

DIPLOMARBEIT MASTER'S THESIS

Entwicklung eines Betons mit nichtmetallischen Verstärkungselementen

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

unter der Leitung von
o.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. Johann Kollegger, M.Eng.
und
Universitätsassistent Dipl.-Ing. Sebastian Zoran Ambro

Institut für Tragkonstruktionen – Betonbau / E212
der Technischen Universität Wien

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Christoph Hackspiel
Matr.-Nr.: 0125661
Dammstrasse 2
A – 3495 Rohrendorf / Neustift

Wien, im Juli 2006

.....

Danksagung

Diese Diplomarbeit markiert das Ende meines Bauingenieurstudiums an der TU-Wien. Für die fortwährende Unterstützung während der letzten fünf Jahre gilt daher meinen Eltern und meinem Bruder mein besonderer Dank. Ohne sie wäre das Studium in dieser Zeit nicht zu bewerkstelligen gewesen.

Besonders bedanken möchte ich mich auch bei allen Mitarbeitern des Instituts für Tragkonstruktionen – Betonbau, allen voran Herrn o.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. *Johann Kollegger*, M.Eng für seine Anregungen und konstruktiven Diskussionen, sowie seinem unkomplizierten Umgang mit Studenten.

Mein ganz besonderer Dank gilt aber auch Herrn Univ.Ass. Dipl.Ing. *Sebastian Zoran Ambro*, für die kollegiale und reibungslose Betreuung während meiner Diplomarbeit. Sowohl die Arbeiten im Labor als auch die zahlreichen Diskussionen zum Thema waren eine Bereicherung meiner Studienzeit und sicherlich ein Höhepunkt der letzten fünf Jahre. Mein Dank sei an dieser Stelle auch an Herrn Dipl.-Ing. *Herbert Pardatscher* gerichtet, der durch seine Unterstützung bei den diversesten Tätigkeiten im Labor, zum erfolgreichen Gelingen der Versuche einen nicht unwesentlichen Anteil beigetragen hat.

Nicht unerwähnt sollen in diesem Zusammenhang auch meine beiden Studienkollegen cand. DI *Anton Schweighofer* und cand. DI *Thomas Weinlinger* bleiben, ohne deren Mithilfe während der zu erledigenden Arbeiten ich meine Diplomarbeit in dieser kurzen Zeit sicherlich nicht fertig stellen hätte können. Für die freundschaftliche und kollegiale Zusammenarbeit möchte ich mich an dieser Stelle aufs herzlichste bedanken. Nicht unerwähnt soll aber auch die Firma Duroton Polymerbeton GmbH und ihr Geschäftsführer Herr Woltron bleiben. Für die Bereitstellung des Polymerbetons sowie der maschinellen Einrichtungen für die Produktion der Elemente, möchte ich mich ebenfalls bedanken.

Natürlich gebührt mein Dank auch allen Studienkolleginnen und Kollegen, die ich während der letzten fünf Jahre kennen lernen durfte. Für ihre fortwährende Unterstützung möchte ich mich an dieser Stelle besonders bedanken. Allen voran bei meinen Kollegen DI *Andreas Kainz*, cand. DI *Andreas Wiesinger*, cand. DI *Markus Riel* sowie bei Herrn Univ. Ass. Dipl.-Ing. Dr.techn. *Christian Schranz* M.Sc., der Dank seines sympathischen, freundschaftlichen und kompetenten Umgangs mit Studenten eine Bereicherung für die gesamte Universität darstellt.

Bedanken möchte ich mich an dieser Stelle auch beim Architekturbüro Wallner & Partner in St.Pölten, wo ich während meines Studiums arbeiten durfte und dabei wertvolle Erfahrungen sammeln konnte. Für das entgegengebrachte Vertrauen möchte ich mich an dieser Stelle aufs herzlichste bedanken.

Zusammenfassung

Der Werkstoff Beton eignet sich, aufgrund seiner hohen Festigkeit, besonders gut für den Einsatz in druckbeanspruchten Bauteilen. Die Zugfestigkeit liegt allerdings nur in einer Größenordnung von etwa 4 – 10% der Druckfestigkeit. Darüber hinaus tritt das Versagen einer unbewehrten Konstruktion schlagartig und ohne Vorankündigung ein. Erst durch das Einlegen einer zugbeanspruchten Bewehrung bzw. durch die Zugabe von Fasern wird die Zugkraftübertragung innerhalb der gerissenen Betonzugzone ermöglicht. Stahlfasern, die in einer Größenordnung von 20 – 70 kg/m³ beigemischt werden, können dem Beton aber lediglich ein besseres, sprich duktileres, Nachrissverhalten verleihen. Eine Kraftsteigerung nach dem Erstriss ist darüber hinaus nur dann möglich, wenn der Fasergehalt eine Größenordnung erreicht, bei der die Produktion und die Verarbeitung des Faserbetons bereits äußerst schwierig wird.

Das Ziel dieser Diplomarbeit war es, einen Beton mit nichtmetallischen Verstärkungselementen zu entwickeln, mit denen folgende Ziele erreicht werden sollen:

1. Nach dem Eintreten des ersten Risses im Beton, sollen die Verstärkungselemente eine weitere signifikante Kraftsteigerung ermöglichen.
2. Durch den Einbau dieser Elemente soll sich im Beton, nach dem Überschreiten der Bruchlast, ein duktileres Materialverhalten einstellen.

Es wurden verschiedene Typen von Elementen entwickelt, deren grundsätzliche Form immer zweidimensional und scheibenartig ist. Die Oberfläche ist darüber hinaus gekennzeichnet durch Sicken, Noppen und Vertiefungen. Als Material für diese Elemente wurde neben Epoxidharz und Polymerbeton auch Glasfasergewebe verwendet, welches ebenfalls mit Epoxidharz beschichtet war. Um die Wirkungsweise dieser Verstärkungselemente testen zu können, wurden sie in 13 verschiedene Probekörper aus Beton eingebaut und in so genannten Vierpunktbiegezugversuchen geprüft. Sowohl die Abmessungen der Probekörper, als auch der Versuchsaufbau selbst entsprechen der Richtlinie über Stahlfaserbeton [1]. Die Versuche wurden im Labor des Instituts für Tragkonstruktionen – Betonbau der Technischen Universität Wien durchgeführt.

Anhand der Versuchsergebnisse lässt sich zeigen, dass das Verhalten der Probekörper im wesentlichen abhängig ist von der Form, der Oberfläche und vor allem von der Lage der Verstärkungselemente innerhalb des Probekörpers. So lagen beispielsweise die Elemente der ersten neun Probekörper völlig schief und nur sehr vereinzelt innerhalb des Querschnitts, weshalb für die Zugkraftübertragung nur wenige Elemente aktiviert werden können. Die restlichen vier Probekörper, in welchen die Elemente deutlich dichter gelagert wurden, zeigten wesentlich bessere Versuchsergebnisse. Der Grund hierfür liegt in der Tatsache, dass sich die Elemente in einer solchen dichten Anordnung nicht mehr so leicht gegeneinander verschieben konnten und somit auch ihre Lage innerhalb des Probekörpers behielten. Damit konnte sich die, der Zugkraftübertragung zugrunde gelegte, Wirkungsweise der Elemente besser entfalten.

Für das Nachrissverhalten des Betons ist die Oberfläche der Verstärkungselemente ebenfalls von besonderer Bedeutung. Jene Probekörper, in welchen Verstärkungselemente mit Noppen oder Vertiefungen eingebaut wurden, zeigten ein weitaus besseres Materialverhalten nach dem Erstriss als jene Probekörper mit glatten Elementen. Der Grund hierfür liegt in der besseren Verzahnung zwischen den Elementen und dem Füllbeton, sowie zwischen den Verstärkungselementen selbst. Elemente mit einer relativ glatten Oberfläche werden hingegen aus dem Beton herausgezogen.

Damit sich die geplante Wirkungsweise der Elemente auch sicher und vollständig entfalten kann, ist die Lage und die Anordnung der Verstärkungselemente innerhalb des Betonprobekörpers besonders wichtig. Elemente mit Noppen und Vertiefungen müssen zwar ebenfalls ausgerichtet werden, ihre Wirkung ist aber nicht so sehr von der Lage abhängig wie bei den Elementen mit relativ glatter Oberfläche. Deren Wirkung kann sich nur dann einstellen, wenn diese exakt versetzt zueinander eingebaut werden. Aus diesem Grund wurden auch die vier Probekörper mit der dichten Anordnung der Elemente hergestellt. Erst dadurch konnten die beiden Ziele dieser Diplomarbeit erreicht werden.

Abstract

Concrete is very suitable for structures under compression. Unfortunately the tensile strength of plain concrete is only about 4 – 10% of its compressive strength. Therefore the collapse of unreinforced cement structures loaded in tension occurs suddenly and without prior indication. By adding reinforcement, like steel bars or various fibres, it is possible to transmit the tensile strength within the cracked tension zone. For usual steel fibre contents the strength after cracking will be lower than the cracking strength.

The aim of this Master Thesis was the development of concrete, consisting of a cement matrix and reinforcing elements, which can provide the following two demands:

1. The reinforcing elements should enable a significant increase of the load in the concrete after the first crack occurred.
2. If the maximum load is reached the reinforcing elements should give the concrete a ductile behaviour which is as good or even better than the one with steel fibres.

The basic shape of all these elements is two-dimensional and the surface is reflected by corrugations, neps and slots. They were made of three different types of materials, namely epoxy resin, polymer concrete, and glass fibre textiles which were also coated with epoxy resin. The reinforcing elements were put into 13 different concrete specimens with dimensions based on the steel fibre concrete code [1]. According to this code [1], the specimens were tested under four-point bending in the laboratory of the Institute for Structural Engineering at the Vienna University of Technology.

The results of these tests showed that the behaviour of the specimens after cracking depends on the shape, the surface, and, especially, on the position of the reinforcing elements within the concrete specimens. While testing the first nine specimens, it turned out that the elements did not hold their position during the production of the concrete specimens because they were too light. Within the cross section the elements were lying too distorted, thus only part of the elements could be activated to carry the load. The remaining four specimens showed a clearly better behaviour. In these specimens the elements were arranged in a tightly packed storage. The surface of the reinforcing elements is also very important. The specimens with reinforcing elements which have neps and slots show a better behaviour after the first crack than the specimens with reinforcing elements which have smooth surfaces. This is due to the better interlocking between the elements and the surrounding concrete.

At least some of the reinforcing elements came up to the expectations. In order to provide the planned mode of operation the arrangement of the elements is important. For the elements with a smooth surface, the arrangement is not only important, it is essential. Thus, the biggest problem is to guarantee the right position of the reinforcing elements within the cross section of the specimens. The other main conclusion is that only the concrete specimens with the tightly packed storage of the elements could fulfill the two aims of this thesis.

Inhaltsverzeichnis

1. Motivation und Zielsetzung	3
1.1 Motivation	3
1.2 Zielsetzung	4
2. Verwendete Materialien.....	6
2.1 Polymerbeton (Reaktionsharzbeton, PC).....	6
2.1.1 Allgemeines	6
2.1.2 Firma Duroton Polymerbeton GmbH (Materialbezeichnung A).....	12
2.1.3 Firma Fritschi (Materialbezeichnung B)	18
2.2 Glasfasern – Glasfasergewebe (Materialbezeichnung C).....	19
2.2.1 Allgemeines [10] [11]	19
2.2.2 Glasfasergewebe für die Herstellung der Verstärkungselemente	21
2.3 Epoxidharz.....	23
2.3.1 Allgemeines	23
2.3.2 Epoxidharz – Dywipox GmbH (Materialbezeichnung D) [16]	25
2.3.3 Epoxidharz mit Sand der Körnung 0/1 (Materialbezeichnung E)	26
2.3.4 Epoxidharz mit Quarzsand (Materialbezeichnung F)	26
2.4 Normalbeton (Materialbezeichnung G)	27
3. Verstärkungselemente und Probekörper	29
3.1 Zusammenfassung einiger bereits bestehender Verstärkungsmöglichkeiten von Betonbauteilen	29
3.1.1 Faserbeton [11].....	29
3.1.2 Patente	30
3.1.3 Betonverstärkungselemente entwickelt am Institut für Tragkonstruktionen – Betonbau der TU-Wien [3].....	31
3.2 Formenfindung und Formenauswahl	31
3.3 Formenbeschreibung und Formenherstellung	37
3.3.1 Verstärkungselement des Typs 1	37
3.3.2 Verstärkungselement des Typs 2	38
3.3.3 Verstärkungselement des Typs 3	39
3.3.4 Verstärkungselement des Typs 4	40
3.3.5 Verstärkungselement des Typs 5	40
3.3.6 Verstärkungselement des Typs 6	42
3.3.7 Verstärkungselement des Typs 7	43
3.3.8 Verstärkungselement des Typs 8	43
3.3.9 Verstärkungselement des Typs 9	45
3.3.10 Verstärkungselement des Typs 10	47
3.3.11 Verstärkungselement des Typs 11	48
3.4 Herstellung der Probekörper und Wirkungsweise der Verstärkungselemente	50
3.4.1 Übersicht über die hergestellten Probekörper.....	50
3.4.2 Wirkungsweisen der Kraftübertragung.....	51
3.4.3 Allgemeine Angaben zu den Probekörpern	55

3.4.4	Probekörper 1 (PK 1)	56
3.4.5	Probekörper 2 (PK 2)	60
3.4.6	Probekörper 3 (PK 3)	61
3.4.7	Probekörper 4 (PK 4)	62
3.4.8	Probekörper 5 (PK 5)	65
3.4.9	Probekörper 6 (PK 6)	66
3.4.10	Probekörper 7 (PK 7)	70
3.4.11	Probekörper 8 (PK 8)	74
3.4.12	Probekörper 9 (PK 9)	76
3.4.13	Probekörper 10 (PK 10)	79
3.4.14	Probekörper 11 (PK 11)	82
3.4.15	Probekörper 12 (PK 12)	86
3.4.16	Probekörper 13 (PK 13)	89
4.	Versuche	92
4.1	Allgemeines	92
4.2	Genereller Versuchsaufbau	92
4.3	Versuchsablauf	95
4.4	Versuchsergebnisse – Versuchsauswertung	96
4.4.1	Probekörper 1 (PK 1)	96
4.4.2	Probekörper 2 (PK 2)	98
4.4.3	Probekörper 3 (PK 3)	100
4.4.4	Probekörper 4 (PK 4)	102
4.4.5	Probekörper 5 (PK 5)	105
4.4.6	Probekörper 6 (PK 6)	108
4.4.7	Probekörper 7 (PK 7)	110
4.4.8	Probekörper 8 (PK 8)	113
4.4.9	Probekörper 9 (PK 9)	116
4.4.10	Probekörper 10 (PK 10)	118
4.4.11	Probekörper 11 (PK 11)	122
4.4.12	Probekörper 12 (PK 12)	125
4.4.13	Probekörper 13 (PK 13)	128
4.4.14	Gegenüberstellung zwischen normaler und dichter Lagerung	131
4.4.15	Gegenüberstellung aller Probekörper (PK 1 bis PK 13)	142
4.4.16	Berechnung der Biegezugfestigkeit und der äquivalenten Biegezugfestigkeit	144
5.	Schlussfolgerungen – Ausblick	146
6.	Anhang	148
6.1	Literaturverzeichnis	148
6.2	Abbildungsverzeichnis	149
6.3	Tabellenverzeichnis	152

1. Motivation und Zielsetzung

1.1 Motivation

Beton ist ein künstlich hergestellter Stein, welcher grundsätzlich immer aus dem Bindemittel und den Zuschlägen besteht. Das Bindemittel, bei welchem es sich in der Regel um einen Zementstein handelt, dient in erster Linie zur Verkittung der Gesteinskörner. Die Zementsteinmatrix kann also in gewisser Weise auch als Klebstoff innerhalb des Betons betrachtet werden. Da die Druckfestigkeit des Zementsteins für gewöhnlich geringer ist als die Druckfestigkeit des Zuschlags, trachtet man danach, den Beton mit möglichst wenig Zementleim herzustellen. Die heutzutage erreichbaren Druckfestigkeiten liegen dabei bei 100 N/mm² und mehr.

Die Schwachstelle des Betons liegt allerdings in seiner geringen Zugfestigkeit, welche nur ca. 4 – 10 % der Druckfestigkeit erreicht. Natürlich gibt es auch Betone mit Reaktionsharzen als Bindemittel, besser bekannt unter dem Namen Polymerbeton, welche Zugfestigkeiten von bis zu 20 N/mm² erzielen können. Allerdings stellen diese Arten von Spezialbetonen, die vorwiegend für Fertigteile im Kanalbau eingesetzt werden, nicht die Regel für konstruktiv beanspruchte Betonkonstruktionen dar.

Laut ÖNorm B4700 darf bei der Bemessung von Stahlbetonbauteilen ein Mitwirken des Betons auf Zug nicht in Rechnung gestellt werden. Grund hierfür ist die Unzuverlässigkeit bei der Ermittlung der Zugfestigkeit f_{ctm} . Grundsätzlich ist gemäß der Normen zwischen der Biegezugfestigkeit f_{ct} , geprüft nach der ÖNorm EN 12390-5 und der Spaltzugfestigkeit f_{tk} lt. ÖNorm EN 12390-6 zu unterscheiden. Die nachfolgende Abbildung 1 zeigt den prinzipiellen Versuchsaufbau für diese beiden Untersuchungen. Der Aufbau für die Ermittlung der Biegezugfestigkeit im Vierpunktbiegezugversuch entspricht darüber hinaus auch jenem aus der Richtlinie über Faserbeton [1], wie er auch im Zuge der Versuchsdurchführung im Rahmen dieser Diplomarbeit verwendet wurde.

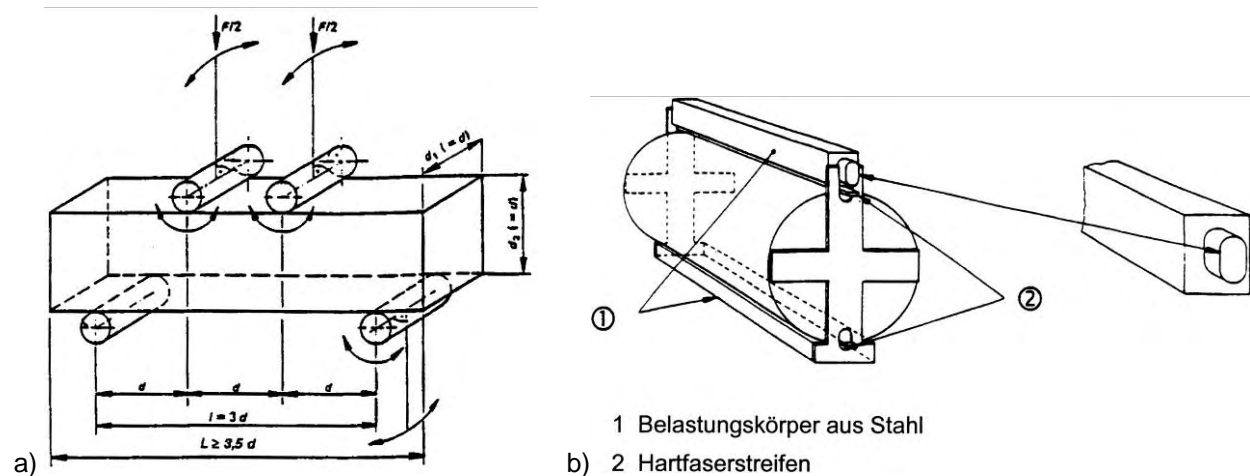


Abb. 1: a) Versuchsaufbau Biegezugfestigkeit; b) Versuchsaufbau Spaltzugfestigkeit;
(beide Abb. aus Lit. [2])

Weitaus gefährlicher ist die Art und Weise wie eine unbewehrte Betonkonstruktion bei Überbeanspruchung versagt, nämlich spontan und ohne Vorankündigung. Diesem plötzlichen Versagen wird in den Normen durch das Einlegen einer Mindestbewehrung entgegengewirkt. Nicht nur die steigenden Kosten für den Einkauf der Bewehrung, der Erstellung von Bewehrungsplänen sowie dem Einbau auf der Baustelle, sondern vor allem auch die Gefahr der Stahlkorrosion haben dazu geführt, über die Entwicklung einer möglichen Alternative zu der konventionellen Stahlbewehrung nachzudenken. Deshalb wurden am Institut für Tragkonstruktionen – Betonbau eindimensionale Verstärkungselemente entwickelt [3]. Diese aus Epoxidharz, UHPC und Glasfaserbeton gefertigten Elemente wurden entweder unausgerichtet oder nach einem bestimmten Schema in die Schalung eingebaut.

Die mit diesen Elementen hergestellten Probekörper lieferten im Vierpunktbiegezugversuch zufrieden stellende Ergebnisse, weshalb das Thema der Verstärkungselemente für Betonkonstruktionen im Zuge dieser Diplomarbeit weiter entwickelt wurde.

1.2 Zielsetzung

Das Ziel der vorliegenden Diplomarbeit war es nun, ausgehend von den Erkenntnissen und den Ergebnissen der von A. Kainz et. al. durchgeführten Versuche [3], neuartige Verstärkungselemente für Biegebalken zu entwickeln. Folgende zwei Hauptgesichtspunkte standen bei der Entwicklung und der anschließenden Erprobung im Zuge von Versuchen dabei im Mittelpunkt:

1. Die Elemente müssen derart beschaffen sein, dass nach dem Überschreiten der Biegezugfestigkeit des Betons und dem Eintreten des Erstrisses, eine weitere signifikante Laststeigerung möglich ist.
2. Nach dem Erreichen der maximalen Last, soll sich der Kraftabfall langsam und kontinuierlich einstellen. Das heißt die Betonkonstruktion soll durch die Verstärkungselemente ein duktiler Materialverhalten erlangen.

Folgende weitere Gesichtspunkte mussten bei der Entwicklung der Elemente mitberücksichtigt werden:

- die Verstärkungselemente sind aus einem nichtmetallischen Material herzustellen, um die Gefahr einer Stahlkorrosion auszuschließen und in weiterer Folge die Kosten für die Bewehrung aufgrund steigender Stahlpreise zu reduzieren
- die grundsätzliche Form soll scheibenartig und zweidimensional sein (Der Vorteil gegenüber den eindimensionalen Elementen liegt in der selbstständigen Ausrichtung der Elemente in einer Ebene und parallel zur gezogenen Faser, infolge des Verdichtungsvorganges. Darüber hinaus können sie ihre Verstärkungswirkung in beiden Richtungen entfalten.)
- ein wirtschaftlicher Einbau der Elemente in die Betonkonstruktion soll möglich sein
- eine wirtschaftliche und kostengünstige Serienproduktion der Verstärkungselemente soll angedacht werden

Als Ausgangsmaterial für die Herstellung der Elemente dienten neben Epoxidharz auch Polymerbeton und Glasfasergewebe. Die Kosten für Epoxidharz liegen vergleichsweise hoch. Dennoch wurde dieses Material aufgrund seiner guten Festigkeitseigenschaften bereits für die Herstellung von Verstärkungselementen verwendet [3]. Auch im Rahmen dieser Diplomarbeit kam Epoxidharz zur Anwendung, allerdings nur als Beschichtungsmaterial für Glasfaserelemente. Alle anderen Verstärkungselemente wurden hingegen aus Polymerbeton gefertigt.

Natürlich können und sollen diese Verstärkungselemente nicht die planmäßige Biegebewehrung einer Stahlbetonkonstruktion ersetzen. Betrachtet man allerdings den großen Markt der Faserbetontechnologie, so haben diese Elemente durchwegs ihre Berechtigung. Anders als beispielsweise beim Stahlfaserbeton, soll es bei den im Zuge dieser Arbeit entwickelten Elementen nicht zu einem Lastabfall nach dem Erstriss kommen. Die folgende Abbildung 2 soll dies verdeutlichen.

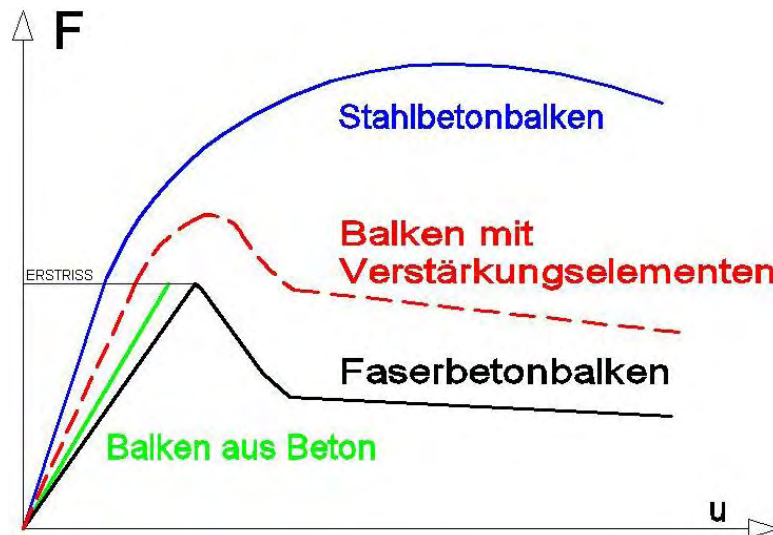


Abb. 2: Verschiedene Last – Durchbiegungskurven (aus Lit. [3])

In der Abbildung 2 sind die Kraft – Durchbiegungskurven eines Stahlbetonbalkens, eines unbewehrten Balkens, eines Faserbetonbalkens sowie eines Balkens mit Verstärkungselementen einander gegenübergestellt. Das Versagen des Stahlbetonbalkens tritt ein, wenn entweder die Zugfestigkeit der Bewehrung überschritten oder die Druckfestigkeit des Betons in der Druckzone erreicht wird. Der unbewehrte Betonbalken hingegen versagt schlagartig und ohne Vorankündigung.

Wie bereits erwähnt, soll nach dem Erstriss im Beton eine Kraftübertragung und darüber hinaus auch eine weitere Kraftsteigerung ermöglicht werden. Die Verstärkungselemente müssen daher in der Lage sein, die Zugkraft nach dem Riss über die Rissufer leiten zu können. Faserbeton bietet zwar Vorteile hinsichtlich seines günstigen Schwind- und Nachrissverhaltens, zeigt aber auch nach dem Erreichen der Biegezugfestigkeit einen deutlichen Abfall der aufnehmbaren Last (siehe Abbildung 2). Die neu zu entwickelnden Verstärkungselemente sollen einerseits eine Kraftsteigerung nach dem Erstriss, andererseits aber auch ein duktileres Materialverhalten ermöglichen. Dieses Nachrissverhalten soll besser, zumindest aber gleich gut sein wie jenes bei Faserbeton.

2. Verwendete Materialien

Im Rahmen dieser Diplomarbeit wurde neben Polymerbeton auch Glasfasergewebe, sowie Dreikomponentenepoxidharz in den verschiedensten Variationen als Ausgangsmaterial für die Herstellung der Verstärkungselemente verwendet. Eine kurze Übersicht über die verschiedenen zum Einsatz gekommenen Materialien liefert die Tabelle 1. Jedem Einzelmaterial wird in weiterer Folge eine spezielle Bezeichnung (A bis G) zugeordnet, um eine bessere Zuordenbarkeit zu den Elementstypen zu garantieren. Darüber hinaus gibt die Tabelle 1 auch Aufschluss darüber, wo die Werkstoffe hergestellt wurden. So konnte zum Beispiel für die Produktion der Elemente des Typs 1,2 und 8 auf Polymerbeton der Firma Duroton zurückgegriffen werden, weshalb der Dank an dieser Stelle an diese Firma gerichtet sei. Durch die industrielle Herstellung des Betons ist eine gleich bleibende Qualität und eine kontinuierliche Produktion der Elemente erst möglich geworden. Das Epoxidharz wurde wie auch der Füllbeton für die Probekörper im Labor des Instituts für Tragkonstruktionen an der TU-Wien hergestellt. Die Gründe weshalb für die Herstellung der Elemente gerade diese Materialien gewählt wurden, finden sich in den Einzelbeschreibungen ab Abschnitt 2.1 bis 2.4.

Tab. 1: Übersicht über die für die Herstellung der Verstärkungselemente verwendeten Materialien

Materialbezeichnung	Werkstoff	Firma	Herstellungsort der Elemente	Elementstypen
A	Polymerbeton	Duroton	Firma Duroton	1, 2, 8
B	Polymerbeton	Fritschi	Labor	10
C	Glasfasergewebe	TU - Dresden	Labor	3, 4, 5, 6, 7
D	Epoxidharz mit Aluminiumoxidpulver	Dywipox GmbH	Labor	3, 4, 6, 11
E	Epoxidharz mit Sand der Körnung 0/1 mm	tw. Dywipox GmbH	Labor	5
F	Epoxidharz mit Quarzsand	tw. Dywipox GmbH	Labor	7
G	Beton	-	Labor	Probekörper

2.1 Polymerbeton (Reaktionsharzbeton, PC)

2.1.1 Allgemeines

Unbewehrter Beton ist im weitesten Sinne ein künstlicher Stein, der aus einem Gemisch von Zement, Zuschlagstoffen und Anmachwasser besteht. Gegebenenfalls können durch die Zugabe von Zusatzstoffen und Zusatzmitteln die Frisch- bzw. Festbetoneigenschaften positiv verändert werden. Aus dem Bindemittel und dem Anmachwasser entsteht der so genannte Zementleim, der im noch flüssigen Zustand die natürlichen oder künstlichen Zuschlagkörner umhüllt. Er stellt in gewisser Weise das Verkittungsmittel für das Korngerüst dar, welches primär für die Lastabtragung verantwortlich ist. Wird nun das Bindemittel anstelle von Zement durch ein Reaktionsharz gebildet, spricht man in diesem Zusammenhang von einem so genannten Reaktionsharzbeton. In der Literatur findet man darüber hinaus auch vielfach die Bezeichnungen Polymerbeton bzw. PC (Polymer concrete). In den letzten Jahrzehnten hat sich die Betontechnologie stark weiterentwickelt, wobei Kunststoffe im Allgemeinen für die Anwendung in Betonen immer mehr an Bedeutung gewinnen. Aus diesem Grund ist eine klare Definition und Unterscheidung der verschiedenen Anwendungsmöglichkeiten von Kunststoffen in Beton sehr wichtig, da sich dadurch Unterschiede in der Herstellung und den Stoffgefügen ergeben. H. Schorn [4] unterscheidet deshalb in drei Stoffgruppen kunststoffhaltiger Betone, dessen Festbetoneigenschaften dauerhaft von Polymeren bestimmt werden (siehe Tabelle 2).

Tab. 2: Übersicht über die drei typischen Stoffgruppen kunststoffhaltiger Betone (nach Lit. [4])

Nr.	Bezeichnung	Kurzzeichen	Englische Bezeichnung
1	Reaktionsharzbeton	PC	polymer concrete
2	Reaktionsharzgetränkter Beton	PIC	polymer impregnated concrete
3	Reaktionsharzmodifizierter (Kunststoffmodifizierter) Beton	PCC	polymer cement concrete

Anstelle von Reaktionsharzbeton wird in weiterer Folge auch mehrmals die Bezeichnung Polymerbeton verwendet, jenem Material, aus welchem im Zuge dieser Diplomarbeit Verstärkungselemente für Biegebalken hergestellt wurden.

Eine exakte Abgrenzung der Begriffe ist deshalb so wichtig, da sich dadurch unterschiedliche Stoffgefüge und daraus wiederum unterschiedliche Materialverhalten und Eigenschaften ergeben. Ein besseres Verständnis über den prinzipiellen Aufbau der in Tabelle 2 beschriebenen Betone gibt Abbildung 3 aus [4].

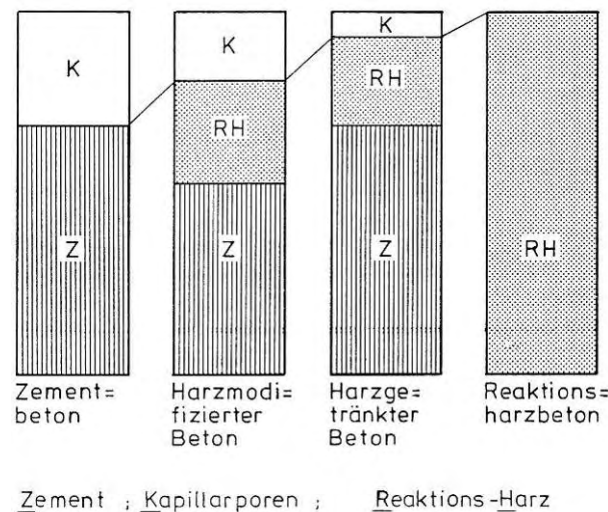


Abb. 3: Zusammensetzung harzhaltiger Betone (aus Lit. [4])

Wie aus der Abbildung 3 ersichtlich, besteht das Bindemittel beim Normalbeton nur aus Zementstein mit Kapillarporen. Das Bindemittel bei harzmodifiziertem Beton hingegen besteht aus Zementstein und Reaktionsharz. Das Kapillarporenvolumen ist im Gegensatz zum Normalbeton kleiner, da ein Teil des Zementsteins durch das Harz ersetzt wird, welches seinerseits keine Kapillarporen enthält. Beim harzgetränkten Beton versucht man möglichst viele Poren mit Monomere zu füllen, die dort dann aushärten. Wird der gesamte Zementstein als Bindemittel durch das Harz ersetzt, spricht man vom Reaktionsharzbeton (Polymerbeton). Aus der obigen Abbildung 3 ist der Einfluss des Gefüges, im speziellen Fall des Porenvolumens, auf das Festigkeitsverhalten des Betons gut zu erkennen. Je mehr Poren mit Kunstharz gefüllt werden, umso geringer ist der Einfluss des Porenvolumens auf die Festigkeit.

2.1.1.1 Reaktionsharzmodifizierter Beton (PCC) [4]

Von einem reaktionsharzmodifizierten Beton spricht man, wenn das Bindemittel von Harz und Zement gemeinsam gebildet wird. Im Zuge der Aushärtung und Hydratation des Zementleims kommt es infolge überschüssigen Anmachwassers zwangsläufig zur Porenbildung. Ziel des PCC ist es, dieses Porenvolumen durch das anorganische Bindemittel (Reaktionsharz) zu füllen. Da das Zusammenwirken zwischen dem Zementstein und dem Reaktionsharz nicht bei jedem beliebigen Harzgehalt funktioniert, ist eine Abgrenzung zwischen dem Reaktionsharzbeton (hoher Harzgehalt) und dem Zementbeton mit Reaktionsharz als Zusatzstoff (niedriger Harzgehalt) schwierig. Ist der Gehalt an Harz zu hoch, wird das Materialverhalten jenem des reinen Reaktionsharzes ähnlich. Ist er zu niedrig, wird die Wirkung als organischer Anteil am Bindemittel neben dem Zementstein nicht erreicht.

2.1.1.2 Reaktionsharzgetränkter Beton (PIC) [4]

Unter einem reaktionsharzgetränktem Beton versteht man einen bereits erhärteten Zementbeton, in dessen Zementporenraum Monomere eingelagert werden, die dort aushärten. Mit einer Tränkung bezeichnet man im Deutschen im Allgemeinen das Füllen von offenen Poren, wobei hingegen die Imprägnierung ein Benetzen der Porenoberfläche ohne Verschluss derselbigen darstellt. H. Schorn [4] definiert in seiner Publikation den reaktionsharzgetränktem Beton als Festbeton, in dessen Kapillarporenraum Monomere eingebracht werden, die dort ohne Abspaltung flüchtiger Komponenten aushärten.

2.1.1.3 Reaktionsharzbeton (Polymerbeton, PC) [5]

Die nun folgenden Ausführungen stammen unter anderem aus einem Buch von H. Schorn [5], in dem er über den Einsatz von Kunststoffen in Beton und anderen Instandsetzungsbaustoffen berichtet.

Wie bereits erwähnt, wird beim Reaktionsharzbeton (Polymerbeton) der Zementleim als Bindemittel durch einen Kunststoff zur Gänze ersetzt. Aufgrund der vielfältigen Anforderungen an die Reaktionsharze, wie zum Beispiel Verarbeitbarkeit, Viskosität oder Härtungsvorgang, kommen für eine Anwendung in Polymerbeton nicht alle Kunststoffe in Frage. Darüber hinaus muss das Harz auch in der Lage sein, an der Oberfläche des Korns gut zu haften. Dies hängt neben den Kunststoffeigenschaften vor allem auch von der Beschaffenheit der Kornoberfläche, wie zum Beispiel der Rauigkeit oder der Feuchte der Zuschläge, ab. Die Mischung muss einerseits soviel Harz beinhalten, dass sie in der Lage ist die Körner vollständig zu umschließen, andererseits muss sich der Beton auch mit geeigneten Mitteln auf der Baustelle oder im Betonwerk herstellen lassen.

Vorteile von Reaktionsharzbeton

Im Gegensatz zum Zementbeton mit seinem anorganischen Bindemittel und seinen sich daraus ergebenden Nachteilen, wie zum Beispiel die geringe Beständigkeit gegenüber aggressiven Wässern oder Böden, die lange Erhärtungszeit oder auch die unvermeidbare Porenbildung im Zuge der Aushärtung, bietet Reaktionsharzbeton folgende Vorteile [6]:

- schnelle Erhärtung
- hohe mechanische Festigkeiten
- minimale Wasseraufnahme
- Widerstandsfähigkeit gegenüber Chemikalien verschiedenster Art
- Frostbeständigkeit
- gute Haftung auf vielen anderen Werkstoffen
- kapillarporenfrees Bindemittel

Ein großer Vorteil von Reaktionsharzbeton, im Gegensatz zum normalen Zementbeton, ist sicherlich die rasche Erhärtung und das damit verbundene frühzeitige Erreichen seiner Druckfestigkeit. Nach H. Schorn [5] lässt sich sagen, dass Reaktionsharzbeton nach einem Tag genauso beanspruchbar ist wie ein normaler Beton gleicher Festigkeitsklasse nach 27 Tagen. Diesen Vorteil macht man sich vor allem bei raschen Bauabläufen oder bei der Herstellung von Fertigteilen zu Nutzen. Wichtig ist im Zusammenhang mit der Erhärtung die so genannte Topfzeit, also jene Zeit, innerhalb welcher der Polymerbeton eingebaut und verarbeitet werden kann. Der Erhärtungsprozess beginnt, sobald die Komponenten Harz und Härter dem Zuschlag beigemischt werden.

Gefügebau

Eine grundsätzliche Übersicht über den mikroskopischen Aufbau eines feinkörnigen Reaktionsharzbetons liefert die Abbildung 4 aus [5]. Dabei erkennt man im oberen Bildteil das Reaktionsharz und im unteren Teil das Zuschlagskorn, welches vom Harz vollständig umschlossen wird.

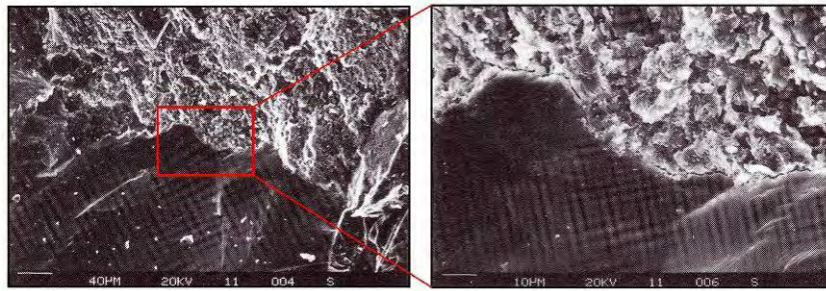


Abb. 4: Gefügeschaubild eines Reaktionsharzbetons (Rasterelektronenmikroskop)

Trotz unterschiedlicher Eigenschaften zwischen dem klassischen Zementbeton und dem Reaktionsharzbeton (PC), sind das Gefüge und die Zusammensetzung ähnlich. Auch bei PC wird ein abgestuftes Korngemisch als Zuschlagsstoff zur primären Lastabtragung herangezogen. Dieses, in möglichst kompakter und dichter Lagerung vorliegend, soll durch das Bindemittel miteinander verkittet werden. Ebenso wie beim Zementbeton ist allerdings auch bei Leichtzuschlägen die Festigkeit des Zuschlagskorns für die Tragfähigkeit der Mischung maßgebend. Allerdings ist Reaktionsharzbeton als Leichtbeton in der Regel nicht üblich.

