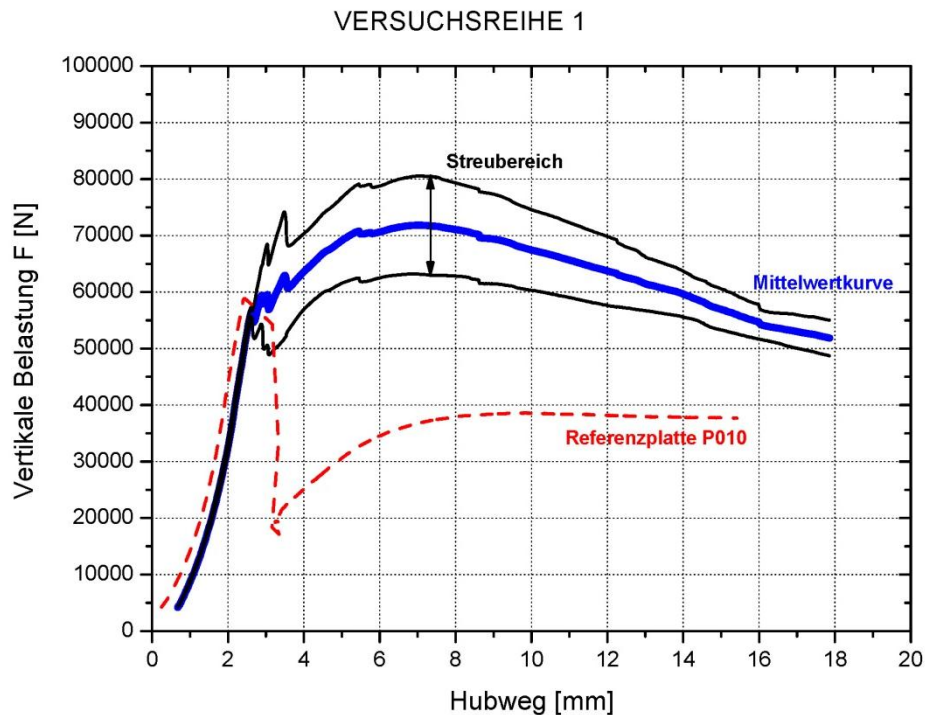


Abb. 4-11: Statistische Auswertung Versuchsreihe 1

Die Streuung der Versuchsreihe 1 ist besonders im Bereich der Erstrisslast und der Maximallast beachtlich. Die Mittelwertkurve der Faserbetonplatten zeigt deutlich den Zeitpunkt, in dem sämtliche Fasern zu wirken beginnen. Die Zugfestigkeit der Referenzplatte wird überschritten, doch entfalten erst jetzt die Fasern ihre Wirkung. Am Ende des Versuchs können die Faserbetonplatten immer noch annähernd die maximale Versagenslast der Referenzplatte aufnehmen.

Die erste Versuchsreihe bestätigt ein erheblich besseres Nachrissverhalten als die Referenzprobe ohne Fasern. Der Faserbewehrungsgehalt von $30 \text{ [kg/m}^3\text{]}$ ist als Mindestbewehrung anzusehen und weist dennoch die verbesserten Nachbrucheigenschaften auf.

Die folgenden Tabellen (Tabelle 4-4, Tabelle 4-5 und Tabelle 4-6) sollen die Konfidenzintervalle der Maximallasten, der Erstrissslasten und der maximalen Events bei unterschiedlichen Wahrscheinlichkeiten einer angenommenen normalverteilten Funktion angeben.

Die Grenzen werden mit

$$\mu - \frac{\sigma}{\sqrt{n}} z < \mu < \mu + \frac{\sigma}{\sqrt{n}} z \quad (26)$$

wobei

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_i^n (\mu - x_i)^2}{n}} \quad (27)$$

und

$$\mu = \frac{\sum_i^n x_i}{n} \quad (28)$$

die Standardabweichung und den Mittelwert beschreiben. Der z-Wert ist Tabelle 4-3 zu entnehmen.

Tabelle 4-3: Zugehörige z-Werte einer standardnormalverteilten Funktion

p	z -Wert
90%	1,29
95%	1,65
99%	2,33

Formelzeichen:

μ	...Mittelwert [N] bzw. [%]
σ	...Standardabweichung [N] bzw. [%]
z	...z – Wert einer Verteilungsfunktion der Standardnormalverteilung
p	...Wahrscheinlichkeit [%]
n	...Anzahl der Stichproben

Tabelle 4-4: Konfidenzintervalle der Maximallasten der Versuchsreihe 1

p	Untere Grenze	Mittelwert	Obere Grenze
90%	65.438 N	< 71.898 N <	78.357 N
95%	63.636 N	< 71.898 N <	80.160 N
99%	60.231 N	< 71.898 N <	83.565 N

Tabelle 4-5: Konfidenzintervalle der Erstrisslasten der Versuchsreihe 1

p	Untere Grenze	Mittelwert	Obere Grenze
90%	60.565 N	< 67.006 N <	73.446 N
95%	58.768 N	< 67.006 N <	75.244 N
99%	55.373 N	< 67.006 N <	78.639 N

Tabelle 4-6: Konfidenzintervalle der maximalen Eventhäufigkeit der Versuchsreihe 1

p	Untere Grenze	Mittelwert	Obere Grenze
90%	0,092 %	< 0,100 % <	0,108 %
95%	0,089 %	< 0,100 % <	0,110 %
99%	0,085 %	< 0,100 % <	0,114 %

Mit einer 90 prozentigen Wahrscheinlichkeit unterscheiden sich die Maximal- und Erstrisslasten der Versuchsreihe 1 um nicht mehr als eine Tonne voneinander. In den oberen Bereichen der Wahrscheinlichkeiten (95 und 99 [%]) steigt die Abweichung annähernd linear an. Diese Charaktereigenschaft ist zwar zu erwarten, aber bei den anderen beiden Versuchsreihen nicht aufgetreten.

Die dazugehörigen Standardabweichungen sind auch ca. doppelt so groß als bei den anderen beiden Versuchsreihen.

$$\sigma_{Fmax} = \sqrt{\frac{\sum_i^n (\mu - x_i)^2}{n}} = 8.673 [N] \quad (29)$$

$$\sigma_{FErstriss} = \sqrt{\frac{\sum_i^n (\mu - x_i)^2}{n}} = 8.648 [N] \quad (30)$$

Bei einer Wahrscheinlichkeit von 99 [%] weichen die Maximal- und Erstrislasten um ca. 18 [%] vom Mittelwert ab. Die maximal auftretenden Events weisen eine verhältnismäßig kleine Abweichung (14 [%]) vom Mittelwert auf. Die Standardabweichung von 0,011 [%] unterscheidet sich um mehr als das doppelte von den anderen Versuchsreihen (sie liegen in einem Bereich von mehr als 0,025 [%]).

$$\sigma_{Events} = \sqrt{\frac{\sum_i^n (\mu - x_i)^2}{n}} = 0,011 \text{ [%]} \quad (31)$$

Die relativ großen Unterschiede und Abweichungen der Lasten und Events zeigen die großen Unsicherheiten des Faserbetons im Nachrissbereich auf. Die Fasern bei dieser Versuchsreihe sind unterschiedlich im Plattenquerschnitt verteilt.

4.3 Versuchsreihe 2 – 10 cm XPS

Untenstehende Tabelle soll einen Überblick über die Maximalwerte der Versuchsreihe 2 geben. Sie beinhaltet die Platten 3, 4, und 5 (Index 2). Platte 2 ist die Referenzbetonplatte (Index R) ohne Fasern. Die Tabelle ist nach den aufsteigenden Maximallasten sortiert.

Tabelle 4-7: Maximallasten, Erstrisslasten und maximale Events der Versuchsreihe 2

i	F_{max} [N]	δ [mm]	$F_{Erstriss}$ [N]	δ [mm]	Events [%]	δ [mm]	
P 002	61.022	4,5	61.022	4,5	0,132	4,1	R
P 005	79.056	7,2	73.848	3,5	0,114	2,5	2
P 004	79.986	6,9	61.809	2,5	0,183	2,8	2
P 003	90.773	9,0	71.126	3,4	0,095	3,0	2