Normaler Beton besteht aus dem Bindemittel und dem Zuschlagsstoff, welcher als Korngemisch derart zusammengesetzt wird, um ein möglichst dichtes Gefüge zu erlangen. Der Zementstein füllt die Hohlräume zwischen den Körnern aus und verklebt diese quasi miteinander. Beim Reaktionsharzbeton verhält sich die Sache mit dem Kornaufbau ähnlich, allerdings gibt es hinsichtlich der Gefügedichte unter Umständen Unterschiede.

Harze die als Bindemittel in Polymerbetonen zur Anwendung kommen, weisen ein sehr viel größeres Adhäsionsvermögen auf als Zementstein. Durch die starke Klebewirkung reicht meist auch schon eine relativ dünne Reaktionsharzschrift zwischen den Körnern aus, um nennenswerte Kräfte von Korn zu Korn übertragen zu können, selbst wenn diese sich nur punktuell berühren. So können beispielsweise selbst mit Gefügen wie sie nur bei Einkornbetonen auftreten (siehe Abbildung 5a) brauchbare Druckfestigkeiten erreicht werden.

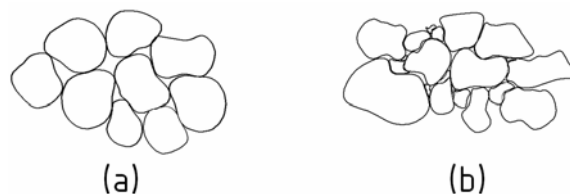


Abb. 5: Haufwerksporiges Gefüge bei Reaktionsharzbetonen mit zu geringem Bindemittelvolumen (aus Lit. [5]); a) als Einkornbeton; b) mit stetiger Sieblinie

Die Abbildung 5a zeigt ein Reaktionsharzgefüge ähnlich jenem eines Einkornbetons. Die Körner sind von einer Harzschicht umhüllt und berühren einander nur punktuell. Die Abbildung 5b entspricht einem Gefüge mit abgestufter Sieblinie. Obwohl das Gefüge immer noch haufwerksporig und somit noch nicht dicht ist, können damit Festigkeiten erreicht werden, die jenen von Zementbetonen nahe kommen. Erst wenn die Reaktionsharzmasse in der Mischung steigt, können auch die Hohlräume zwischen den Körnern gefüllt werden und das Gefüge des Reaktionsharzbetons wird dicht. Mit steigendem Bindemittelgehalt steigt auch die erzielbare Festigkeit an und kann nach H. Schorn [5] sogar Druckfestigkeiten von mehr als 100 N/mm^2 erreichen. In solchen Fällen ist nicht mehr das Bindemittel- bzw. Verbundversagen maßgebend, sondern vielmehr wird bei solchen Mischungen die Eigenfestigkeit des Zuschlags erreicht. Ziel bei der Herstellung von Polymerbeton ist es, die Reaktionsharzmenge so gering wie möglich zu halten und eine Verarbeitbarkeit des Betons über eine entsprechend abgestufte Sieblinie zu erreichen. Wie bereits erwähnt, entstehen im Zuge der Hydratation des Zementleims meist unvermeidbare Kapillarporen. Dieser Effekt tritt bei der Erhärtung von Reaktionsharz nicht auf. Dadurch entsteht nicht nur eine dampfsperrende Wirkung, sondern es können auch keine Stoffaustauschvorgänge wie beim Zementstein auftreten. Im normalen Zementbeton entsteht eine alkalische Porenwasserlösung in den Kapillarporen, die den Bewehrungsstahl in der Regel vor Korrosion schützt.

Da dies bei PC nicht der Fall ist, muss auf Risse in bewehrten Reaktionsharzbetone ein besonders Augenmerk gerichtet werden.

H. Schorn [5] zufolge gibt es bei mikroskopischer Betrachtung des Gefüges zwischen Zement- und Polymerbeton zwei wesentliche Unterscheidungen. Zum einen wirkt sich der Haftverbund zwischen Harz und Korn beim Reaktionsharzbeton wesentlich stärker aus als beim normalen Beton und zum anderen sind die Temperaturdehnung und die sich daraus ergebenden Effekte beim Kunstharz wesentlich stärker ausgeprägt als beim Zementstein. Besonders wesentlich ist neben der Oberflächenbeschaffenheit auch der Feuchtigkeitsfilm der jedes Korn umhüllt, welches vor dem Anmischen des Betons nicht speziell getrocknet wurde. Anders als beim Zementbeton werden die Wassermoleküle beim PC nicht in die Bindemittelstruktur aufgenommen. Dadurch wird allerdings der Verbund zwischen Korn und Harz geschwächt. Für genauere Ausführungen sei an dieser Stelle allerdings auf die Literaturquellen [4], [5] bzw. [6] verwiesen, wo auf die Eigenschaften, die Struktur und den Aufbau von Reaktionsharzbetone genauer eingegangen wird.

Bindemittel für Reaktionsharzbetone [5] [6]

In einem im Jahr 1980 veröffentlichten und von H. Schorn [5] ebenfalls angeführten Aufsatz von F. Groche [7] werden für Polymerbeton vier verschiedene verwendbare Reaktionsharzarten angeführt, welche in Tabelle 3 ersichtlich sind.

Tab. 3: Reaktionsharze die als Bindemittel für Reaktionsharzbeton (PC) verwendet werden (aus Lit. [5])

Zeichen	Harzart	Härtung
UP	ungesättigte Polyester	Polymerisation
EP	Epoxid	Polyaddition
PUR	Polyurethan	-
PMMA	Poly methyl Methacrylat	Polymerisation

Aufgrund der einfachen Verarbeitbarkeit und des relativ günstigen Preises werden ungesättigte Polyesterharze (UP) mengenmäßig am häufigsten verwendet. Je nach Anwendung kann die Polymerisation durch Zugabe von Härter, Katalysatoren sowie Inhibitoren angepasst werden. Polymerbetone mit UP als Bindemittel zeichnen sich im Gegensatz zu den meisten Zementbetonen vor allem durch die hohe Beständigkeit gegenüber verdünnten Säuren, Heizöl, Benzin sowie Salzen aus. Bei alkalisch reagierenden Stoffen wird die Beständigkeit des Betons nur durch die Verwendung von Spezialharzen erreicht.

Bei Epoxidharzen wird die Polyaddition erst durch die Zugabe eines Härters ermöglicht. Das Schwindmaß des ausgehärteten Harzes ist bei den EP-Harzen wesentlich kleiner als bei den UP-Harzen und darüber hinaus sind sie auch im Gegensatz zu UP gegenüber alkalisch reagierenden Medien beständig.

PMMA-Harze sind sehr dünnflüssig und des weiteren auch hoch reaktiv, weshalb im Zuge der Erhärtung auch eine große Menge exotherme Energie im Zuge der chemischen Reaktion freigesetzt wird. Aus diesem Grund können Polymerbetone mit solchen PMMA-Harzen auch noch bei Temperaturen von -5 bis -10°C aushärten [6]. Allerdings beträgt die Verarbeitungszeit bei Raumtemperatur auch nicht mehr als 10 bis 20 Minuten.

Materialkennwerte von Reaktionsharzbeton (Polymerbeton) [5]

Ebenso wichtig wie die Zusammensetzung und das sich daraus ergebende Werkstoffverhalten von Polymerbeton, sind seine Festigkeitseigenschaften. H. Schorn [5] gibt in seinem Buch über Reaktionsharzbeton eine Grafik an, in welcher er die Druckfestigkeit, die Biegezugfestigkeit, den Elastizitätsmodul sowie die Rohdichte von RH-Mörtel (Reaktionsharzmörtel) jener von Zementmörtel gegenüberstellt. Da es sich bei Mörtel aus baustofflicher Sicht um Beton mit geringem Größtkorndurchmesser handelt und er darüber hinaus auch ein betongleiches Gefüge aufweist, ist eine solche Abbildung auch für die Beurteilung der Festigkeitseigenschaften von Polymerbeton zulässig. Die nachfolgende Abbildung 6 ist aus [5] entnommen und zeigt einen Vergleich verschiedener Materialkennwerte zwischen Zementmörtel und Reaktionsharzmörtel.

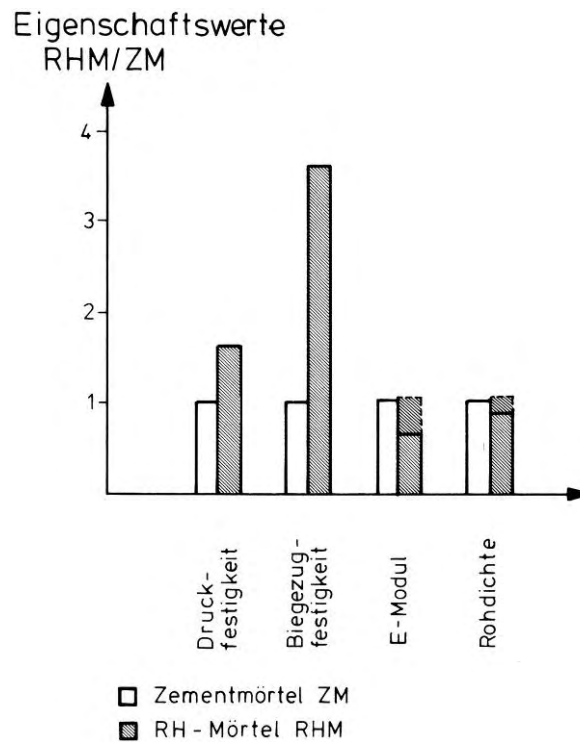


Abb. 6: Gegenüberstellung einiger mechanischer Kenngrößen zwischen Reaktionsharzmörtel (RHM) und Zementmörtel (ZM) (aus Lit. [5])

Hinsichtlich der Druckfestigkeit kann man sagen, dass mit Polymerbetone auch Festigkeiten von 100 N/mm^2 und darüber hinaus erreicht werden können. Eine weitere Erhöhung ist allerdings nur schwer möglich, da bei so hohen Festigkeiten nicht das Bindemittel versagt, sondern die Druckfestigkeit des Zuschlags meist erreicht wird. Der Bruch erfolgt dann im Korn und nicht entlang der Korngrenze, wie dies bei Zementbetone normaler Festigkeit der Fall ist. Weitaus besser verhält es sich bei der Biegezugfestigkeit, wo nach Abbildung 6 zufolge, die bis zu drei- bis vierfachen Werte im Vergleich zu normalem Zementbeton erreicht werden können. Die Ursache für eine derart höhere Biegezugfestigkeit liegt nach Schorn [5] im Aufbau des Polymerbetongefüges. Wie bereits erwähnt, besteht zwischen dem Korn und dem Bindemittel (Reaktionsharz) eine besonders gute Haftung. Im Zuge der Hydratation des Zementsteins bilden sich so genannte Kristallite, die sich aufgrund einer Grenzfläche, also der Kornoberfläche, nicht mehr vollständig und ungehindert ineinander lagern können, wie sie dies im Bereich zwischen den Körnern auch tun würden. Es entsteht letztendlich in einer mikroskopisch kleinen Zone rund um das Korn ein Bereich mit reduzierter Festigkeit, welcher für die theoretisch mögliche Zugfestigkeit maßgeblich ist. Die Umhüllung des Korn durch das Reaktionsharz ist bei Polymerbetonen weitaus günstiger, wie aus einem Aufsatz von L. Czarnecki und T. Broniewski [8] zu entnehmen ist. Daraus resultiert auch die weitaus größere Biegezugfestigkeit als vergleichsweise bei normalen Zementbetone. Dadurch ergibt sich ein breites Spektrum von Anwendungsmöglichkeiten für diesen Werkstoff, nicht nur im Bauwesen, sondern darüber hinaus auch im Maschinenbau, wo Reaktionsharzbeton als Alternative zu Gusseisen oder Stahl angewendet wird [5].

H. Schorn [5] gibt auf Basis seiner eigenen, im Rahmen von Stoffentwicklungen durchgeführten Untersuchungen an Reaktionsharzbetonprüfkörpern, Richtwerte bezüglich der Festigkeiten an. So kann man bei Raumtemperatur von einer Druckfestigkeit zwischen 100 und 120 N/mm^2 und einer zugehörigen Biegezugfestigkeit von 20 bis 25 N/mm^2 , ohne speziellem Einfluss der Reaktionsharzart, ausgegangen werden. Im Zuge dieser Diplomarbeit wurde im Vorfeld die Biegezugfestigkeit an Polymerbetonprüfkörpern der Firma Duroton Polymerbeton GmbH im Vierpunktbiegezugversuch untersucht. Dabei konnten Biegezugfestigkeiten in einer Größenordnung von ca. 20 N/mm^2 gemessen werden (siehe Abschnitt 2.1.2).

Betrachtet man die Elastizitätsmoduli in Tabelle 4, so sieht man, dass diese unter jenen von Zementbeton liegen. Die Ursache hierfür liegt in einem geringeren E-Modul des Reaktionsharzes im Vergleich zum normalen Beton. Stellt man nun Betone mit gleichem Bindemittelgehalt gegenüber, weist der Polymerbeton natürlich geringere Elastizitätsmoduli auf als klassischer Zementbeton. Berücksichtigt man allerdings, dass man den Bindemittelgehalt in Reaktionsharzbetone ohne Einbußen in der Verdichtungsfähigkeit gegenüber Zementbetone herabsetzen kann, so können E-Moduli in der Größenordnung wie bei Betonen mit Zementstein als Bindemittel erreicht werden. Das Mischungsverhältnis des Reaktionsharzbetons sollte nach H.Schorn [5] dabei bei 1:9 oder bindemittelärmer liegen.

Wie man aus Abbildung 6 sehen kann, liegt die Dichte von Polymerbeton leicht unter jenem Wert von Zementbeton. Dies liegt, wie beim Elastizitätsmodul auch, an der Tatsache, dass Proben mit gleichem Bindemittelvolumen miteinander verglichen werden. Die in der Praxis oft niedrigen Bindemittelgehalte führen auf Rohdichten ähnlich jenen von Zementbeton (siehe dazu auch Tabelle 4).

Die nachfolgende Tabelle 4 zeigt beispielhaft eine kurze Zusammenstellung einiger wichtiger Materialkennwerte verschiedener Polymerbetonhersteller aus Deutschland, Österreich und der Schweiz.

Tab. 4: Übersicht über einige Materialkennwerte von Polymerbeton dreier verschiedener Hersteller im Vergleich zu einem Beton C100/115

Hersteller	Land	Druckfestigkeit	Biegezugfestigkeit	Elastizitätsmodul	Dichte
		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[g/cm ³]
Beton C100/115	-	100	5,2	~ 45.000	2,60
Duroton Polymerbeton GmbH	Österreich	> 85	> 20	> 20.000	~ 2,15
Meyer Rohr + Schacht GmbH	Deutschland	> 90	> 16	> 28.000	2,30
Fritschi Bauelemente AG	Schweiz	100 - 120	20 - 25	20.000 – 25.000	2,1-2,2

Auch wenn man sich bei Herstellerangaben immer fragen sollte, inwieweit die angegebenen Werte denn realistisch seien, so sollen sie lediglich einen Anhaltspunkt geben über heutzutage in der Praxis erzielbare und angewendete Festigkeiten.

2.1.2 Firma Duroton Polymerbeton GmbH (Materialbezeichnung A)

Wie bereits erwähnt, stellte die Firma Duroton, ein Tochterunternehmen der Firma Wienerberger mit Sitz in Leopoldsdorf nahe bei Wien, sowohl den Polymerbeton als auch die maschinellen Einrichtungen sowie die Räumlichkeiten im Unternehmen zur Verfügung, um die Verstärkungselemente des Typs 1, 2 und 8 herzustellen. Da sich das Unternehmen auf die Produktion von Fertigteilkonstruktionen aus Polymerbeton spezialisiert hat, erfolgt die Fertigung am Fließband, wobei der Beton in zentralen Mischanlagen für jede Strasse separat hergestellt wird. Dadurch kann jede Art von Rezeptur je nach Anwendungsbereich hergestellt und vergossen werden.

Für die Produktion der Verstärkungselemente wurde auf die Verwendung einer eigens entwickelten Rezeptur aufgrund des unvermeidbaren Mehraufwandes verzichtet, weshalb der gleiche Polymerbeton verarbeitet wurde, wie er sonst auch üblich für die Herstellung von Kanalrohren oder Attikaabdeckungen ist. Das Befüllen der Schalungen (siehe Abschnitt 3.3.1, 3.3.2 sowie 3.3.8) erfolgte deshalb jeweils zu Beginn bzw. am Ende eines Vergussvorganges.

Da für die weitere Untersuchung der Tragwirkung der Verstärkungselemente die Festigkeitseigenschaften des Polymerbetons von großer Bedeutung sind, wurde im Vorfeld der Hauptversuche die Biegezugfestigkeit und der Elastizitätsmodul anhand von drei Prismen in Vierpunktbiegezugversuchen ermittelt. Diese von der Firma Duroton hergestellten Polymerbetonprismen wurden ebenfalls im Labor des Instituts für Tragkonstruktionen untersucht. Die Firma Duroton selbst geht von Festigkeits- und Gebrauchseigenschaften aus, die in der Tabelle 5 zusammengefasst sind [9].

Tab. 5: Materialkennwerte des Polymerbetons nach Angaben der Firma Duroton

Druckfestigkeit	> 85 N/mm ²
Biegezugfestigkeit	> 20 N/mm ²
Elastizitätsmodul	> 20.000 N/mm ²
Chemische Beständigkeit	pH-Wert 1 bis 14
Temperaturbelastbarkeit	Dauertemperaturbeständigkeit bis 80°C Kurzzeitbeständigkeit: > 100°C
Abriebbeständigkeit	0,14 mm Abtrag nach 100.000 Lastspielen (gemessen nach der Darmstädter Methode)
Wasseraufnahme	0,13 Gewichtsprozent (Prüfung nach ÖN B 3303)

Die Prüfung der Materialeigenschaften, wie zum Beispiel chemische Beständigkeit, Temperaturbelastbarkeit, Abriebbeständigkeit sowie der Wasseraufnahme, waren nicht im Umfang der im Labor durchgeführten Vorversuche. Der Vollständigkeit halber seien diese aber an dieser Stelle angeführt.

Im Anschluss folgt nun in den Abschnitten 2.1.2.1 bis 2.1.2.4 eine genaue Beschreibung über die durchgeführten Vierpunktbiegezugversuche an Polymerbetonprismen sowie eine Zusammenstellung der Ergebnisse aus den Untersuchungen.

2.1.2.1 Ziel der Versuche

Das Ziel der im Labor des Instituts für Tragkonstruktionen durchgeführten Versuche war es, die Biegezugfestigkeit und den Elastizitätsmodul von Polymerbetonprismen im Vierpunktbiegezugversuch zu ermitteln. Es galt festzustellen, ob die vom Hersteller angegebenen Materialkennwerte (siehe Tabelle 5) erreicht werden können oder nicht.

2.1.2.2 Beschreibung der Probekörper

Im Zuge dieses Vorversuches wurden drei Probekörper aus Polymerbeton, welche aus der laufenden Produktion der Firma Duroton Polymerbeton GmbH stammen, untersucht. Die nachfolgende Tabelle 6 gibt eine kurze Übersicht über die wichtigsten Abmessungen und Daten der Prüfkörper.

Tab. 6: Übersicht über die drei im Vorversuch untersuchten Probekörper

Bezeichnung	Länge	Breite	Höhe	Masse	Volumen	Dichte
	[cm]	[cm]	[cm]	[g]	[cm ³]	[g/cm ³]
D_PK 1	74,60	6,10	6,10	6104	2775,87	2,19
D_PK 2	74,60	6,10	6,10	5826	2775,87	2,09
D_PK 3	74,60	6,10	6,00	5954	2730,36	2,18

2.1.2.3 Beschreibung des Versuchsaufbaus

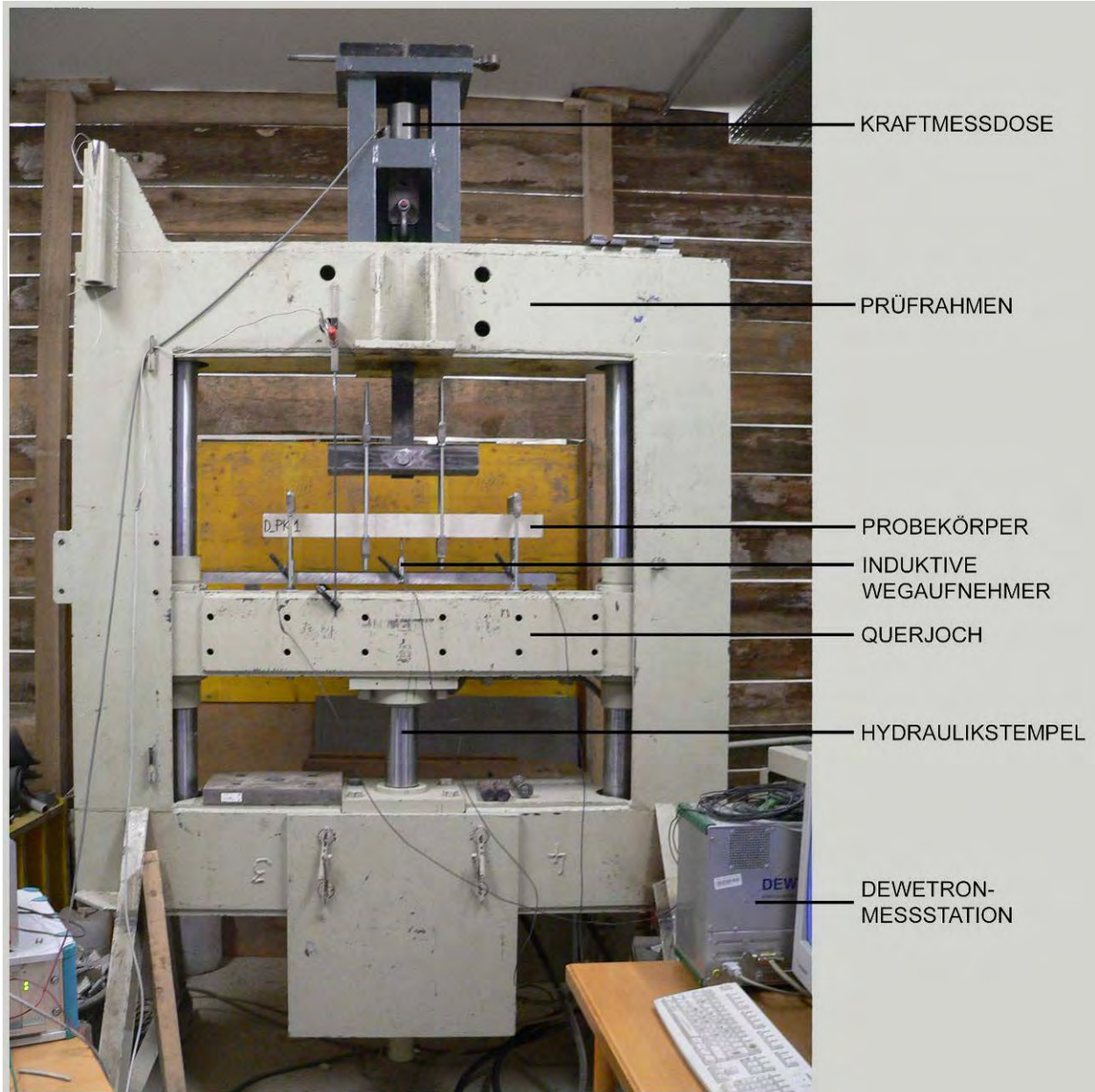


Abb. 7: Versuchsaufbau der Vierpunktbiegezugversuche an Polymerbetonprüfkörpern

Die Abbildung 7 zeigt den prinzipiellen Aufbau des Versuchs. Die Probekörper wurden in den Prüfraumen eingebaut und mit induktiven Wegaufnehmern zur Aufnahme der Verformung während der Laststeigerung versehen (siehe auch Abbildung 8). Ein potentiometrischer Wegaufnehmer, der zwischen dem Prüfraumen und dem Querjoch eingebaut wurde, diente zur Steuerung der Maschine. Die Versuchsgeschwindigkeit betrug, in Anlehnung an die Vorschriften der Richtlinie über Faserbeton [1], 0,20 mm/min. Nach dem Start des Versuchs wurde das Querjoch mit Hilfe des Hydraulikstempels nach unten gezogen, wodurch sich die beiden äußersten Kräfteinleitungsstellen ebenfalls nach unten bewegten (vgl. die beiden roten Pfeile in Abbildung 8). Die beiden mittleren Aufhängungen waren hingegen in vertikaler Richtung unverschieblich gehalten, weshalb sich der Prüfkörper langsam zu verformen begann (siehe Abbildung 9). Die Messung der über das Absenken des Querjochs erzeugten Zugkraft auf den Prüfkörper, erfolgte über eine über dem Prüfraumen angebrachte Kraftmessdose. Diese Versuchsanordnung entspricht einem Vierpunktbiegezugversuch, wie er auch bei der Untersuchung von Faserbetonbiegebalken zur Anwendung kommt.

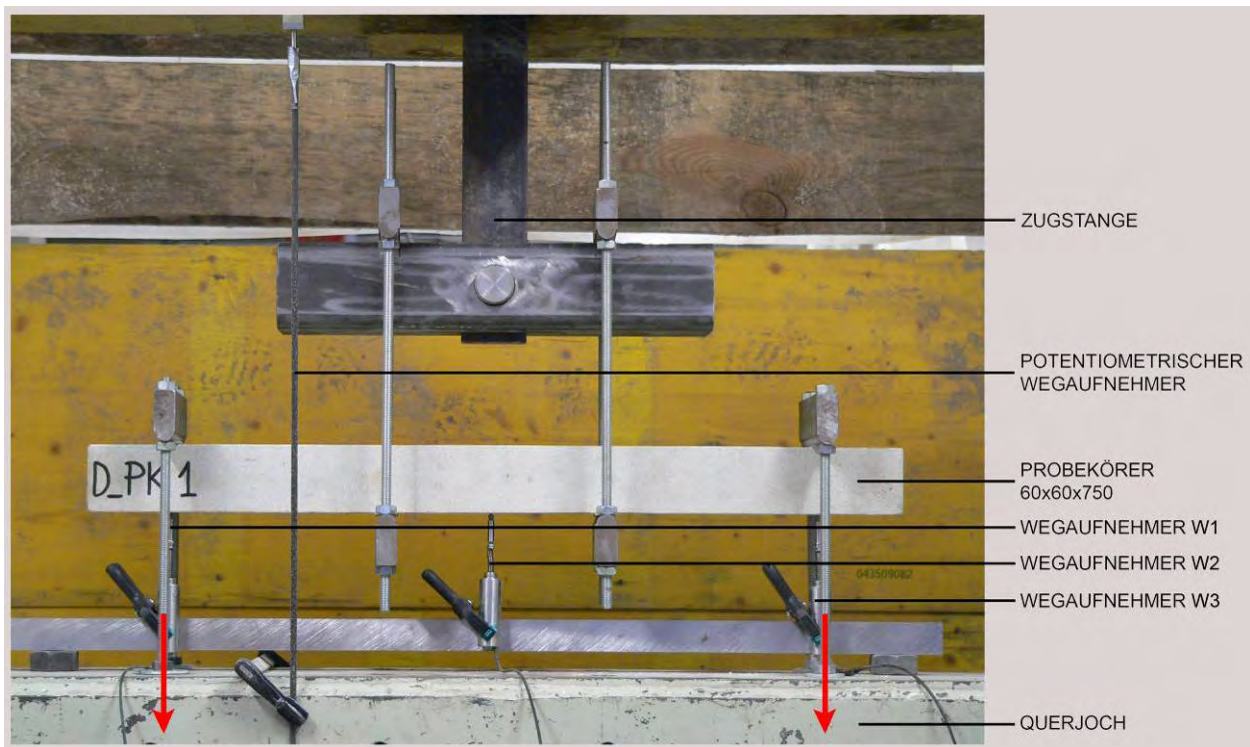


Abb. 8: Detaillierte Darstellung des eingebauten Prüfkörpers im Rahmen des Vorversuchs

Die Aufnahme der beim Versuch auftretenden Verformungen erfolgte über drei induktive Wegaufnehmer, welche alle mit einer Dewetron Messstation verbunden waren. Die Aufzeichnung und Auswertung der Messdaten erfolgte darüber hinaus mit dem Softwareprogramm DasyLab. Der linke Wegaufnehmer in Abbildung 8 hat die Bezeichnung W1, der mittlere Aufnahme die Bezeichnung W2 und der rechts außen gelegene Wegaufnehmer die Kennzeichnung W3. Mit Hilfe dieser drei induktiven Wegaufnehmer konnte im Zuge der Versuchsauswertung die gesamte Verformung des Prüfkörpers berechnet werden. Das statische System welchem dieser Vierpunktbiegeversuch zu Grunde liegt, ist in Abbildung 9 ersichtlich.

Unter der gegebenen Belastung und dem zu Grunde gelegten statischen System, kann die Biegezugfestigkeit im Bereich des konstanten Moments mit der Formel

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{F/2 \cdot l/3}{b \cdot h^2/6} = \frac{F \cdot l}{b \cdot h^2} \quad (1)$$

berechnet werden, wobei F jene maximale Kraft ist, welche mit Hilfe der Kraftmessdose gemessen wurde. Die Variable l bezeichnet in Formel (1) die gesamte Stützweite von 600 mm und die Variablen b und h stellen jeweils die Breite (b) und die Höhe (h) des Prüfkörpers dar. Die Durchbiegung in Trägermitte w_m berechnet sich mit der Formel

$$w_m = \frac{23 \cdot F/2 \cdot l^3}{648 \cdot EI} \quad (2)$$

wobei unter der Bezeichnung F wieder die gesamte maximale Kraft und unter l die gesamte Stützweite von 600 mm zu verstehen ist. Mit Hilfe der im Versuch ermittelten Verformungen kann die Durchbiegung in Trägermitte berechnet und nach einer Umformung von Formel (2) nach dem Elastizitätsmodul selbiger ebenfalls ermittelt werden.

Der Elastizitätsmodul der Polymerbetonprüfkörper berechnet sich somit nach der Formel

$$E = \frac{23 \cdot \frac{\Delta F}{2} \cdot l^3}{648 \cdot I \cdot \Delta w_m} \quad (3)$$

wobei unter I das Flächenträgheitsmoment 2. Ordnung zu verstehen ist. Zur Berechnung des Elastizitätsmoduls wird die Kraftdifferenz ΔF , sowie die Durchbiegung Δw in Formel (3) zwischen 2,0 und 7,0 kN herangezogen. Dadurch können die Ungenauigkeiten bei Versuchsbeginn bzw. im niedrigen Kraftbereich (ungleichmäßige Auflagerpressungen) ausgeschlossen werden, wodurch die Bestimmung des Elastizitätsmodul exakter wird.

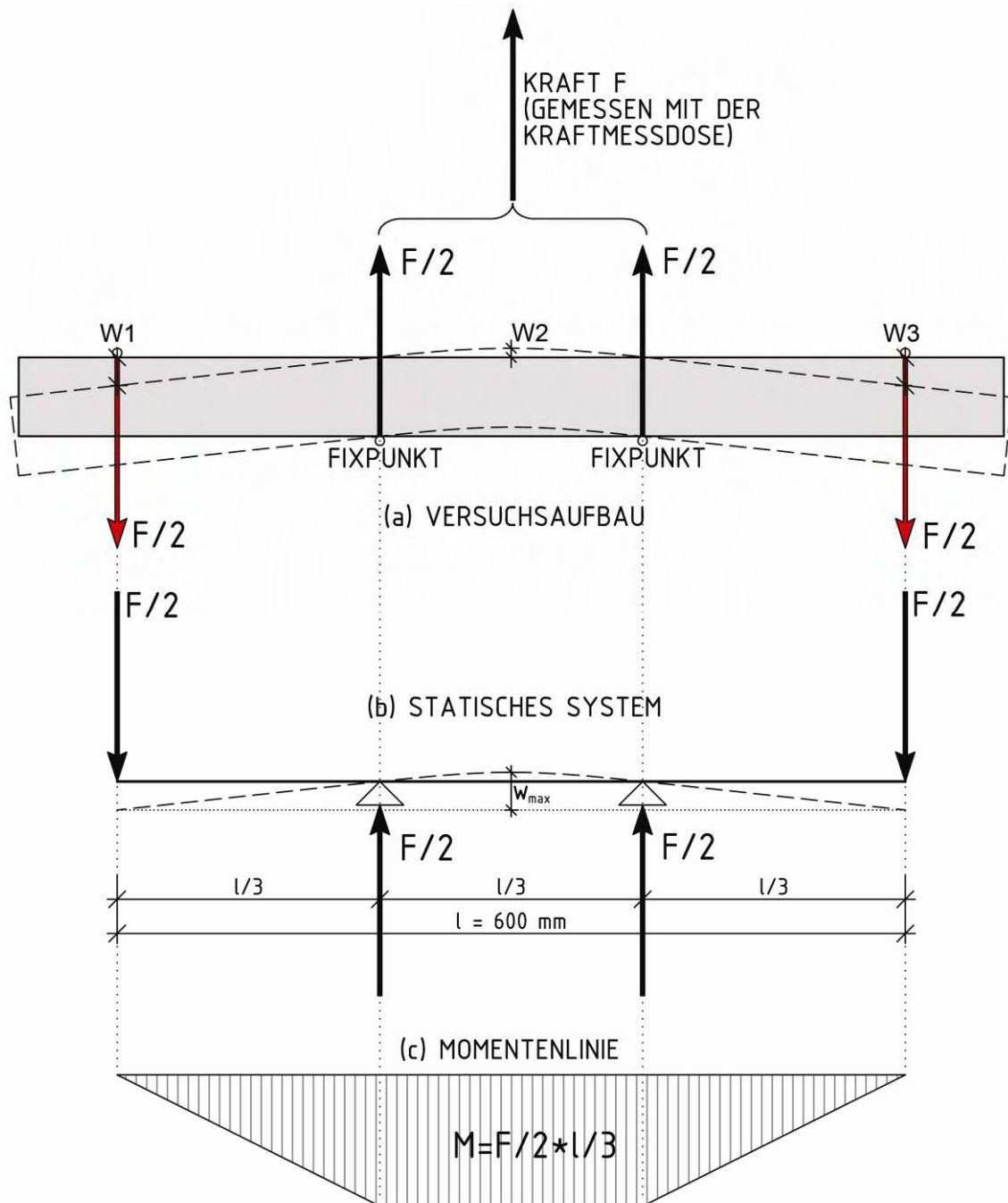


Abb. 9: Vierpunktbiegezugversuch: a) Versuchsaufbau; b) Statisches System; c) Momentenlinie

2.1.2.4 Versuchsergebnisse

Der Vierpunktbiegezugversuch zeigt wie erwartet, ein schlagartiges Versagen des Prüfkörpers beim Erreichen der maximalen Bruchlast. Da in die Probekörper keine Biegebewehrung oder Fasern eingebaut wurden, führt das Überschreiten der Biegezugfestigkeit des Polymerbetons zu einem Erstriss und in weiterer Folge zu einem sofortigen Versagen des Prüfkörpers ohne jeglichem Nachrissverhalten. Der Riss tritt dabei immer in der Nähe der inneren Kräfteinleitungspunkte auf. Eine bestimmte Regelmäßigkeit, ob dieser Riss nun eher bei der linken oder der rechten Einleitungsstelle eintritt, ist nicht festzustellen.

Die nachfolgende Tabelle 7 gibt eine Übersicht über die beiden im Rahmen der Versuche festgestellten Materialkennwerte Biegezugfestigkeit σ_{\max} sowie Elastizitätsmodul. Im Gegensatz zur Biegezugfestigkeit, welche die von der Firma Duroton angegebene Größenordnung von 20 N/mm² erreicht, liegt der Elastizitätsmodul ca. 5.000 bis 6.000 N/mm² unter dem von der Firma Duroton angegebenen Wert.

Tab. 7: Übersicht über die Versuchsergebnisse

Probekörper	F_{\max}	σ_{\max}	w_{\max}	$\Delta F_{2 \rightarrow 7 \text{ kN}}$	$\Delta w_{m,2 \rightarrow 7 \text{ kN}}$	Elastizitätsmodul
	[N]	[N/mm ²]	[mm]	[N]	[mm]	
D_PK 1	7.856	20,7	1,785	5.000	1,144	14.521
D_PK 2	7.358	19,5	1,791	5.000	1,15	14.445
D_PK 3	7.306	20,0	1,783	5.000	1,213	14.391

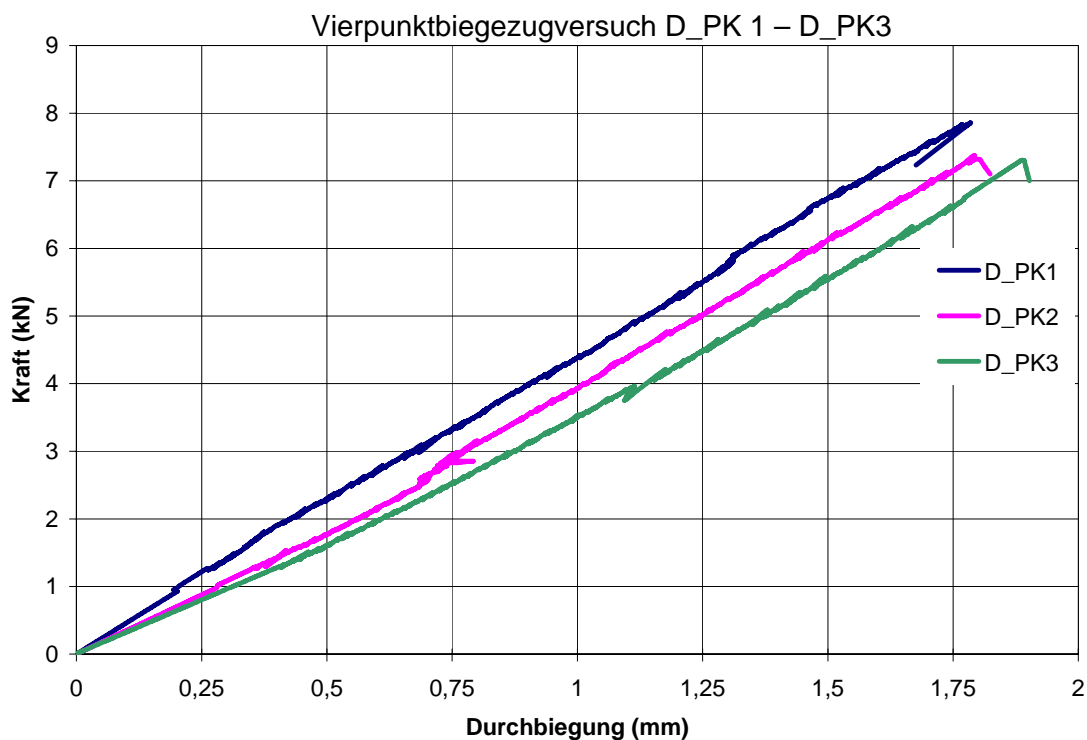


Abb. 10: Kraft – Durchbiegungsdiagramme der drei Prüfkörper D_PK 1, D_PK 2 und D_PK 3

Die Abbildung 10 zeigt eine Gegenüberstellung der Kraft – Durchbiegungslinien der drei im Versuch untersuchten Prüfkörper. Auf der Abszisse ist dabei die Durchbiegung in mm und auf der Ordinate die Kraft in kN aufgetragen. Wie bereits erwähnt, erfolgte die Aufnahme des Weges im Rahmen der Versuchsdurchführung über drei induktive Wegaufnehmer (W1, W2 und W3).

Die gesamte Durchbiegung w_{\max} aus dem Kraft - Durchbiegungsdiagramm der Abbildung 10 berechnet sich, wie auch anhand der Abbildung 9 ersichtlich, nach folgender Formel

$$w_{\max} = w_2 + \frac{w_1 + w_3}{2} \quad (4).$$

2.1.3 Firma Fritschi (Materialbezeichnung B)

Neben Polymerbeton der Firma Duroton wurde im Rahmen dieser Diplomarbeit auch Reaktionsharzbeton der Firma Fritschi, mit Hauptsitz in der Schweiz, verwendet. Anders als bei Duroton erfolgte die Mischung des Betons aber nicht im Werk, sondern im Labor des Instituts für Tragkonstruktionen der TU-Wien. Basis für die Herstellung des Polymerbetons war ein Rezept der Firma Fritschi Bauelemente AG (siehe Tabelle 8). Um auch unter Laborbedingungen eine fortwährend gleich bleibende Betonqualität sicherstellen zu können, ist eine genaue Vorgehensweise beim Wiegen und Mischen der Komponenten unerlässlich. Gleich bleibende Betoneigenschaften sind deshalb so wichtig, da aus der Mischung die Elemente des Typs 10 (siehe Abschnitt 3.3.10) für zwei Probekörper hergestellt wurden. Unterschiedliche Festigkeiten würden das Ergebnis im Vierpunktbiegezugversuch verfälschen, da Elemente mit geringerer Biegezugfestigkeit in gewisser Weise Schwachstellen darstellen. Besondere Vorsicht ist im Umgang mit den Komponenten Harz, Härter sowie Aktivator geboten. Es handelt sich bei diesen Stoffen um übel riechende und zum Teil korrosive Substanzen, die nur mit einer entsprechenden Schutzausrüstung (Schutzmaske und Handschuhe) verarbeitet werden sollten. Das nun folgende Rezept (siehe Tabelle 8) für Polymerbeton der Firma Fritschi Bauelemente AG, bezieht sich auf die Herstellung einer 500g Mischung, mit einer Dichte von $2,4 \text{ g/cm}^3$. Für die Herstellung werden grundsätzlich folgende Komponenten benötigt:

Tab. 8: Erforderliche Einzelmassen der Komponenten für die Herstellung einer 500g Polymerbetonmischung

Komponente	Gew. -%	Berechnung	Masse [g]
Füllstoff	83,76	$500 * 0,8376$	418,80
Harz	15,55	$500 * 0,1555$	77,75
Härter	0,38	$500 * 0,0038$	1,90
Beschleuniger (Aktivator)	0,39	$500 * 0,0039$	1,95
Summe	100 %	-	500,40 g

In Tabelle 8 sieht man eine Übersicht über die erforderlichen Massen jeder Komponente für die Herstellung einer Polymerbetonmischung. Der Füllstoff, welcher seinerseits wiederum aus den Bestandteilen Kreide, Zuschlag K 50 sowie K 15 besteht (siehe auch Tabelle 9), bildet mit 418,80g natürlich den größten Anteil an der 500g Mischung. Harz, Härter sowie der Aktivator bilden das Bindemittel, welches die Körner zusammenkittet. Das Originalrezept der Firma Fritschi sieht darüber hinaus auch das Beimischen der Komponente K 250/470 als weiteren Bestandteil des Füllstoffes vor. Es handelt sich dabei um einen Zuschlag der Körnung 2,5 bis 8mm, welcher aber für die Herstellung der unter 3.3.10 beschriebenen Verstärkungselemente unbrauchbar ist. Deshalb wurde, um in Summe wieder auf die 418,80g Füllstoff zu kommen, der Gewichtsanteil von K 250 anteilmäßig zu je einem Drittel den anderen drei Füllstoffen aufgeschlagen. Somit ergeben sich für die 500g Mischung Polymerbeton folgende Mengen von Einzelfüllstoffkomponenten, welche in der nachfolgenden Tabelle 9 angeführt sind.

Tab. 9: Erforderliche Einzelmassen der Komponenten des Füllstoffs

Komponente	Gew. -%	Berechnung	Masse [g]
Kreide	28,47	$0,2847 * 418,80$	119,23
K 50 (Körnung 0,06-0,4)	33,33	$0,3333 * 418,80$	139,59
K 15 (Körnung 0,4-3,0)	38,19	$0,3819 * 418,80$	159,94
Summe	100 %	-	418,66 g

Für die Herstellung einer gesamten Polymerbetonplatte mit beidseitig eingelegter Luftpolsterfolie wie in Abschnitt 3.3.10 beschrieben, wurde aus verarbeitungstechnischen Gründen jeweils eine Mischung mit der zwölffachen Menge der in Tabelle 9 angeführten Einzelkomponentenmassen hergestellt. Dadurch konnten mit einer einzigen Mischung zwei Polymerbetonplatten zu je 45x45 cm Abmessung hergestellt werden. Darüber hinaus ist auch das Abwiegen sowie das Mischen des Betons bei etwas größeren Mengen einfacher.

2.2 Glasfasern – Glasfasergewebe (Materialbezeichnung C)

2.2.1 Allgemeines [10] [11]

Das Anwendungsgebiet von Glasfasern ist vielfältig und reicht von der Kommunikationstechnologie, wo sie zur Signalübertragung eingesetzt werden, über die Automobilbranche bis hin zur Baubranche. Dort werden Glasfasern meist in Faserbetone oder zur Herstellung von Faserverbundwerkstoffen (FVW) verwendet.

Es handelt sich dabei um feine Fasern mit einem gleichmäßigen und annähernd kreisrunden Querschnitt, welche aus einem geschmolzenen Glas gesponnen werden. Bei diesem so genannten Düsenziehverfahren (siehe Abbildung 11a) wird das flüssige Glas nach der Schmelzung über Kanäle zu den Spinddüsen geleitet, wo die Fäden noch einen Durchmesser von ca. 2mm besitzen. Durch eine rotierende Aufwicklungsvorrichtung werden die noch zähflüssigen Fäden dann auf ihre 40.000-fache Endlänge gestreckt, wobei sie dadurch ihren endgültigen Filamentdurchmesser von etwa 10 – 25 μm bekommen. Danach werden die Fasern entweder zu einem Faden oder zu einem so genannten Roving (Endlosfaser, siehe Abbildung 18b) verbunden und anschließend beschichtet, damit die Fasern zusammenhalten und vor äußeren Einwirkungen geschützt werden.

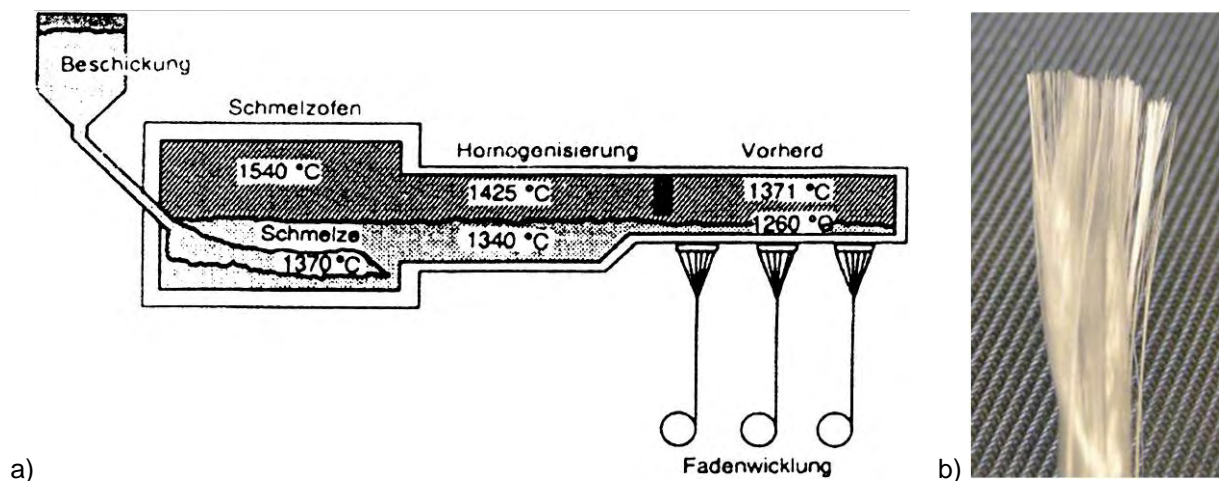


Abb. 11: a) Glasfaserherstellung nach dem Düsenziehverfahren aus Lit. [10]; b) Glasfaserroving

Die nachfolgende Tabelle 10 zeigt einen Vergleich verschiedener Eigenschaften zwischen Fasern aus AR – Glas (Alkali-resistentes Glas) und Stahl sowie Zementstein und Beton.

Tab. 10: Vergleich einiger Eigenschaften von verschiedenen Materialien (aus Lit. [11])

Werkstoff	Durchmesser [μm]	Länge [mm]	Dichte [g/cm ³]	E-Modul [N/mm ²]	Zugfestigkeit [N/mm ²]	Bruchdehnung [%]
AR – Glas	10 – 30	10 – 40	2,7	70.000-80.000	1.500 - 4.000	2 – 3,5
Stahl	100 - 1200	10 - 100	7,85	210.000	270 – 2.500	3,5
Zementstein	-	-	2,0-2,2	10.000-25.000	3 – 6	0,01 – 0,05
Beton	-	-	2,2-2,4	30.000-40.000	1 – 4	0,2 – 0,35

Glasfasern zählen neben den Stahl-, Kunststoff- oder auch den natürlichen Fasern zu einem der Haupttypen bei der Herstellung von Faserbetonen. Durch deren Zugabe soll dem Beton dabei ein duktileres Materialverhalten nach dem Bruch verliehen werden, denn er ist gekennzeichnet durch ein überaus sprödes Verhalten und eine geringe Bruchdehnung. Darüber hinaus lässt sich auch die Biegezugfestigkeit und das Brandverhalten positiv beeinflussen.

Ein weiteres Anwendungsgebiet der Glasfasern liegt in der Herstellung von Faserverbundwerkstoffen (FVW). Hierbei werden neben Glas-, Aramid- und Kohlenstoff- auch Basaltfasern verwendet. Die wichtigste Anwendung für einen solchen Werkstoff im Bauwesen liegt in den so genannten HLV – Zugelementen [11]. Dabei handelt es sich um einen Hochleistungsverbundstab bestehend aus Glasfilamenten, welche in ein ungesättigtes Polyesterharz eingebettet sind. Diese Verbundstäbe aus Glasfaser – Spanngliedern werden auch als Zugelement im Brückenbau verwendet.

Ein weiteres großes Anwendungsgebiet von Glasfasern und Glasfasergeweben ist der so genannte textilbewehrte Beton [12]. Es handelt sich dabei um dünnwandige filigrane Bauteile, ähnlich den GFK – Konstruktionen, nur mit dem Unterschied, dass anstelle von teuren Harzen bei den textilbewehrten Betone der Zement sozusagen als Kleber für die Glasfasermatten verwendet wird. Diese, zur Erzielung einer ausreichend hohen Steifigkeit meist räumlich geformten Bauteile, haben dank ihrer dünnen Querschnitte in der Regel ein geringes Gewicht, sind daher leichter zu versetzen und brauchen daher auch keine schweren Hebezeuge. Die Glasfasern werden in diesen Bauteilen entweder als Kurzfasern, als Langfasern (Roving) oder auch in Form von Glasfasergeweben eingesetzt. Am wirkungsvollsten ist dabei aber die in Lagen eingebaute und ausgerichtete textile Bewehrung, da die unausgerichtete Verteilung von Kurzfasern im Beton nur eine sehr geringe Wirkung als Bewehrung hat. Die Glasfasern können dabei grundsätzlich auf drei verschiedene Arten in den Bauteilen verarbeitet werden:

Tab. 11: Möglichkeiten des Glasfasereinsatzes im textilbewehrten Beton (nach Lit. [12])

1.	Glasfasermatte	Es handelt sich hierbei um geschnittene Kurzfasern mit einer Länge von mehr als 60mm, die auf einem wasserlöslichen Trägerstoff angeordnet werden. Diese Matte wird dann lagenweise in das dünnwandige Bauteil eingebaut.
2.	Roving	Einzelne Rovings werden parallel zueinander in das Bauteil eingebaut.
3.	Textile Gewebe und Gewirke	Die Glasfasern werden zu einem Gewebe verwebt, welches in Lagen in das Bauteil eingebaut werden kann.



Abb. 12: a) Detail eines multiaxialen Glasfasergewebes; b) Glasfasergewebelagen während des Betoniervorganges; c) Glasfasergewebe einbetoniert in Beton mit Kurzfasern; (alle Abb. aus Lit. [13])

In der Abbildung 12 sieht man neben einem multiaxialen Gewebe auch zwei Fotos von Glasfasergeweben während des Betoniervorganges.

2.2.2 Glasfasergewebe für die Herstellung der Verstärkungselemente

Im Rahmen dieser Diplomarbeit wurden unter anderem auch Verstärkungselemente entwickelt, die ein Glasfasergewebe als Grundstruktur besitzen. Besagtes Gewebe wurde bereits erfolgreich bei der Errichtung von Eiskuppeln im Rahmen mehrerer Arbeiten am Institut für Tragkonstruktionen – Betonbau angewendet. Es handelt sich im Zuge der Herstellung der Verstärkungselemente um verschieden große Gewebestücke, die jeweils mit bis zu drei verschiedenen Epoxidharzmischungen (Materialbezeichnungen D, E und F) beschichtet wurden. Durch die Ummantelung des Glasfasergewebes mit Epoxidharzen wird ein steifes Gelege und gleichzeitig ein ebenes Verstärkungselement hergestellt. Eine genaue Zusammenstellung und Beschreibung der Elemente findet sich im Unterabschnitt 3.3 Formenbeschreibung und Formenherstellung. Die folgende Abbildung 13 zeigt beispielhaft ein solches Glasfasergewebestück mit den Abmessungen 20x20cm, wie es auch zur Herstellung der Elemente des Typs 3 bis 7 verwendet wurde.



Abb. 13: Glasfasergewebestück mit den Abmessungen 20x20 cm für die Herstellung der Verstärkungselemente

Betrachtet man das Gewebe in Abbildung 13 etwas genauer, so sieht man, dass sich in den Kreuzungspunkten der Fadenstränge Kunststoffklammern befinden, die die beiden Glasfaserbündelrichtungen auf Abstand halten. Allerdings verhindern diese Klammern lediglich die gegenseitige Verschiebung in einer Richtung. In die jeweils andere orthogonale Richtung können die Faserstränge vom restlichen Gewebe heruntergezogen werden, bis das ganze Gewebe zerstört ist. Mit anderen Worten heißt dies, dass man eine Geweberichtung von der anderen ohne Kraftaufwand herunterziehen kann. Ohne eine entsprechende Beschichtung, in der vorliegenden Arbeit wurde wie bereits erwähnt Epoxidharz verwendet, wäre dieses Gewebe als Verstärkungselement für Biegebalken sicherlich nicht brauchbar, da es stets in der richtigen Orientierung in den Probekörper eingebaut werden müsste. Darüber hinaus bereitete der überaus filigrane Aufbau des Gewebes auch erhebliche Probleme im Zuge der Elementsherstellung, da es im klebrigen Epoxidharz haftete und beim Herausnehmen aus dem selbigen meist auseinander gerissen wurde.

Das zum Einsatz gekommene Glasfasergewebe wurde am Institut für Textil- und Bekleidungstechnik der TU-Dresden hinsichtlich seiner mechanischen Kenndaten untersucht. Diese Materialkennwerte, ermittelt in Versuchen nach ISO 3341, stellen Mittelwerte aus einer Reihe von 20 Versuchen dar. Das Ergebnis dieser Zugversuche findet sich in Form eines Spannungs – Dehnungsdiagramms in Abbildung 14.

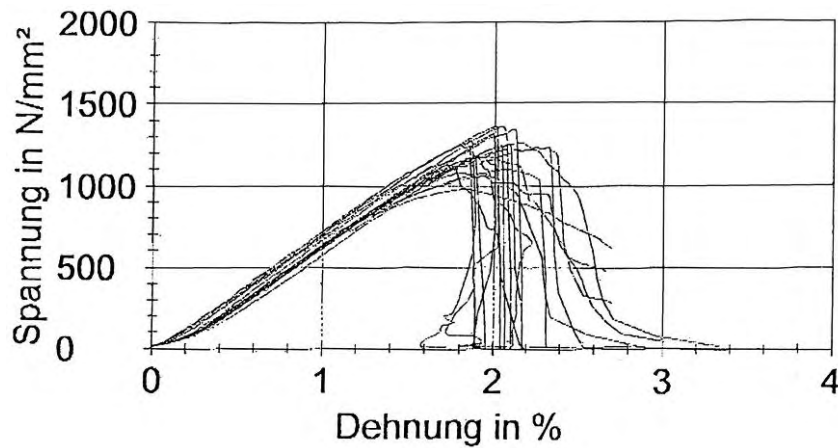


Abb. 14: Spannungs-Dehnungsdiagramm aus einer Serie von Zugversuchen an Glasfilamentgarnen

Man erkennt, dass die Dehnung, aufgetragen auf der Abszisse des Diagramms, zum Zeitpunkt des Risses in einer Größenordnung von etwa 2% liegt. Die größte erzielbare Zugkraft lag bei den 20 untersuchten Proben bei 1.192 N. Eine genaue Zusammenstellung der Materialkennwerte des Glasfasergewebes zeigt die Tabelle 12.

Tab. 12: Übersicht über die wichtigsten Kennwerte des verwendeten Glasfasergewebes

Maschenweite	mm	20
Dichte der Fäden	g/cm ³	2,74
Feinheit	tex	2.400
Querschnittsfläche pro Garn	mm ²	0,876
Festigkeit der Filamentgarne	N/mm ²	1.209,46
bei einer Dehnung von	%	1,99
max. Zugkraft je Garn F_{\max}	N	1.059,38
Elastizitätsmodul	N/mm ²	67.590
$F_{\max,1m}$	kN	52,97

Unter einer Feinheit von 2400 tex versteht man ein Fadengewicht von 2400g je 1000m Länge. Die Querschnittsfläche je Garn berechnet sich aus der einfachen Beziehung zwischen der maximalen Zugkraft F_{\max} und der Festigkeit des Glasfilamentgarns. Bei einer Maschenweite von 20mm ergibt sich für ein Gewebe mit einer Breite von einem Meter, eine maximale Zugkraft $F_{\max,1m}$ von 52,97 kN, wenn man davon ausgeht, dass auf einen Meter 50 Garne kommen, zu je 1059,38 N maximaler Zugkraft pro Garn.

2.3 Epoxidharz

Ein weiteres Hauptmaterial für die Herstellung der Verstärkungselemente war neben Polymerbeton auch Epoxidharz. Genauer gesagt handelt es sich um ein so genanntes Dreikomponentenepoxidharz, welches hergestellt und vertrieben wird von der Firma Dywipox GmbH. Da sich dieser Werkstoff bereits bei ähnlichen am Institut für Tragkonstruktionen entwickelten Verstärkungselementen [3] bewährt hat und seine Materialkennwerte bereits durch einige Versuche ermittelt wurden, kommt dieses Material auch bei dieser Arbeit zur Anwendung. Allerdings wurden im Rahmen der nun vorliegenden Diplomarbeit mehrere Varianten von Epoxidharzmischungen hergestellt, welche im Anschluss in den Abschnitten 2.3.2 bis 2.3.4 genauer beschrieben werden. So wurde neben der reinen Epoxidharzmischung mit Aluminiumoxidpulver als Füllstoff, auch Harz mit Quarzsand und normalem Sand der Körnung 0/1 mm produziert. Die Herstellung der Mischungen erfolgte, ebenso wie beim Polymerbeton der Firma Fritschi, im Labor des Instituts.

2.3.1 Allgemeines

Die in diesem Abschnitt nun folgenden Ausführungen handeln über Epoxidharz, seinem grundsätzlichen Aufbau und den wichtigsten Eigenschaften. Grundlage hierfür war unter anderem eine Arbeit von Wolf-Peter Ettl über Kunstharze und Kunststoffdispersionen [14]. Epoxidharze (EP) gehören zu der Gruppe der so genannten reaktiven Polymerbindemittel, welche nach W.-P. Ettl [14] folgendermaßen beschrieben werden können:

„Reaktive Polymerbindemittel (P) sind flüssige Kunstharze, die durch chemische Reaktion mit ihrer Umgebung (Einkomponentenharz) oder mit niedrig molekularen Stoffen (Mehrkomponentenharz) bei Umgebungstemperatur abbinden und dabei ein festes Polymer bilden.“

Epoxidharze sind industriell hergestellte organische Verbindungen mit unterschiedlicher Molekülgröße und Viskosität, deren Reaktivität auf den im Molekül vorhandenen Epoxidgruppen beruht. Durch die Erhärtung in Form von Polyaddition entsteht ein duroplastischer Kunststoff mit hoher Festigkeit und chemischer Beständigkeit. Der große Vorteil dieser Harze liegt in der relativ geringen Molekülgröße, weshalb diese Stoffe gut in den Untergrund eindringen und sich nach dem Erhärten dort gut verankern können. Durch die so genannte sekundäre OH-Gruppe werden Verknüpfungen mit silikatischen Si-OH-Gruppen wie beispielsweise dem Füllstoff möglich. Ein weiterer wichtiger Vorteil des ausgehärteten Epoxidharzes ist die so genannte Unverseifbarkeit, weshalb bei Kontakt mit stark alkalischen Baustoffen, wie zum Beispiel auch Beton, keine Probleme auftreten können.

Die grundsätzlichen Anwendungsgebiete von Epoxidharz sind vielfältig, weshalb nur einige wichtige Punkte angeführt werden. So kann EP beispielsweise eingesetzt werden

- als Klebstoff
- für Industrieböden, als Betonbeschichtung oder für Betonreparaturen
- als Anstrich oder Korrosionsschutz
- zur Herstellung von Bauteilen im Gussverfahren
- als Grundmaterial für die Herstellung von Verbundbauteilen.

Grundsätzlich besteht eine Epoxidharzmischung aus drei Grundstoffen, nämlich dem Epoxidharz, einem Relativverdünner und einem Härter. Im Bauwesen werden fast ausschließlich **Bisphenol-A**-diglycidylether (BPA) eingesetzt, wobei die generelle Charakterisierung eines Harzes über die Molekularmasse, den Erweichungspunkt oder den Epoxidgruppengehalt erfolgt. Der Relativverdünner als zweiter Bestandteil dient zum Herabsetzen der Viskosität und wird dem Harz in einer Größenordnung von 5 – 20% zugegeben. Für die Erhärtung der Epoxidharzmischung (Polyaddition) werden Amine (Di- und Polyamine) und andere Härter verwendet.

Beim Anmischen muss das stöchiometrische Verhältnis zwischen Harz und Härter genau eingehalten werden, da andernfalls die Einzelkomponenten ohne Reaktionspartner bleiben und somit nicht vollständig ausreagieren können. Die Folgen sind dann neben einer klebrigen Oberfläche auch eine reduzierte Festigkeit. Ebenfalls negativ auf die Erhärtung des Epoxidharzes wirkt sich eine inhomogene Mischung infolge zu kurzer Durchmischungszeiten aus. Da es sich bei EP um einen reaktiven Kunststoff handelt, verläuft die Polyaddition stark exotherm. Dabei entsteht eine hohe Reaktionstemperatur, weshalb entweder die angemischte Harzmenge nicht zu groß sein sollte, oder man auf die Verwendung niedrigreaktiver Harze zurückgreifen sollte. Durch die Zugabe von Zuschlagstoffen, den so genannten Füllstoffen, können die Eigenschaften des Epoxidharzes verändert werden. Neben der Dichte kann dadurch auch das Brandverhalten, sowie die Schrumpftneigung modifiziert werden. Der chemische Schrumpf liegt bei den EP, im Gegensatz zu den ungesättigten Polyesterharzen, bei ca. 1-5%. Durch die Zugabe von Füllstoffen können Werte weit unter 1% auch erreicht werden.

Im Rahmen der Verarbeitung ist auch die so genannte Gebrauchsdauer zu beachten. Damit wird jene Zeitspanne bezeichnet, innerhalb derer die Epoxidharzmischung (Harz und Härter) verarbeitet werden kann. Diese auch als Topfzeit bezeichnete Dauer ist im wesentlichen von der Zusammensetzung der Mischung abhängig, sowie der Temperatur beim Erhärtungsvorgang und liegt bei einer 500g Mischung Zweikomponentenharz, bestehend aus einem Epoxidharz und einem Härter aus Aminen, bei etwa 10 bis 60 Minuten. Grundsätzlich gilt, dass je höher die Temperatur ist, umso kürzer auch die Verarbeitungszeit wird.

Wie jedes andere Material besitzt auch Epoxidharz sowohl Vor- als auch Nachteile.

Vorteile:

- geringer Schwund beim Härten
- gute Haftung auf fast allen Untergründen
- hohe mechanische Festigkeit, hohe Härte sowie hohe Abriebfestigkeit (bei entsprechender Füllstoffbeigabe)
- gute elektrische Eigenschaften
- gute chemische Beständigkeit, geringe Brennbarkeit und hohe Temperaturstandfestigkeit
- gute Maßhaltigkeit

Nachteile:

- relativ hoher Preis
- hohe Viskosität (Zähflüssigkeit), daher Zugabe von Reaktivverdünner erforderlich
- Giftigkeit der Epoxidharzkomponenten
- Recyclingfähigkeit fraglich

Abschließend werden in der Tabelle 13 beispielhaft die wichtigsten Materialkennwerte einiger Epoxidharzmischungen einander gegenübergestellt.

Tab. 13: Gegenüberstellung einiger Materialkennwerte verschiedener Epoxidharzmischungen (aus Lit. [15])

Eigenschaft	Einheit	EP-Harzmasse (ohne Füllstoff)	EP-Harzmasse (mit Füllstoff)	EP-Harzmasse (glasfaserverstärkt)	EP-Harzmasse (glasfaserverstärkt mit Füllstoffen)
Dichte	g/cm ³	1,15 – 1,20	2,95	1,30 – 1,35	1,30 – 1,35
Zugfestigkeit	N/mm ²	50 - 80	20 - 25	200 - 220	180 – 200
Druckfestigkeit	N/mm ²	80 - 100	120 - 130	260 - 300	230 – 250
linearer Schwund	‰	1,5 – 2,0	0,7 -1,3	0,1 – 0,5	0,1 – 0,5
Elastizitätsmodul	N/mm ²	3.300 – 4.000	10.500 – 11.500	18.000 – 20.000	10.000 – 12.000

2.3.2 Epoxidharz – Dywipox GmbH (Materialbezeichnung D) [16]

Die Materialbezeichnung D steht für die Epoxidharzmischung nach einem Rezept der Firma Dywipox GmbH. Dieses lösemittelfreie Dreikomponentenepoxidharz ist primär als Vergussystem für die Verankerung von CFK-Drähten in Stahlsockeln entwickelt worden. Mit diesem Material bereits hergestellte und getestete Verstärkungselemente anderer Art [3] zeigten allerdings, dass sich dieses Material aber sehr wohl auch für diese Zwecke verwenden lässt. Das Produkt besteht aus den drei Ausgangskomponenten A, B sowie C, welche in einem bestimmten Verhältnis miteinander gemischt werden müssen (siehe Tabelle 14). Bei der Komponente C handelt es sich um die so genannte Füllstoffkomponente, wobei im Originalrezept der Firma Dywipox hierfür Aluminiumoxidpulver verwendet wird. Im Zuge der vorliegenden Diplomarbeit wurden aber auch Materialvarianten mit Quarzsand (2.3.3) sowie normalem Sand der Körnung 0/1 mm (2.3.4) hergestellt.

Tab. 14: Mischungsverhältnis für die Herstellung von Epoxidharz nach einem Rezept der Firma Dywipox

Komponente	Gew. -Teile
A (Epoxidharz)	720
B (Reaktionskomponente)	280
C (Aluminiumoxidpulver)	1.000
Summe	2.000

Mit Ausnahme der Druck- sowie der Zugfestigkeit, beide sind im Labor des Instituts für Tragkonstruktionen – Betonbau ermittelt worden, sind die nachfolgenden Ausführungen in der Tabelle 15 einem Produktinformationsblatt [16] der Firma Dywipox entnommen worden und sollen einen kurzen Überblick über die Eigenschaften des Materials geben.

Tab. 15: Übersicht über einige Eigenschaften und Materialkennwerte von Epoxidharz der Firma Dywipox

Eigenschaften	zähflüssiges, lösemittelfreies 3-Komponentenepoxidharzvergussystem mit mittlerer Reaktivität; entwickelt für die Verankerung von CFK-Drähten in Stahlsockeln	
Weitere technische Daten	Verarbeitbarkeitsdauer bei 20°C	ca. 35 min
	Mindestverarbeitungstemperatur	> 8°C
	Dichte nach DIN 51757 bei 20°C	1,69 g/cm ³
	Viskosität bei 23°C	zähflüssig
	Druckfestigkeit (nach 28 Tagen)	ca. 80 N/mm ²
	Zugfestigkeit (nach 28 Tagen)	ca. 20 N/mm ²

Bei den beiden Komponenten A und B handelt es sich um honigartig zähe Flüssigkeiten, welche korrosiv sind und deshalb nur mit Schutzhandschuhen verarbeitet werden sollten. Zunächst werden diese beiden Komponenten solange gemischt, bis keine Schlieren mehr zu sehen sind (ca. 2 Minuten). Danach wird der Füllstoff (Komponente C) in kleinen Portionen dazugegeben und nochmals einige Minuten durchgerührt, bis eine homogene Masse entsteht. Die vanilleweiße Mischung kann anschließend problemlos innerhalb einer halben Stunde verarbeitet werden. Die Aushärtung erfolgte im Zuge der Elementsherstellung über Nacht und dauerte in etwa 12 Stunden.

Da es über die Festigkeiten des Epoxidharzes keine ausreichenden Kenntnisse gab, wurde die Zugfestigkeit bereits im Rahmen einer früheren Diplomarbeit, bei der es ebenfalls um Verstärkungselemente aus dem gleichen Material ging, ermittelt [3].

Den Zugversuchen von A. Kainz et. al. zufolge, bei denen drei Prüfkörper untersucht wurden, kann für die Epoxidharzmischung wie unter Abschnitt 2.3.2 beschrieben, von einer mittleren Zugfestigkeit von $f_t=17,86 \text{ N/mm}^2$ ausgegangen werden. Sie liegt daher in etwa in der Größenordnung von Polymerbeton.

2.3.3 Epoxidharz mit Sand der Körnung 0/1 (Materialbezeichnung E)

Neben der reinen Epoxidharzmischung von Dywipox, bei welcher als Füllstoff ausschließlich Aluminiumoxidpulver zum Einsatz kam, wurde auch eine Mischung mit Sand der Körnung 0/1 mm hergestellt. Dabei wurde die gesamte Aluminiumoxidpulvermenge durch den Sand ersetzt. Diese mit der Materialbezeichnung E titulierte Mischung wurde für die Herstellung der Elemente des Typs 5 verwendet und ist, aufgrund der für den Sand typischen braunen Farbe, gut von den anderen verwendeten Materialien zu unterscheiden.

Im Gegensatz zur Epoxidharzmischung nach dem Rezept der Firma Dywipox, gibt es für diese eigens entwickelte Rezeptur keine Aussagen über die Festigkeiten oder das Materialverhalten. Es wurden auch keine Zugversuche an Probekörpern durchgeführt, wie beim reinen Epoxidharz. Im Zuge der Elementsherstellung konnte aber festgestellt werden, dass die Verarbeitungszeit weit unter jener des reinen Epoxidharzes nach 2.3.2 liegt. Die Mischung war bereits nach 20 bis 30 Minuten so angehärtet, dass ein Beschichten der Glasfasergewebestücke nicht mehr möglich war. Darüber hinaus setzte sich der schwere Sand von der Epoxidharzmischung ab und sammelte sich am Boden der Schalung. Deshalb wurden nicht alle Elemente gleichmäßig mit der Harz-Sandmischung überzogen. Aufgrund dieser Beobachtungen muss auch davon ausgegangen werden, dass sich das Materialverhalten und die Festigkeiten von jenen nach Punkt 2.3.2 leicht unterscheiden.

2.3.4 Epoxidharz mit Quarzsand (Materialbezeichnung F)

Eine weitere Variante der Rezeptur der Firma Dywipox GmbH stellt die Mischung mit der Materialbezeichnung F dar. Hier wurde als Füllstoff jeweils zu 50% Aluminiumoxidpulver und 50% Quarzsand verwendet. Dieser ist zwar weitaus feinkörniger als der zuvor in Abschnitt 2.3.3 erwähnte Sand der Körnung 0/1, allerdings immer noch von gröberer Körnung als das Aluminiumoxidpulver.

Diese Mischung härtet zwar ebenfalls rascher aus als die reine Aluminiumoxidpulvermischung (Materialbezeichnung D), allerdings ist die Verarbeitungsdauer deutlich größer als bei der Mischung mit Sand der Körnung 0/1 mm. Die Haftung des Epoxidharzes auf dem Glasfasergewebe ist auch deutlich besser als mit der Sandmischung und es kommt zu keinen Absetzvorgängen wie unter 2.3.3 beschrieben. Allerdings wurden mit diesem Material ebenfalls keine gesonderten Versuche zur Ermittlung der Materialkennwerte durchgeführt. Es ist aber davon auszugehen, dass die Festigkeiten und die Eigenschaften aufgrund der Feinheit des Quarzsandes irgendwo zwischen jener der reinen Mischung mit 100% Aluminiumoxidpulver und jener mit 100% Sand der Körnung 0/1 mm liegen. Eine kurze Zusammenfassung über die Herstellung der Elemente des Typs 7, bei welcher diese Art der Epoxidharzmischung verwendet wurde, findet sich in Abschnitt 3.3.7.

2.4 Normalbeton (Materialbezeichnung G)

Unter der Bezeichnung Normalbeton ist jener Beton zu verstehen, in welchem die Verstärkungselemente eingebaut werden. In weiterer Folge wird dieser Beton auch häufig als Füllbeton bezeichnet. Durch die im Rahmen dieser Diplomarbeit entwickelten Verstärkungselemente soll das Nachrissverhalten dieses Normalbetons optimiert werden (siehe auch Abschnitt 3.2). An diesen mit der Materialbezeichnung G titulierten Beton, werden hinsichtlich seiner Eigenschaften besondere Anforderungen gestellt:

- **Verarbeitbarkeit/
Konsistenz** Die Konsistenz des Betons muss derart beschaffen sein, dass ein Verfüllen aller Hohlräume zwischen den Elementen möglich wird. Eine ausreichende Verdichtbarkeit des Betons in der Probekörperschalung muss ebenfalls garantiert sein. Der Beton darf nicht bereits zum Abbinden beginnen, solange nicht alle Elemente im Probekörper eingebaut sind.
- **Druckfestigkeit** Die Druckfestigkeit muss zumindest so groß sein, dass Druckstrebenversagen durch das Ausbilden von Druckstreben zwischen den Elementen, erst unter einer hohen Laststufe (Bruchlast) eintritt. Es darf zu keinem frühzeitigen Druckversagen vor einem Zugversagen der Elemente kommen.
- **Zugfestigkeit/
Haftvermögen** Selbst bei einem normalen Druckversuch an einem Zylinder tritt letztlich ein Zugversagen ein, da sich der Zementstein vom Zuschlagskorn aufgrund von Querkzugspannungen löst. Die übertragbare Verbundspannung zwischen Füllbeton und Element muss deshalb zumindest so groß sein, dass eine Zugkraftübertragung von einem Element zum anderen möglich wird.

Durch den Einbau der Verstärkungselemente muss das Versagen vereinfacht ausgedrückt so lange wie möglich hinausgezögert werden. Wenn der erste Riss auftritt, das heißt die Biegezugfestigkeit erreicht wird, würde eine Konstruktion ohne Bewehrung oder sonstige Maßnahmen schlagartig versagen. Die Elemente haben daher auch eine verteilende Wirkung. Verteilend dahingehend, dass die Kraft die in einem Riss frei werden würde, auf möglichst viele Elemente verteilt wird, damit die Biegezugfestigkeit möglichst lange nicht erreicht wird. Um diese verteilende Wirkung überhaupt aufbauen zu können, muss der Beton eine bestimmte Zugfestigkeit besitzen. Darüber hinaus ist das Versagen des Füllbetons vor jenem der Verstärkungselemente ein erklärtes Ziel im Rahmen der Entwicklung und Herstellung der Elemente. Deshalb wurden auch Materialien gewählt (Polymerbeton, Epoxidharz) die über eine relativ hohe Zugfestigkeit verfügen. Eine genaue Analyse der Versagensmechanismen findet sich im Abschnitt 4.4. Das „Rezept“ für den Füllbeton (Materialbezeichnung G) wurde aus dem Baustoffkundebuch von Schäffler [17] entnommen. Das Mischungsverhältnis für 1000 Liter Beton ist in der Tabelle 16 ersichtlich.

Tab. 16: Mischungsverhältnis für die Herstellung von 1000 Liter Beton (aus Lit. [17])

Füllbetonrezept	Dichte	1000 Liter	
		Masse	Volumen
Einheit	[kg/dm ³]	[kg]	[dm ³]
Wasser	1,00	295	295,00
Zement	3,00	590	196,67
Sand	2,65	1.307,33	493,33
Luftporen	-	-	15,00
Summe		2.192,33	1.000,00

Um die Verarbeitbarkeit des Betons zu verbessern und um ein vollständiges Füllen der Hohlräume zwischen den Verstärkungselementen zu garantieren, wird der Mischung ein Fließmittel beigemischt. Es handelt sich dabei um das Produkt Sika ViscoCrete – 1025 VP, welches in einer Größenordnung von 1% der Zementmenge der Mischung zugegeben wird (Ausnahme: Probekörper 10 und 11; nur dort beträgt die Fließmittelmenge 1,5%). Infolgedessen kann die Wassermenge gleichzeitig um gewählte 20% reduziert werden. Darüber hinaus liegt das Größtkorn des Sandzuschlags bei einem Millimeter, was das leichtere Verfüllen der Zwischenräume ermöglichen sollte.

Bei dem in diesem Abschnitt beschriebenen Füllbeton handelt es sich im übrigen um die selbe Mischung wie schon bei den Versuchen von A. Kainz et. al. [3], welche ebenfalls Verstärkungselemente in eine Betonmatrix einbauten und diese anschließend im Vierpunktbiegezugversuch testeten. Es kann daher davon ausgegangen werden, dass bei selbiger Rezeptur, gleichem Mischungsverhältnis und den selben Materialien, die gleichen Betonfestigkeiten erreicht werden können wie bei A. Kainz et. al.