4.3.1 LV – AE Analyse – Vergleich

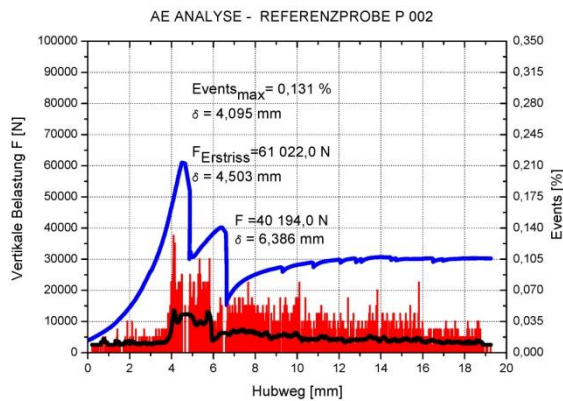


Abb. 4-12: AE – Analyse Referenzprobe P 002

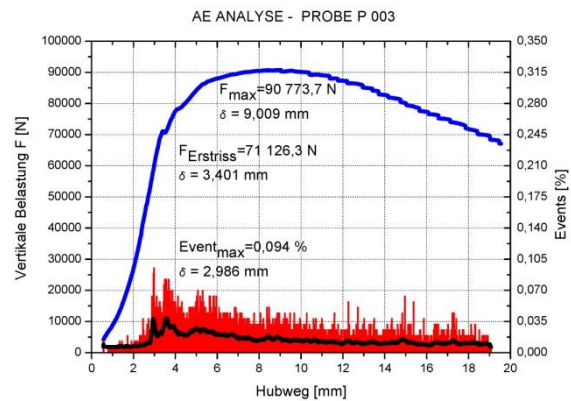


Abb. 4-13: AE – Analyse Probe P 003

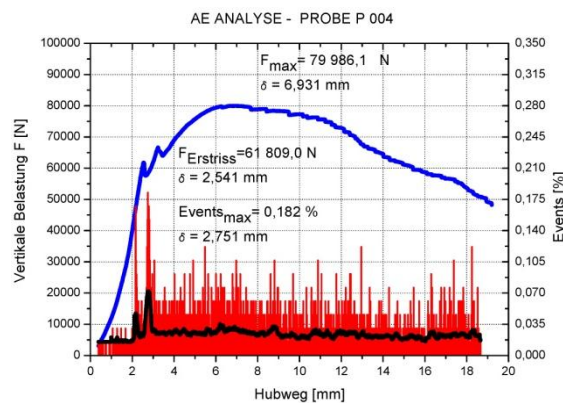


Abb. 4-14: AE – Analyse Probe P 004

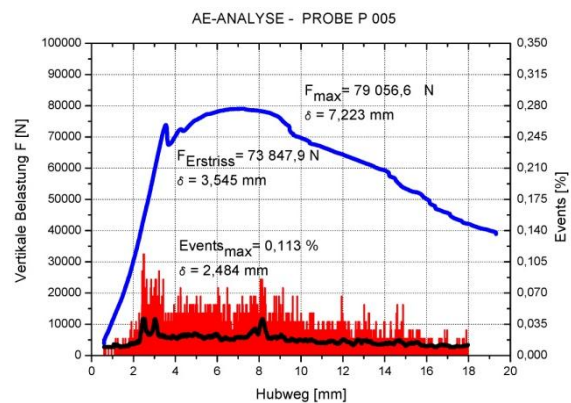


Abb. 4-15: AE – Analyse Probe P 005

Zusammenfassung: Die Anzahl der auftretenden Events steigen im Bereich des Erstrisses relativ stark an. Diese Eigenschaft ist bei allen Versuchsreihen zu beobachten. Die Tragfähigkeit der Referenzplatte ist nach Erreichen der Erstrisslast erschöpft.

Die Events der Faserbetonplatten nehmen im Nachrissbereich kontinuierlich ab. Die vereinzelt hohen Ausschläge kündigen das Versagen der einzelnen Fasern an. Sie sind auch Großteils ident mit den Unregelmäßigkeiten in der LV-Kurve. Der Widerstand der Platte sinkt bei kontinuierlichem Versagen der einzelnen Fasern.

4.3.2 Rissbilder – Vergleich

Die Platte P 002 ist in vier ungefähr gleich große Teile zerbrochen. Wie auch schon bei Versuchsreihe 1 festgestellt, lässt dieses Rissbild Rückschlüsse auf Biegeversagen zu. Die Bruchfugen weisen ebenso einen annähernd geradlinigen Verlauf auf. (siehe Abb. 4-16).

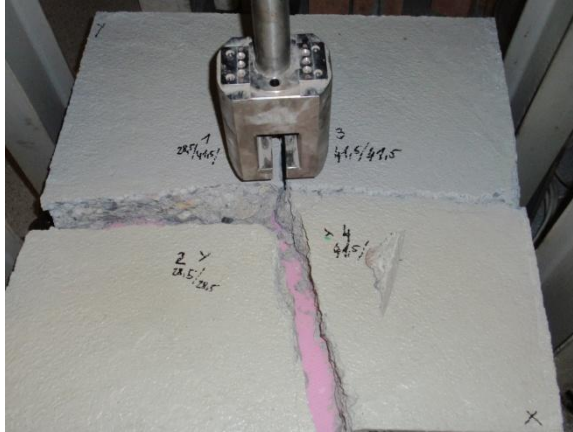


Abb. 4-16: Rissbild Plattenunterseite P 002

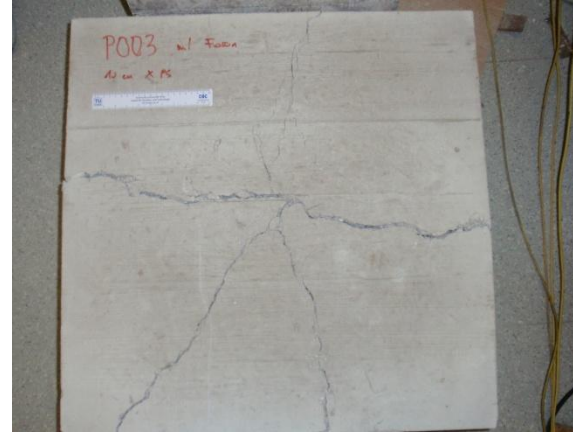


Abb. 4-17: Rissbild Plattenunterseite P 003

Das Rissbild der Plattenunterseite von P 003 (siehe Abb. 4-17) zeigt den zu erwartenden Biegeversagensmechanismus auf. Der Rissverlauf ist dem der Referenzplatte ähnlich. Die Biegezugspannungen in Feldmitte wurden überschritten, doch die Fasern halten die beiden Rissufer weiterhin zusammen. Betrachtet man die zugehörige Last – Verschiebungskurve (siehe Abb. 4-13) ist das Mitwirken der Fasern bestätigt, da kein wesentlicher Lastabfall im hinteren Bereich der Kurve erkennbar ist.

Aus den Rissbildern der restlichen Proben ist ersichtlich, dass nicht nur ein Biegeversagen für den Tragfähigkeitsverlust der Platten verantwortlich ist.

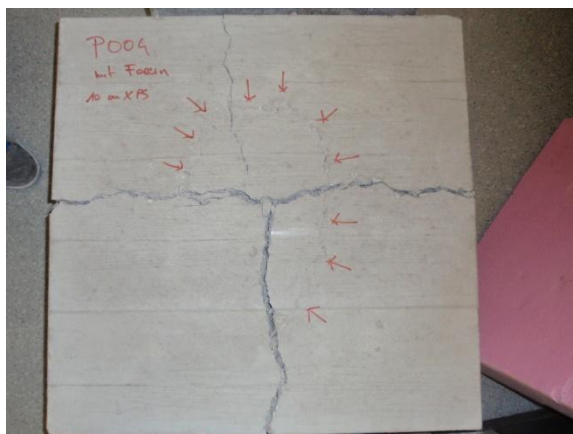


Abb. 4-18: Rissbild Plattenunterseite P 004

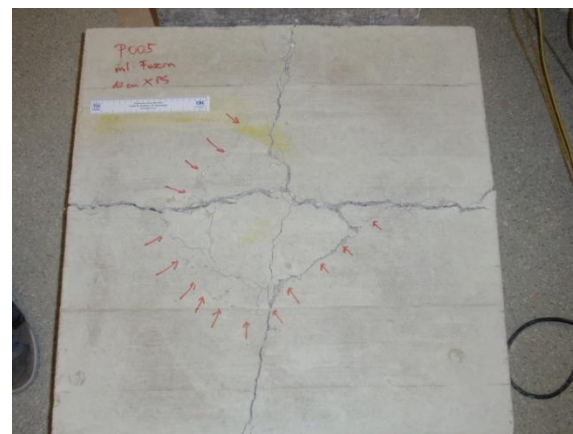


Abb. 4-19: Rissbild 1 Plattenunterseite P 005

In den ersten Berechnungen (siehe 3.5.2) wurden bereits obere und untere Grenzlasten der jeweilig dazugehörigen Versagensart berechnet. Bei den Platten P 004 und P 005 (siehe Abb. 4-18 und Abb. 4-19) sind Grenzfälle der unterschiedlichen Versagensmechanismen aufgetreten. Die roten Pfeile in Abbildung 4-18 kennzeichnen einen radial verlaufenden Riss. Es könnte sich in diesem Bereich, um die Umrisse eines Durchstanzkegels handeln. Die Platte P 005 bestätigt diese Behauptung, da auch hier radial verlaufende Risse auf der Unterseite aufgetreten sind. Nach 2.2.3 treten diese Art von Rissen bei 80 [%] der Versagenslast auf und kennzeichnet den Versagensmechanismus des Durchstanzens.

Der Durchstanzkegel konnte leicht und nahezu zerstörungsfrei aus der Platte entnommen werden (siehe Abb. 4-20 und Abb. 4-21).