Bei dem Füllbeton handelt es sich um Beton der Güte C30/37. Die Druckfestigkeit beträgt nach sieben bis acht Tagen in etwa 20 N/mm². Im Rahmen der Diplomarbeit von A. Kainz [3] wurden Vorversuche mit verschiedenen Betonrezepturen durchgeführt. Ziel der Versuche war es, eine Betonmischung herzustellen, die nach sieben Tagen eine Druckfestigkeit von eben 20 N/mm² hat und sich darüber hinaus auch leicht verarbeiten lässt. Des weitern sollte der Beton auch über ein gutes Haftvermögen verfügen. Auf Basis der von A. Kainz et. al. durchgeführten Versuche, ergeben sich für den Füllbeton folgende technische Daten, welche in Tabelle 17 zusammengefasst sind.

Tab. 17: Weitere technische Daten des Füllbetons

W/B - Wert	0,4
Druckfestigkeit (7d)	~ 20 N/mm ²
Trockenrohdichte	2,4 g/cm ³
Mischungsverhältnis	Zement (1) : Zuschlag (k) : Wasser (W) 1 : k : W = 1 : 2,22 : 0,40

Der W/B – Wert berechnet sich aus der tatsächlichen Wassermenge unter Berücksichtigung der Reduktion infolge der Fließmittelbeigabe und der Bindemittelmenge (Zementmenge).

Bei den von A. Kainz et. al. durchgeführten Vorversuchen zeigte sich, dass der Beton ohne Fließmittel eine steifplastische Konsistenz besitzt. Diese ist allerdings für den Einbau der Verstärkungselemente in den Probekörper nicht geeignet, da der Füllbeton die Elemente lückenlos und sicher umhüllen muss. Dies ist nur möglich, wenn der Beton ein weichplastisches Fließverhalten besitzt, wie dies erst durch die Zugabe des oben beschriebenen Fließmittels möglich wird. Die Druckfestigkeit des nach Rezeptur laut Tabelle 16 hergestellten Füllbetons, wurde von A. Kainz et. al. an einer Serie von Druckzylindern ermittelt. Da die Zylinder immer mit Beton der gleichen Rezeptur gefüllt wurden, ergaben sich auch keine allzu großen Abweichungen in Bezug auf die Druckfestigkeit. Generell kann von einer mittleren Festigkeit auf Druck von $f_c=22,7$ N/mm² in einem Alter von 7 Tagen ausgegangen werden.

3. Verstärkungselemente und Probekörper

3.1 Zusammenfassung einiger bereits bestehender Verstärkungsmöglichkeiten von Betonbauteilen

3.1.1 Faserbeton [11]

Faserbeton ist ein Verbundbaustoff bestehend aus Beton und beigemischten Stahl-, Kunststoff- oder Glasfasern. Mit der Entwicklung dieses Baustoffs versuchte man zum einen die Güteeigenschaften des ungerissenen Betons (Zustand I) zu verbessern und andererseits die Betonzugfestigkeit zu erhöhen. Darüber hinaus sollen die Fasern die Übertragung von Zugspannungen über das Rissufer ermöglichen (Zustand II). Zum einen beträgt die Zugfestigkeit von unbewehrtem Beton nur 1/10 bis 1/15 der Druckfestigkeit und zum anderen ist auch die Dehnfähigkeit nur äußerst gering. Durch die Zugabe von Fasern versucht man diese negativen Materialeigenschaften zu verbessern.

Als Fasermaterial eignen sich neben dem klassischen Stahl auch Polypropylen sowie Basalt und neuerdings auch Kohlenstoff in Form von Kohlenstofffasern. In weiterer Folge soll in den Abschnitten 3.2.1.1 bis 3.2.1.4 auf die verschiedenen Materialien und Fasertypen kurz eingegangen werden.

Bei üblichen Stahlfasermengen von 20 – 70 kg/m³ kommt es aber beim Erreichen der Biegezugfestigkeit immer zu einem unerwünschten Lastabfall.

3.1.1.1 Stahlfasern

Stahlfasern unterscheiden sich hinsichtlich ihrer Geometrie und deren Materialeigenschaften, wobei je nach Einsatzmöglichkeit unterteilt werden kann in gefräste Fasern, Spanfasern und Drahtfasern. Trotz der Zugabe von Stahlfasern in die Betonmischung, lässt sich eine Laststeigerung nach dem Erstriss bei üblichen Fasergehalten nicht realisieren, wie dies in Abbildung 15 [11] gut zu erkennen ist.

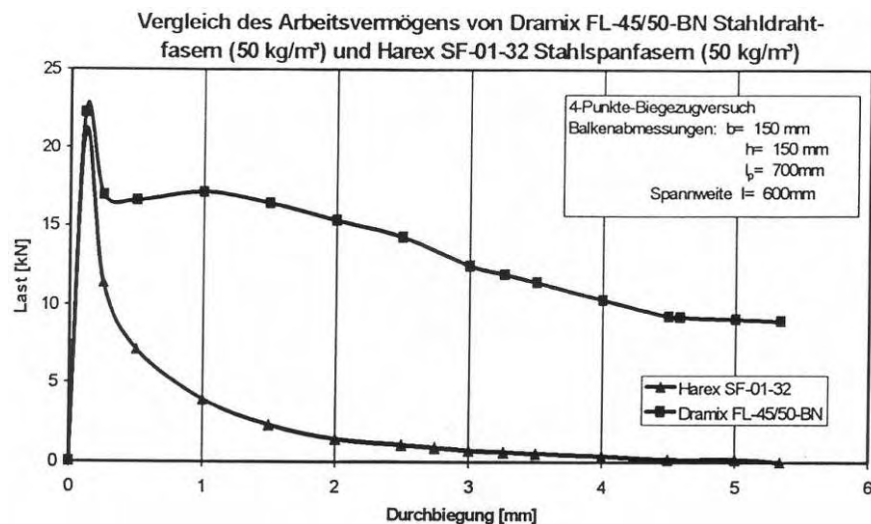


Abb. 15: Vergleich des Arbeitsvermögens unterschiedlicher Stahlfaserarten im Vierpunktbiegezugversuch

Wie in Abbildung 15 zu sehen, kommt es nach dem Erreichen der Zugfestigkeit zu einem plötzlichen Lastabfall. Durch die Zugabe von Stahlfasern kann lediglich das Nachrissverhalten und dadurch die Nachrisszugfestigkeit, ausgedrückt über das Arbeitsvermögen, verbessert werden. Unter dem Arbeitsvermögen, interpretierbar als die Fläche unter dem Last-Durchbiegungsdiagramm, versteht man die Eigenschaft, Energie durch Verformung (Durchbiegung) zu dissipieren [11].

Die Bruchfestigkeit der Fasern liegt dabei in einer Größenordnung, je nach Herstellungsverfahren, von ca. 300 bis 2500 N/mm².

3.1.1.2 Polypropylenfasern (PP-Fasern)

Nach der Herstellungsmethode unterscheidet man zwischen Fasern die durch Spleißung einer Folie entstehen (fast rechteckiger Querschnitt) und Fasern die mit dem Extrusionsverfahren (kreisförmiger Querschnitt) hergestellt werden. Sowohl die Querschnittsform als auch die Oberflächenbeschaffenheit haben einen Einfluss auf das Verbundverhalten der Fasern in der Betonmatrix. Die Zugfestigkeit des Fadens bewegt sich in einer Größenordnung von ca. 300 bis 700 N/mm². Aufgrund der geringen Festigkeit wirken diese Fasern auch nur in der Anfangsphase der Betonerhärtung. Positiv wirken sich die Polypropylenfasern allerdings auf das Brandwiderstandsverhalten und die Schwindrissbildung im jungen Beton aus.

3.1.1.3 Glasfasern

Durch die Zugabe von Glasfasern kann die Bildung von Schwindrissen verringert und die so genannte Grünstandfestigkeit verbessert werden. Je nach Fasergehalt spricht man entweder vom Glasfaserbeton (hoher Fasergehalt) oder vom glasfasermodifizierten Beton (geringer Fasergehalt), wobei über die Zugabemenge die Biegezugfestigkeit des Betons gesteuert werden kann. Für die Herstellung solcher Betonsorten eignen sich aufgrund der Alkalität der Betonmatrix grundsätzlich nur alkalibeständige Glasfasern (AR – Glasfasern).

3.1.1.4 Basaltfasern

Bei Basalt handelt es sich um ein vulkanisches Gestein, welches aus einer Mischung aus Eisensilikaten, Magnesiumsilikaten sowie kalziumreichen Feldspäten besteht. Die Herstellung erfolgt, in ähnlicher Weise wie bei den Glasfasern auch, durch Ziehen aus der Schmelze. Der Vorteil gegenüber herkömmlichen Glas- und Stahlfasern liegt in der höheren Festigkeit und Widerstandsfähigkeit gegenüber Säuren. Darüber hinaus ist Basalt ein kostengünstiger und natürlicher Rohstoff.

3.1.2 Patente

Die nachfolgenden drei Bilder in der Abbildung 16 wurden beispielhaft aus mehreren US-amerikanischen Patentschriften entnommen und sollen einen kurzen Einblick über bereits bestehende und patentierte Verstärkungselemente geben.

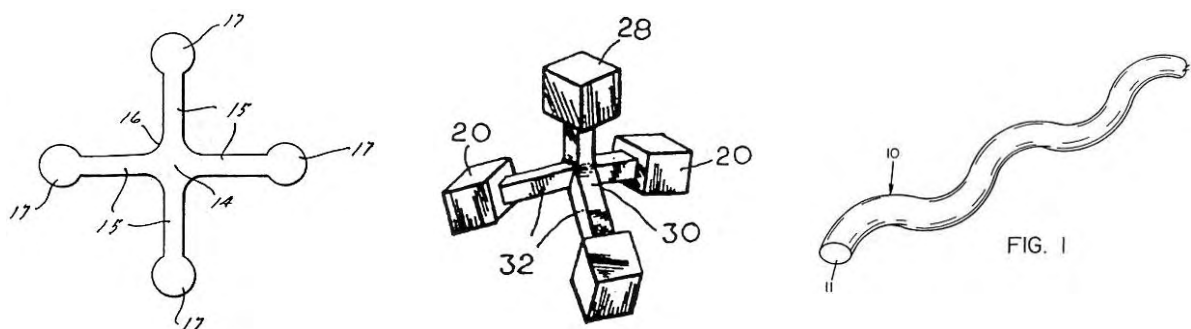
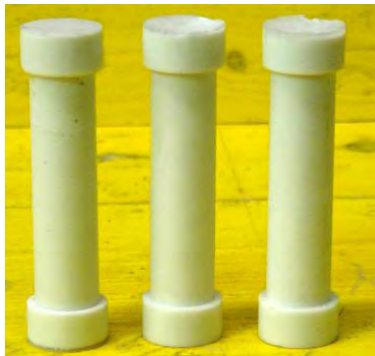


Abb. 16: Verstärkungselemente aus drei verschiedenen Patentschriften (aus Lit. [18], [19] und [20])

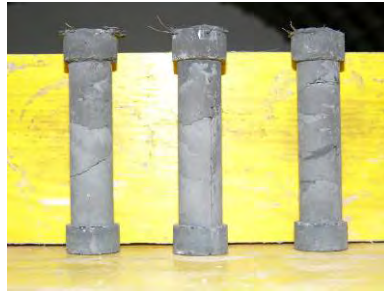
Die in Abbildung 16 beispielhaft abgebildeten Verstärkungselemente sollen die Festigkeitseigenschaften des die Elemente umgebenden Materials verbessern. Dabei kann es sich um eine Betonmatrix, beispielsweise einen Estrich, oder auch eine Stein- oder Bodenmatrix handeln.

3.1.3 Betonverstärkungselemente entwickelt am Institut für Tragkonstruktionen – Betonbau der TU-Wien [3]

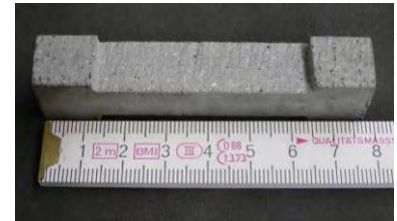
Am Institut für Tragkonstruktionen – Betonbau der TU-Wien wurden Verstärkungselemente entwickelt, die sowohl als Zuschlag als auch als Bewehrungselemente für Betonkonstruktionen verwendet werden können. Die Form der Elemente, welche in Abbildung 17 ersichtlich ist, wurde so gewählt, dass eine Übertragung von Schub- und Druckkräften von der Betonmatrix auf die Elemente und umgekehrt möglich ist. Mit Hilfe dieser Verstärkungselemente kann sowohl das Zugtragvermögen als auch die Duktilität, das heißt das Nachrissverhalten, deutlich verbessert werden.



a) Elemente aus Epoxidharz



b) Elemente aus UHPC



c) Elemente aus Glasfaserbeton

Abb. 17: Verstärkungselemente entwickelt am Institut für Tragkonstruktionen der TU-Wien [3]

Das Ziel der vorliegenden Diplomarbeit war es nun, das günstige Nachrissverhalten von Faserbeton mit der Möglichkeit einer nennenswerten Laststeigerung nach dem Erstriss zu kombinieren, da dies mit den heute am Markt befindlichen Fasertypen nicht zu realisieren ist. Außerdem soll durch die Verwendung nichtmetallischer Materialien die Gefahr einer Korrosion ausgeschlossen werden. Es wurden nun zu diesem Zweck Verstärkungselemente entwickelt und im Vierpunktbiegezugversuch getestet. Als Elemente mit Wirkung in beiden Richtungen (x- und y-Richtung), stellt dies eine Weiterentwicklung der unter 3.1.3 beschriebenen Typen dar.

3.2 Formenfindung und Formenauswahl

Durch den Einbau der Verstärkungselemente soll einerseits eine Kraftsteigerung nach dem Erstriss und andererseits auch ein duktileres Materialverhalten der Betonkonstruktion erreicht werden. Beide Ziele hängen neben dem Material vor allem auch von der Form der Elemente und deren Einbau in den Probekörper ab. Deshalb gehen diese Parameter auch in die Formenfindung ein. Im eingebautem Zustand werden sie zur Zugkraftübertragung innerhalb des Balkens herangezogen. Für die Entwicklung neuer Formen sind darüber hinaus folgende Punkte von Bedeutung:

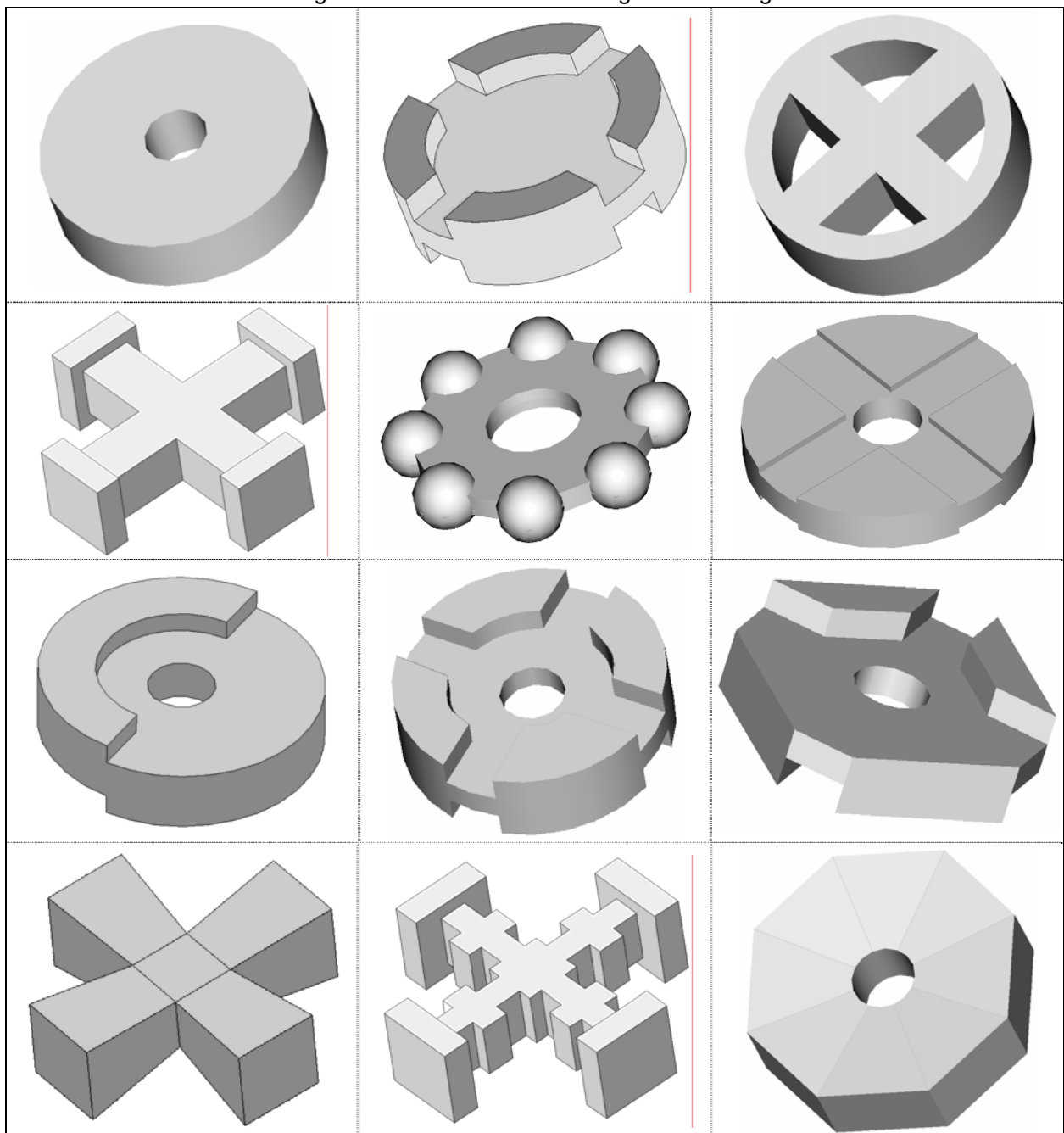
Tab. 18: Mechanismen der Kraftübertragung durch die Verstärkungselemente

1.	Ausbildung von Druckstreben zwischen den Elementen infolge der Zugkraftübertragung
2.	Direkte Kraftübertragung zwischen den Elementen über Erhöhungen, Noppen oder dgl.
3.	Reibungsverbund zwischen der Elementsoberfläche und dem Füllbeton des Probekörpers (Sicken, Vertiefungen, besandete Oberfläche, etc.)

Unabhängig von bereits bestehenden Elementen und Patenten wurden im Zuge dieser Diplomarbeit zum Teil neue Formen entworfen und erarbeitet.

Dabei wurde im ersten Schritt noch nicht auf eine industrielle Herstellung der Elemente Rücksicht genommen, sondern versucht, die Anforderungen nach Tabelle 18 bestmöglich zu erfüllen. Die einzige Vorgabe war es, ebene das heißt in zwei Richtungen wirksame flächenelemente zu entwickeln. Gegenüber den eindimensionalen Elementen sollen diese Flächenelemente bei Beanspruchung durch Zugkräfte und Biegemomente höhere Zug- und Biegezugfestigkeiten aufweisen. Das langfristige Ziel dabei ist es, die Teile in den Beton untermischen zu können, ohne sie vorher in der Schalung ausrichten zu müssen. Durch die Verdichtung sollen sich die scheibenartigen Elemente dann von selbst parallel zueinander ausrichten. Dies stellt eine Weiterentwicklung der bereits am Institut für Tragkonstruktionen – Betonbau der TU-Wien [3] entwickelten, allerdings nur in eine Richtung wirksamen Verstärkungselemente, dar. In einem weiteren Schritt wurden dann jene Elemente, welche sich verhältnismäßig einfach herstellen ließen, ausgewählt und für den Einbau in die Probekörper herangezogen. Die nachfolgende Tabelle 19 gibt einen kurzen Überblick über jene Formen, welche im Zuge der vorliegenden Diplomarbeit bereits angedacht wurden.

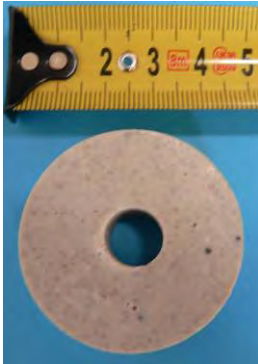


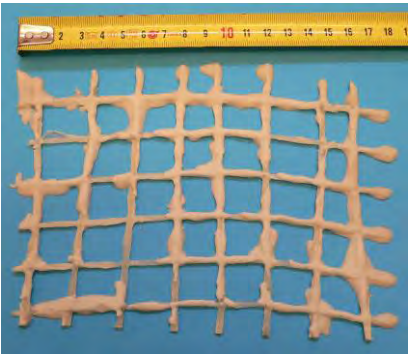
Tab. 19: Mögliche Formen für scheibenartige Verstärkungselemente

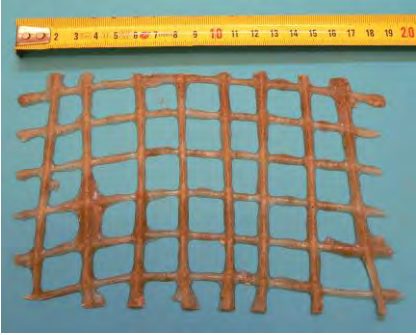
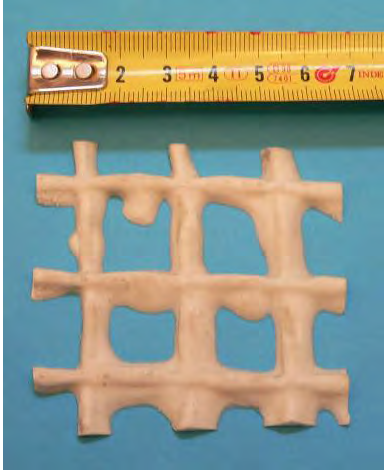
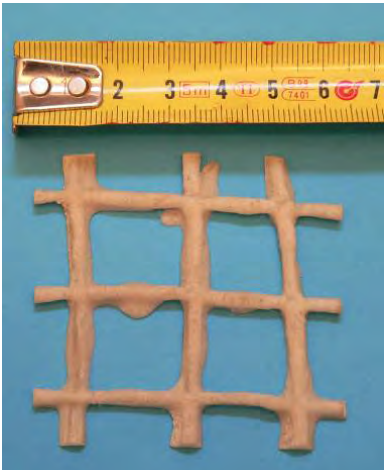





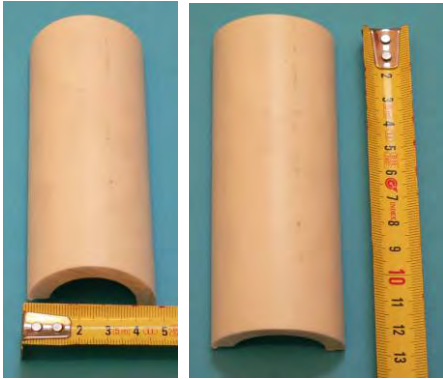
Wie man in der Tabelle 19 sieht, wurden mehrere mögliche Formen für Verstärkungselemente entwickelt. Allerdings erweist sich die Herstellung derselbigen als äußerst aufwendig und mitunter auch recht kompliziert. Um den Zeitaufwand und die Produktionskosten für die Herstellung weitgehend niedrig zu halten, wurde auf einfachere Elemente zurückgegriffen. Die nachfolgende Tabelle 20 zeigt eine kurze Übersicht über jene Verstärkungselemente, die im Zuge dieser Diplomarbeit entwickelt und hergestellt wurden. Eine genauere Beschreibung (Abmessungen und Herstellung) der Elemente erfolgt in Abschnitt 3.3.

In diesem Zusammenhang sei auch die Firma Duroton Polymerbeton GmbH südlich von Wien nicht unerwähnt, die dankenswerterweise den Polymerbeton und die Räumlichkeiten für die Produktion von Typ 1, Typ 2 und Typ 8 zur Verfügung stellte.

Tab. 20: Übersicht über die hergestellten Verstärkungselemente

Bezeichnung	Schaubild	Kurzbeschreibung
Typ 1		kreisrunde Scheiben aus Polymerbeton mit zentralem Loch und beidseitig glatter Oberfläche; Abmessung: $DN_{\text{Aussen}}=45\text{mm}$ $DN_{\text{Innen}}=12\text{mm}$ $h=14\text{mm}$
Typ 2		kreisrunde Scheiben aus Polymerbeton mit zentralem Loch, einer glatten und einer besandeten Oberfläche; Abmessung: $DN_{\text{Aussen}}=45\text{mm}$ $DN_{\text{Innen}}=12\text{mm}$ $h=14\text{mm}$
Typ 3		Glasfasergewebe (Rasterabstand 2x2cm) mit Epoxidharzbeschichtung; Abmessung: 55x13cm
Typ 4		Glasfasergewebe (Rasterabstand 2x2 cm) mit Epoxidharzbeschichtung; Abmessung: 17x13cm

<p>Typ 5</p>		<p>Glasfasergewebe (Rasterabstand 2x2 cm) mit Epoxidharzbeschichtung unter Zugabe von Sand der Körnung 0/1 mm; Abmessung: 17x13cm</p>
<p>Typ 6</p>		<p>Glasfasergewebe (Rasterabstand 2x2 cm) mit Epoxidharzbeschichtung; Abmessung: ca. 6x6cm</p>
<p>Typ 7</p>		<p>Glasfasergewebe (Rasterabstand 2x2 cm) mit Epoxidharzbeschichtung und Quarzsand als Aluminiumoxidpulverersatz; Abmessung: ca. 6x6cm</p>
<p>Typ 8</p>		<p>kreisrunde Scheiben aus Polymerbeton (Firma Duroton) mit je fünf Noppen auf der Ober- sowie Unterseite; Abmessung: $DN_{\text{Aussen}}=53\text{mm}$ $h_{\text{GESAMT}}=15\text{mm}$</p>

Typ 9		<p>quadratische Plättchen aus Epoxidharz mit regelmäßigen Vertiefungen an der Ober- und Unterseite; Abmessung: ca. 5x5cm</p>
Typ 10		<p>quadratische Plättchen aus Polymerbeton (Firma Fritschi) mit regelmäßigen Vertiefungen an der Ober- sowie Unterseite; Abmessung: ca. 6x6cm</p>
Typ 11		<p>Zylinderhälften aus Epoxidharz; Abmessung: $DN_{\text{Außen}} = 46\text{mm}$ $DN_{\text{Innen}} = 32\text{mm}$ Länge = 130mm</p>

Mit jedem Typ von Element wird je ein Probekörper hergestellt und im Vierpunktbiegezugversuch geprüft. Darüber hinaus werden dem Füllbeton des letzten Probekörpers (PK 13) die Reststücke aus dem Zuschnitt von Typ 3 bis Typ 7 sowie Typ 9 und 10 zugegeben. Eine genaue Beschreibung über die Herstellung der Probekörper und den Einbau der entsprechenden Verstärkungselemente, findet sich in Abschnitt 3.4, weshalb an dieser Stelle auf diesen Punkt nicht weiter eingegangen wird.

Die Abmessungen der Verstärkungselemente wurden aufgrund der Vorschriften in der Richtlinie SiA 162/6 „Stahlfaserbeton“ [21] gewählt. Die Größe der Elemente ist hierbei in Abhängigkeit des zu prüfenden Probekörpers festzulegen. Dabei handelt es sich um Prismen mit den Abmessungen 15x15x60 cm, wodurch sich für die einzelnen Verstärkungselemente jene Grenzabmessung ergibt, die in Tabelle 21 zusammengefasst ist.

Tab. 21: Maximale Grenzabmessung eines Verstärkungselements lt. Richtlinie SiA 162/6 [21]

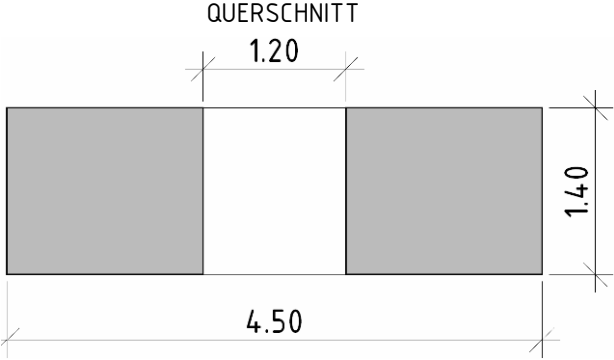
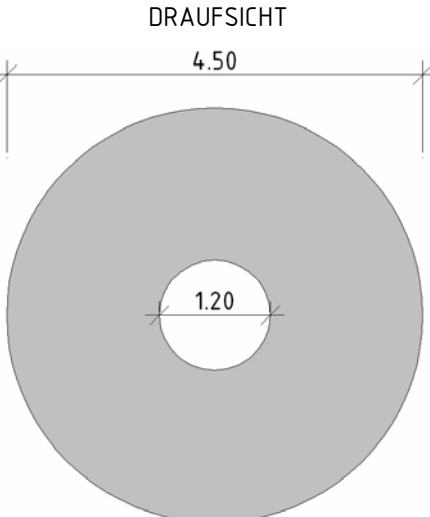
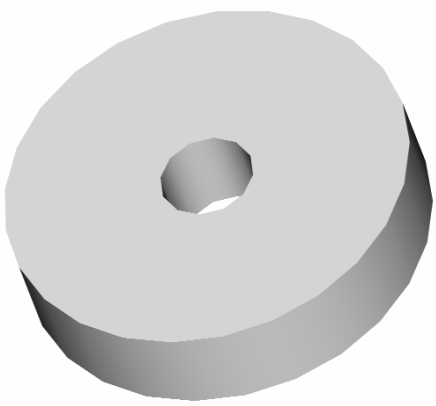
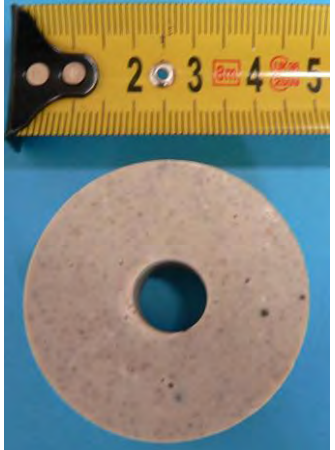
maximale Abmessung l_{\max}	1/3 der kleinsten Probekörperabmessung	$\frac{1}{3} \cdot 15 \text{ cm} = 5,0 \text{ cm}$
-------------------------------	--	--

Gemäß Richtlinie über Faserbeton [1] (Pkt. 10.5.1) dürfen die gewählten Probekörperabmessungen auch bei Elementen mit einer Größe von maximal 60 mm verwendet werden. Die im Rahmen der Diplomarbeit hergestellten Verstärkungselemente des Typs 6 bis 10, sind daher für die Prüfung im Vierpunktbiegezugversuch in Probekörpern mit den Abmessungen 15x15x60 cm zulässig. Darüber hinaus sieht die Faserbetonrichtlinie [1] auch vor, dass der kleinste Durchmesser einer Faser nur $3\mu\text{m}$ und die entsprechende Länge der Faser nicht kleiner als der dreifache Durchmesser sein darf. Diese, aufgrund ihres Gefährdungspotentials für die Gesundheit maßgebenden Mindestabmessungen, spielen allerdings bei den im Rahmen dieser Diplomarbeit hergestellten Verstärkungselementen keine Rolle.

3.3 Formenbeschreibung und Formenherstellung

3.3.1 Verstärkungselement des Typs 1

Tab. 22: Übersicht Element Typ 1

Typ	Abmessungen [cm] und Schaubilder	
1	 <p>QUERSCHNITT 1.20 4.50 1.40</p>	 <p>DRAUFSICHT 4.50 1.20</p>
	 <p>Materialbezeichnung A</p>	 <p>Polymerbeton (Firma Duroton)</p>

Beschreibung

Beim Verstärkungselement des Typs 1 handelt es sich um kreisrunde Scheiben aus Polymerbeton mit zentralem Loch. Die Oberfläche des Elements ist relativ glatt und weist keinerlei Vertiefungen oder anderweitige Maßnahmen zur Vergrößerung der Verbundwirkung zwischen Füllbeton und Element auf. Die glatte Oberfläche resultiert aus der Herstellung in einer furnierten Holzschalung.

Herstellung

Für die Herstellung der Elemente wurde eine furnierte Holzschalung mit den Abmessungen 50x50 cm und einer Füllhöhe von ca. 1,5 cm verwendet (siehe Abbildung 18, Fotos 1 und 2). Nach dem Einstreichen mit einem Trennmittel erfolgte der Verguss des Polymerbetons in einer Stärke von etwa 1,5 cm. Für die Verdichtung des Betons in der Schalung wurde ein vibrierendes Förderband (hochfrequenter Rütteltisch) herangezogen. Nach etwa zwei bis drei Minuten war kein Aufsteigen von Luftbläschen mehr zu beobachten und der Beton konnte weiterverarbeitet werden.

Dazu wurden in die noch plastische Masse ca. 5cm hohe Polypropylenrohre mit einem Außendurchmesser von 50mm gesteckt. Das zentrische Innenloch wurde ebenfalls mit Hilfe von Röhrchen, allerdings mit einem Durchmesser von 12mm hergestellt. Um eine saubere Scheibenform zu garantieren ist es besonders wichtig, die beiden Rohre bis auf den Boden der Holzschalung zu drücken, um überstehende Betonränder zu vermeiden. Nach einer Wartezeit von ca. 15 bis 20 Minuten konnten alle Polypropylenrohre aus der Betonmasse gezogen und die Scheiben aus der Schalung herausgenommen werden. Durch die Verwendung von PP – Rohren erübrigt sich im Zusammenhang mit dem sonst so klebrigen Polymerbeton der Einsatz von speziellem Trennmittel. Die Herstellung der Elemente erfolgte im Werk der Firma Duroton mit industriell hergestelltem Polymerbeton. Die Abbildung 18 zeigt die Herstellung des Elements vom Typ 1 bzw. 2.



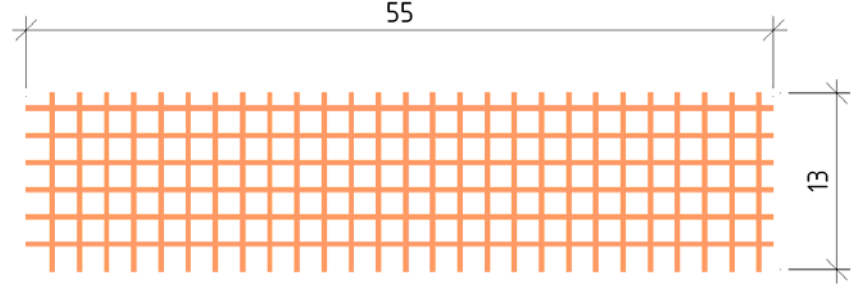

Abb. 18: Fotodokumentation über die Herstellung von Element Typ 1

3.3.2 Verstärkungselement des Typs 2

Die Elemente des Typs 2 werden genauso wie jene des Typs 1 hergestellt, nur mit dem Unterschied, dass auf die Polymerbetonoberfläche vor dem Aushärten eine Sandschicht gestreut wird (Körnung 0 – 1 mm). Dies ist allerdings nur auf jener Seite möglich, die nicht direkt auf der Holzschalung aufliegt, also der luftzugewandten Seite. Das Einstreuen der Sandschicht in die noch nicht betonbefüllte Schalung erweist sich als nicht praktikabel, da der Sand infolge der Verdichtung am Rütteltisch in den Polymerbeton aufsteigt und dadurch sich die Betoneigenschaften ändern würden. Deshalb geht auch der positive Effekt einer Aufrauung der Oberfläche für einen besseren Reibungsverbund zwischen den Elementen und dem Füllbeton verloren. Der Tatsache einer nur einseitigen Beschichtung mit Sand wird beim Einbau der Elemente in den Probekörper Rechnung getragen. Weitere Ausführungen zu dem entsprechenden Prüfkörper folgen im Abschnitt 3.4.

3.3.3 Verstärkungselement des Typs 3

Tab. 23: Übersicht Element Typ 3

Typ	Abmessungen [cm] und Schaubild	
3		
		
	Materialbezeichnung C + D	Glasfasergewebe (Raster 2/2 cm) mit Epoxidharz; Größe 55x13cm

Beschreibung

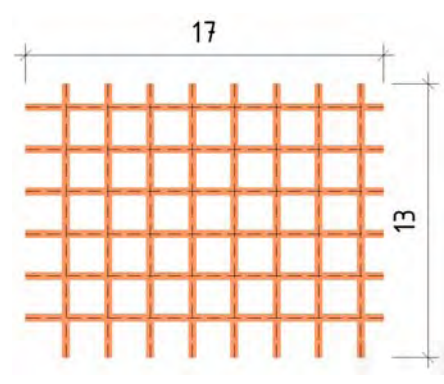

Das Verstärkungselement vom Typ 3 ist ein 55x13 cm großes bidirektionales Glasfasergewebe (Materialbezeichnung C), welches mit Epoxidharz (Materialbezeichnung D) beschichtet ist. Das Gewebe selbst hat ein Raster von 2x2 cm. Auf die einzelnen Materialien und deren Eigenschaften wurde bereits in Abschnitt 2 eingegangen. Der Einbau dieser Elemente in den Betonprobekörper erfolgt in Form von drei Reihen im Zugbereich des Biegebalkens.

Herstellung

Für die Herstellung des Elements wurde im ersten Schritt eine Glasfasergewebbahn auf die Abmessungen von 55x13 cm zugeschnitten. Diese ergeben sich aus den Dimensionen des Prüfkörpers mit 15x15x60 cm. Danach wurde eine Dreikomponentenepoxidharzmischung entsprechend der Rezeptur der Firma Dywipox angefertigt. Diese Mischung wurde dann auf einer Schalung in einer gleichmäßigen Stärke von ca. zwei bis drei Zentimeter ausgebreitet. In diese Masse konnte im nächsten Arbeitsschritt das Glasfasergewebe eingelegt und leicht eingedrückt werden. Nachdem die Unterseite mit Epoxidharz beschichtet war, wurde das Gewebe umgedreht und der Vorgang wiederholt, bis das Glasfaserstück vollständig mit Kunstharz umschlossen wurde. Danach konnte überschüssiges Harz durch leichtes Schütteln entfernt und das Element zur Trocknung abgelegt werden. Nach einer Aushärtezeit von ca. 24 Stunden hat das Kunstharz bereits eine sehr hohe Festigkeit erreicht. Die gesamte Aushärtung kann allerdings sogar mehrere Tage dauern. Anders als bei Polymerbeton, welcher schon innerhalb von 20 Minuten sehr hart werden kann, bleibt das Epoxidharz noch mehrere Stunden verarbeitbar. Aufgrund des filigranen Aufbaus des Glasfasergewebes und der doch leicht klebrigen Kunstharzmischung, ist es fast unmöglich die exakte Form des zugeschnittenen Gewebestücks zu erhalten (siehe Tabelle 23, Foto Typ 3). Beim Herausnehmen aus der zähen Kunstharzmischung wurde das Gewebe (Raster 2x2cm) leicht verzogen und die Kantenbereiche rissen leicht aus. Eine alternative und auch bessere Herstellungsmöglichkeit ist das Zuschneiden eines Elements der Größe 55x13cm mit der Flex, aus einem bereits getrockneten aber größeren Gewebestück. Diese Vorgangsweise wurde bei den Elementen anderen Typs angewendet.

3.3.4 Verstärkungselement des Typs 4

Tab. 24: Übersicht Element Typ 4

Typ	Abmessungen [cm] und Schaubild	
4		
	Materialbezeichnung C + D	Glasfasergewebe (Raster 2/2 cm) mit reinem Epoxidharz; Größe 17x13cm

Beschreibung

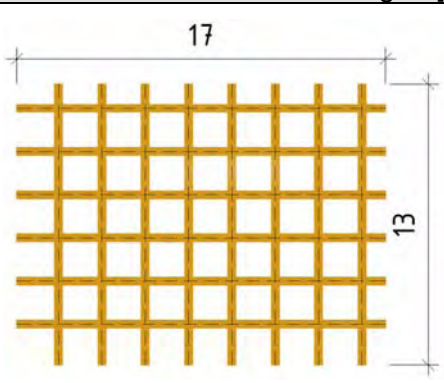
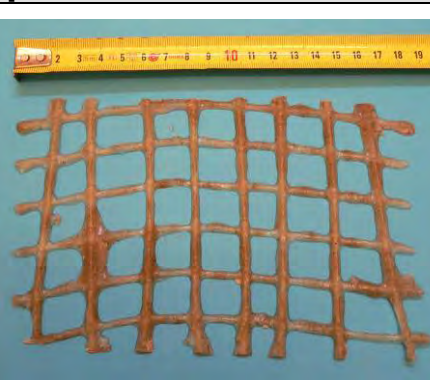
Beim Element des Typs 4 handelt es sich ebenfalls um ein Glasfasergewebe mit Epoxidharzbeschichtung. Allerdings sind diese Elemente im Gegensatz zum Typ 3 nur 17x13 cm groß. Der Raster des Gewebes beträgt aber ebenfalls 2x2 cm.

Herstellung

Die Herstellung dieser Verstärkungselemente erfolgte in ähnlicher Art und Weise wie unter Punkt 3.3.3 (Typ 3) beschrieben. Der Zuschnitt des unbeschichteten Gewebes erfolgte hier allerdings auf Stücke zu je 20x20 cm Seitenlänge. Danach wurden sie in die Kunstharzmischung beidseitig eingelegt, bis die Glasfasern vollständig mit Epoxidharz umschlossen waren. Nachdem überschüssiges Harz abgeschüttelt war, konnte das Element zur Trocknung abgelegt werden. Nach einer Aushärtezeit von ca. 24 Stunden wurden die Elemente mit einer Flex auf die gewünschte Größe von ca. 17x13 cm zurechtgeschnitten. Die Abmessungen ergeben sich wieder aus den Dimensionen des Probekörpers (Biegebalken mit 15x15x60 cm).

3.3.5 Verstärkungselement des Typs 5

Tab. 25: Übersicht Element Typ 5

Typ	Abmessungen [cm] und Schaubild	
5		
	Materialbezeichnung C + E	Glasfasergewebe (Raster 2/2 cm) mit Epoxidharz (Sand); Größe 17x13cm

Beschreibung

Beim Element des Typs 5 handelt es sich um ein Glasfasergewebe mit einer Beschichtung aus speziellem Kunstharz (Materialbezeichnung E). Die Herstellung der Epoxidharzmischung erfolgte nicht genau nach dem Rezept der Firma Dywipox. Anstelle von Aluminiumoxidpulver wurde die gesamte Menge durch Sand der Körnung 0/1mm ersetzt, gut zu erkennen an der im Vergleich zum reinen Kunstharz dunkleren Färbung.

Herstellung

Wie bei den Elementen zuvor wurden auch hier zunächst Stücke von ca. 20x20 cm Abmessung aus einer Glasfasergewebebahn ausgeschnitten. Danach erfolgte das Anmischen der speziellen Epoxidharzmischung. Nach dem Ausbreiten dieser Mischung auf einer Schalung, wurden die Teilstücke wieder beidseitig mit Harz beschichtet. Infolge des Austauschs des Aluminiumoxidpulvers durch Sand der Körnung 0/1 mm, ergibt sich ein anderes Materialverhalten. Der Sand besitzt eine vielfach größere Körnung und dadurch auch ein größeres Gewicht als das weitaus feinere Aluminiumoxidpulver.

Dadurch kam es schon nach relativ kurzer Verweilzeit in der Schalung zu Absetzvorgängen. Der Sand sank in der Schalung ab und das Kunstharz blieb an der Oberfläche zurück. Des Weiteren ist diese Mischung auch weitaus klebriger und zäher als die Kunstharzmischung nach dem Rezept der Firma Dywipox. Beim Herausnehmen der Elemente aus der Mischung, wurde das Gewebe verzogen und die Kanten fransten sehr leicht aus. Aus diesem Grund war auch eine Nachbearbeitung in Form eines Nachschnitts mit der Flex notwendig. Darüber hinaus zeigte sich diese eigens hergestellte Mischung schon innerhalb von 20 bis 30 Minuten so verfestigt, dass ein weiteres Einlegen und Beschichten von Elementen nicht mehr möglich war. Die Abbildung 19 dokumentiert die Herstellung des Elementtyps 5 anhand dreier Fotos.

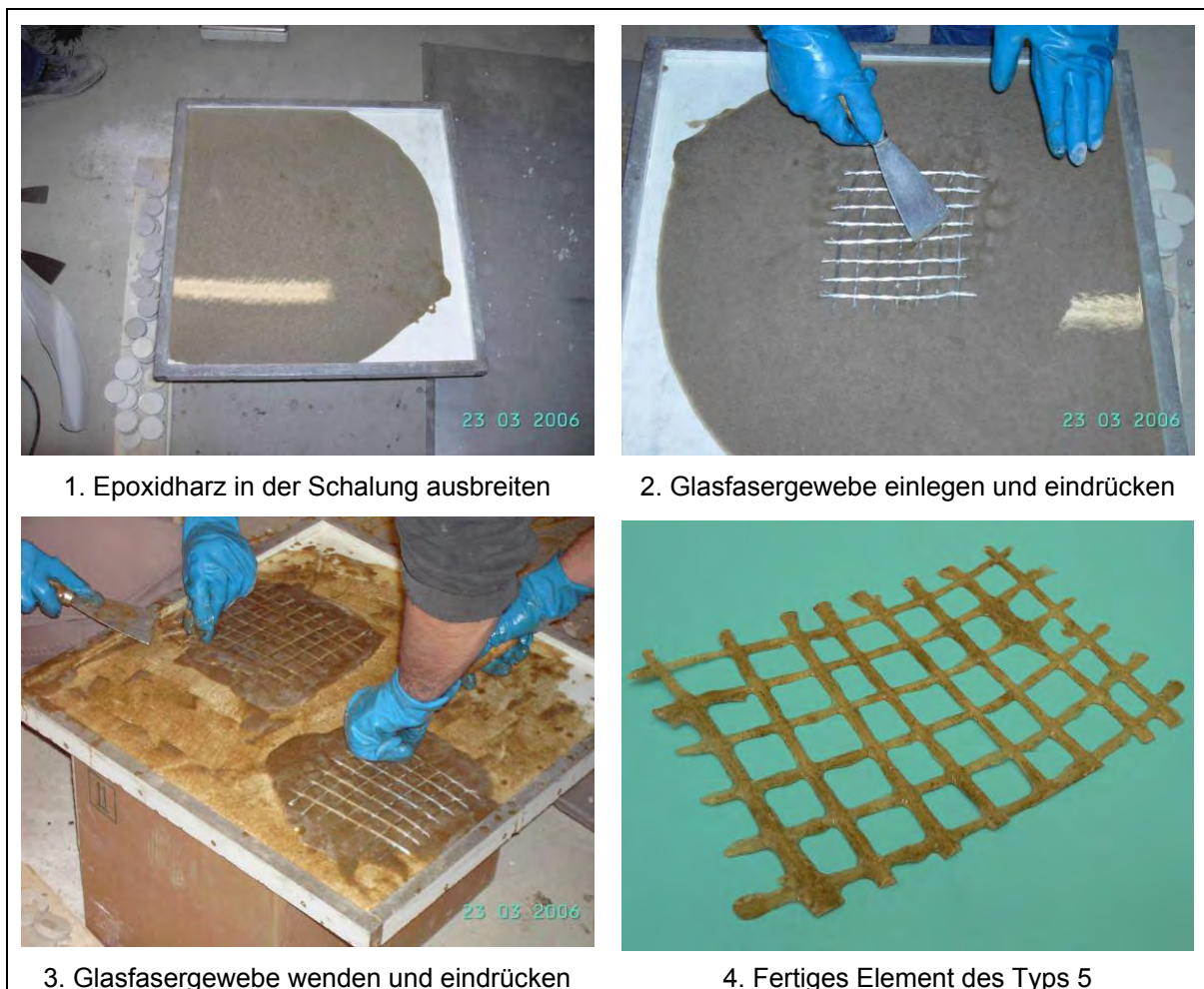
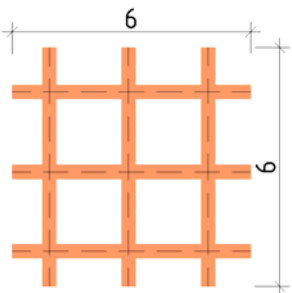
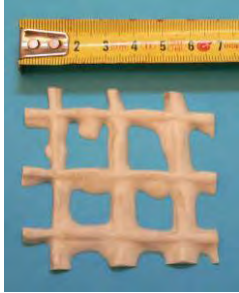


Abb. 19: Fotodokumentation über die Herstellung von Element Typ 5

3.3.6 Verstärkungselement des Typs 6

Tab. 26: Übersicht Element Typ 6

Typ	Abmessungen [cm] und Schaubild	
6		
	Materialbezeichnung C + D	Glasfasergewebe (Raster 2/2 cm) mit Epoxidharz; Größe 6x6cm

Beschreibung

Bei den Elementen des Typs 6 handelt es sich um etwa 6x6 cm große Stücke aus Glasfasergewebe, die mit einer Epoxidharzbeschichtung versehen sind. Bei der Kunstharzmischung handelt es sich um jene nach dem Rezept der Firma Dywipox (Materialbezeichnung D). Der Unterschied zu den Elementen des Typs 4 liegt einzig und allein in der kleineren Abmessung.

Herstellung

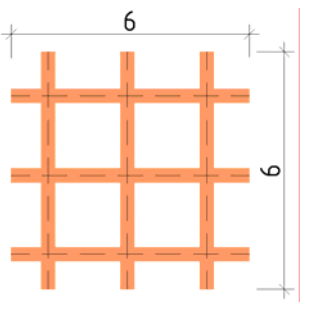
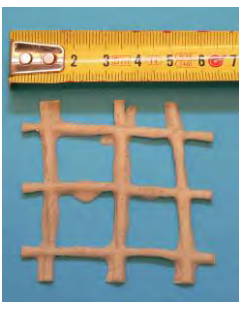
Die Herstellung der Elemente erfolgte in gleicher Weise wie jene des Typs 4. Zunächst wurden Stücke mit je 20x20 cm Seitenlänge aus einer Glasfasergewebebahn ausgeschnitten. Nach einer beidseitigen Beschichtung mit Epoxidharz und einer darauf folgenden Aushärtezeit von ca. 24 Stunden, wurden die Elemente wieder mit der Flex wieder auf die gewünschte Größe von 6x6 cm zugeschnitten (siehe Abbildung 20). Die Art und Weise wie diese Elemente in den Probekörper eingebaut werden, ist aus dem Abschnitt 3.4 ersichtlich.



Abb. 20: Fotodokumentation über die Herstellung von Element Typ 6

3.3.7 Verstärkungselement des Typs 7

Tab. 27: Übersicht Element Typ 7

Typ	Abmessungen [cm] und Schaubild	
7		
	Materialbezeichnung C + F Glasfasergewebe (Raster 2/2 cm) mit Epoxidharz (Quarzsand); Größe 6x6cm	

Beschreibung

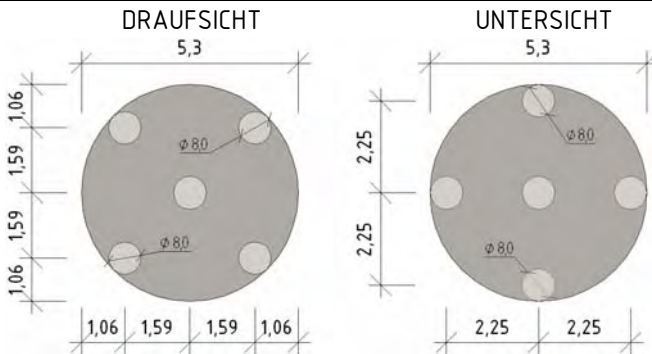
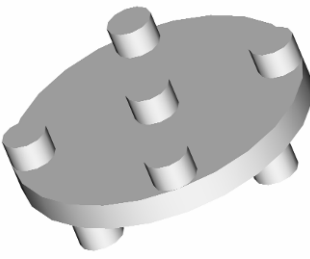
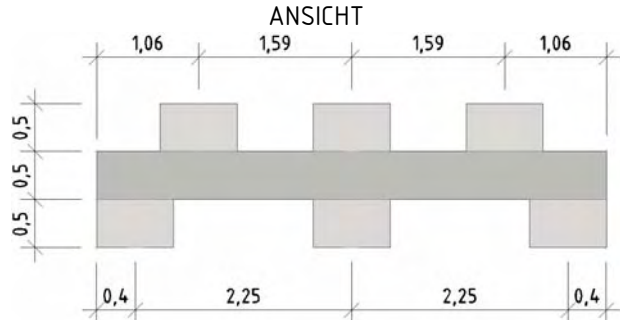

Ebenso wie die Elemente des Typs 6 sind auch diese Teile 6x6 cm groß und aus beschichtetem Glasfasergewebe. Für die Beschichtung wurde aber nicht die Mischung nach einer Rezeptur der Firma Dywipox verwendet, sondern ein eigenes Rezept entwickelt. Dabei werden 500g des Aluminiumoxidpulvers durch 500g Quarzsand ersetzt (Materialbezeichnung F).

Herstellung

Die Herstellungsart dieser Verstärkungselemente ist mit jener des Typs 6 gleich, nur mit dem Unterschied einer anderen Kunstharzmischung. Deshalb wird an dieser Stelle auf die Herstellung nicht weiter eingegangen und auf den Abschnitt 3.3.6 verwiesen.

3.3.8 Verstärkungselement des Typs 8

Tab. 28: Übersicht Element Typ 8

Typ	Abmessungen [cm] und Schaubilder	
8		
		
	Materialbezeichnung A Polymerbeton (Firma Duroton)	

Beschreibung

Wie aus der Tabelle 28 ersichtlich ist, handelt es sich bei dem Verstärkungselement des Typs 8, um ein kreisrundes scheibenförmiges Element mit beidseitigen Noppen. Der Außendurchmesser der 5mm starken Basisscheibe beträgt herstellungsbedingt 53mm. An beiden Seiten befinden sich je fünf Noppen mit einer Höhe von etwa 5mm und einem Durchmesser von je 8mm. Die Noppen sind gegeneinander versetzt, um ein besseres Ineinandergreifen der Elemente im eingebauten Zustand zu garantieren. Lediglich die mittig gelegene Noppe ist sowohl an der Ober- als auch an der Unterseite zentrisch auf der Scheibe angeordnet.

Die Gesamtstärke des Verstärkungselements beträgt in Summe 15mm, dies entspricht 3 x 5 mm. Die Scheiben sind aus Polymerbeton hergestellt, welcher von der Firma Duroton zur Verfügung gestellt wurde. Durch die industrielle und gleichmäßige Herstellung des Betons, sind eine gleich bleibende Qualität und dadurch auch gleiche Festigkeitseigenschaften sichergestellt.

Herstellung

Die Herstellung der Elemente erfolgte in einer mehrteiligen Schalung aus Polypropylenplatten. Die fertig zusammengebaute Schalung ist in Abbildung 21 ersichtlich.

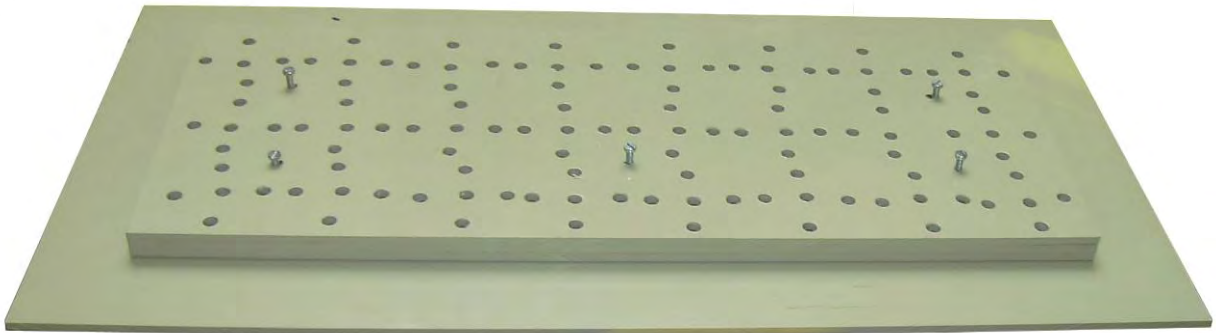


Abb. 21: Fertige Schalung für die Herstellung der Elemente des Typs 8

Jede Platte für sich ist 5mm stark und aus Polypropylen. Daraus ergibt sich im zusammengebauten Zustand eine Gesamtstärke der Elemente von 15mm.

Die Elemente des Typs 8 konnten wieder aus industriell hergestelltem Polymerbeton der Firma Duroton hergestellt werden. Die Verdichtung des Betons erfolgte auf einem hochfrequenten Rütteltisch. Das Problem im Zuge der Herstellung ist nicht das Füllen der Schalung mit Polymerbeton. Dies gelingt mit Hilfe des Rütteltischs auch bei vollständig zusammengebaute Schalung recht gut. Entgegen aller Erwartungen ist der Beton auch bis in die untersten Noppen geflossen.

Probleme entstehen vor allem beim Ausschalen der Elemente aus der Polypropylen Schalung. Anders als bei den Elementen des Typs 1 schwindet der Beton aufgrund der relativ kleinen Abmessung der Noppen nicht ausreichend, um sich von der Schalung lösen zu können. Deshalb reißen viele Noppen vom Scheibenelement ab und bleiben in der Schalung stecken. Verwendet man zuviel Trennmittel, werden die Löcher verschlossen und der Beton kann trotz ausreichender Verdichtung nicht in die Noppenlöcher eindringen. Insgesamt wurden die, für die beiden Probekörper etwa benötigten 430 Elemente, in zwei Arbeitstagen hergestellt. Es wurde des weiteren versucht mit der selben Schalung gleiche Elemente aus Epoxidharz herzustellen, was aber letztlich am Ausschalen scheiterte. Dabei wurden alle Elemente durch das Abreißen der Noppen restlos zerstört.

Die Abbildung 22 zeigt die Herstellung des Elements vom Typ 8 anhand von drei Bildern.



Abb. 22: Fotodokumentation über die Herstellung von Element Typ 8

3.3.9 Verstärkungselement des Typs 9

Tab. 29: Übersicht Element Typ 9

Typ	Abmessungen [cm] und Schaubilder	
9	<p>QUERSCHNITT 5,0</p>	
	<p>DRAUFSICHT 5,0</p>	
	Materialbezeichnung D	Epoxidharz; Größe 5x5 cm

Beschreibung

Beim Element des Typs 9 handelt es sich um ein ca. 5x5 cm großes Plättchen aus Epoxidharz mit noppenartigen Vertiefungen an der Ober- und der Unterseite. Die Elemente sind ca. 1,0 cm dick, wobei die Vertiefungen einen Durchmesser von ebenfalls ca. 1,0 cm haben und in etwa 0,30 cm in die Tiefe reichen. Bei der Dreikomponentenkunstharzmischung handelt es sich um eine Rezeptur der Firma Dywipox (Materialbezeichnung D).

Herstellung

Für die Herstellung der Elemente benötigt man neben der Epoxidharzmischung noch eine ebene Schalung und eine so genannte Luftpolsterfolie, wie sich auch in der Verpackungsindustrie verwendet wird. Nach dem Zuschneiden und dem anschließenden Auflegen der ersten Folie auf die Schalung, erfolgt das Übergießen mit der Epoxidharzmischung (siehe Abbildung 23, Foto 1). Nachdem das Harz gleichmäßig verteilt wurde und eine gleichmäßige Dicke hatte, konnte in die noch plastische Masse ebenfalls eine Luftpolsterfolie eingelegt und festgedrückt werden. Nach einer Aushärtezeit von ca. 24 Stunden erfolgte das problemlose Abziehen beider Folien von der Kunstharzplatte. Mit dieser Methode wurden mehrere ca. 50x50 cm große Platten mit Vertiefungen in beiden Oberflächen hergestellt. Anschließend konnten diese dann mit Hilfe einer Flex wieder problemlos auf die gewünschte Größe der Elemente von ca. 5x5 cm zugeschnitten werden. Die dabei anfallenden Reststücke wurden gesammelt und gemeinsam mit den sonstigen Zuschnittresten in den Füllbeton des letzten Prüfkörpers (PK 13) mit eingebaut.



Abb. 23: Fotodokumentation über die Herstellung von Element Typ 9

3.3.10 Verstärkungselement des Typs 10

Tab. 30: Übersicht Element Typ 10

Typ	Abmessungen [cm] und Schaubilder	
10	<p>QUERSCHNITT</p> <p>6,0</p>	
	<p>DRAUFSICHT</p> <p>6,0</p>	
	Materialbezeichnung B	Polymerbeton (Fritschi); Größe ca. 6x6 cm

Beschreibung

Die Elemente bestehen aus Polymerbeton, hergestellt nach einem Rezept der Firma Fritschi Bauelemente AG (Materialbezeichnung B) und sind ca. 6x6 cm groß. Sie besitzen, ebenfalls wie der Typ 9 auch, regelmäßige Vertiefungen an der Ober- und Unterseite.

Herstellung

Die Herstellung dieses Typs ist prinzipiell gleich wie jene des Typs 9. Der Unterschied liegt lediglich im unterschiedlichen Ausgangsmaterial. Der Polymerbeton ist allerdings zäher und klebriger als die Epoxidharzmischung und darüber hinaus schon nach ca. 15 – 20 Minuten hart. Deshalb musste bei der Herstellung zügig vorgegangen werden.

Anders als bei den Kunstharzelementen bilden sich die Vertiefungen zwar aus, allerdings nicht in der selben Qualität wie beim Typ 9. Die Luftpolsterfolien lassen sich von der Polymerbetonplatte auch schwerer lösen. Im letzten Arbeitsschritt wurden die Elemente mit den Abmessungen 6x6 cm wieder auf der Platte markiert und mit der Flex zugeschnitten.

Die Abbildung 24 zeigt einige Fotos über die Herstellung der Elemente. Vergleicht man die Vertiefungen im Element des Typs 10 mit jenen des Typs 9, so sieht man, dass sich die Sicken im Polymerbeton nicht so sauber ausbilden als beim Epoxidharz.



Abb. 24: Fotodokumentation über die Herstellung von Element Typ 10

3.3.11 Verstärkungselement des Typs 11

Tab. 31: Übersicht Element Typ 11

Typ	Abmessungen [cm] und Schaubilder	
11	<p>DRAUFSICHT</p>	
	<p>QUERSCHNITT</p>	
	Materialbezeichnung D	Epoxidharz

Beschreibung

Es handelt sich bei diesen Elementen um Zylinderhälften aus Epoxidharz (Materialbezeichnung D). Sie haben einen Außendurchmesser von 46mm und einen Innendurchmesser von je 32mm. Die mittlere Stärke der Elemente beträgt in etwa 7,0mm, bei einer Länge von ca. 130mm.

Herstellung

Für die Herstellung der Elemente wurde neben Dreikomponentenepoxidharz auch jeweils ein Polypropylenrohr mit 46mm Außendurchmesser (Wandstärke 2 mm) und ein Rohr mit einem Außendurchmesser von 32mm (Wandstärke 1,5 mm) verwendet. Beide Rohre wurden auf die entsprechende Länge zugeschnitten und auf der Stahlplatte befestigt. Dabei wurde zuerst das äußere und dann jeweils das innere Rohr auf der Platte angeklebt. Beide Rohre waren mit Teflon beschichtet, um ein Festkleben der Epoxidharzmasse an der Rohrwandung zu verhindern. In den Zwischenraum zwischen den beiden Röhren konnte dann mit Hilfe eines Trichters die Kunstharzmasse eingefüllt werden. Die Füllhöhe betrug ca. 30 cm und damit fast die gesamte Höhe der beiden Polypropylenrohre. Nach einer Härtezeit von ca. 24 Stunden, waren die Kunstharzzylinder fertig und konnten aus den Polypropylenrohren entfernt werden. Dazu wurden die Rohre mitsamt des Kunstharzbauteils entlang der Achse in zwei Teile geschnitten, womit zwei Halbschalen mit einer Einzellänge von je 33 cm entstanden. Im Anschluss daran wurden in einem weiteren Arbeitsschritt aus diesem Stück drei kleinere Zylinderhälften, mit einer Einzellänge von je 13 cm geschnitten. Bedauerlicherweise klebte die Epoxidharzmischung trotz der Teflonbeschichtung zu stark an den Polypropylenrohren, weshalb diese im Zuge des Ausschalens zerstört werden mussten.

Die folgende Abbildung 25 zeigt die prinzipielle Herstellung der Elemente des Typs 11. Das Foto 4 soll das Schema, in welchem die Elemente in den Probekörper eingebaut werden, verdeutlichen.

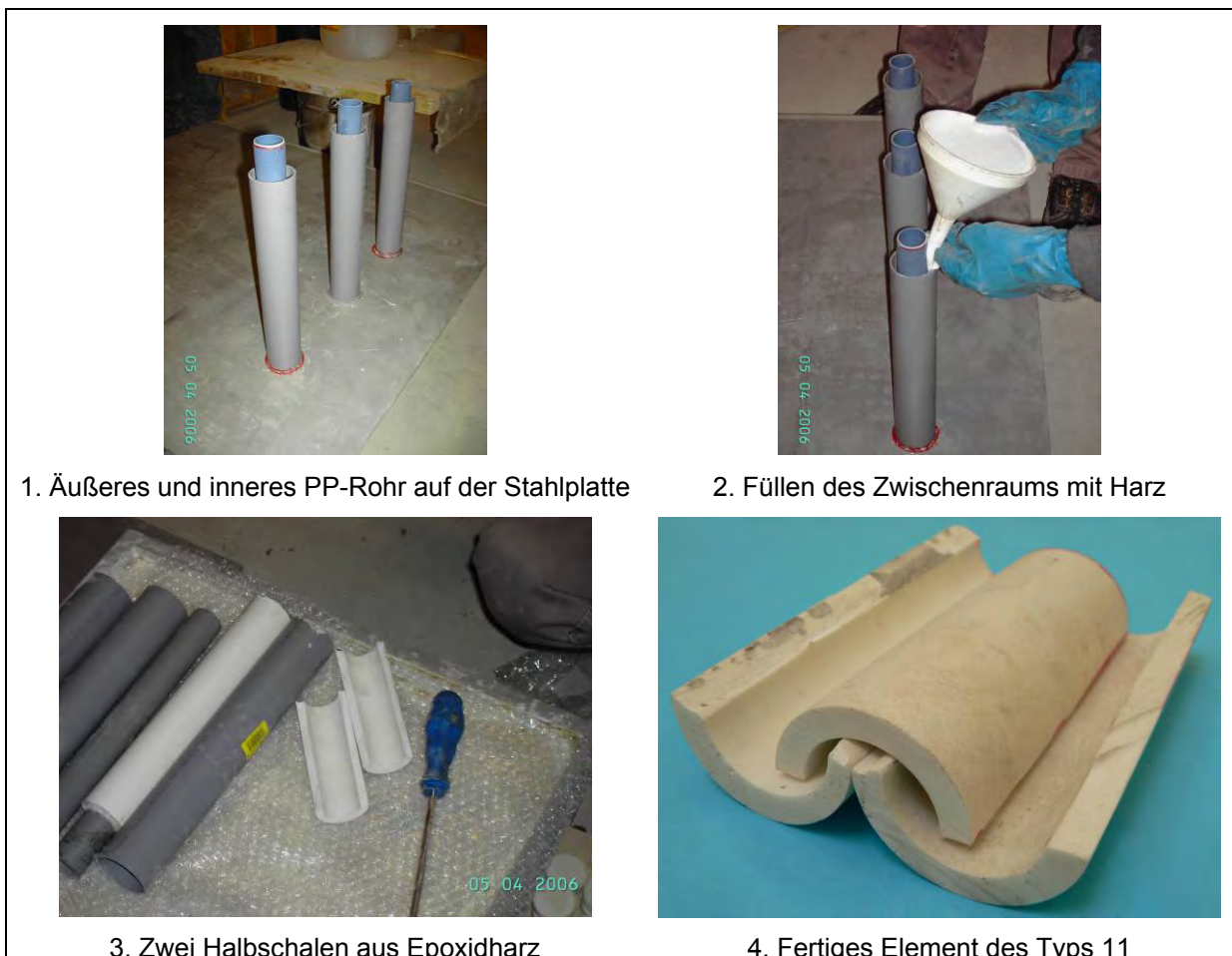


Abb. 25: Fotodokumentation über die Herstellung von Element Typ 11

3.4 Herstellung der Probekörper und Wirkungsweise der Verstärkungselemente

Im Rahmen dieser Diplomarbeit wurden elf verschiedene Verstärkungselementstypen mit unterschiedlicher Form und aus verschiedenen Materialien entwickelt. Um deren Wirkungsweise und Tragverhalten in Versuchen ermitteln zu können, erfolgte die Herstellung von insgesamt 13 Probekörpern. In einige wurde nur ein bestimmter, in andere wiederum zwei verschiedene Typen in Kombination eingebaut. Weiters wurden in neun Probekörpern die Elemente in einer so genannten normalen und in den vier anderen Körpern in einer dichten Lagerung eingebaut. Nach den Vierpunktbiegezugversuchen an den Probekörpern mit der normalen Anordnung stellte sich nämlich heraus, dass die Verstärkungselemente innerhalb des Querschnitts nicht ihre Lage behielten. Aus diesem Grund konnte sich die planmäßige Wirkung einiger Elemente auch nicht voll entfalten. Daraufhin wurden eben diese weiteren vier Probekörper hergestellt, in welchen die Verstärkungselemente in einer dichteren Anordnung eingebaut wurden. In den Füllbeton des letzten Probekörpers (PK 13) wurden alle Reststücke untergemischt, die während der Herstellung der Typen 3 bis 7 sowie 9 und 10 angefallen sind. In Summe sind dies also 13 Probekörper, die im Rahmen einer Versuchsreihe im Labor des Instituts für Tragkonstruktionen - Betonbau im Vierpunktbiegezugversuch untersucht wurden.

3.4.1 Übersicht über die hergestellten Probekörper

Die nachfolgende Tabelle 32 gibt eine kurze Übersicht über die im Rahmen der vorliegenden Diplomarbeit hergestellten Probekörper. Eine genaue Beschreibung über den Aufbau und den Einbau der Verstärkungselemente folgt in den Abschnitten 3.4.4 bis 3.4.16.

Tab. 32: Übersicht über die hergestellten Probekörper

Kurzzeichen	Element	Anzahl der Einzelelemente	Gesamtvolumen der Verstärkungselemente	Anteil der Elemente am Probekörpervolumen
			[cm ³]	[Vol-%]
PK 1	Typ 4 + Typ 6	Typ 4: 9 Typ 6: 106	850	6,30
PK 2	Typ 5 + Typ 7	Typ 5: 9 Typ 7: 106	850	6,30
PK 3	Typ 3	3	307	2,27
PK 4	Typ 1	144	3122	23,13
PK 5	Typ 2	144	3122	23,13
PK 6	Typ 8	152	2059	15,25
PK 7	Typ 9	76	1447	10,72
PK 8	Typ 10	76	1447	10,72
PK 9	Typ 11	17	948	7,02
PK 10	Typ 1 + Typ 2	Typ 1: 112 Typ 2: 74	4033	29,87
PK 11	Typ 8	272	3685	24,42
PK 12	Typ 9	189	3598	26,65
PK 13	Typ 10 + Reststücke	121	2304	17,07

3.4.2 Wirkungsweisen der Kraftübertragung

Beton ist ein künstliches Gestein bestehend aus dem Bindemittel (Zement), dem Anmachwasser und dem Zuschlag. Er eignet sich besonders gut für den Einsatz in druckbeanspruchten Bauteilen und bedarf aufgrund seiner äußerst geringen Zugfestigkeit, die beträgt in der Regel nur 1/10 bis 1/15 der Druckfestigkeit, der Zugabe einer Bewehrung. Die Zugfestigkeit von Beton lässt sich aufgrund der starken Streuung der Versuchsergebnisse infolge innerer Temperaturschwankungen, sowie durch Schwind- und Austrocknungsrisse, nur sehr schwer und noch dazu nur unzuverlässig ermitteln. Aus diesem Grund darf sie in der Berechnung lt. Norm auch nicht angesetzt werden.

Die Problematik des unbewehrten Betons liegt in dem plötzlichen und unangekündigtem Versagen unter Beanspruchungszuständen, bei denen die Zugspannungen im Beton überschritten werden. Man spricht in diesem Zusammenhang auch von einem Spröbruchverhalten des Betons. Das prinzipielle Verhalten eines Betonbalkens unter Momentenbeanspruchung soll anhand der nachfolgenden Abbildung 26 näher erläutert werden.

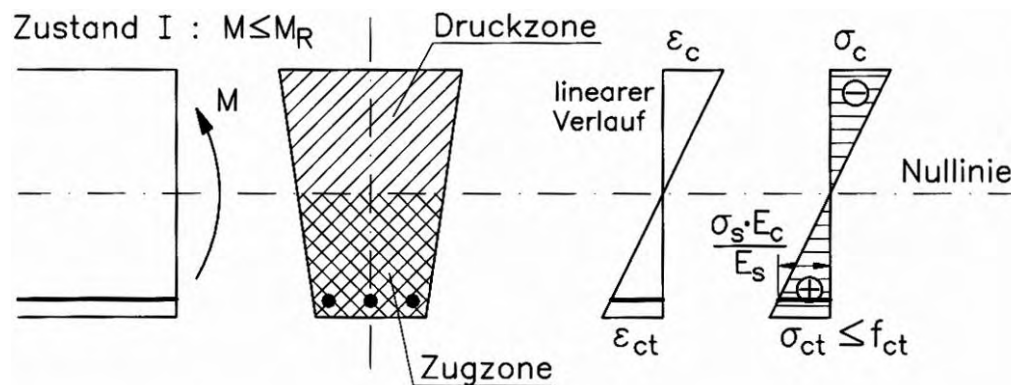


Abb. 26: Spannung und Dehnung eines Stahlbetonbalkens im Zustand I (aus Lit. [22])

Die Abbildung 26 zeigt einen Stahlbetonbalken unter reiner Biegebeanspruchung. Unter Voraussetzung der Hypothese nach Bernoulli (Ebenbleiben der Querschnitte), ergibt sich ein über die Querschnittshöhe linearer Verlauf der Dehnungen. Klar zu erkennen ist dabei die Trennung in eine obere Druckzone und eine unter der Nulllinie gelegene Zugzone. Mit Hilfe der Spannungs – Dehnungsbeziehung von Beton, kann die Spannung in jedem Belastungszustand berechnet werden. Bekanntlich kann man hinsichtlich der Beanspruchungszustände in den Zustand I (ungerissener Zustand), das heißt die am Zugrand wirkenden Spannungen erreichen die Betonzugfestigkeit gerade noch nicht und den Zustand II (gerissene Zugzone) unterscheiden, in welchem die Zugspannungen an der gezogenen Seite des Balkens größer sind als die Zugfestigkeit des Betons selbst. Ist diese Laststufe überschritten, ist eine weitere Kraftsteigerung nur durch die Einlage einer Bewehrung zur planmäßigen Aufnahme der Zugkräfte möglich.

Jenes Biegemoment bei welchem die Betonzugfestigkeit gerade erreicht wird, bezeichnet man als Rissmoment M_R (siehe Abbildung 26). Wird dieses Moment erreicht, kann es jederzeit zur Bildung eines Risses an der gezogenen Seite kommen. Gibt es dann keine Elemente (i.d.R. ist dies die Bewehrung) die die frei gewordenen Zugkräfte aufnehmen können, kommt es zu einem plötzlichen Versagen des Betonbalkens.

Das Ziel dieser Arbeit war es, nichtmetallische Elemente zu entwickeln, die derart beschaffen sind, im Falle eines Erstrisses auftretende Zugkräfte sicher über das Rissufer leiten zu können, wie dies im Regelfall auch von einer normalen Bewehrung sichergestellt wird. Ein plötzliches und unangekündigtes Versagen der Konstruktion soll dadurch ausgeschlossen werden. Die Elemente müssen deshalb nicht nur eine spezielle Form, sondern auch eine genügend große Zugfestigkeit besitzen, denn im Versuch soll sich zeigen, dass zuerst der Füllbeton und dann die Verstärkungselemente zerstört werden.

Die Zugkraft, wie sie anschaulich an der Unterseite des Biegebalkens unter reiner Biegebeanspruchung auftritt, muss hierbei von einem Verstärkungselement in das nächste Element übertragen und über Verbund in den Füllbeton eingeleitet werden. Gedanklich kann man sich die Aneinanderreihung der Elemente wie eine in den Beton eingelegte Kette vorstellen, deren einzelnen Glieder ineinander greifen müssen. Im Falle der Verstärkungselemente ist dies jedoch nicht möglich, weshalb die Zugkraftübertragung auf eine andere Art und Weise erfolgen muss.

Für eine Kraftübertragung stehen dabei folgende drei prinzipielle Mechanismen zur Verfügung (siehe Tabelle 33), die im Anschluss in den Abschnitten 3.4.2.1 bis 3.4.2.3 näher betrachtet werden. Da diese Prinzipien nicht nur einen Einfluss auf die Form, sondern auch auf den Einbau der Verstärkungselemente in den Probekörper haben, werden sie an dieser Stelle erläutert. Eine genauere Analyse der einzelnen Versagensmechanismen erfolgt aber im Abschnitt 4.4.

Diese Prinzipien, die natürlich nie streng allein für sich auftreten, haben wie bereits erwähnt einen wesentlichen Einfluss auf die Formgebung der Elemente. So wird beispielsweise ein Verbund, wie er bei einer profilierten Bewehrung in einem Stahlbetonbauteil auftritt, durch die Profilierung der Elementoberfläche erreicht (z.B.: Sicken, Noppen, Vertiefungen usw.).