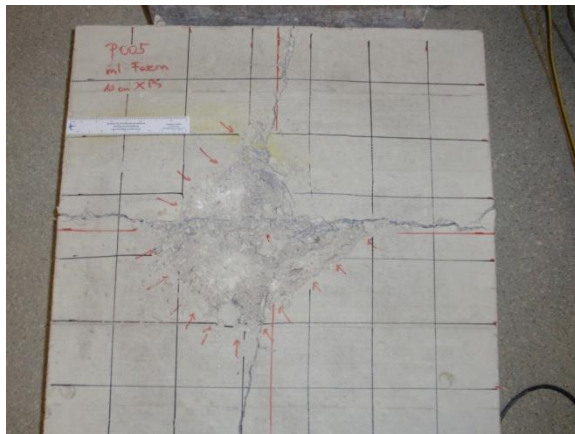


Abb. 4-20: Rissbild 2 Plattenunterseite P 005



Abb. 4-21: Durchstanzkegel der Probe P 005

4.3.3 Statistische Auswertung

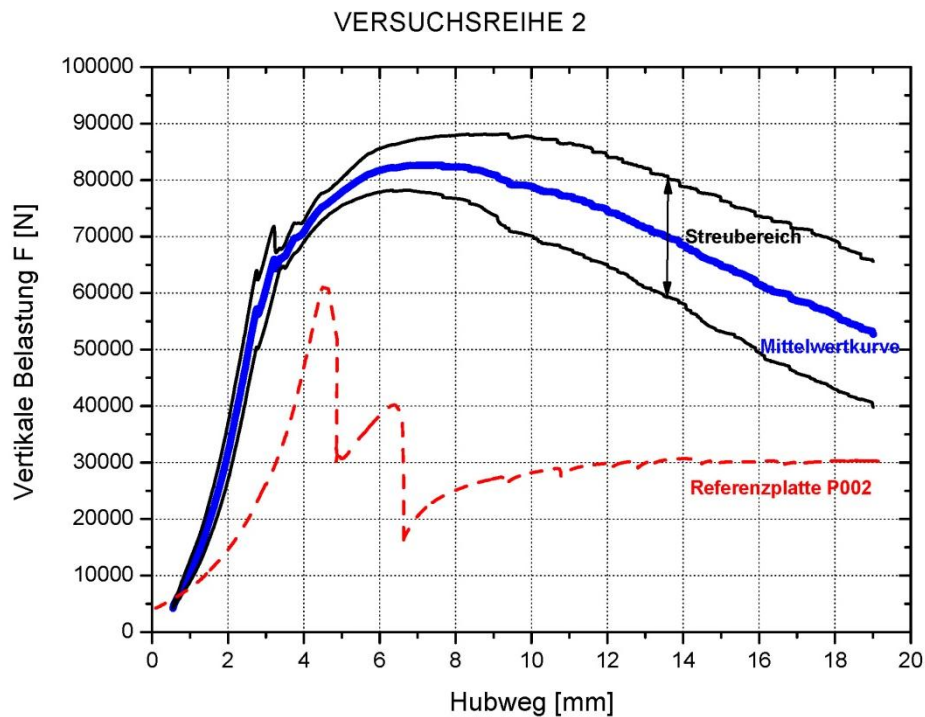


Abb. 4-22: Statistische Auswertung Versuchsreihe 2

Im Bereich des Lastanstiegs verhalten sich sämtliche Plattenproben ähnlich. Dies ist auch im Diagramm deutlich zu sehen. Der Streubereich um den Mittelwert ist verhältnismäßig klein.

Auffallend ist die langsam wachsende Streubreite im Bereich der Nachrisszugfestigkeit. Dieses Verhalten spiegelt deutlich die unterschiedlichen Nachbrucheigenschaften des Faserbetons wieder. Die nicht gleichmäßige Verteilung der Fasern in der Betonmatrix kann eine mögliche Ursache sein.

Im Vergleich zur Referenzplatte ist jedoch ein deutlicher Unterschied zu sehen. Während die Tragfähigkeit der Platte ohne Fasern längst erreicht ist, wird bei den Faserbetonplatten der Maximalwert an Kraft erreicht. Das Nachbruchtragverhalten dieser Versuchsreihe ist enorm. Die Mittelwertkurve erreicht bei einer Verschiebung von ca. 18 [mm] annähernd den Maximalwert der Referenzplatte.

Folgende Tabellen sollen die Konfidenzintervalle der Maximallasten, Erstrisslasten und der maximalen Events angeben. Die Berechnung erfolgt analog 4.2.3.

Tabelle 4-8: Konfidenzintervalle der Maximallasten der Versuchsreihe 2

p	Untere Grenze	Mittelwert	Obere Grenze
90%	79.311 N	< 83.272 N <	87.232 N
95%	78.206 N	< 83.272 N <	88.338 N
99%	76.118 N	< 83.272 N <	90.425 N

Tabelle 4-9: Konfidenzintervalle der Erstrisslasten der Versuchsreihe 2

p	Untere Grenze	Mittelwert	Obere Grenze
90%	65.088 N	< 68.928 N <	72.767 N
95%	64.017 N	< 68.928 N <	73.838 N
99%	61.993 N	< 68.928 N <	75.862 N

Tabelle 4-10: Konfidenzintervalle der maximalen Eventhäufigkeit der Versuchsreihe 2

p	Untere Grenze	Mittelwert	Obere Grenze
90%	0,102 %	< 0,130 % <	0,158 %
95%	0,094 %	< 0,130 % <	0,166 %
99%	0,080 %	< 0,130 % <	0,181 %

Bei einer 99 prozentigen Wahrscheinlichkeit unterscheiden sich die Werte der Maximallasten und Erstrisslasten nicht mehr als ungefähr eine Tonne voneinander. Diese statistische Auffälligkeit findet sich auch in der dazugehörigen geringen Standardabweichung wieder.

$$\sigma_{Fmax} = \sqrt{\frac{\sum_i^n (\mu - x_i)^2}{n}} = 5.318 [N] \quad (32)$$

$$\sigma_{FErstriss} = \sqrt{\frac{\sum_i^n (\mu - x_i)^2}{n}} = 5.155 [N] \quad (33)$$

Die Streubereiche der Erstriss- und Maximallasten weisen somit einen ähnlichen Charakter auf. Die Standardabweichungen unterscheiden sich unwesentlich.

Die maximalen Ausschläge der Events steigen annähernd linear mit steigender Wahrscheinlichkeit an. Die Maximalwerte unterscheiden sich um ca. 40 [%] vom Mittelwert. Sie liegen in einem Bereich von 0,05 [%] bei einer Wahrscheinlichkeit von 99,9 [%]. Die verhältnismäßig große Standardabweichung der auftretenden Events gibt dieses Verhalten wieder.

$$\sigma_{Events} = \sqrt{\frac{\sum_i^n (\mu - x_i)^2}{n}} = 0,038 [\%] \quad (34)$$

Im Gegensatz dazu weichen die Maximal- und Erstrissslasten um weniger als ungefähr 10 [%] vom Mittelwert ab.

4.4 Versuchsreihe 3 – 5 cm XPS

Untenstehende Tabelle soll einen Überblick über die Maximalwerte der Versuchsreihe 3 geben. Sie beinhaltet die Platten 7, 8 und 9 (Index 3). Platte 6 ist die Referenzbetonplatte (Index R) ohne Fasern. Die Tabelle ist nach den aufsteigenden Maximallasten sortiert.

Tabelle 4-11: Maximallasten, Erstrisslasten und maximale Events der Versuchsreihe 3

i	F_{max} [N]	δ [mm]	$F_{Erstriss}$ [N]	δ [mm]	Events [%]	δ [mm]	
P 006	63.710	4,6	63.710	4,6	0,506	4,2	R
P 008	68.018	5,2	66.067	2,7	0,191	2,6	3
P 009	71.518	6,9	70.908	2,8	0,147	2,2	3
P 007	76.158	6,9	73.527	3,0	0,131	2,2	3

4.4.1 LV – AE Analyse – Vergleich

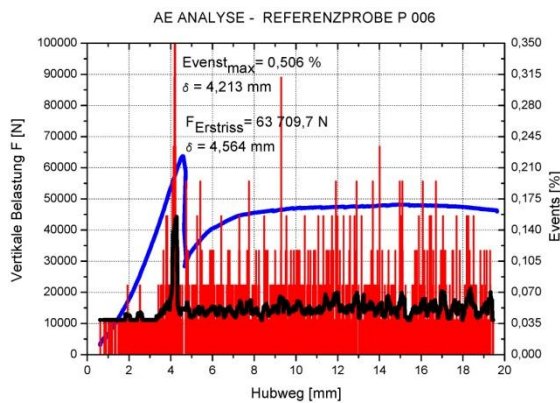


Abb. 4-23: AE Analyse – Referenzprobe P 006

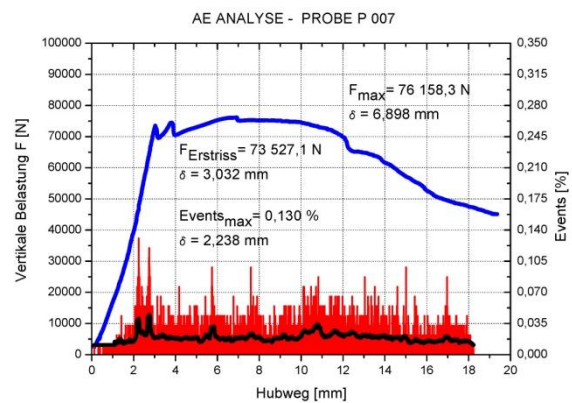


Abb. 4-24: AE Analyse – Probe P 007

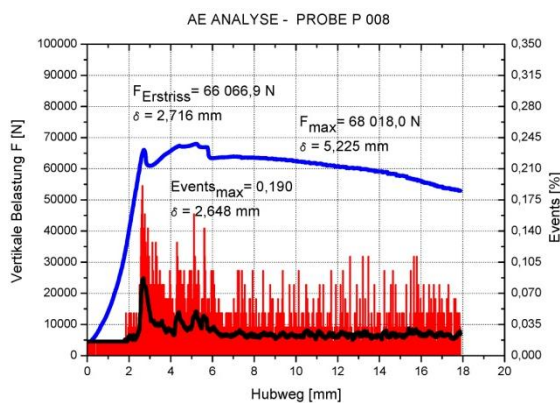


Abb. 4-25: AE Analyse – Probe P 008

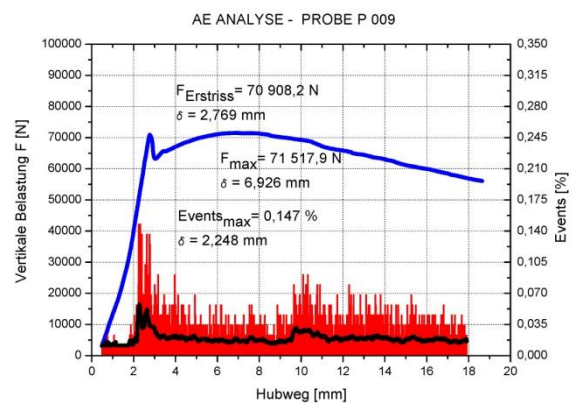


Abb. 4-26: AE Analyse – Probe P 009

Zusammenfassung: Die Tragfähigkeit der Platte ist bei der Erstbruchlast erreicht. Die Probe versagt schlagartig und bricht in zwei Hälften (siehe Abb. 4-27). Der Versagensmechanismus weist einen ähnlichen Charakter wie auch bei Platte P 002 der Versuchsreihe 2 auf. Die Biegezugspannungen können vom Beton nicht aufgenommen werden. Die hohe Anzahl der aufgezeichneten Events ist auf die Reibung der Gesteinskörnung zwischen den Bruchfugen zurückzuführen.