Tab. 33: Grundsätzliche Mechanismen der Kraftübertragung zwischen den Elementen sowie zwischen den Elementen und dem Füllbeton

- | |
|--|
| <ol style="list-style-type: none"> 1. Kraftübertragung durch ein einfaches Fachwerkmodell 2. Kraftübertragung durch direkten Kontakt 3. Kraftübertragung durch Reibung in der Verbundfuge |
|--|

3.4.2.1 Kraftübertragung durch ein einfaches Fachwerksmodell

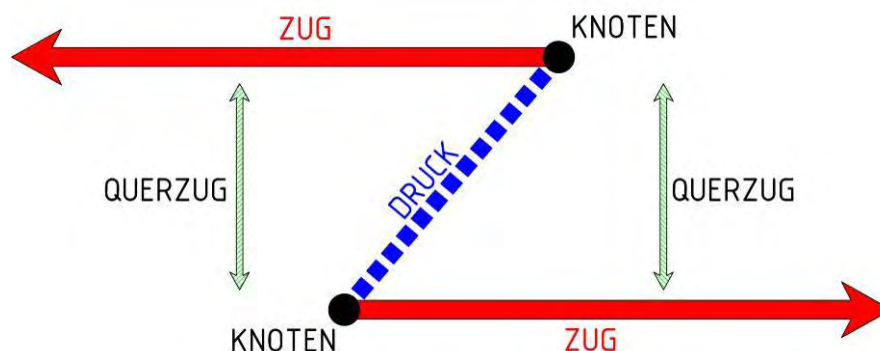


Abb. 27: Fachwerksmodell zur Übertragung der Zugkräfte zwischen den Elementen

Die Abbildung 27 zeigt das Prinzip der Zugkraftübertragung, wie sie beim Zusammenwirken zweier Verstärkungselemente in einem Biegebalken auftritt, anhand eines einfachen Fachwerksmodells. Sobald die beiden Elemente auf Zug beansprucht werden, bildet sich eine Druckstrebe im Füllbeton aus. Voraussetzung hierfür ist einerseits ein notwendiger Freiraum zwischen den Elementen und andererseits eine entsprechende Druckfestigkeit des Füllbetons. Da diese bei den hergestellten Probekörpern bei etwa 20 N/mm² liegt, kann ein vorzeitiges Druckversagen im Laufe des Versuchs ausgeschlossen werden. Betrachtet man die Gleichgewichtsbedingung „Summe aller vertikalen Kräfte gleich Null“ in einem Knoten, so erkennt man, dass eine Querzugkomponente entsteht, die die beiden Elemente von einander weg entfernt. Ein ähnliches Prinzip ist auch bei der Einleitung einer Zugkraft über einen profilierten Bewehrungsstahl in den Beton zu beobachten. Dieser Querzug wirkt sich ungünstig auf die in der Verbundfuge zwischen dem Element und dem Füllbeton übertragbare Kraft aus, da der Beton vom Element quasi entfernt wird.

Ein anschauliches Beispiel für die Wirkungsweise eines nach Abbildung 27 beschriebenen Fachwerksmodells sind die Verstärkungselemente des Typs 1 und 2. Durch das kreisrunde Loch in der Mitte der Scheibe kann an dieser Stelle der Füllbeton eindringen und sich so eine Druckstrebe zwischen den Elementen ausbilden. Etwas genauer wird dieses Thema in den Abschnitten 3.4.7 und 3.4.8 behandelt, wo es um den Einbau der Elemente in den jeweiligen Probekörper geht.

3.4.2.2 Kraftübertragung durch direkten Kontakt

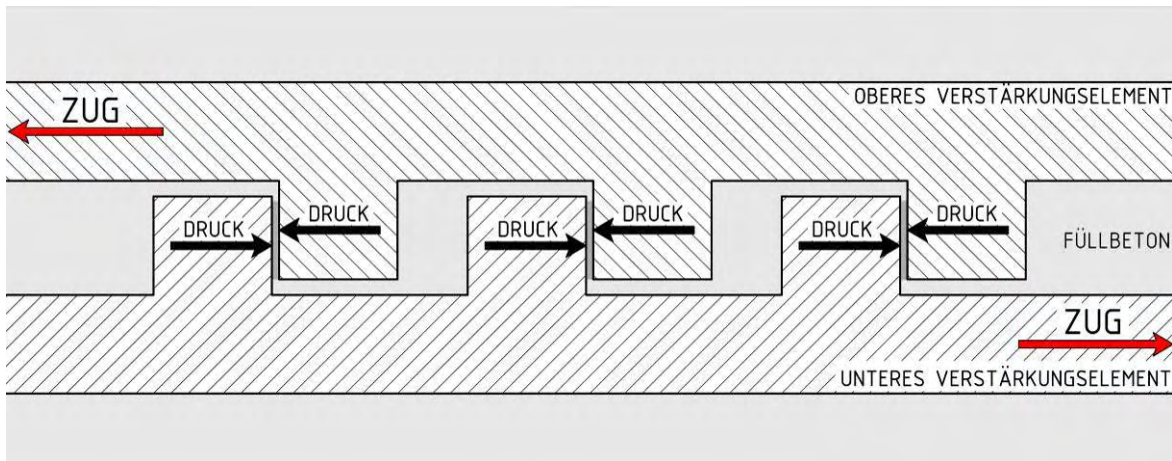


Abb. 28: Zugkraftübertragung durch direkten Kontakt zweier Elemente

Die Abbildung 28 zeigt das Prinzip einer direkten Kraftübertragung zwischen zwei Elementen, deren Oberfläche gekennzeichnet ist durch überstehende Noppen. In jenen Bereichen, in denen sich die Noppen berühren, kommt es zu lokalen Druckspannungen. Diese rufen ihrerseits wiederum ein Abscheren der Noppen vom Scheibenelement hervor. Zwar bietet der Füllbeton diesem Mechanismus einen gewissen Widerstand entgegen, letztlich ist aber die Schubfestigkeit in der Fuge zwischen der Scheibe und der Noppe für das Versagen nicht unmaßgeblich. Das gleiche Prinzip tritt auch bei einer direkten Kraftübertragung zwischen einem Element mit Noppen und dem Füllbeton auf. Auch hier wird die Noppe auf Abscheren beansprucht.

3.4.2.3 Kraftübertragung durch Reibungskräfte in der Verbundfuge

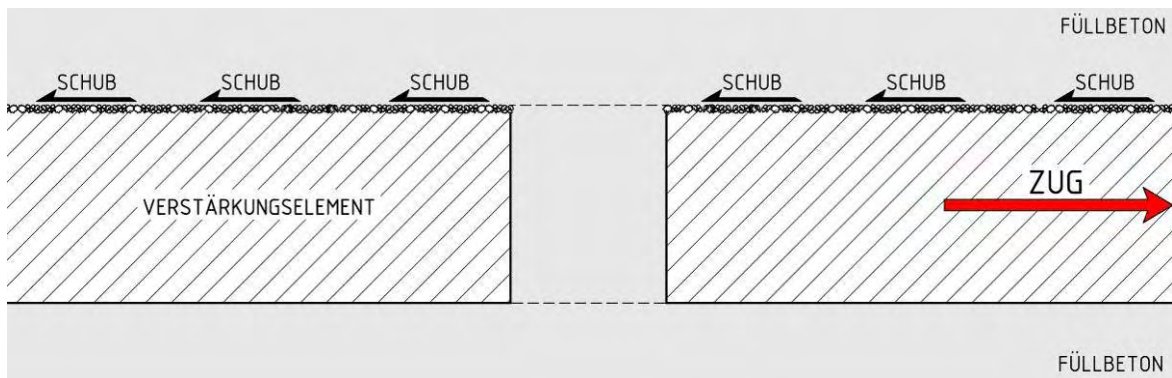


Abb. 29: Kraftübertragung zwischen dem Element und dem Füllbeton durch Reibungskräfte in der Verbundfuge

Wie aus Abbildung 29 ersichtlich, erfolgt infolge einer profilierten Oberfläche und einer daraus sich ergebenden höheren Rauigkeit, eine Schubkraftübertragung zwischen dem Element und dem Füllbeton. Je rauer die Oberfläche und je höher die Schubfestigkeit des Betons dabei ist, umso höher sind die übertragbaren Kräfte in der Verbundfuge. Nachteilig wirkt sich allerdings der infolge der Biegung des Balkens entstehende Querzug normal zu den Elementen aus, da dieser den Anpressdruck an den Füllbeton reduziert und somit, frei nach dem Coloumb'schen Gesetz, die übertragbare Schubkraftkomponente reduziert. Durch die einseitige Bestreuung der Oberfläche von Element Typ 2 mit Sand der Körnung 0/1 mm und durch die Vertiefungen der Elemente des Typs 8, 9 und 10, können Schubkräfte wie in Abbildung 29 beschrieben, übertragen werden. Diese Art der Kraftübertragung scheint im Gegensatz zu den anderen Mechanismen nur eine untergeordnete Rolle zu spielen. Für das Versagen der Probekörper mit den Typen 1 und 2 hingegen, ist die maximal übertragbare Kraft in der Verbundfuge von besonderer Bedeutung. Dieser Umstand wird noch in den Abschnitten 4.4.4 sowie 4.4.5 näher erläutert werden.

3.4.2.4 Kombinierte Kraftübertragungsmechanismen

In der Regel treten die Mechanismen, je nach Elementstyp meist kombiniert auf, wie dies die Abbildungen 30 und 31 beispielhaft verdeutlichen sollen. In Abbildung 30 ist ein Element des Typs 9 zu sehen, bei dem eine Kraftübertragung in den Füllbeton über Vertiefungen in der Oberfläche und über Reibung in selbigen möglich ist. Die mit Füllbeton gefüllten Vertiefungen entsprechen dem Prinzip nach dem selben Mechanismus wie bei der direkten Kraftübertragung durch Kontaktpression, nur umgekehrt. Die Noppen bilden sich in Abbildung 30 im Füllbeton und nicht wie bei Abbildung 28 am Verstärkungselement. Das Prinzip ist allerdings bei beiden gleich. Die Reibungskräfte wirken entlang der gesamten rauen Oberfläche der Vertiefungen und dienen somit auch der Übertragung der Schubkräfte vom Element in den Füllbeton.

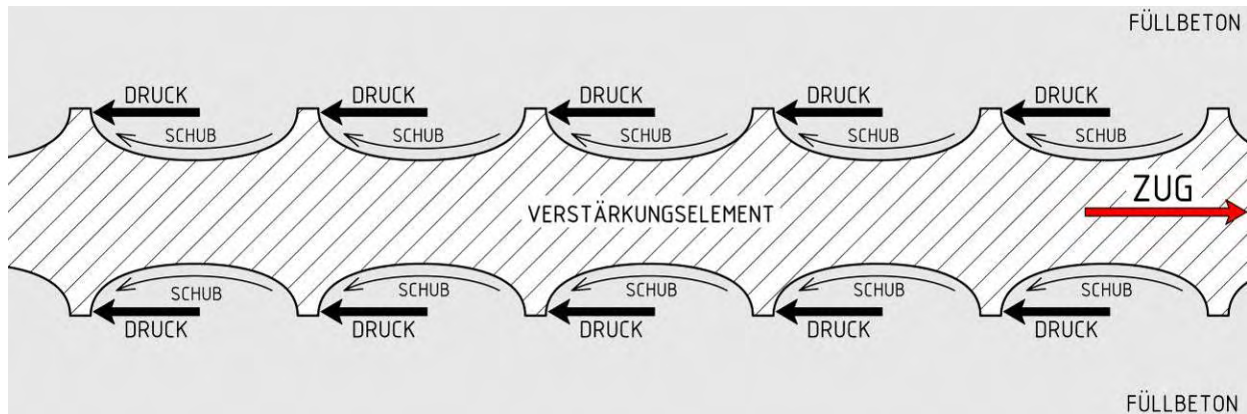


Abb. 30: Kraftübertragung zwischen dem Element und dem Füllbeton durch Pressung und Reibung am Beispiel des Elements vom Typ 9 bzw. 10

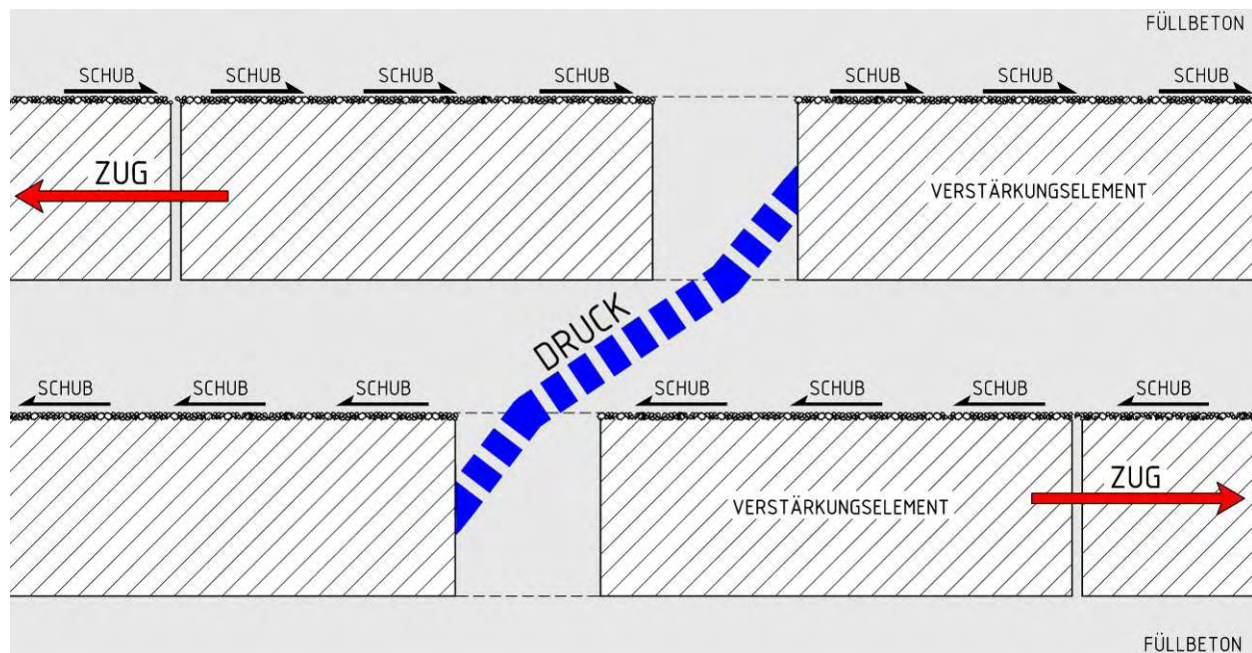


Abb. 31: Kraftübertragung zwischen dem Element und dem Füllbeton durch das Fachwerksmodell und durch Reibung am Beispiel des Elements vom Typ 2

In Abbildung 31 sieht man die Kraftübertragung zwischen zwei Elementen mittels Fachwerksmodell und über Reibung in der Verbundfuge. Dieses Prinzip entspricht jenem, wie es auch beim Typ 1 auftritt. Bei Beanspruchung der Elemente auf Zug, wird im Füllbeton zwischen den Verstärkungselementen eine Druckstrebe hervorgerufen. Diese stützt sich sowohl im oberen als auch im unteren Element jeweils im zentralen Loch ab, sofern die Elemente auch entsprechend gegeneinander versetzt eingebaut sind. Durch die besandete Oberfläche wird die Rauigkeit erhöht und eine bessere Schubkraftübertragung in der Verbundfuge ermöglicht.

Allerdings ist die Wirkung der Sandbeschichtung aufgrund der relativ kleinen Körnung (0 – 1 mm) beschränkt, weshalb sich die volle Wirkung der Verstärkungselemente wahrscheinlich nicht voll entfalten wird können.

3.4.3 Allgemeine Angaben zu den Probekörpern

Die Herstellung der Probekörper erfolgt auf Grundlage der Richtlinie über Faserbeton [1]. Diese besagt, dass Probekörper mit den Abmessungen von 150mm x 150mm x ≥ 500 mm in vorbereiteten Schalungen zu betonieren sind. Da die entwickelten Verstärkungselemente eine Größe von 60mm nicht überschreiten, dürfen diese Abmessungen lt. Richtlinie für die Prüfung herangezogen werden (siehe Abbildung 32).

In jedem Probekörper wurden die Verstärkungselemente nach einem bestimmten Schema verlegt und anschließend mit Füllbeton (Materialbezeichnung G) ausgefüllt. Durch die Zugabe eines Fließmittels ist der Beton von der Konsistenz her derart flüssig, dass eine Verdichtung grundsätzlich nicht notwendig erscheint. Lediglich bei den Elementen mit Vertiefungen (Element Typ 9 und 10), sowie beim Elementtyp 11 erfolgte kurzzeitiges Verdichten durch Aufsetzen eines Schlagbohrers auf die Schalung.

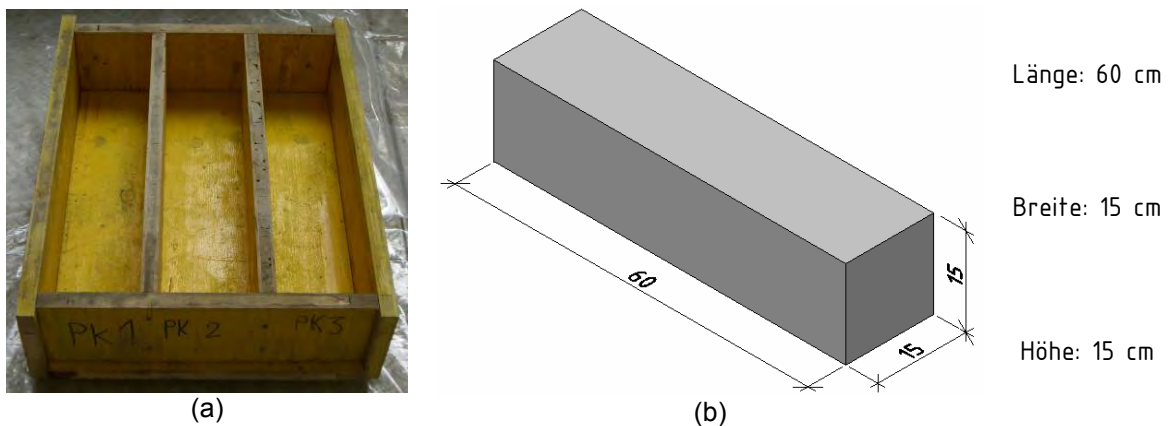


Abb. 32: (a) Schalung für drei Probekörper; (b) Probekörperabmessungen (in cm)

Je nach Probekörper und eingebautem Verstärkungselement, wird eine Betonmischung zu entweder 12 Liter oder 15 Liter vergossen. Je mehr Volumen im Probekörper von den Elementen eingenommen wird, umso weniger Füllbeton ist notwendig. Das Rezept für den Beton basiert dabei auf den Angaben über die Herstellung von Normalbeton laut Abschnitt 2.4.

Vor dem Betonieren der Probekörper werden alle Schalungen mit dem gleichen Schalöl bestrichen. Die Herstellung eines Prüfkörpers dauerte in etwa eine Stunde. Unmittelbar nach dem Vergießen des Betons werden die in der Schalung verbleibenden Probekörper mit einem Vlies und einer Kunststoffolie abgedeckt. Dies dient der Nachbehandlung und soll die Entstehung von Schwindrisse vermeiden. Die Prüfkörper werden nach ca. 24 Stunden ausgeschalt und dann weitere 24 Stunden mit einem befeuchteten Vlies und einer Kunststoffolie abgedeckt.

Infolge der Fließmittelzugabe kommt es nach dem Vergießen zu einem Bluten des Betons. Das dabei an der Oberfläche entstehende Anmachwasser wird vor dem Abdecken mit dem Vlies entfernt. Darüber hinaus verursacht das Bluten auch eine Abnahme des Frischbetonvolumens, wodurch eine Abmessung des Probekörpers um 1 – 2 mm von den vorgeschriebenen 150 mm Seitenlänge abweicht. Die Größenordnung dieser Abweichung hat jedoch keine Auswirkungen auf den Versuch oder das Ergebnis.

Alle Betonmischungen wurden im Labor des Instituts für Tragkonstruktionen mit einem kleinen Zwangsmischer hergestellt.

3.4.4 Probekörper 1 (PK 1)

3.4.4.1 Einbau der Elemente

In den Probekörper PK 1 wurden die Verstärkungselemente des Typs 4 sowie des Typs 6 eingebaut (siehe auch Abschnitt 3.3.4 sowie 3.3.6). Insgesamt wurden in den Körper neun Lagen verbaut, wobei die obere und untere Betondeckung in der Schalung ca. 3,0 cm beträgt. Für den Füllbeton wurde 15 Liter Beton verwendet (Materialbezeichnung G). Nachdem die Schalung mit Schalöl bestrichen wurde, erfolgte das Einbringen des Betons für die untere Betondeckung. Darauf wurde dann die erste Lage an Verstärkungselementen (Typ 6) verlegt. Auf diese Lage kam eine Schicht Füllbeton in einer Stärke von ca. 1,0 cm. Darauf wurde dann, etwas in Längsrichtung versetzt, die zweite Lage eingebaut. Durch den Übergriff in Längsrichtung soll eine Zugkraftübertragung zwischen den Elementen ermöglicht werden. Die dritte Lage wird von Elementen des Typs 4 gebildet. Diese sollen nicht nur die Zugkraftübertragung, sondern auch eine gewisse Quertragfähigkeit des Balkens sicherstellen. Alle Elemente bestehen aus Glasfasergewebe mit Epoxidharzbeschichtung (Materialbezeichnung C+D), allerdings in unterschiedlicher Größe. Der zuvor beschriebene Ablauf über den Einbau der drei verschiedenen Lagen wiederholt sich solange, bis in Summe neun Lagen in den Probekörper eingebaut sind (siehe dazu auch den Querschnitt von PK 1 in Abbildung 33). Zum Schluss wird der Probekörper mit einem Schwert abgezogen und überschüssiger Beton entfernt. Eine Verdichtung ist bei diesen Elementen nicht notwendig.

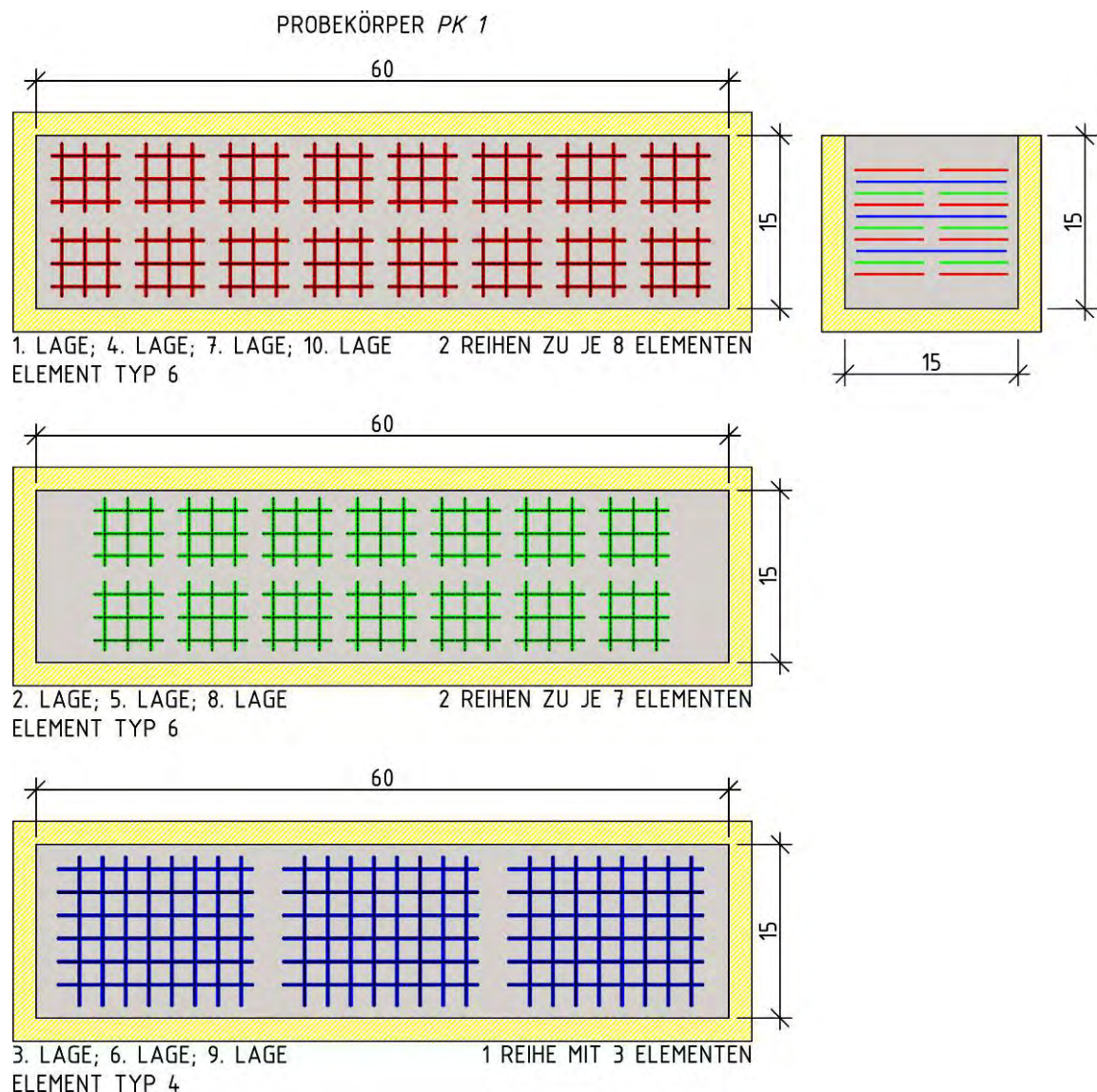
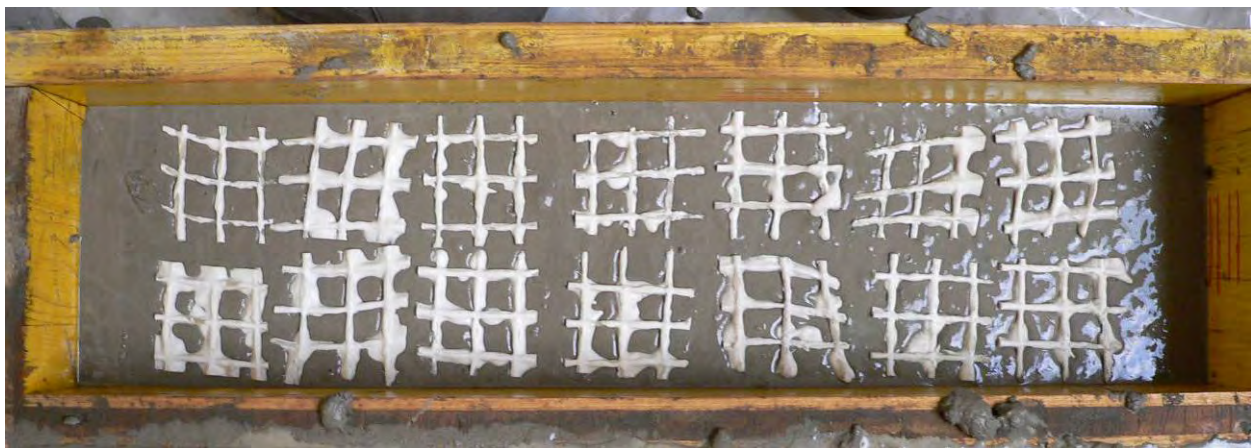


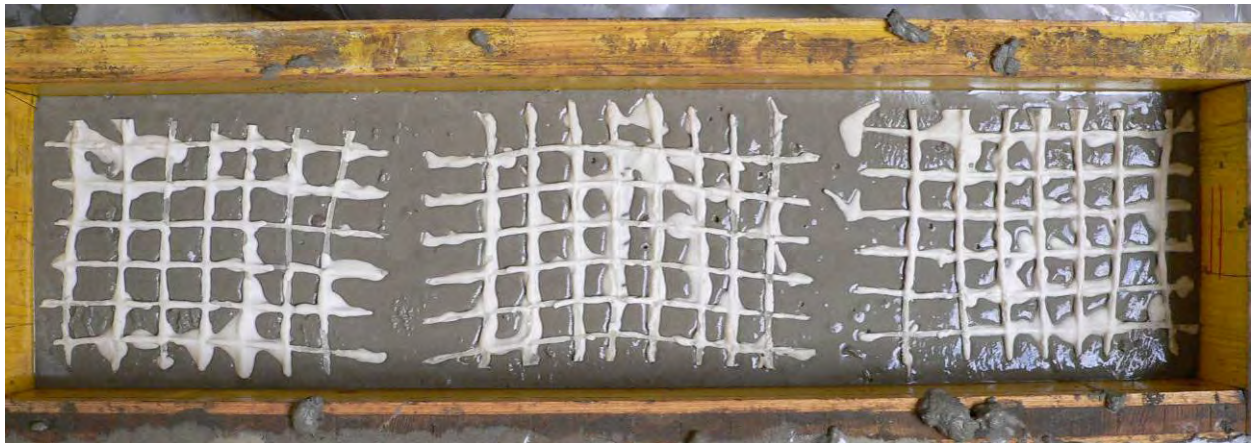
Abb. 33: Einbauschema der Verstärkungselemente in den Probekörper PK 1



1. Schema der eingebauten 1., 4., 7. und 10. Lage (Element Typ 6)



2. Schema der eingebauten 2., 5. und 8. Lage (Element Typ 6)



3. Schema der eingebauten 3., 6. und 9. Lage (Element Typ 4)

Abb. 34: Fotos 1 bis 3 über die in den Probekörper PK 1 eingebauten Lagen von Verstärkungselementen

Die Abbildung 34 zeigt die Herstellung des Probekörpers PK 1 anhand von drei Fotos. Aufgrund ihrer Herstellung und infolge des Zuschnitts der Elemente, sind diese nicht exakt gleich groß. Sie werden aber alle horizontal in den Füllbeton eingebaut.

3.4.4.2 Theoretische Wirkungsweise des Verstärkungselements

Die Wirkungsweise des Verstärkungselements vom Typ 6 soll anhand der nachfolgenden Abbildung 35 näher erläutert werden.

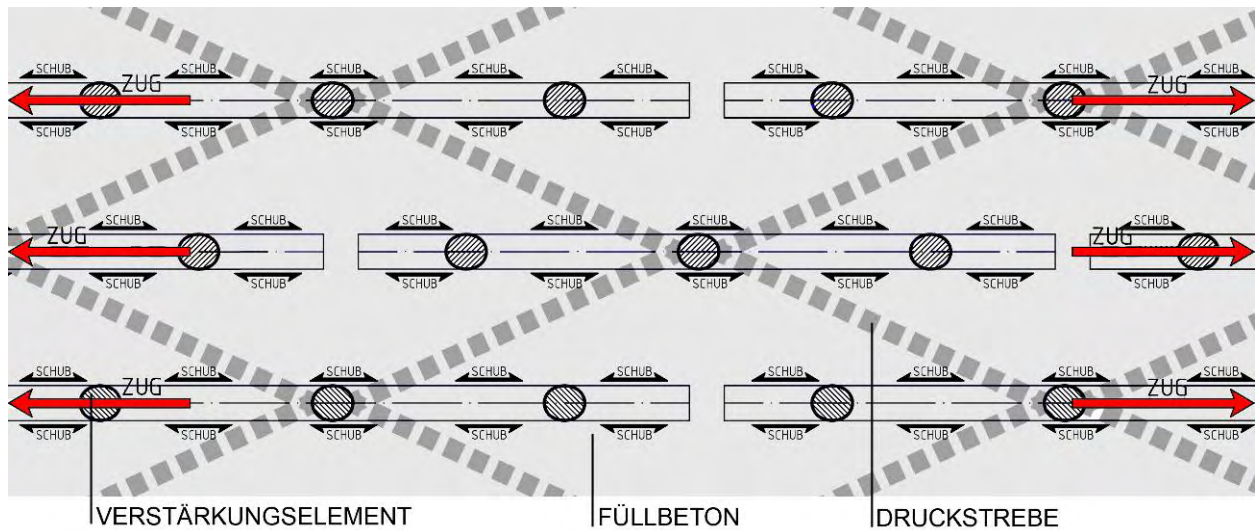


Abb. 35: Theoretische Wirkungsweise der Verstärkungselemente des Typs 6

Die roten Pfeile symbolisieren dabei die Zugbeanspruchung, welche in der gezogenen Faser des Probekörpers wirkt. Die eingezeichneten Verstärkungselemente werden dabei ebenfalls auf Zug beansprucht. Durch die rasterartige Form des Gewebes können sich an den quer zur Zugrichtung verlaufenden Gewebesträngen Druckstreben ausbilden, die sich ihrerseits wieder auf die nächsten darüber bzw. darunter liegenden Verstärkungselemente abstützen. In der Abbildung 35 wurde, der Übersichtlichkeit halber, nur eine Druckstrebe eingezeichnet. Im Gegensatz zum Typ 1 und 2, welche nur ein zentrales Loch besitzen, können sich bei diesem Typen anstelle einer großen, mehrere kleinere Druckstreben ausbilden. Dadurch sollte eine Mitwirkung mehrerer Elemente selbst dann möglich sein, wenn die Gewebestücke auch nicht exakt versetzt zueinander liegen. Durch die gewebeartige Form kann der Füllbeton das Element gut umschließen, weshalb es in der Betonmatrix gut verankert ist und weniger leicht aus derselbigen herausgezogen werden kann. Im Gegensatz zu jenen Elementen, die die Zugkräfte über Verbund in den Beton einleiten müssen, ist dieser Typ quasi in den Beton eingelassen.

Durch das Ausbilden der Druckstreben, sollte es dieser Typ ermöglichen, möglichst viele Elemente an der Zugkraftübertragung im Beton mitwirken zu lassen und damit eine verteilende Wirkung innerhalb des Probekörpers zu erwirken. Der Weg eines, nach dem Überschreiten der Zugfestigkeit des Betons eingetretenen Risses von der Zug- zur Druckseite, soll durch das Verstärkungselement so lange wie möglich werden, um ein duktileres Verhalten des Probekörpers zu erlangen. Ein bereits eingetretener Riss der zwischen den Elementen verläuft, kann allerdings nicht mehr überbrückt werden, da der Beton an dieser Stelle ja durchtrennt ist und dadurch keine Schubspannungen mehr übertragen kann. An dieser Stelle kann dann keine Kraft mehr zwischen den Rissufern übertragen werden und der Riss schreitet weiter fort.

Die Abbildung 36 zeigt das zugehörige Fachwerksmodell, welches der Zugkraftübertragung beim Eintreten eines Risses zugrunde gelegt wird. Die gezogene Seite befindet sich in der oberen Abbildungshälfte. Die beiden unmittelbar neben dem Riss gelegenen Elemente werden von einander weggezogen. Diese bilden ihrerseits wieder mehrere Druckstreben zu den darunter bzw. darüber gelegenen Elementen aus. In der Abbildung 36 wurde der Übersichtlichkeit halber nur eine einzelne Druckstrebe vom Element ausgehend gezeichnet (dicke blau strichlierte Linie). Damit wieder Gleichgewicht herrscht, muss die Zugkraft unter dem Riss vorbei vom linken in das rechte Verstärkungselement geleitet werden. Dies geschieht über Verbund zwischen dem Füllbeton und dem unter Zug stehenden Elementen direkt unterhalb des Risses.

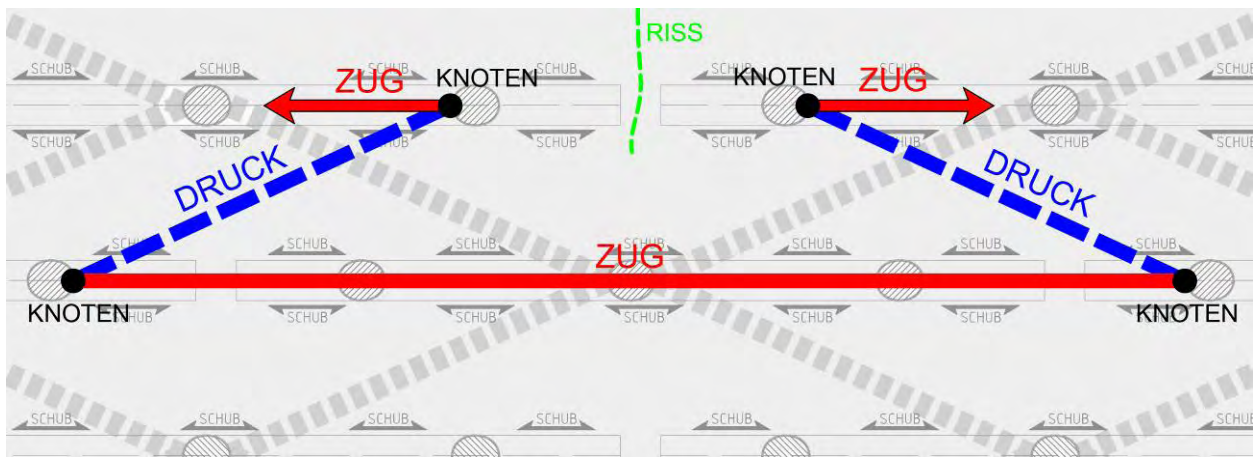


Abb. 36: Fachwerksmodell zur Übertragung einer Zugkraft über das Rissufer (Typ 6)

Im Zuge des Rissfortschrittes ist es aufgrund der Sprödigkeit der kunstharzbeschichteten Elemente sehr wahrscheinlich, dass der Riss nicht wie geplant um das Element herum, sondern eher durch das selbige verläuft. Leider sind die Verstärkungselemente im Laufe der Zeit nach ihrer Herstellung immer mehr versprödet. Im Versuch werden auch die beschichteten Glasfasergewebe auf Biegezug beansprucht werden, weshalb diese infolge der relativ dünnen Querschnitte leicht abreißen können. Ein Herausziehen der Elemente aus dem Füllbeton ist aufgrund der Tatsache, dass dieser die Elemente vollkommen umschließt, eher unwahrscheinlich.

Sind die einzelnen Elemente einmal nacheinander durchtrennt, kann in dieser Lage keine Zugkraft mehr übertragen werden. Dadurch schreitet der Riss in die Druckzone fort und die Kraft im Probekörper sinkt gleichzeitig immer weiter ab.

3.4.5 Probekörper 2 (PK 2)

3.4.5.1 Einbau der Elemente

In den Probekörper PK 2 wurden Verstärkungselemente des Typs 5 und Typs 7 eingebaut. Es handelt sich beim Typ 5 um ein Glasfaserelement, welches mit einer speziellen Epoxidharzmischung (Sand der Körnung 0/1mm anstelle von Aluminiumoxidpulver) beschichtet ist und die Abmessungen 17x13 cm besitzt. Elemente des Typs 7 bestehen aus einem Glasfasergewebe und haben eine Epoxidharzbeschichtung, bei der 50% des Füllstoffes aus Quarzsand besteht.

Das Einbauschema ist bei diesem Probekörper genau gleich wie beim PK 1 (siehe Abbildung 33). Die Abbildung 37 zeigt einige Fotos über die eingebauten Lagen der Verstärkungselemente während der Herstellung von PK 2.