Bei den Faserbetonplatten steigt die Anzahl der Events aus der AE – Analyse im Bereich des auftretenden Erstrisses verhältnismäßig schnell an. Das Nachbruchverhalten der Versuchsreihe unterscheidet sich optisch wenig voneinander. Die Tragfähigkeit der Platten nimmt mit zunehmendem Weg in allen Versuchen ab. Die aufgezeichneten Events nehmen im hinteren Bereich der Kurve vereinzelt zu. Die Fasern können die auftretenden Zugbeanspruchungen nicht mehr aufnehmen. Dies erklärt auch den Abfall der LV-Kurve.

4.4.2 Rissbilder – Vergleich

Nach Erreichen der Erstrisslast zerbricht die Referenzplatte schlagartig in zwei Teile (siehe Abb. 4-27). Es wird klar, dass die Tragfähigkeit von elastisch gebetteten Platten ohne zusätzliche Bewehrung keinerlei Nachbruchverhalten aufweisen. Bei den ersten Anzeichen von Rissen versagt die Platte auf Biegung.

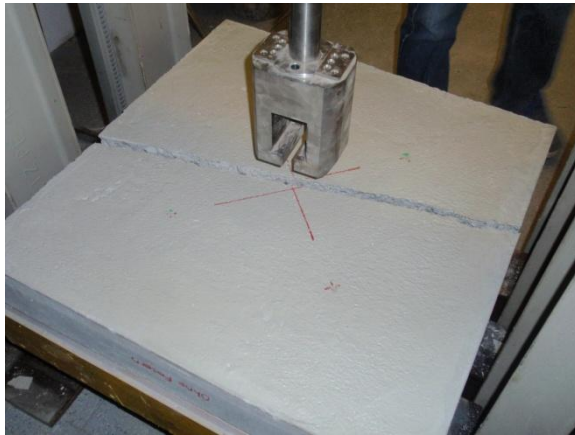


Abb. 4-27: Rissbild Plattenoberseite P 006



Abb. 4-28: Rissbild Plattenunterseite P 007



Abb. 4-29: Rissbild Plattenunterseite P 008

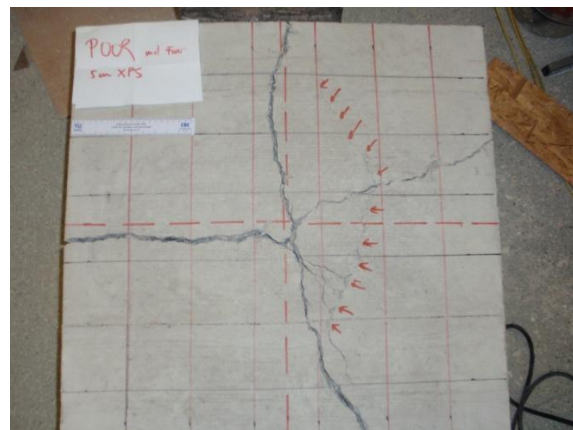


Abb. 4-30: Rissbild Plattenunterseite P 009

Die Faserbetonplatten dieser Versuchsreihe besitzen kein ähnliches Rissbild im Vergleich zur Referenzplatte. Die Fasern verhindern ein schlagartiges Versagen der Tragfähigkeit. Die weiteren Laststeigerungen in den LV – Diagrammen verdeutlichen diesen Effekt.

Die Rissbilder der Versuchsreihe 1 und 2 weisen ähnliche Charaktereigenschaften auf. Es sind in jeder Platte vertikale und horizontale Risse zu finden. Probe P 009 besitzt noch zusätzlich einen radial verlaufenden Riss auf der rechten Seite. In Abbildung 4-30 ist dieser Riss mit roten Pfeilen gekennzeichnet.

Es ist anzunehmen, dass es sich hier nicht, wie bei den Proben P 005 und P 006, um die Umrisse eines Durchstanzkegels handelt. Der Radius des Risses für diesen Versagensmechanismus scheint zu groß. Zudem verläuft der Riss in den größeren, vertikalen Riss in Plattenmitte. Es handelt sich daher um einen Biegeriss, dessen weitere Rissöffnung durch die Fasern verhindert wurde.

4.4.3 Statistische Auswertung

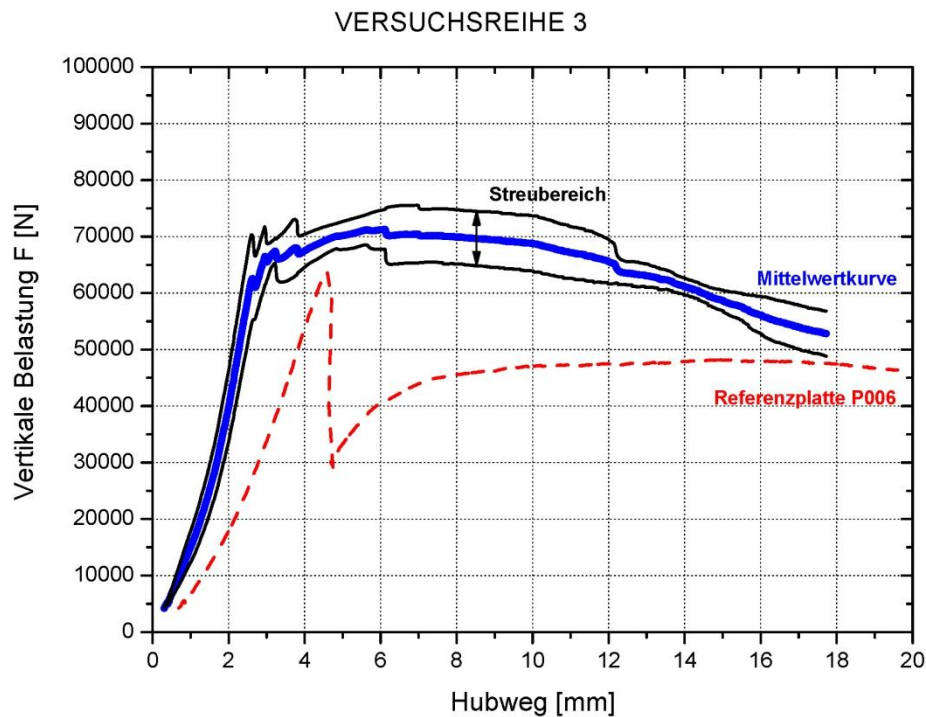


Abb. 4-31: Statistische Auswertung Versuchsreihe 3

Der Streubereich dieser Versuchsreihe ist im Vergleich zu den anderen Auswertungen verhältnismäßig klein. Die Nachrisszugfestigkeit ist bemerkenswert. Sie weist auch zu Ende des Versuchs eine unwesentliche Streuung auf.

Diese Eigenschaft zeigt die Problematik des Faserbetons auf. Die Verteilung der Fasern in der Betonmatrix ist zufällig und kann nicht beeinflusst werden. Bei dieser Versuchsreihe liegen die Fasern ähnlich verteilt im Plattenquerschnitt und der Streubereich wird kleiner.

Folgende Tabellen sollen die Konfidenzintervalle der Maximallasten, Erstrisslasten und der maximalen Events angeben. Die Berechnung erfolgt analog 4.2.3.

Tabelle 4-12: Konfidenzintervalle der Maximallasten der Versuchsreihe 3

p	Untere Grenze	Mittelwert	Obere Grenze
90%	69.415 N	< 71.898 N <	74.381 N
95%	68.722 N	< 71.898 N <	75.074 N
99%	67.413 N	< 71.898 N <	76.383 N

Tabelle 4-13: Konfidenzintervalle der Erstrisslasten der Versuchsreihe 3

p	Untere Grenze	Mittelwert	Obere Grenze
90%	67.866 N	< 70.167 N <	72.469 N
95%	67.223 N	< 70.167 N <	73.111 N
99%	66.010 N	< 70.167 N <	74.325 N

Tabelle 4-14: Konfidenzintervalle der maximalen Eventhäufigkeit der Versuchsreihe 3

p	Untere Grenze	Mittelwert	Obere Grenze
90%	0,137 %	< 0,156 % <	0,175 %
95%	0,132 %	< 0,156 % <	0,180 %
99%	0,122 %	< 0,156 % <	0,190 %

Die Ergebnisse der Faserbetonplatten sind nahezu identisch. Die Streubereiche weichen unwesentlich voneinander ab und schlagen sich auch in der verhältnismäßig kleinen Standardabweichung nieder.

$$\sigma_{Fmax} = \sqrt{\frac{\sum_i^n (\mu - x_i)^2}{n}} = 3.334 [N] \quad (35)$$

$$\sigma_{FErstriss} = \sqrt{\frac{\sum_i^n (\mu - x_i)^2}{n}} = 3.090 [N] \quad (36)$$

Bei einer Wahrscheinlichkeit von 99 [%] weichen die Maximal- und die Erstrisslasten aller Platten um weniger als 7 [%] vom Mittelwert ab (analog Versuchsreihe 2).

Die Anzahl der Events streuen bei einer Wahrscheinlichkeit von 99 [%] um ca. 22 [%] um den Mittelwert. Dies entspricht einer dreifachen Abweichung im Vergleich zu den Maximal- und Erstrisslasten. Die hohe Standardabweichung bestätigt dieses Verhalten.

$$\sigma_{Events} = \sqrt{\frac{\sum_i^n (\mu - x_i)^2}{n}} = 0,025 [\%] \quad (37)$$

4.5 Statistische Auswertung aller Platten

Die folgende Abbildung zeigt die Standardabweichung aller Faserbetonplatten. Die farbigen Linien (rot, orange und magenta) entsprechen den Referenzplatten P 002, P 006 und P 010.

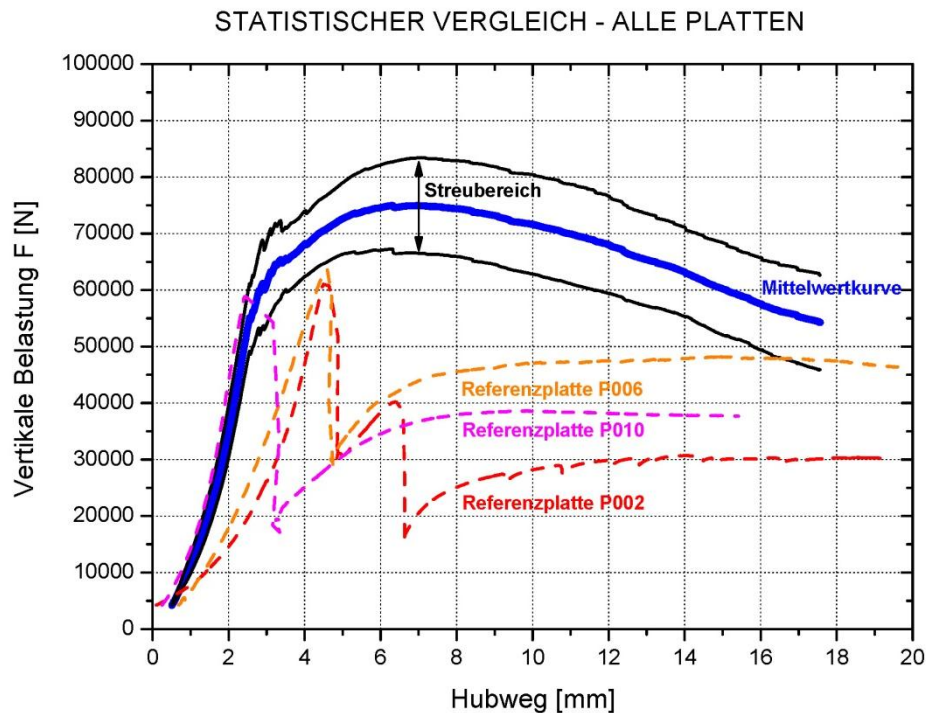


Abb. 4-32: Statistische Auswertung aller Faserbetonplatten

Die statistische Auswertung aller Platten ist in Abbildung 4-32 dargestellt. Auffällig sind die annähernd gleichen Steigungen der Referenzplatten zu den Faserbetonplatten. Sämtliche Proben weisen im elastischen Bereich dasselbe Tragverhalten auf. Jedoch ist die Tragfähigkeit nach dem Erstriss erschöpft. Schadensursache ist das Überschreiten der Biegezugspannungen in Plattenmitte. Das schlagartige Versagen ist ein Merkmal für das geringe Arbeitsvermögen von unbewehrtem Beton. Es kann keine weitere Energie mehr aufgenommen werden.

Die Faserbetonplatten sind aber durchaus in der Lage weitere Energie aufzunehmen. Es kann eine zusätzliche Last im Nachrissbereich aufgenommen werden. Dies ist bemerkenswert, da alle Proben mit einem geringen Fasergehalt von $30 \text{ [kg/m}^3\text{]}$ hergestellt wurden. Es kann der positive Einfluss der Nachbrucheigenschaften bestätigt werden.

Folgende Tabellen sollen abschließend noch einen kurzen Überblick über die Konfidenzintervalle und Standardabweichungen von allen Faserbetonplatten geben. Die Berechnung erfolgt analog 4.2.3.

Tabelle 4-15: Konfidenzintervalle der Maximallasten aller Platten

p	Untere Grenze	Mittelwert	Obere Grenze
90%	72.171 N	< 75.689 N <	79.208 N
95%	71.189 N	< 75.689 N <	80.190 N
99%	69.334 N	< 75.689 N <	82.044 N

Tabelle 4-16: Konfidenzintervalle der Erstrisslasten aller Platten

p	Untere Grenze	Mittelwert	Obere Grenze
90%	66.027 N	< 68.700 N <	71.374 N
95%	65.281 N	< 68.700 N <	72.120 N
99%	63.871 N	< 68.700 N <	73.529 N

Tabelle 4-17: Konfidenzintervalle der maximalen Eventhäufigkeit aller Platten

p	Untere Grenze	Mittelwert	Obere Grenze
90%	0,113 %	< 0,129 % <	0,144 %
95%	0,109 %	< 0,129 % <	0,148 %
99%	0,101 %	< 0,129 % <	0,156 %

$$\sigma_{Fmax} = \sqrt{\frac{\sum_i^n (\mu - x_i)^2}{n}} = 8.182 [N] \quad (38)$$

$$\sigma_{FErstriss} = \sqrt{\frac{\sum_i^n (\mu - x_i)^2}{n}} = 6.218 [N] \quad (39)$$

$$\sigma_{Events} = \sqrt{\frac{\sum_i^n (\mu - x_i)^2}{n}} = 0,036 [\%] \quad (40)$$

5 RESÜMEE

Der Schwerpunkt dieser Arbeit behandelt die Untersuchung von elastisch gebetteten Faserbetonplatten bei konzentrierter Lasteinleitung (Durchstanzversuch).

In drei Voruntersuchungen (einaxialer Druckversuch, Vier-Punkt-Biegeversuch¹⁹, Keilspaltmethode nach *Tschegg*²⁰) wurde der verwendete Faserbeton für die Plattenversuche geprüft. Die elementaren Eigenschaften des Baustoffs konnten ermittelt werden.

VERSUCHSBESCHREIBUNG:

In einem Erstversuch wurden die Parameter für die Plattenversuche ermittelt. Hier stand vor allem die Lagerung (Unterkonstruktion + Bettung) der Platten im Vordergrund. Sie sollte der Praxis nachempfunden werden. In Abbildung 5-1 ist der Aufbau des Durchstanzversuchs dargestellt.

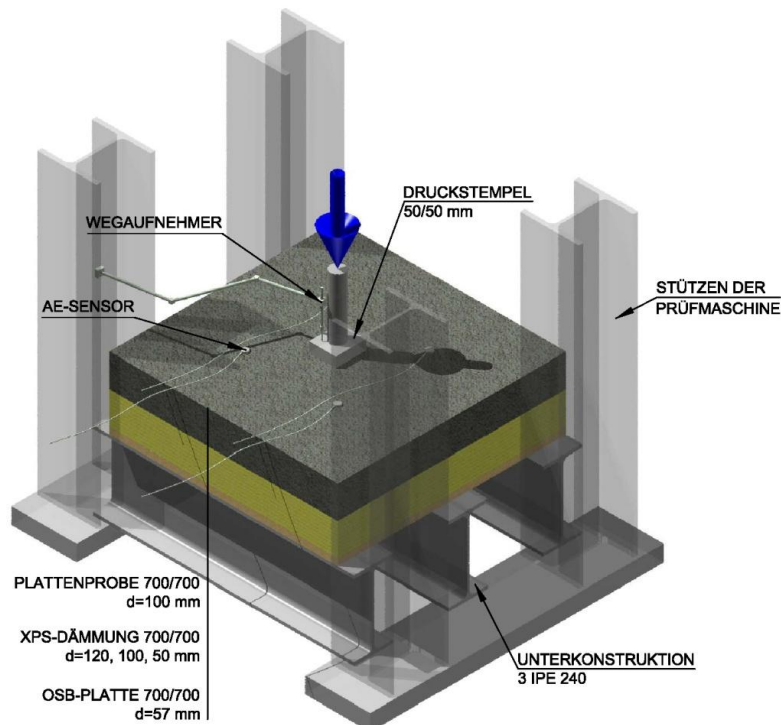


Abb. 5-1: Axonometrie des Durchstanzversuchs

¹⁹ [14]: ÖNORM EN 14651 (2007): Prüfverfahren für Beton mit metallischen Fasern. Bestimmung der Biegezugfestigkeit (Proportionalitätsgrenze, residuelle Biegezugfestigkeit)

²⁰ [10]: ÖNORM B 3592 (2011): Bestimmung der Kerb-Spaltzugfestigkeit und der spezifischen Bruchenergie von Baustoffen und Baustoffverbindungen und Verbundwerkstoffwerken. Keilspaltmethode

Es wurden 10 stahlfaserbewehrte Betonplatten mit den Abmessungen 700/700/100 [mm] hinsichtlich ihrer Tragfähigkeit, bei konzentrierter Lasteinleitung und elastischer Bettung, überprüft. Zusätzlich wurden drei Referenzplatten ohne Fasern, jedoch mit denselben Parametern, untersucht. Als Ausgangsbeton wurde ein C25/30 B2 F52 mit einem Fasergehalt von 30 [kg/m³] gewählt.

Zusätzlich wurden noch drei verschiedene Dicken der XPS-Platten (5, 10 und 12 [cm]), jedoch derselben Tragfähigkeit (G 30), untersucht. Untenstehende Tabelle soll einen Überblick der gewählten Testreihen geben.