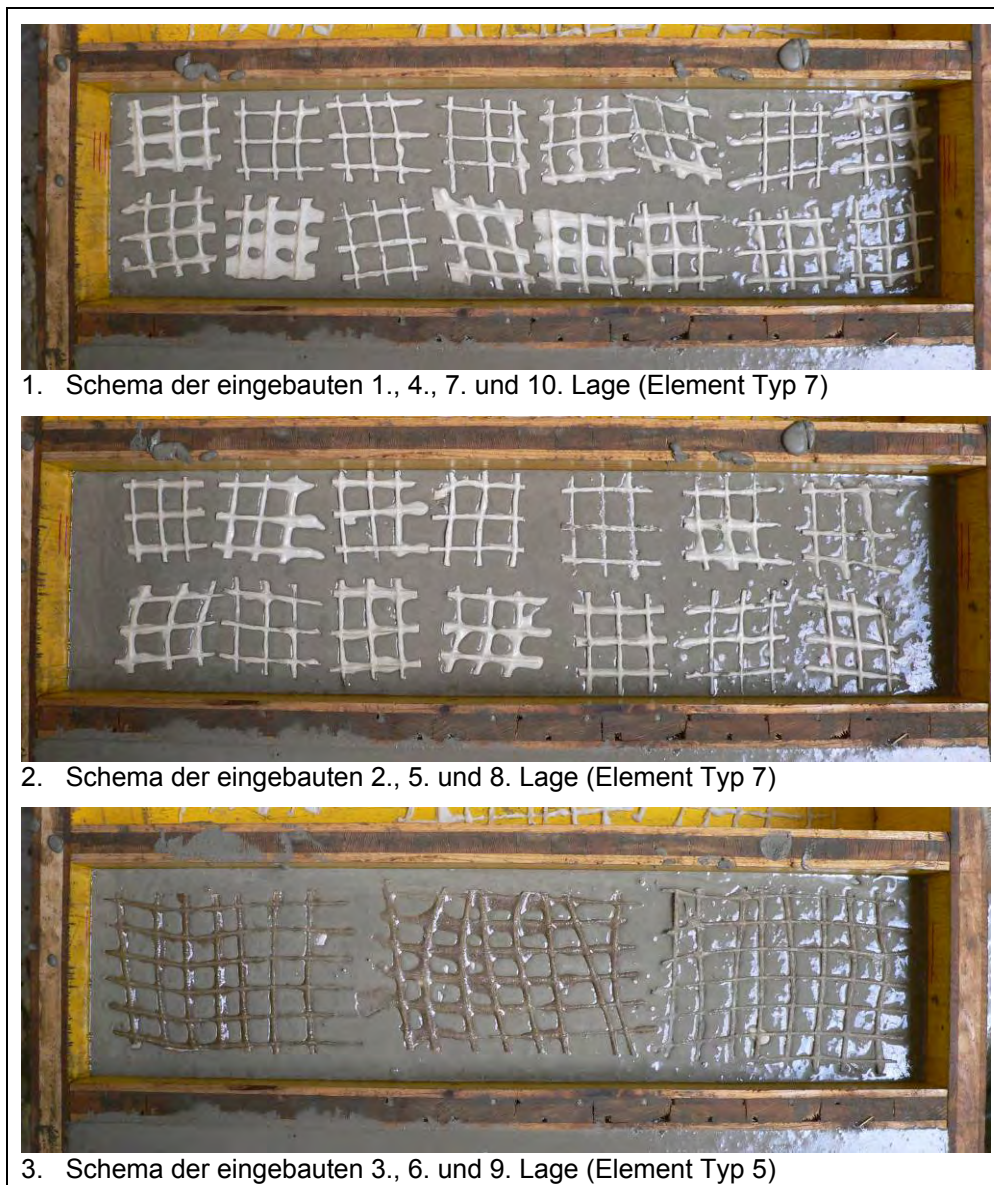


Abb. 37: Fotos 1 bis 3 über die in den Probekörper PK 2 eingebauten Lagen von Verstärkungselementen

3.4.5.2 Theoretische Wirkungsweise des Verstärkungselements

Die Wirkungsweise entspricht jener wie im Probekörper PK 1. Der Unterschied liegt nur in den verschiedenen Materialien für die Verstärkungselemente. Aus diesem Grund wird an dieser Stelle auf Abschnitt 3.4.4.2 verwiesen.

3.4.6 Probekörper 3 (PK 3)

3.4.6.1 Einbau der Elemente

Als Verstärkungselement im Probekörper PK 3 wurden Elemente des Typs 3 verwendet. Diese Elemente aus epoxidharzbeschichtetem Glasfasergewebe sind 55x13 cm groß und wurden in drei Lagen übereinander eingebaut. Die untere Betondeckung betrug während der Herstellung ca. 3,0 cm und die Stärke der Füllbetonschicht zwischen den Lagen ca. 1,5 cm. Der Füllbeton wurde aus 15 Liter Beton hergestellt, da der Volumenverlust durch die Verstärkungselemente im Balken nicht so groß ist wie beim PK 1 oder PK 2. Einen Überblick über das grundsätzliche Einbauschema liefert die nachfolgende Abbildung 38. Wie auch schon in den Abbildungen zuvor symbolisiert, zum besseren Verständnis, je eine Farbe (rot, grün bzw. blau) eine bestimmte Lage.

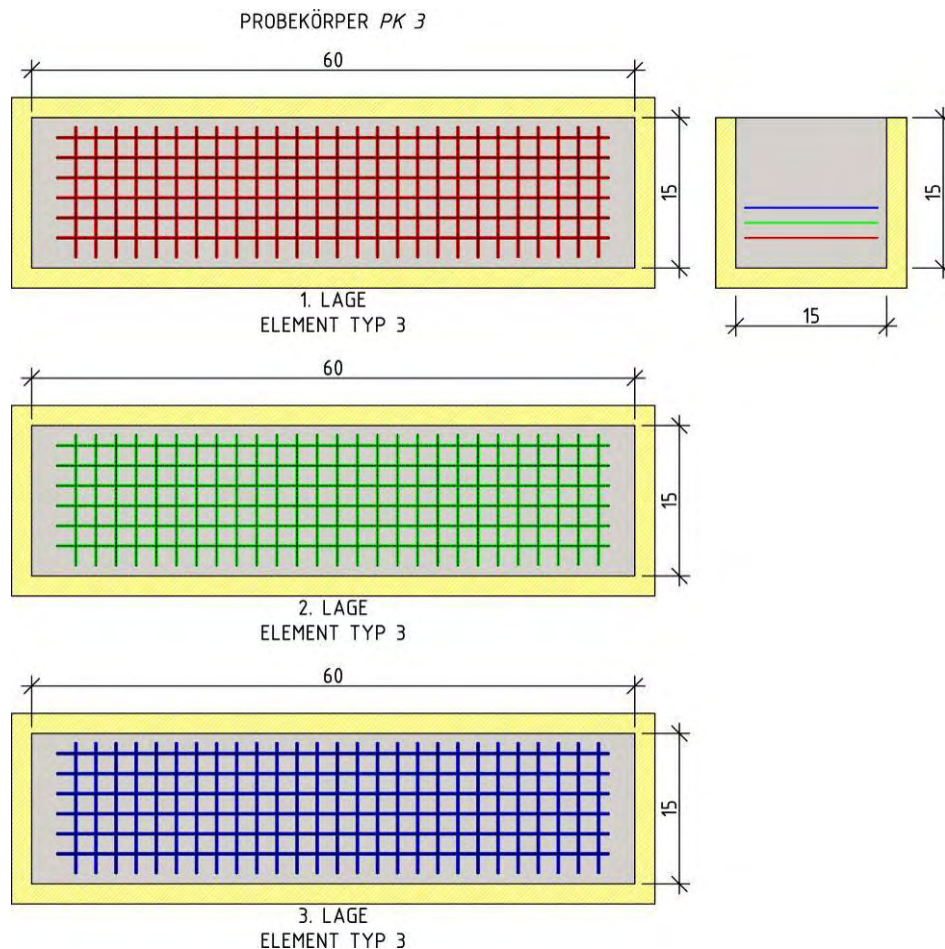


Abb. 38: Einbauschema der Verstärkungselemente in den Probekörper PK 3

3.4.6.2 Theoretische Wirkungsweise des Verstärkungselements

Da das Verstärkungselement von einem Auflager zum anderen durch geht, kann man die Tragwirkung mit jener einer normalen Biegebewehrung vergleichen. Allerdings zeichnet sich das mit Epoxidharz beschichtete Glasfasergewebe durch eine gewisse Sprödeheit aus. Wie bei einer normalen Bewehrung auch, übernimmt das Gewebe nach dem Überschreiten der Zugfestigkeit des Betons die Zugspannungen. Dies ist allerdings nur solange möglich, bis die Zugfestigkeit des Verstärkungselements selbst erreicht ist und es dann versagt. Durch die unterschiedlichen Abstände der einzelnen Lagen zum Betonrand hin, ist davon auszugehen, dass die Gewebeklagen nach einander versagen, beginnend mit der neben dem Zugrand gelegenen Bahn. Sind alle drei Gewebe erst einmal durchtrennt, ist die Tragkraft erreicht und der Probekörper versagt, da es keine Elemente mehr gibt die den Riss überbrücken könnten.

3.4.7 Probekörper 4 (PK 4)

3.4.7.1 Einbau der Elemente

In den Probekörper PK 4 wurden die Verstärkungselemente des Typs 1 eingebaut. Es handelt sich dabei um kreisrunde Polymerbetonscheiben mit zentralem Loch und beidseitig glatter Oberfläche. Der Einbau erfolgte in sechs Lagen, wobei das prinzipielle Schema der Abbildung 39 zu entnehmen ist. Durch das versetzte Anordnen der Scheiben einer jeden Lage, sollen sich Druckstreben ausbilden und dadurch, in Zusammenhang mit der über die Oberfläche der Scheiben übertragbaren Verbundspannung, eine Zugkraftübertragung ermöglichen. Diese Wirkungsweise entspricht jenen, in Abschnitt 3.4.2 angeführten Prinzipien der Kraftübertragung über einen möglichen Riss (Fachwerkmodell und Reibung an der Oberfläche). Die untere Betondeckung im Zustand der Probekörperherstellung betrug ca. 2,0 cm und die Stärke der Betonschicht zwischen den Lagen in etwa 1,0 cm. Die Elemente sind schwerer als jene im PK 1 bis PK 3 verarbeiteten Typen und sinken daher etwas tiefer in den Füllbeton ein. Andererseits schwimmen sie auch nicht so leicht auf. Schwierig gestaltete sich allerdings der Einbau einer jeden zweiten Reihe (2., 4. und 6. Lage), da die Elemente zur Schalung hin viel Platz haben und beim Einfüllen des Betons ihre Lage in der Mitte der Schalung nicht behielten.

Eine Verdichtung des Betons war aufgrund der dünnflüssigen Konsistenz der Mischung nicht erforderlich. Es muss nur sichergestellt sein, dass der Füllbeton die zentralen Löcher in den Elementen auch vollständig ausfüllen kann, um eine sichere Kraftübertragung zu garantieren. Die nachfolgenden Abbildungen 39 und 40 zeigen das Einbauschema, sowie eine kurze Fotodokumentation über die Herstellung von Probekörper PK 4. Für den Füllbeton wurden wieder 12 Liter Beton verwendet.

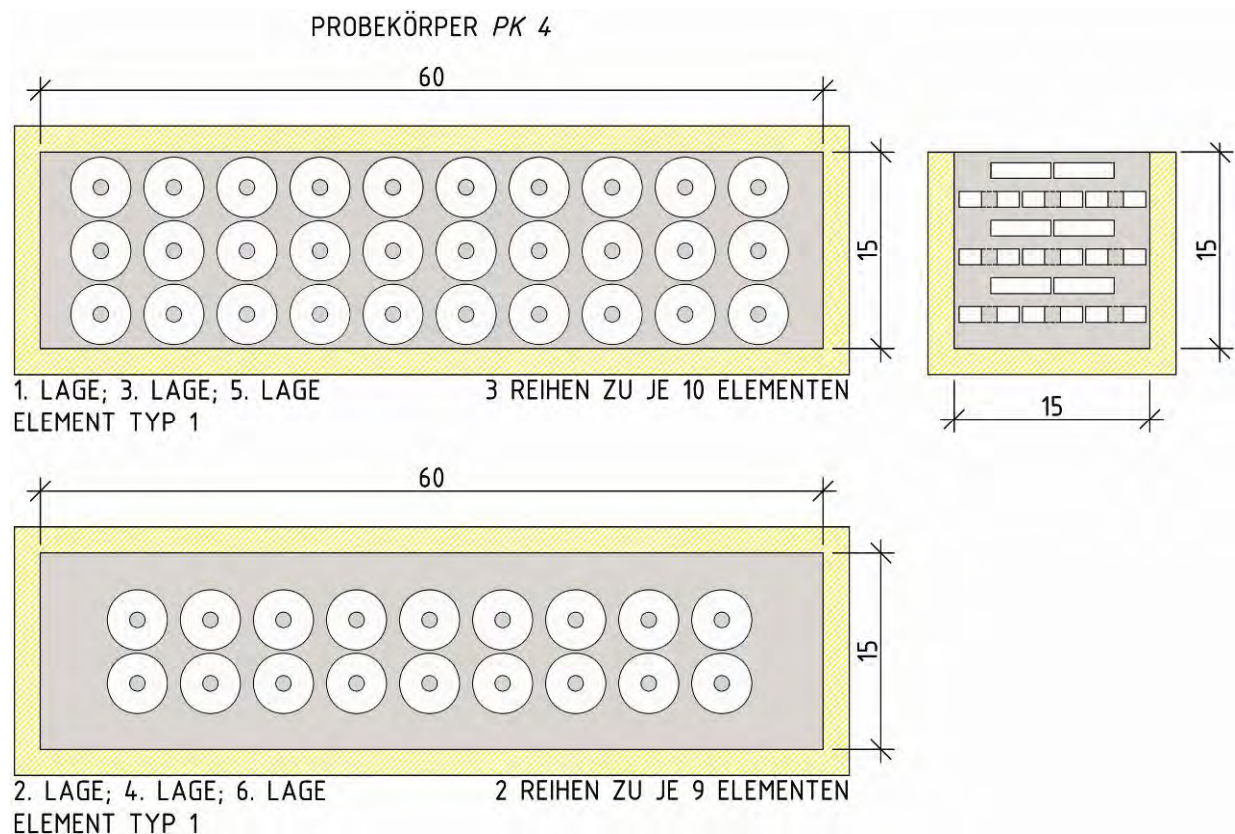
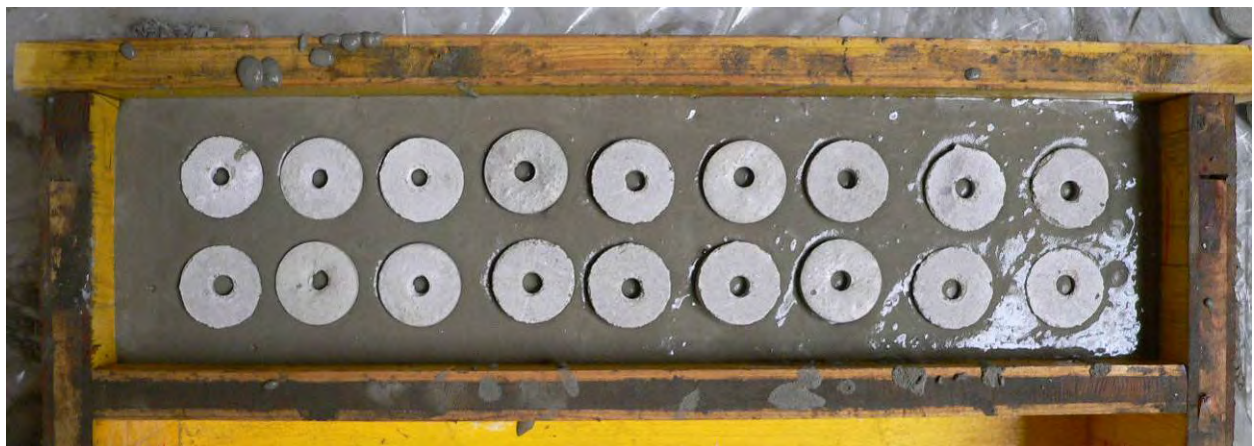


Abb. 39: Einbauschema der Verstärkungselemente in den Probekörper PK 4



1. Schema der eingebauten 1., 3. und 5. Lage (Element Typ 1)



2. Schema der eingebauten 2., 4. und 6. Lage (Element Typ 1)

Abb. 40: Fotos 1 und 2 über die in den Probekörper PK 4 eingebauten Lagen von Verstärkungselementen

3.4.7.2 Theoretische Wirkungsweise des Verstärkungselements

Die Wirkungsweise des Verstärkungselements vom Typ 1 (unbesandete Oberfläche) sowie des Typs 2 (besandete Oberfläche), lässt sich am einfachsten mit Hilfe der nachfolgenden Abbildung 41 erläutern. Die drei roten Pfeile auf beiden Seiten dieser Abbildung symbolisieren die Zugspannungen, welche im Probekörper während des Versuchs wirken. Die Elemente liegen, wie der Füllbeton auch, in der Zugzone des Probekörpers und stehen dadurch ebenfalls unter Zug. Dadurch bilden sich, ausgehend von den Verstärkungselementen, Druckstreben innerhalb des Füllbetons aus. Diese entstehen planmäßig zwischen den zentrischen Löchern der Polymerbetonscheiben. Die Frage ob sich überhaupt eine Druckstrebe im Zwischenbeton ausbilden kann oder nicht, ist letztlich abhängig von der Lage der Elemente zueinander und der Dicke der Zwischenbetonschicht. Liegen die Elemente nämlich schief zueinander oder zu weit versetzt, wird das Ausbilden der Druckstreben mit unter ausbleiben und das dem Tragverhalten zugrunde gelegte Fachwerksmodell kann sich nicht entfalten. Würden alle Elemente wie in Abbildung 41 vollkommen exakt versetzt zueinander liegen, dann käme es zu einer Art Kettenreaktion, bei der die dem Riss am nächsten gelegenen Scheiben durch das Ausbilden von Druckstreben alle anderen Elemente an der Zugkraftübertragung mitaktivieren lassen würden. Dies ist allerdings nur theoretischer Natur, denn so exakt lässt sich leider kein Probekörper herstellen. Durch die Oberfläche der Scheiben soll über Verbundkräfte zwischen dem Beton und dem Elemente die Zugkraft den Verstärkungselementen zugewiesen werden. Je profilierter die Oberfläche dabei ist, umso höher sind auch die erzielbaren Verbundspannungen. Diese wirken der Zugkraft entgegen (siehe Abbildung 42) und sollen dadurch das Fortschreiten des Risses verlangsamen.

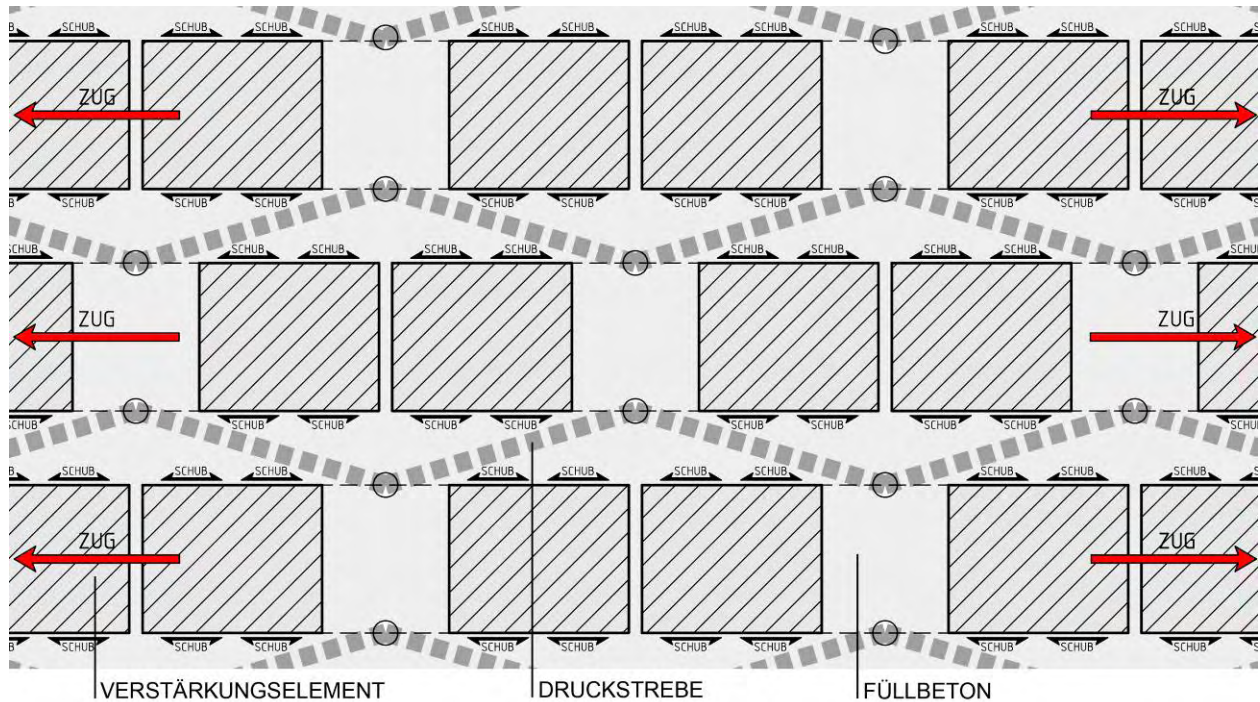


Abb. 41: Theoretische Wirkungsweise der Verstärkungselemente des Typs 1 und 2

Die Chance einer weiteren Rissbildung ist gering, da hierzu die Elemente in der Lage sein müssten, die Kraft über den Riss fortzuleiten und damit an anderer Stelle das Erreichen der Zugfestigkeit des Betons zu erzwingen. Das gewünschte duktile Verhalten kann nur dadurch erreicht werden, indem möglichst viele Elemente an der Kraftabtragung beteiligt werden und sich darüber hinaus der Weg des Risses verlängert.

Das Element vom Typ 2, welches den selben Wirkungsmechanismus hat wie der Typ 1, besitzt dank der einseitig mit Sand beschichteten Oberfläche die Möglichkeit, höhere Verbundspannungen zwischen der Oberfläche und dem Füllbeton aktivieren zu können. Die Elemente des Typs 1 sind aufgrund der Herstellung in einer furnierten Holzschalung relativ glatt. Dadurch besteht die Gefahr, dass die Elemente einfach aus dem Beton gezogen werden und dadurch der Riss aufgeht und die Kraft im Probekörper abfällt. Es sei an dieser Stelle aber auch erwähnt, dass im Falle eines Risses zwischen zwei Elementen, effektiv keine Kraft mehr übertragen werden kann, da der Riss an sich mit diesen Elementen nicht überbrückt werden kann.

Die Elemente haben die Aufgabe, die Zugspannungen auf einen möglichst großen Bereich zu verteilen und den Weg eines bereits eingetretenen Risses möglichst zu verlängern (duktiler Verhalten). Ein Riss der im Füllbeton auftritt, kann natürlich nicht mehr geschlossen werden. Dadurch kann an dieser Stelle auch keine Kraft mehr übertragen werden.

In der nachfolgenden Abbildung 42 ist das Fachwerksmodell, welches zur Kraftübertragung herangezogen wird, extra herausgezeichnet worden. Die gezogene Faser befindet sich wieder in der oberen Bildhälfte. Ausgehend von der Zugbeanspruchung innerhalb der Polymerbetonscheiben bilden sich, vom Füllbeton im zentralen Loch ausgehend, Druckstreben aus (blau strichlierte Linien), die im Zwischenbeton von Element zu Element laufen. Damit im Modell wieder Gleichgewicht herrscht, muss die Zugkraftkomponente (rote Linie zwischen den beiden Knoten) durch die zwischen der Oberfläche des Elements und dem Beton wirkenden Verbundspannung gebildet werden. Genauer gesagt muss die Zugkraftkomponente vom linken Element über Verbund in den Zwischenbeton und von dort wieder in das mittlere Element übergeleitet werden. Dieses unmittelbar unter dem Riss gelegene Element wird ebenfalls auf Zug beansprucht und bildet daher seinerseits wieder Druckstreben zu den darunter liegenden Elementen aus. Die Zugkraft muss in weiterer Folge wieder über Verbund zwischen der Elementsoberfläche und dem Füllbeton in das rechte Element und den rechten Knoten eingeleitet werden. Dort stützt sich auch die Druckstrebe aus dem Element auf dem rechten Rissufer ab.

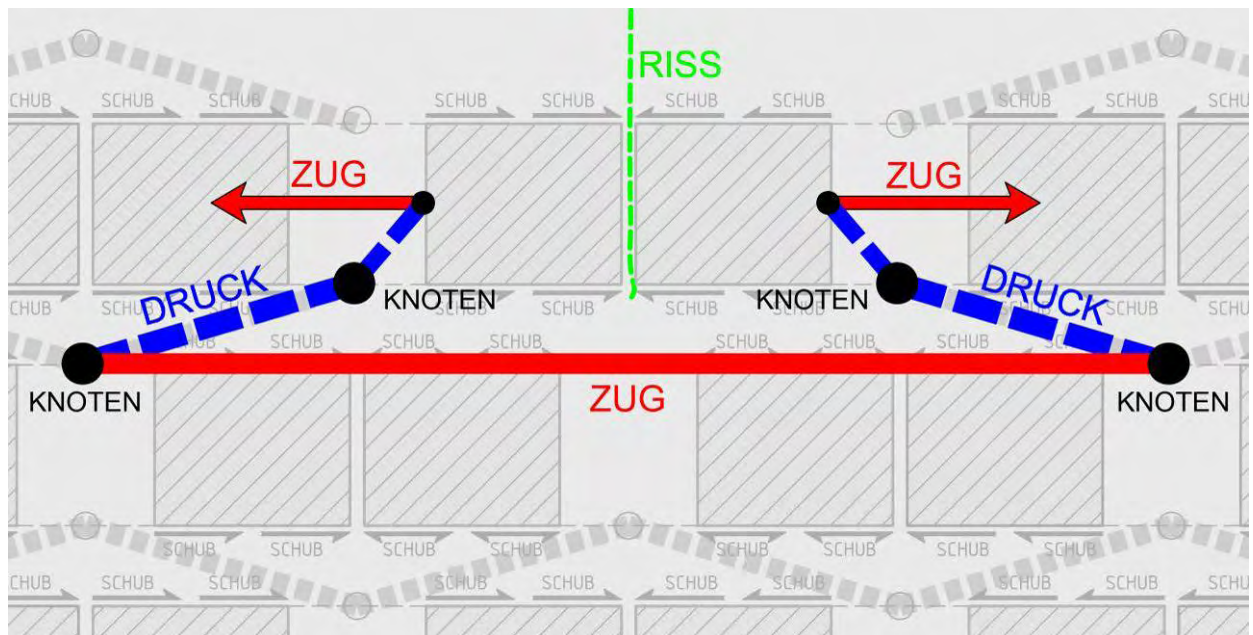


Abb. 42: Fachwerksmodell zur Übertragung einer Zugkraft über das Rissufer (Typ 1 und 2)

Ist die über die Oberfläche der Elemente übertragbare Verbundspannung einmal ausgeschöpft, kann die Zugkraft nicht mehr wie in Abbildung 42 übertragen werden und der Riss schreitet weiter in die Druckzone fort. Die Elemente sind dann nicht mehr in der Lage die Kraft an den Beton weiterzuleiten und werden somit aus der Füllbetonmatrix herausgezogen. Ein Umstand, der sich bei der unbesandeten Oberfläche (Typ 1) sicherlich stärker auswirkt als bei der besandeten (Typ 2).

3.4.8 Probekörper 5 (PK 5)

3.4.8.1 Einbau der Elemente

Der Probekörper PK 5 ist dem zuvor beschriebenen PK 4 ähnlich, denn es handelt sich um das gleiche Einbauschema. Allerdings wurde im Gegensatz zum Probekörper PK 4 hier das Element des Typs 2 (siehe auch Abschnitt 3.3.2) verwendet. Dieses ist an einer Seite mit einer Sandschicht der Körnung 0/1mm beschichtet, welche noch in den frischen Polymerbeton eingestreut wurde. Dadurch wird der Reibungsverbund zwischen dem Füllbeton und dem Element erhöht und es können höhere Verbundspannungen übertragen werden. Die Elemente wurden mit der besandeten Oberfläche nach unten in die Probekörperschalung verlegt. Im eingebauten Zustand liegt die besandete Seite dann an der gezogenen Faser.

Die untere Betondeckung betrug, wie beim PK 4 auch hier ca. 2,0 cm. Der Einbau der Elemente erfolgte lagenweise in bis zu sechs übereinander liegenden Ebenen. Wichtig ist bei diesem Element, wie auch schon zuvor, dass der Füllbeton auch das zentrische Loch in der Mitte des Verstärkungselements ausfüllt, um eine Kraftübertragung zwischen den Elementen zu ermöglichen. Für den Füllbeton wurden 12 Liter Beton angemischt und der fertige Probekörper musste nicht verdichtet werden. Um eine saubere und ebene Oberfläche zu erhalten, welche für den Einbau des Probekörpers in den Versuchsaufbau notwendig ist, wurde der Beton in der Schalung mit einem Schwert abgezogen und anschließend mit einem Vlies abgedeckt. Das Einbauschema für den Typ 2 entspricht jenem aus dem Probekörper PK 4 (siehe Abbildung 39 und 40).

3.4.8.2 Wirkungsweise des Verstärkungselements

Die Wirkungsweise von Element Typ 2 entspricht trotz der einseitigen Sandbeschichtung jener von Typ 1, wie in Abschnitt 3.4.7.2 beschrieben. Deshalb wird an dieser Stelle auf diesen Abschnitt verwiesen.

3.4.9 Probekörper 6 (PK 6)

3.4.9.1 Einbau der Elemente

In den Probekörper PK 6 wurden die Verstärkungselemente des Typs 8 verbaut. Diese aus Polymerbeton hergestellten kreisrunden Scheiben haben an beiden Seiten je fünf Noppen. Zunächst wurde eine ca. 2,0 cm starke Betondeckung in die Schalung eingegossen. Auf diese konnte dann in weiterer Folge die erste Lage der Elemente, dem Schema in Abbildung 43 zufolge, verlegt werden. Wie man anhand der Abbildung sieht, sind schon in einer Lage je zwei Elemente immer in Längsrichtung zueinander versetzt. Da diese Elemente etwas größer sind als jene des Typs 1 bzw. 2, können keine drei Verstärkungselemente wie beim PK 4 bzw. PK 5 nebeneinander eingebaut werden. Die nächste darüber liegende Lage wurde so eingebracht, dass sie jeweils zwei Reihen der darunter liegenden Lage übergreift. Dadurch soll eine Kraftübertragung von Element zu Element ermöglicht werden. Durch das leichte Eindrücken der Elemente in den frischen Beton konnte sichergestellt werden, dass sämtliche Noppen von Füllbeton umgeben waren und sich keine Luftporen zwischen den Verstärkungselementen bilden konnten. Dieser Einbaurythmus wiederholte sich solange, bis in Summe acht Lagen in den Probekörper eingebaut waren (siehe auch Querschnitt in Abbildung 43).

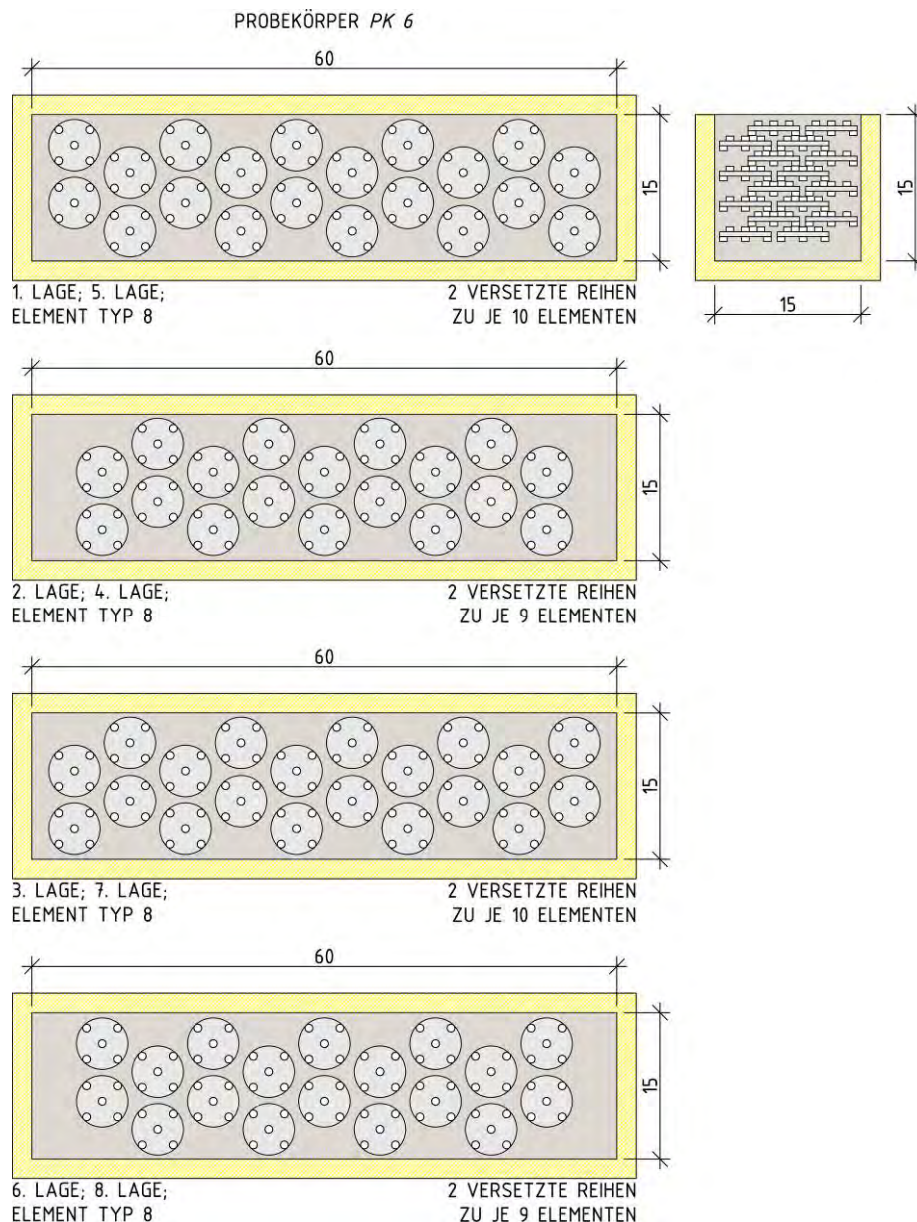
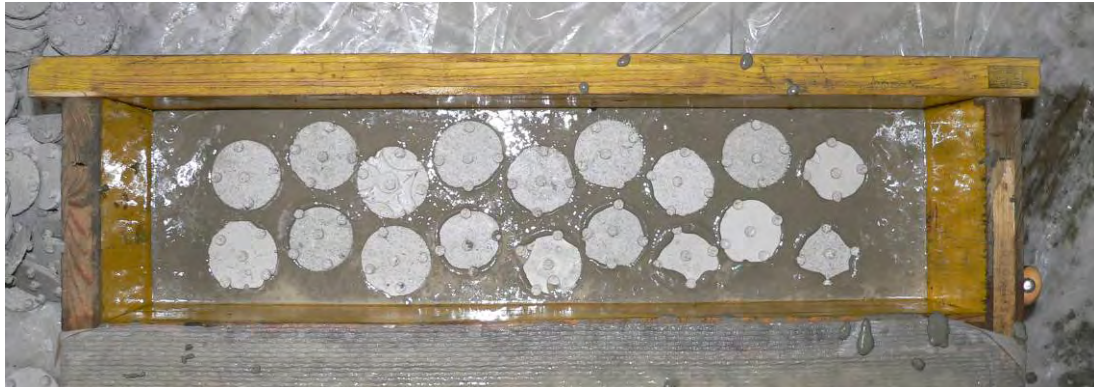


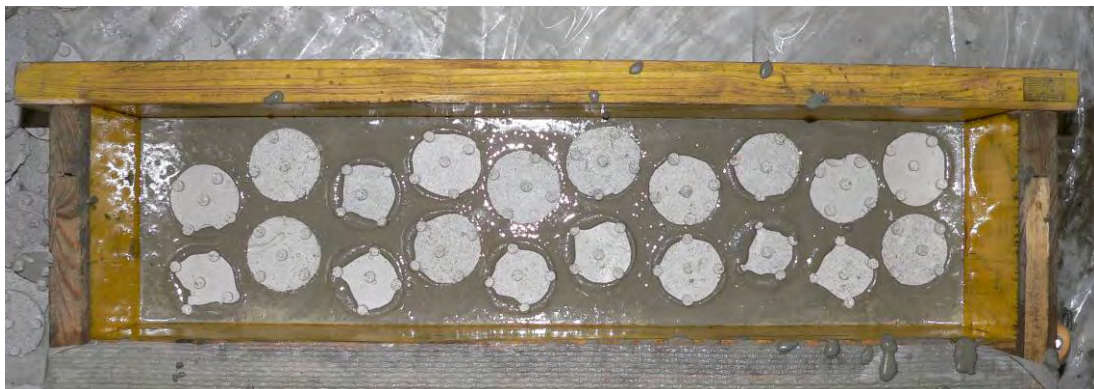
Abb. 43: Einbauschema der Verstärkungselemente in den Probekörper PK 6



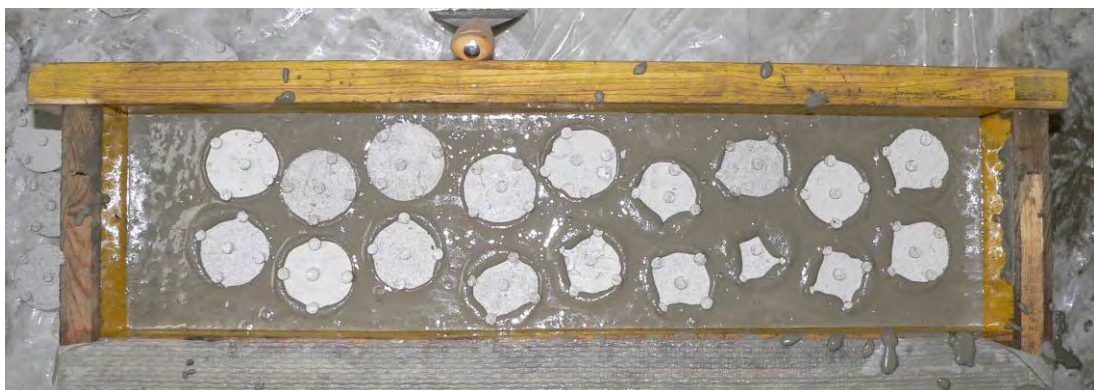
1. Schema der eingebauten 1. und 5. Lage (Element Typ 8)



2. Schema der eingebauten 2. und 4. Lage (Element Typ 8)



3. Schema der eingebauten 3. und 7. Lage (Element Typ 8)



4. Schema der eingebauten 6. und 8. Lage (Element Typ 8)

Abb. 44: Fotos 1 bis 4 über die in den Probekörper PK 6 eingebauten Lagen von Verstärkungselementen

Die Abbildung 44 zeigt einige Fotos über die Herstellung von Probekörper PK 6 und die Anordnung der Verstärkungselemente in den verschiedenen Lagen.

3.4.9.2 Wirkungsweise des Verstärkungselements

Die Elemente des Typs 8 wurden so in den Probekörper PK 6 eingebaut, dass zwischen den Lagen je eine ca. 1,0 cm dicke Zwischenbetonschicht verblieb. Da die Noppen der Scheiben daher im Gegensatz zu Probekörper PK 11 nicht ineinander greifen, müssen sich die Druckstreben im Füllbeton ausbilden. Die Elemente jeder Lage sind derart gegeneinander versetzt, dass sich die Druckstreben immer auf den Noppen abstützen. Der große Vorteil des Elements ist sicherlich die Tatsache, dass sich durch die hohe Anzahl von Noppen je Seite (fünf Stück je an der Ober- und Unterseite), im Gegensatz zum Element des Typs 1 oder 2 mehrere Druckstreben ausbilden können. Ähnlich wie beim noch folgenden Typ 9 und 10 steigt dadurch die Wahrscheinlichkeit, dass sich auch bei schief liegenden oder nicht exakt versetzten Elementen ausreichend viele Druckstreben ausbilden können um eine Verstärkungswirkung zu erzielen. Die nachfolgende Abbildung 45 zeigt die prinzipielle Wirkungsweise der Verstärkungselemente des Typs 8 innerhalb des Probekörpers.