Tabelle 5-1: Übersicht der Versuchsreihen

	Bettung	Platten
Versuchsreihe 1	12 cm XPS	3 mit Fasern 1 ohne Fasern
Versuchsreihe 2	10 cm XPS	3 mit Fasern 1 ohne Fasern
Versuchsreihe 3	5 cm XPS	3 mit Fasern 1 ohne Fasern

ERGEBNISSE:

Der in den Durchstanzversuchen verwendete Faserbeton hatte folgende Eigenschaften und ist Tabelle 5-2 zu entnehmen.

Tabelle 5-2: Ergebnisse der Vorversuche

Versuche	Ergebnisse	Probenanzahl
Einaxialer Druckversuch	$f_{ck} = 25,0 \left[\frac{N}{mm^2} \right]$	6
Vier-Punkt-Biegeversuch	BZ 4,5	6
Keilspaltmethode nach Tschegg	$\sigma_{KZ} = 2,7 \left[\frac{N}{mm^2} \right]$ $G_F = 692.774 \left[\frac{N}{m} \right]$	6

Sämtliche Referenzproben (Platten ohne Fasern) versagten schlagartig ohne Vorankündigung. Die Betonzugfestigkeit wurde überschritten. Bei den Faserbetonplatten kann ein schlagartiges Versagen gänzlich ausgeschlossen werden. Die Fasern verhinderten in allen Proben diesen Effekt.

Die unterschiedlich gewählten Stärken der XPS-Platten scheinen keinen Einfluss auf das Tragverhalten zu haben. Sämtliche Dämmplatten hatten die Tragfähigkeitsklasse G30.

Weiters ist bei den Referenzbetonplatten (ohne Fasern) die Tragfähigkeit nach dem Erstriss erreicht. Die Fasern in den Versuchsplatten beginnen ab diesem Zeitpunkt mitzuwirken. Ein weiterer Kraftanstieg wird durch die Fasern ermöglicht.

Der Tragfähigkeitsverlust der Platte tritt somit nur bei Versagen der Fasern ein. Einerseits kann das Überschreiten der Faserstreckgrenze ein möglicher Versagensmechanismus sein. Andererseits ist der Verlust der Verbundwirkung zwischen Fasern und Betonmatrix ausschlaggebend für den Tragfähigkeitsverlust. Dies kann man als „Herausziehen der Fasern aus dem Beton“ bezeichnen.

Der Rissverlauf von allen Platten mit Fasern ist ähnlich den Referenzplatten ohne Fasern. Alle Proben weisen in Plattenmitte einen vertikalen und einen horizontalen Riss auf. Dieser entsteht durch Überschreiten der Biegezugfestigkeit des Faserbetons in Plattenmitte. In ersten Überlegungen wurde dieser Effekt erwartet, doch bei drei Proben trat zusätzlich ein mögliches Durchstanzen auf.

Aus einer Platte konnte der Durchstanzkegel mühelos aus der Platte entfernt werden (siehe Abb. 4-20 und Abb. 4-21). Die anderen zwei Platten (siehe Abb. 4-18 und Abb. 4-9) wiesen erste Anzeichen für diesen Versagensmechanismus auf (radiale Rissbildung auf der Plattenunterseite und diagonal verlaufende Risse zur Plattenmitte [28]).

Statistisch betrachtet weisen die Proben im Nachrissbereich unterschiedliche Streuungen auf. Versuchsreihe 1 und 2 unterscheiden sich kaum. Die Ergebnisse der Versuchsreihe 3 weichen um ungefähr das Doppelte gegenüber den Versuchsreihen 1 und 2 ab. Das wesentliche Problem liegt in der Faserverteilung. Im elastischen Bereich bis hin zum Erstriss ist die Streuung unwesentlich. Alle Platten verhalten sich ähnlich.

LITERATURVERZEICHNIS

- [1] Prof. Dr.-Ing. Caspary, Wilhelm/Univ.-Prof. Dr.rer.nat.Wichmann, Klaus (Hg.) (2007): Auswertung von Messdaten. Statistische Methoden für Geo- und Ingenieurwissenschaften. München: Oldenbourg Wissenschaftsverlag GmbH
- [2] Prof. Dipl.-Ing. DDr. Bergmeister, Konrad/Dr.-Ing. Fingerloos, Frank/ Prof. Dr.-Ing. Dr.h.c. Wörner, Johann-Dietrich (Hg.) (2011): Betonkalender. Kraftwerke, Faserbeton. Berlin: Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG
- [3] Kubat. B. (1996): Das Durchstanzverhalten von vorgespannten, punktförmig gestützten Platten aus Stahlfaserbeton. Veröffentlichte Dissertation.
- [4] DIN EN 14845-1 (2007): Prüfverfahren für Fasern im Beton. Teil 1: Referenzbetone. Berlin: Beuth Verlag GmbH
- [5] DIN EN 14845-2 (2006): Prüfverfahren für Fasern im Beton. Teil 2: Einfluss auf den Beton. Berlin: Beuth Verlag GmbH
- [6] Georgopoulos, Theofanis (1987): Durchstanzlast und Durchstanzwinkel über Innenstützen punktförmig gestützter Stahlbetonplatten und deren Sicherung gegen progressiven Kollaps. Veröffentlichte Dissertation. München: Dissertations- und Fotodruck Frank GmbH
- [7] Hammelehle, Gregor (2008): Einheitliches Durchstanzmodell für Flachdecken unter Berücksichtigung der ebenen, linear-elastischen FE-Plattenberechnung. Veröffentlichte Dissertation.
- [8] Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. e.h. König, Gert/Prof. Dr.-Ing. Holschemacher, Klaus/Dr.-Ing. Dehn, Frank (Hg.) (1. Auflage 2002): Faserbeton. Innovationen im Bauwesen – Beiträge aus Praxis und Wissenschaft. Berlin: Bauwerk Verlag GmbH
- [9] Merkblatt Herstellung von faserbewehrten monolithischen Betonplatten (2008) Wien: Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik
- [10] ÖNORM B 3592 (2011): Bestimmung der Kerb-Spaltzugfestigkeit und der spezifischen Bruchenergie von Baustoffen und Baustoffverbindungen und Verbundwerkstoffwerken. Keilspaltmethode. Wien: Austrian Standards Institut/Österreichisches Normungsinstitut (ON)

- [11] ÖNORM EN 1992-1-1 (2005): Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Teil 1-1:Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Wien: Austrian Standards Institut/Österreichisches Normungsinstitut (ON)
- [12] ÖNORM EN 14889-1 (2006): Fasern für Beton. Teil 1: Stahlfasern – Begriffe, Festlegungen und Konformität. Wien: Austrian Standards Institut/Österreichisches Normungsinstitut (ON)
- [13] ÖNORM EN 14889-2 (2006): Fasern für Beton. Teil 2: Polymerfasern – Begriffe, Festlegungen und Konformität. Wien: Austrian Standards Institut/Österreichisches Normungsinstitut (ON)
- [14] ÖNORM EN 14651 (2007): Prüfverfahren für Beton mit metallischen Fasern. Bestimmung der Biegezugfestigkeit (Proportionalitätsgrenze, residuelle Biegezugfestigkeit). Wien: Austrian Standards Institut/Österreichisches Normungsinstitut (ON)
- [15] ÖNORM EN 14721 (2007): Prüfverfahren für Beton mit metallischen Fasern. Bestimmung des Fasergehalts in Frisch- und Festbeton. Wien: Austrian Standards Institut/Österreichisches Normungsinstitut (ON)
- [16] Kinnunen, S./Nylander, H. (1960): Punching on concrete slabs without shear reinforcement. Stockholm: Transaction of Royal Institute of Technology, Nr. 158
- [17] Gardener, N. J./Shao (1996): Punching Shear of Continuous Flat Reinforced Concrete Slabs. ACI Structural Journal
- [18] Richtlinie Faserbeton (2008) Wien: Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik
- [19] Vallen Systeme GmbH (2011): Schallemissionsprüfung. Grundlagen - Gerätetechnik – Anwendungen. Veröffentlichtes Infoblatt. Icking: 2011
- [20] Alexander, S. (1986): Shear-Moment Transfer in Slab-Column Connections. Thesis. Edmonton Alberta: Departement of Civil Engineering
- [21] Dipl.-Ing. Lohmeyer, Gottfried C. O./Dipl.-Ing. Baar, Stefan/Dipl.-Ing. Bergmann, Heinz/Dipl.-Ing. Ebling, Karsten/Dipl.-Ing. Post, Matthias (Hg.) (8. Auflage 2010): Stahlbetonbau. Bemessung – Konstruktion – Ausführung. Wiesbaden: © Vieweg + Teubner | GWV Fachverlage GmbH
- [22] Prof. Dipl.-Ing. Wietek, Bernhard (2. Auflage 2010): Stahlfaserbeton. Grundlagen und Praxisanwendung. Wiesbaden: © Vieweg + Teubner | GWV Fachverlage GmbH

- [23] Rangan V. B./Lim (1995): Studies of Concrete Slabs with Stud Shear Reinforcement in Vicinity of Edge and Corner Columns. ACI Structural Journal
- [24] Pfy, Thomas (2003): Tragverhalten von Stahlfaserbeton. Zürich, Singen: vdf Hochschulverlag AG an der ETH Zürich
- [25] Dr.-Ing. Yong-zhi, Lin (494. Heft 1999): Tragverhalten von Stahlfaserbeton. Berlin: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Verlag GmbH
- [26] Pöllet, L. (1983): Untersuchung von Flachdecken auf Durchstanzen im Bereich von Eck und Randstützen. Veröffentlichte Dissertation. Aachen: RWTH
- [27] Dr.-Ing. Vocke, Henrik (2002): Zum Durchstanzen von Flachdecken im Bereich von Rand- und Eckstützen. Veröffentlichte Dissertation. Stuttgart: Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart
- [28] Tuchlinski, Dirk Hans Gustav (2004): Zum Durchstanzen von Flachdecken unter Berücksichtigung der Momenten-Querkraft Interaktion und der Vorspannung. Veröffentlichte Dissertation.

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abb. 2-1: Typische Spannungs-/Dehnungslinien von Fasern [18]	5
Abb. 2-2: Mögliche Bruchsituation bei einem Auflager [22]/bei einer Platte	7
Abb. 2-3: Mögliches Krafteck in der Bruchfuge [22]	7
Abb. 2-4: Modell zu Aufnahme von Schrägzugkräften durch Faserbeton [18].....	12
Abb. 2-5: Bruchbild des Durchstanzversuches [2]	13
Abb. 2-6: Rissbild des Durchstanzversuchs [2]	13
Abb. 3-1: Geometrie der Zylinderproben.....	17
Abb. 3-2: Zylinderprobe	17
Abb. 3-3: Geometrie der Balkenproben	17
Abb. 3-4: Balkenprobe	17
Abb. 3-5: Geometrie der Würfelproben	18
Abb. 3-6: Würfelproben	18
Abb. 3-7: Geometrie der Plattenproben	18
Abb. 3-8: Plattenproben	18
Abb. 3-9: Last – Verschiebungskurve [10]	19
Abb. 3-10: Probengeometrie, Bezeichnungen [10].....	20
Abb. 3-11: Schallemissionsmesskette [19].....	21
Abb. 3-12: Versuchsskizze Einaxialer Druckversuch.....	22
Abb. 3-13: LV – Kurve Probe Z 01	23
Abb. 3-14: Rissbild Probe Z 01.....	23
Abb. 3-15: LV – Kurve Probe Z 02.....	23
Abb. 3-16: Rissbild Probe Z 02.....	23
Abb. 3-17: LV – Kurve Probe Z 03.....	23
Abb. 3-18: Rissbild Probe Z 03.....	23
Abb. 3-19: LV – Kurve Probe Z 04.....	24
Abb. 3-20: Rissbild Probe Z 04.....	24
Abb. 3-21: LV – Kurve Probe Z 05.....	24
Abb. 3-22: Rissbild Probe Z 05.....	24
Abb. 3-23: LV – Kurve Probe Z 06.....	24
Abb. 3-24: Rissbild Probe Z 06.....	24
Abb. 3-25: Versuchsskizze Vier-Punkt-Biegeversuch [18].....	26
Abb. 3-26: LV – Kurve Probe B 01.....	27
Abb. 3-27: Rissbild Probe B 01.....	27
Abb. 3-28: LV – Kurve Probe B 02.....	27
Abb. 3-29: Rissbild Probe B 02.....	27
Abb. 3-30: LV – Kurve Probe B 03.....	27
Abb. 3-31: Rissbild Probe B 03.....	27
Abb. 3-32: LV – Kurve Probe B 04.....	28

Abb. 3-33: Rissbild Probe B 04.....	28
Abb. 3-34: LV – Kurve Probe B 05.....	28
Abb. 3-35: Rissbild Probe B 05.....	28
Abb. 3-36: LV – Kurve Probe B 06.....	28
Abb. 3-37: Rissbild Probe B 06.....	28
Abb. 3-38: Versuchsskizze Keilspaltmethode [10].....	30
Abb. 3-39: LV – Kurve Probe W 01.....	31
Abb. 3-40: LV – Kurve Probe W 02.....	31
Abb. 3-41: LV – Kurve Probe W 03.....	31
Abb. 3-42: LV – Kurve Probe W 04.....	31
Abb. 3-43: LV – Kurve Probe W 05.....	31
Abb. 3-44: LV – Kurve Probe W 06.....	31
Abb. 3-45: Angenäherter Spannungsverlauf	34
Abb. 3-46: Position der Schallemissionssensoren.....	37
Abb. 3-47: Prüfmaschine, Position der Kraftmessdose	38
Abb. 3-48: Versuchsskizze Durchstanzversuch Axonometrie.....	39
Abb. 4-1: LV – Probe P001.....	41
Abb. 4-2: Rissbild Plattenunterseite P003.....	41
Abb. 4-3: AE Analyse – Referenzprobe P 010	42
Abb. 4-4: AE Analyse – Probe P 011	42
Abb. 4-5: AE Analyse – Probe P 012.....	42
Abb. 4-6: AE Analyse – Probe P 013.....	42
Abb. 4-7: Rissbild Plattenoberseite P 010.....	44
Abb. 4-8: Rissbild Plattenunterseite P 011.....	44
Abb. 4-9: Rissbild Plattenunterseite P 012.....	44
Abb. 4-10: Rissbild Plattenunterseite P 013.....	44
Abb. 4-11: Statistische Auswertung Versuchsreihe 1	45
Abb. 4-12: AE – Analyse Referenzprobe P 002	49
Abb. 4-13: AE – Analyse Probe P 003.....	49
Abb. 4-14: AE – Analyse Probe P 004.....	49
Abb. 4-15: AE – Analyse Probe P 005.....	49
Abb. 4-16: Rissbild Plattenunterseite P 002.....	51
Abb. 4-17: Rissbild Plattenunterseite P 003.....	51
Abb. 4-18: Rissbild Plattenunterseite P 004.....	51
Abb. 4-19: Rissbild 1 Plattenunterseite P 005.....	51
Abb. 4-20: Rissbild 2 Plattenunterseite P 005.....	52
Abb. 4-21: Durchstanzkegel der Probe P 005.....	52
Abb. 4-22: Statistische Auswertung Versuchsreihe 2	53
Abb. 4-23: AE Analyse – Referenzprobe P 006	56
Abb. 4-24: AE Analyse – Probe P 007.....	56
Abb. 4-25: AE Analyse – Probe P 008.....	56

Abb. 4-26: AE Analyse – Probe P 009.....	56
Abb. 4-27: Rissbild Plattenoberseite P 006.....	58
Abb. 4-28: Rissbild Plattenunterseite P 007.....	58
Abb. 4-29: Rissbild Plattenunterseite P 008.....	58
Abb. 4-30: Rissbild Plattenunterseite P 009.....	58
Abb. 4-31: Statistische Auswertung Versuchsreihe 3.....	60
Abb. 4-32: Statistische Auswertung aller Faserbetonplatten.....	63
Abb. 5-1: Axonometrie des Durchstanzversuchs.....	65

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 2-1: Faserarten und ihre Eigenschaften [21].....	4
Tabelle 3-1: Betonzusammensetzung C25/30 B2 F52	16
Tabelle 3-2: Maximalkraft aus den Versuchen mit den dazugehörigen Festigkeiten	25
Tabelle 3-3: Maximallast und Biegezugfestigkeiten aus den Vier-Punkt-Biegeversuchen	29
Tabelle 3-4: Maximale Spaltzugkraft, spezifische Bruchenergie, Kerbzugfestigkeit	32
Tabelle 3-5: Übersicht der Versuchsreihen	37
Tabelle 4-1: Maximallasten und Erstrisslast des Erstversuchs	41
Tabelle 4-2: Maximallasten, Erstrisslasten und maximale Events der Versuchsreihe 1.....	42
Tabelle 4-3: Zugehörige z-Werte einer standardnormalverteilten Funktion.....	46
Tabelle 4-4: Konfidenzintervalle der Maximallasten der Versuchsreihe 1	47
Tabelle 4-5: Konfidenzintervalle der Erstrisslasten der Versuchsreihe 1.....	47
Tabelle 4-6: Konfidenzintervalle der maximalen Eventhäufigkeit der Versuchsreihe 1	47
Tabelle 4-7: Maximallasten, Erstrisslasten und maximale Events der Versuchsreihe 2.....	49
Tabelle 4-8: Konfidenzintervalle der Maximallasten der Versuchsreihe 2	54
Tabelle 4-9: Konfidenzintervalle der Erstrisslasten der Versuchsreihe 2.....	54
Tabelle 4-10: Konfidenzintervalle der maximalen Eventhäufigkeit der Versuchsreihe 2	54
Tabelle 4-11: Maximallasten, Erstrisslasten und maximale Events der Versuchsreihe 3.....	56
Tabelle 4-12: Konfidenzintervalle der Maximallasten der Versuchsreihe 3	61
Tabelle 4-13: Konfidenzintervalle der Erstrisslasten der Versuchsreihe 3.....	61
Tabelle 4-14: Konfidenzintervalle der maximalen Eventhäufigkeit der Versuchsreihe 3	61
Tabelle 4-15: Konfidenzintervalle der Maximallasten aller Platten	64
Tabelle 4-16: Konfidenzintervalle der Erstrisslasten aller Platten	64
Tabelle 4-17: Konfidenzintervalle der maximalen Eventhäufigkeit aller Platten.....	64
Tabelle 5-1: Übersicht der Versuchsreihen	66
Tabelle 5-2: Ergebnisse der Vorversuche	66

A ANHANG

A.1 Frischbetonprüfung, Mischungsberechnung

Formblatt 125		HARTL-Ges.m.b.H. STAATLICH AKKREDIERTER PRÜF- UND INSPEKTIONSSTELLE FÜR DAS BAUWESEN Holz-Steiner-Straße 6, A-2201 Seyring Tel.: 02246/4044, Fax: 02246/4044-22 office@hartl-mpa.com; www.hartl-pruefanstalt.at
Fassungs-Nr.: 3	Seite 1/1	
Erstellt am: 28.10.2010		

Prüfung des Frischbetons gemäß ONR 23303: 2010

Labor - Nr.: 26923 Datum: 21.11.14 Geräte- Inv.-Nr.:

Projekt: Proben f. Diplomarbit Prüfer: FA

Allgemeine Kenndaten:

<input type="checkbox"/> Erstprüfung; <input checked="" type="checkbox"/> Identitätsprüfung; <input type="checkbox"/> Erhärtungsprüfung; <input type="checkbox"/> Fremdüberwachung; <input type="checkbox"/> Konformitätsprüfung		
Antragsteller:		
Betonlieferant: <u>WIB</u>	TB-Werk: <u>Liesing</u>	Beladungszeit:
Betonsorte:		
Baustelle:	Bauteil:	
Lieferschein-Nr.:	Chargen-Protokoll-Nr.:	

Art und Anteil der Betonausgangsstoffe lt. Chargenprotokoll bzw. Erstprüfungsunterlagen

Bezeichnung	Art	Herkunft	Anteile (Einwaagen) für m³
Zement			Z = kg
Zusatzstoff			S = kg
Zuschlag trocken / feucht	<input type="checkbox"/> Fraktionen <input type="checkbox"/> Mischkies <input type="checkbox"/> RK <input type="checkbox"/> KK GK:		K = kg
Zusatzmittel 1	<input type="checkbox"/> BV <input type="checkbox"/> FM <input type="checkbox"/> LP <input type="checkbox"/> VZ		M1= kg (%v.Z.)
Zusatzmittel 2	<input type="checkbox"/> BV <input type="checkbox"/> FM <input type="checkbox"/> LP <input type="checkbox"/> VZ		M2= kg (%v.Z.)
Zusatzmittel 3	<input type="checkbox"/> BV <input type="checkbox"/> FM <input type="checkbox"/> LP <input type="checkbox"/> VZ		M2= kg (%v.Z.)

Prüfergebnis:

Temperatur	Luft: <u>9,0</u> °C	Frischbeton: <u>12,8</u> °C	
Konsistenz	Ausbreitmaß min. (10): AM1: <u>50</u> cm, AM2: <u>57</u> cm;	Mittel: <u>57</u> cm	10:35
	Ausbreitmaß min. (90): AM1: cm, AM2: cm;	Mittel: cm	
	Verdichtungsmaß min. (10): Höhe nach Verdichtung: cm;	VM=40/Höhe:	
	Verdichtungsmaß min. (90): Höhe nach Verdichtung: cm;	VM=40/Höhe:	
Frischbeton- rohichte	Masse Form leer: M1: <u>4,452</u> kg	kg	kg
	Masse Form voll: M2: <u>24,232</u> kg	kg	kg
	Masse Beton: <u>19,780</u> kg	kg	kg
	Masse Beton: MB = M2-M1:		
	Volumen: V: <input checked="" type="checkbox"/> LP-Topf: 0,008m³; <input type="checkbox"/> Würfel 15cm: 0,003375m³; <input type="checkbox"/>		
	Rohdichte: $\rho_{FB} = \frac{MB}{V}$ <u>2473</u> kg/m³	kg/m³	kg/m³
mittlere ρ_{FB} :	kg/m³		
WB - Wert	Masse Tara: T: <u>9,563</u> kg	kg	Wassergehalt: W = <u>17,4</u> kg/m³
	Masse Tara+Beton feucht: M _{FBT} : <u>18,796</u> kg	kg	$W = \left(\frac{M_{FBT} - M_{TBT}}{M_{FB}} \right) \times \rho_{FB}$
	Masse Beton feucht: M _{FB} = M _{FBT} -T: <u>9,233</u> kg	kg	Bindemittelgehalt: ¹⁾ kg/m³
	Masse Tara+Beton trocken: M _{TBT} : <u>18,147</u> kg	kg	WB-Wert:
Luftgehalt	Luftgehalt nach min: <u>1,3</u> %	Luftgehalt nach min: %	10:30
<input type="checkbox"/> DF-Würfel 15cm Bez.:	<input type="checkbox"/> WU-Platten 20/20/12 cm Bez.		
<input type="checkbox"/> Balken cm Bez.:	<input type="checkbox"/> LP-Würfel 15 cm Bez.		

1) Anrechenbarer Bindemittelgehalt: Zementgehalt + k x Zusatzstoffgehalt

Erstellt von: R. Pammer	Freigabe durch: Dipl.-Ing. (FH) Pammer	Ersetzte Fassung: 2 vom: 17.11.2008
----------------------------	---	--

A.2 Produktdatenblätter



Stahlfasern | steel fibres

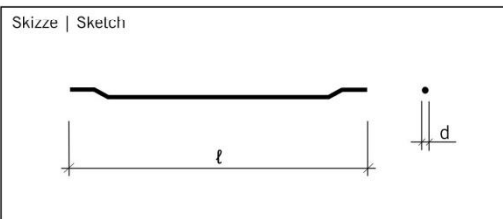


Datenblatt | Data Sheet

DE 50/1,0 N

KrampeHarex® Stahldrahtfaser mit Endverankerung | steel wire fibre with hooked ends

Material Material	:	C7D
Werkstoff-Nr. Material-No.	:	1.0313
Norm Standard	:	ähnlich / approx to DIN EN 10016-2, DIN EN 14889-1
Zugfestigkeit Tensile strength	:	1100 N/mm ² ± 15 %
Länge Length	:	ℓ = 50 mm ± 10 %
Durchmesser Diameter	:	d = 1,00 mm ± 10 %
Querschnitt Cross section	:	rund round



KrampeHarex® GmbH & Co. KG · Pferdekamp 6-8 · 59075 Hamm · Germany
 Phone +49 (0)23 81 · 977 977 · Fax +49 (0) 23 81 · 977 955 · www.krampeharex.com · info@krampeharex.com

KrampeHarex® CZ spol. s.r.o. · Osvobocení 234 · 664 81 Ostrovačice · Czech Republic
 Phone +42 (0) 549 · 245 064 · Fax +42 (0) 0549 · 245 065 · www.krampeharex.cz · info@krampeharex.cz

KrampeHarex® Fibrin Gesellschaft mbH & Co. KG · Lindengasse 20 · 4040 Linz · Austria
 Phone +43 (0) 732 731 011 · Fax +43 (0) 732 · 731 011 73 · www.krampefibrin.com · info@krampefibrin.com

Austrotherm XPS®TOP 30

Anwendung: Wärmedämmung unter und über Bodenplatte, Feuchtraum, Industrieböden, Perimeterdämmung, Umkehrdächer, Duodach, Sporthallenbau

nach DIN 4108-10 **DAD, DAA, DUK, DI, DEO, WAB, WZ, WI, PW, PB,**
Druckbelastbarkeit: **dh**

Lieferform: Plattenabmessungen : 1265 x 615 mm
Nutzmaß : 1250 x 600 mm
Lieferdicken : **30 -200mm**
Kantenausbildung: Stufenfalz (SF), gerade Kante (GK)
Nut + Feder (NF)
Oberfläche: Glatt

Produktart: Extrudierter Polystyrol Hartschaum
nach Ö-Norm EN 13164 XPS
nach Ö-Norm B 6000 XPS-G 30

Bezeichnungs-Schlüssel: XPS-EN13164-T1-DS(TH)-CS(10/Y)300-DLT(2)5-CC(2/1,5/50)130-WD(V)3-FT2-WL(T)0,7

Qualität: Zulassung des DIBt.: Z-23.15-1416
Zulassung des DIBt.: Z-23.31-1292
Zulassung des DIBt.: Z-23.31-1293
Zulassung des DIBt.: Z-23.34-1552
Fremdüberwacht durch das FIW München



Techn. Daten: Belastbarkeitsgruppe: BG 30
Wärmeleitfähigkeit : **0,035 W/mK (30-60mm)**
0,036 W/mK (70-120mm)
0,038 W/mK (130-200mm)

Mindestrohdichte: $\geq 30 \text{ kg/m}^3$
Druckspannung bei 10% : CS(10/Y) 300 kPa = 30 t/m²
Kriechverhalten:
(Gem. EN 1606 entspricht zul.
Dauerdruckfestigkeit auf 50 Jahre) CC(2/1,5/50)130 kPa = 13 t/m²
Geschlossenzelligkeit : $\geq 95 \%$
Elastizitätsmodul : 12 N/mm² = 12000 kPa
Wasseraufnahme Kapillar: 0
Wasseraufnahme durch Diffusion: WD(V)3 Vol.%
Frost-Tau-Wechselbeständigkeit: FT 2
Brennbarkeitsklasse: B1
Qualmbildungsklasse: Q3
Tropfenbildungsklasse: TR1
Brandverhalten EN 13501-1: E

Verarbeitung: Max. Anwendungsgrenztemperatur: 70 °C

Austrotherm XPS®TOP 30 enthält keine Fluorchlorkohlenwasserstoffe (FCKWs), HFCKWs bzw. HFKWs.

Entwicklung und Anwendungstechnik
Bearbeitung : 01/2011

Unsere anwendungstechnischen Empfehlungen in Wort und Schrift, die wir zur Unterstützung des Käufers/Verarbeiters aufgrund unserer Erfahrungen, entsprechend dem derzeitigen Erkenntnisstand in Wissenschaft und Praxis geben, sind unverbindlich und begründen kein vertragliches Rechtsverhältnis und keine Nebenverpflichtungen aus dem Kaufvertrag. Sie entbinden den Käufer nicht davon, unsere Produkte auf ihre Eignung für den vorgesehenen Verwendungszweck selbst zu prüfen.

Austrotherm GmbH,
A-2754 Wopfing, Friedrich Schmid-Straße 165,
Tel.: 02633/401-0, Fax: 02633/401-270
e-mail: info@austrotherm.at, www.austrotherm.com

AUSTROTHERM
Dämmstoffe