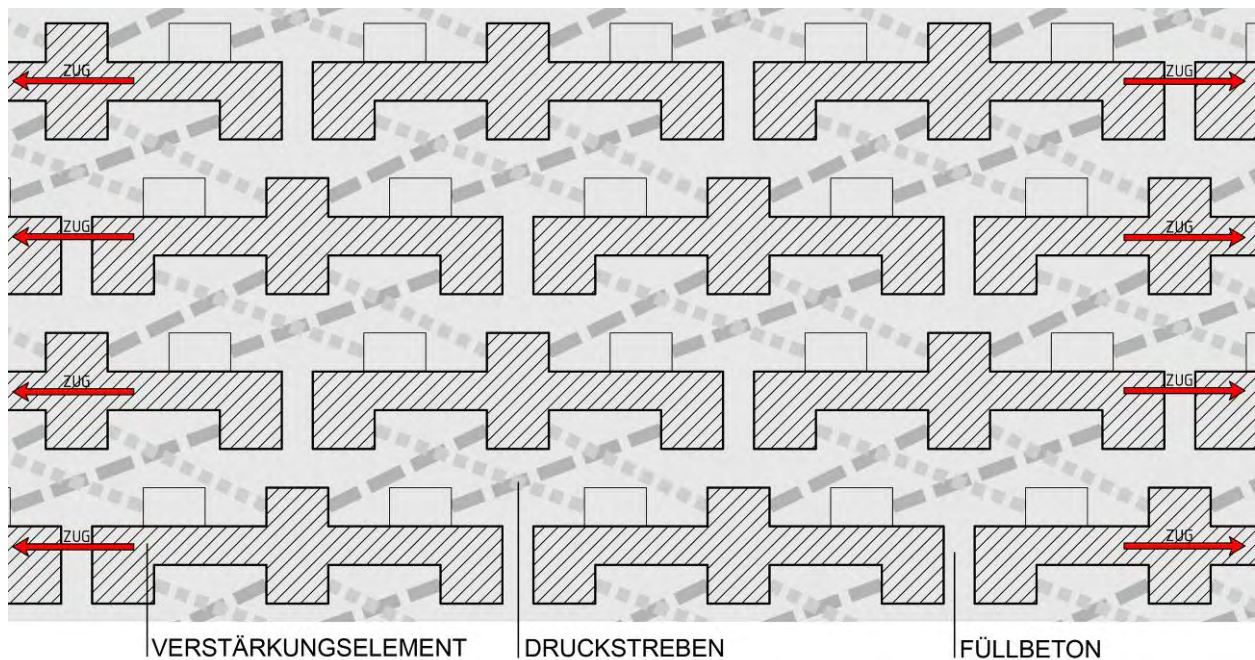


Abb. 45: Theoretische Wirkungsweise der Verstärkungselemente des Typs 8

Die vier roten Pfeile auf beiden Seiten der Abbildung 45 symbolisieren dabei die Zugbeanspruchung in der gezogenen Zone des Prüfkörpers. Da die Elemente in den Füllbeton einbetoniert sind, werden sie ebenso auf Zug beansprucht. Dadurch bilden sich, ausgehend von den vorstehenden Noppen, sowohl über- als auch unterhalb der Scheiben Druckstreben aus, die im Zwischenbeton von Element zu Element laufen. Da die Elemente nicht direkt ineinander greifen und somit auch nicht verhaken können, muss die Zugkraft zwischen dem Element und dem Beton über Verbund übertragen werden. Aufgrund der beidseitigen Noppen verhaken sich die Elemente zwar nicht ineinander wie beispielsweise bei einer Kette, sehr wohl aber im Füllbeton. Dadurch können sie nur dann aus dem Beton gezogen werden, wenn die Noppen von der Polymerbetonscheibe abreißen. Bei steigender Kraft wird irgendwann die Biegezugfestigkeit des Betons erreicht und der erste Riss bildet sich. Dies zeigt die nachfolgende Abbildung 46. Wie auch schon zuvor befindet sich die gezogene Seite in der oberen Bildhälfte. Der Riss schreitet von der Zug- in die Druckzone fort und teilt den Probekörper lokal in ein linkes und ein rechtes Rissufer, welche sich von einander weg entfernen.

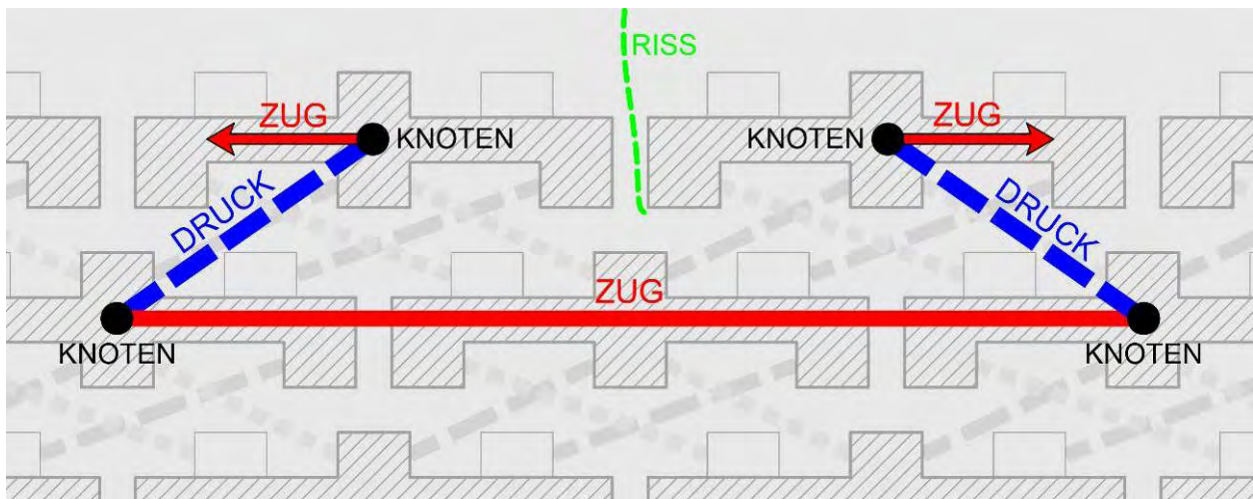


Abb. 46: Fachwerksmodell zur Übertragung einer Zugkraft über das Rissufer (Typ 8)

Vom Verstärkungselement links des Risses ausgehend, entsteht aufgrund der Zugbeanspruchung im Element, eine Druckstrebe im Zwischenbeton (dicke blau strichlierte Linie). Die durch die Druckstrebe hervorgerufene Zugkraft muss über die Elemente in den rechten Knoten und somit in das rechte Rissufer übergeleitet werden. Die Elemente unterhalb des Risses werden alle auf Zug beansprucht, da sie in der gezogenen Faser des Probekörpers liegen. Die Lage der Elemente im Beton ist zwar aufgrund der Noppen fix, die Zugkraft muss aber letztlich über Verbund von Element zu Element übergeleitet werden. Das heißt das die Zugkraft vom Element auf den Beton und wieder zurück geleitet werden muss. Ist die Zugfestigkeit des Betons unterhalb des Risses dann erreicht, funktioniert die Kraftüberleitung über den Riss hinweg nicht mehr und er schreitet in die Druckzone fort. Anders verhält es sich bei Elementen die ineinander greifen. Diese wirken wie eine Kette und können erst dann keine Zugkraft mehr von Element zu Element übertragen, wenn zum Beispiel die Noppen abreißen oder die Polymerbetonscheibe reißt. Da bei ihnen die Kraftübertragung direkt von Element zu Element erfolgt, sind sie nicht unmittelbar von der Zugfestigkeit des Zwischenbetons abhängig, denn wenn die Verstärkungselemente nicht zusammenhängen, muss die Kraft letztlich durch den Beton geleitet werden.

3.4.10 Probekörper 7 (PK 7)

3.4.10.1 Einbau der Elemente

Bei den Verstärkungselementen welche in den Probekörper PK 7 verbaut wurden, handelt es sich um Elemente des Typs 9 (siehe auch Abschnitt 3.3.9). Diese ca. 5x5 bis 6x6 cm großen Plättchen aus Epoxidharz wurden, entsprechend dem Schema in Abbildung 47, in bis zu sechs Lagen verlegt. Durch den Versatz einer jeden Lage zueinander, wird eine Zugkraftübertragung zwischen den Elementen ermöglicht. Die untere Betondeckung betrug während der Herstellung des Probekörpers ca. 2,0 cm. Die Elemente sind im Vergleich zu den Polymerbetonscheiben eher leicht und haben daher die Tendenz im Probekörper aufzuschwimmen. Dieser Effekt verstärkte sich umso mehr, je länger man den Beton im Körper verdichtete. Um alle Vertiefungen sicher mit Beton zu füllen, erfolgte nämlich eine ca. zwei- bis dreiminütige Verdichtung des Füllbetons durch Aufsetzen eines Schlagbohrers auf die Schalung. Im Zuge der Herstellung des Probekörpers PK 7 zeigte sich, dass nicht alle Verstärkungselemente des Typs 9 in horizontaler Lage blieben. Einige Elemente stellten sich schon im Zuge des Einbaus des Zwischenbetons zwischen den Lagen etwas schief. Darüber hinaus blieb als obere Betondeckung, entgegen der Planung, nur mehr knapp ein Zentimeter übrig. Aus diesem Grund ist auch die freie Oberfläche des Probekörpers im Vergleich zu den anderen Körpern PK 1 bis PK 6 eher uneben. Für den Versuch ist dies nur dahingehend relevant, da an dieser Stelle die Lasteinleitungsrollen angesetzt werden.

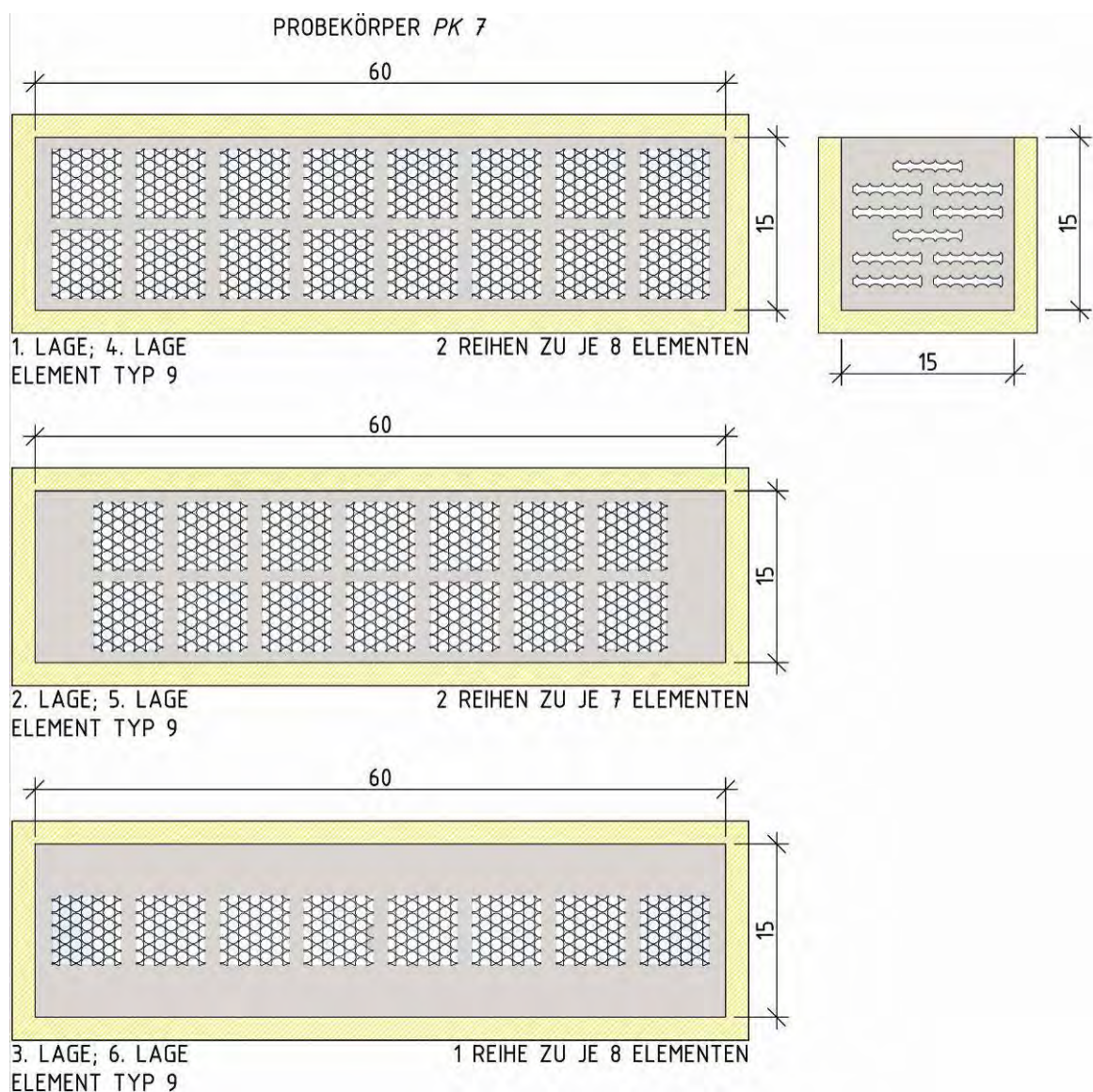
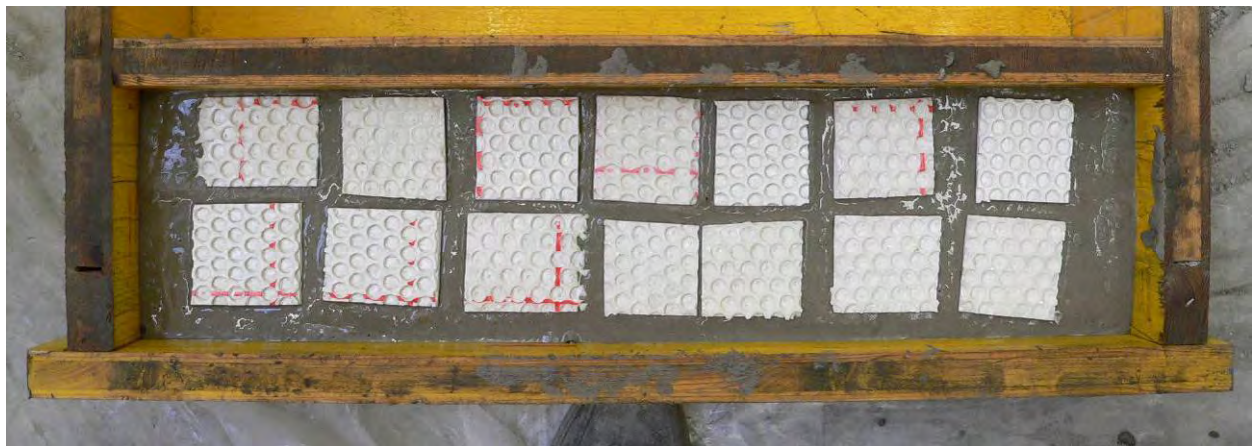


Abb. 47: Einbauschema der Verstärkungselemente in den Probekörper PK 7



1. Schema der eingebauten 1. und 4. Lage (Element Typ 9)



2. Schema der eingebauten 2. und 5. Lage (Element Typ 9)



3. Schema der eingebauten 3. und 6. Lage (Element Typ 9)

Abb. 48: Fotos 1 bis 3 über die in den Probekörper PK 7 eingebauten Lagen von Verstärkungselementen

Die Abbildung 48 zeigt beispielhaft die eingebauten Lagen von Verstärkungselementen während der Herstellung von Probekörper PK 7.

3.4.10.2 Wirkungsweise des Verstärkungselements

Die nachfolgende Abbildung 49 zeigt die prinzipielle Wirkungsweise von Verstärkungselement Typ 9. Die drei roten Pfeile auf beiden Seiten der Abbildung symbolisieren dabei, wie auch schon zuvor, die im Probekörper wirkende Zugbeanspruchung. Diese wirkt nicht nur im Beton, sondern auch auf die Elemente selbst. Werden die Verstärkungselemente nun gezogen, so bilden sich von den Vertiefungen an der Oberfläche ausgehend Druckstreben aus, die von Element zu Element gehen.

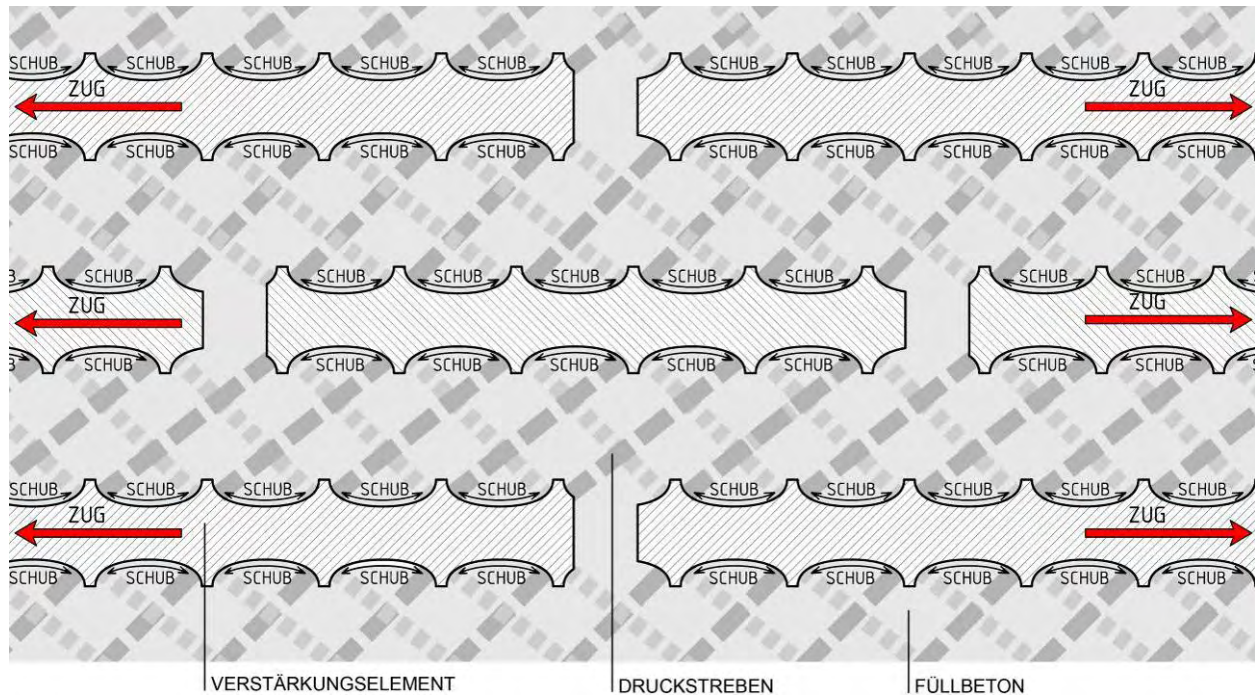


Abb. 49: Theoretische Wirkungsweise der Verstärkungselemente des Typs 9 und 10

Das Ausbilden von Druckstreben zwischen den Elementen ist neben der Profilierung der Oberfläche auch von der Stärke der Zwischenbetonschicht und der Lage der Plättchen zueinander abhängig. Ebenfalls wie beim Typ 6, können sich auch hier, im Gegensatz zum Element des Typs 1 und 2 mit nur je einem zentralen Loch, mehrere Druckstreben ausbilden. Dadurch erhöht sich die Wahrscheinlichkeit, dass Elemente passend zueinander liegen und sich so das Fachwerksmodell ausbilden kann (siehe auch Abbildungen 49 und 50). Die Wirkung müsste sich generell auch dann einstellen, wenn die Elemente nicht exakt parallel zueinander oder ein wenig schief im Probekörper stehen. So gesehen ist dieser Typ aufgrund seiner Vertiefungen an der Oberfläche weniger stark von der exakten Ausrichtung innerhalb des Probekörpers abhängig als die Typen 1 oder 2. Allerdings müssen auch die Epoxidharzplättchen in der Zugzone und einigermaßen parallel zum gezogenen Rand liegen, sonst zeigen auch diese Elemente keine Wirkung.

Die Elemente sollen als Verstärkung, wie der Name es schon sagt, an der Zugkraftübertragung innerhalb der Betonmatrix mitwirken. Innerhalb des Füllbetons können sich die Druckstreben ausbilden, ohne dass dabei die Druckfestigkeit überschritten wird. Die Zugkraft wird dabei dem Verstärkungselement zugerechnet, weshalb die Tragkraft des Probekörpers weit über der Biegezugfestigkeit liegen müsste. Ist aber erst einmal die Zugfestigkeit des Betons an der Stelle der größten Beanspruchung überschritten, kommt es zu einem Riss. Dieser sollte zwischen den Elementen von der Zug- in die Druckzone fortschreiten und dabei möglichst viele Elemente umwandern, damit sich der Weg des Risses verlängert und somit ein duktiler Verhalten eintritt. Ist der Beton zwischen den Elementen und in der Zwischenlage aber gerissen, kann an dieser Stelle keine Kraft mehr übertragen werden, da der Riss nicht überbrückt werden kann. Der Riss wandert dann um die Elemente herum, bis er die Druckzone erreicht hat und der Probekörper anschließend versagt.

Die nachfolgende Abbildung 50 zeigt das Fachwerksmodell, welches über die Abbildung 49 gelegt wurde. Die Zugzone befindet sich dabei in der oberen Bildhälfte.

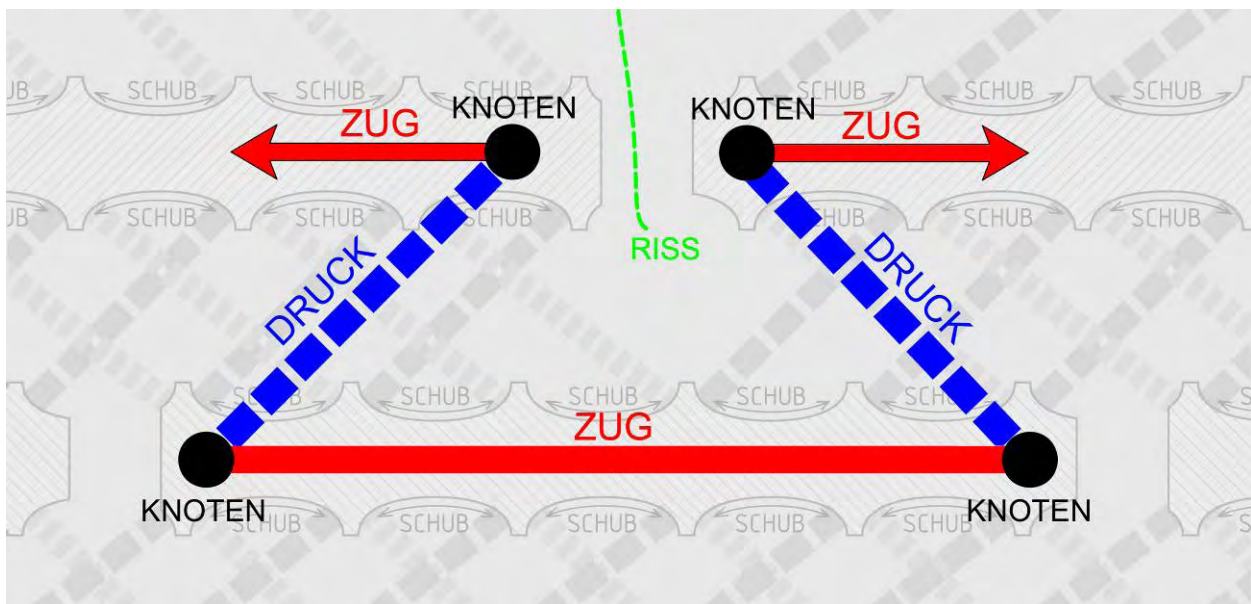


Abb. 50: Fachwerksmodell zur Übertragung einer Zugkraft über das Rissufer (Typ 9 und 10)

Die auf Zug beanspruchten Elemente bilden untereinander Druckstreben aus, welche im Füllbeton verlaufen. Der von oben kommende Riss wandert zwischen den Elementen bis zur Zwischenbetonschicht. Das unmittelbar unterhalb des Risses gelegene Element wird direkt auf Zug beansprucht, denn die Druckstreben stützen sich unmittelbar auf ein und demselben Element ab. Der Vorteil dieses Typs liegt darin, dass die Zugkraft direkt von einem Element in das andere geleitet wird ohne den Zwischenbeton zur Zugkraftübertragung heranzuziehen. Im Beton zwischen den Elementen entstehen nur die Druckstreben, die sich aber wiederum in jenes Element abstützen, welches unmittelbar unter dem Riss liegt und mit einem entsprechenden Übergriff zu den anderen Elementen eingebaut wurde. Durch das gewählte Einbauschema kann die Kraft solange über den Riss geleitet werden, bis entweder das Verstärkungselement aus Epoxidharz reißt oder es aus der Betonmatrix gezogen wird. Aufgrund der hohen Zugfestigkeit des Kunstharzes ist ein Abreißen der Elemente aber eher auszuschließen. Vielmehr dürften es vorher zu einem Versagen der Druckstreben und somit zu einem Herausziehen der Elemente kommen. Der Riss wandert dann um die Elemente herum und schreitet weiter in die Druckzone fort, bis dort die nächsten Verstärkungselemente aktiviert werden.

3.4.11 Probekörper 8 (PK 8)

3.4.11.1 Einbau der Elemente

Im Probekörper PK 8 wurden die Verstärkungselemente des Typs 10 verarbeitet. Sie haben die gleiche Form wie jene des Typs 9, nur sind diese aus Polymerbeton nach einem Rezept der Firma Fritschi hergestellt (Materialbezeichnung B) worden. Das Verlegeschema ist ebenfalls mit jenem in Probekörper PK 7 ident (siehe Abbildung 47). Für die Herstellung des Füllbetons zwischen den Verstärkungselementen wurde 12 Liter Beton angemischt. Da diese Elemente schwerer sind als jene aus Epoxidharz, sinken sie auch tiefer in den Beton ein. Trotzdem musste durch leichtes Eindrücken der Elemente in den Frischbeton sichergestellt werden, dass alle Vertiefungen mit Beton gefüllt werden. Deshalb war auch eine anschließende Verdichtung durch das Aufsetzen eines Schlagbohrers erforderlich. Ebenfalls wie beim Probekörper PK 7 kann auch hier im Zuge des Einbaus festgestellt werden, dass einige Elemente nicht ganz in horizontaler Lage blieben. Ein nachträgliches Ausrichten der Elemente ist nicht möglich und würde darüber hinaus auch das Verlegeschema vollends zerstören. Die obere Betondeckung fällt mit etwa einem Zentimeter auch dünner aus als ursprünglich vorgesehen. Aus diesem Grund ist die Oberfläche auch unebener als bei den zuvor hergestellten Probekörpern. Die Abbildung 51 zeigt einige Fotos über das Einbauschema der einzelnen Lagen während der Probekörperherstellung.

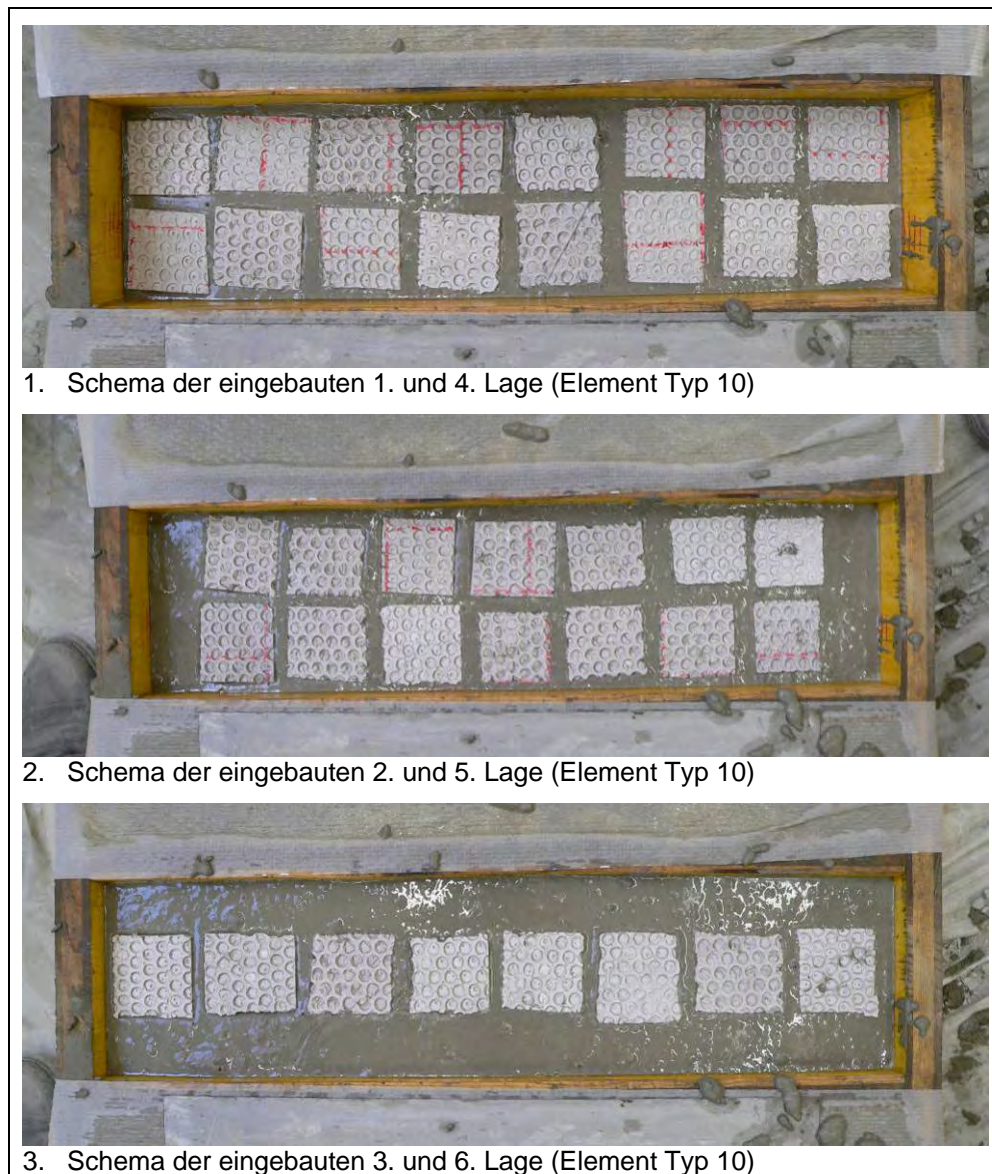


Abb. 51: Fotos 1 bis 3 über die in den Probekörper PK 8 eingebauten Lagen von Verstärkungselementen

3.4.11.2 Wirkungsweise des Verstärkungselements

Es handelt sich bei diesem Typ um die gleiche geometrische Form wie bei Typ 9. Da die Elemente im selben Einbauschema in den Probekörper eingebaut wurden wie beim PK 7, wird bzgl. der Wirkungsweise von Typ 10 auf den Abschnitt 3.4.10.2 verwiesen. Da der Polymerbeton für die verwendeten Elemente des Typs 10 eine geringere Zugfestigkeit hat als das Epoxidharz, können die Plättchen bei diesem Probekörper leichter brechen als beim PK 7. Der Riss würde dann nicht außen herum, sondern gleich direkt durch das gebrochene Element wandern. Dies beschleunigt den Versagensprozess, da der Weg des Risses sich im Gegensatz zu den Epoxidharzplättchen des Typs 9 verkürzt.

3.4.12 Probekörper 9 (PK 9)

3.4.12.1 Einbau der Elemente

In den Probekörper PK 9 wurden die Verstärkungselemente des Typs 11 eingebaut. Es handelt sich dabei um ca. 13 cm lange Halbschalen aus Epoxidharz (Materialbezeichnung D). Im Gegensatz zu den zuvor beschriebenen Probekörpern wurden mit diesen Elementen nur zwei Lagen im Probekörper hergestellt. Diese greifen allerdings derart ineinander (siehe Abbildung 52), dass eine Zugkraftübertragung zwischen zwei Rissufern möglich sein sollte. Besonderes Augenmerk ist dabei auf den Einbau der Elemente in die Betonmatrix zu legen. Zunächst wurde eine ca. 3,0 cm starke Betonlage als untere Betondeckung in die Schalung gegossen. Im Anschluss daran wurden darauf die Halbschalen gelegt und vorsichtig eingedrückt, bis diese vollständig von Beton umschlossen waren. Im nächsten Schritt konnten die Elemente dann mit Füllbeton bedeckt werden, bis diese gerade nicht mehr zu sehen waren. Die zweite und letzte Lage wurde dann mit Übergriff etwas versetzt zur ersten Lage in den frischen Beton gedrückt. Da der Füllbeton sehr dünnflüssig war und das Größtkorn bei nur 1,0 mm lag, konnten die Elemente der zweiten Lage soweit eingedrückt werden, dass ein Ineinandergreifen der Elemente garantiert war. Das Verlegeschema, welches an die „Mönch- und Nonnendeckung“ erinnert, soll wie eine Kette in der Zugzone des Biegebalkens, auftretende Zugkräfte aufnehmen und ein plötzliches schlagartiges Versagen verhindern. Eine genauere Darstellung der Wirkungsweise dieses Typs liefert der nachfolgende Abschnitt 3.4.12.2. Nach dem Einbau der beiden Lagen wird der restliche Probekörper mit Beton gefüllt, mit einem Schwert eben abgezogen und mit einem Schlagbohrer vorsichtig mehrere Minuten lang verdichtet. Zuvor wurde allerdings kontrolliert, ob alle Elemente in ihrer vorgesehenen Lage blieben und alle ineinander griffen.

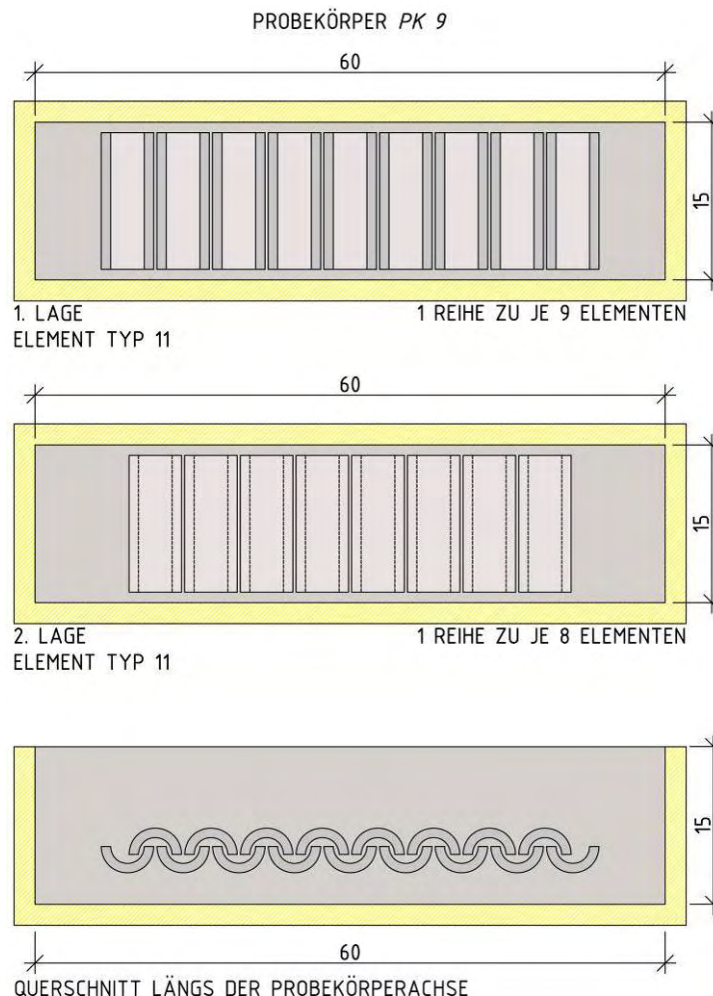


Abb. 52: Einbauschema der Verstärkungselemente in den Probekörper PK 9



1. Schema der eingebauten 1. Lage (Element Typ 11)



2. Schema der verkehrt und versetzt zur ersten Lage eingebauten 2. Lage (Element Typ 11)

Abb. 53: Fotos 1 und 2 über die in den Probekörper PK 9 eingebauten Lagen von Verstärkungselementen

In der Abbildung 53 sind die beiden in den Probekörper PK 9 eingebauten Lagen von Verstärkungselementen des Typs 11 zu sehen. Ein entsprechendes Ineinandergreifen der Halbschalen ist für die Wirkungsweise dieses Typs unerlässlich und daher auch während der Herstellung sicherzustellen.

3.4.12.2 Wirkungsweise des Verstärkungselements

Die Wirkungsweise des Elements vom Typ 11 soll anhand der nachfolgenden Abbildung 54 näher erläutert werden. Die Zugzone befindet sich in der Abbildung am oberen Bildrand.

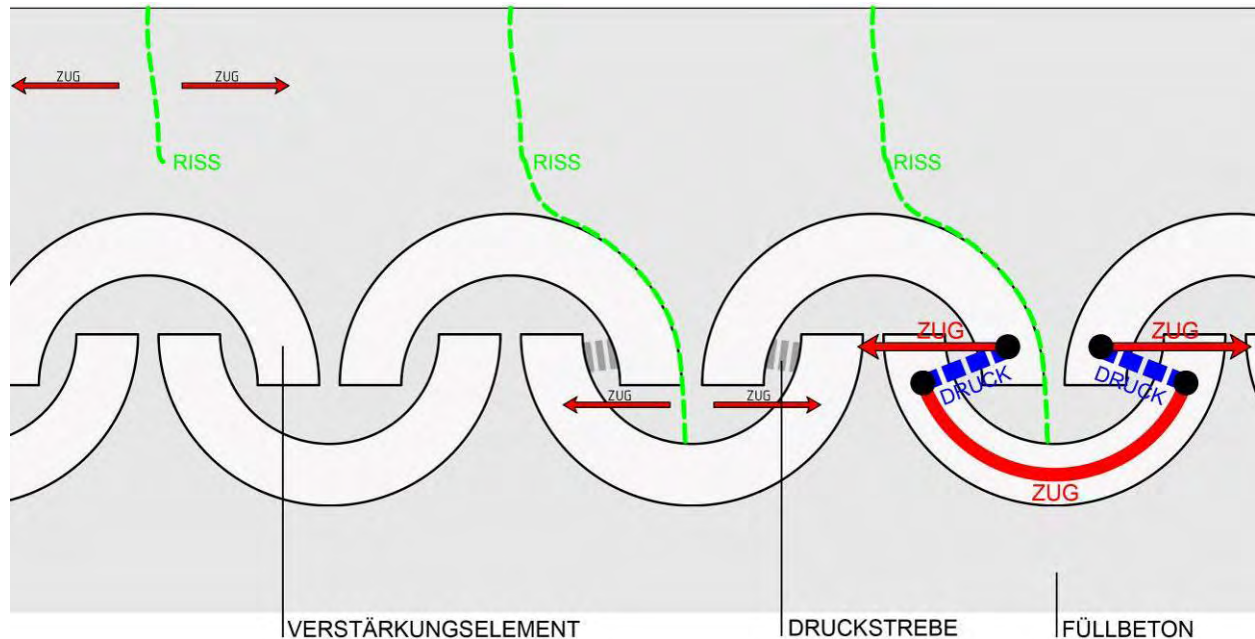


Abb. 54: Fachwerksmodell zur Übertragung einer Zugkraft über das Rissufer (Typ 11)

Bei zunehmender Belastung steigt die Zugspannung in der gezogenen Faser des Probekörpers bis die Biegezugfestigkeit des Füllbetons schließlich erreicht ist und der erste Riss eintritt (siehe linke Bildhälfte in Abbildung 54). Im Laufe des Versuchs wandert der Riss in die Druckzone und trifft dabei auf das oben liegende Element der 1. Lage. Der Riss wandert um das Element herum, um schließlich auf das darunter liegende Element der 2. Lage zu treffen. Durch den entsprechenden versetzten und ineinander greifenden Einbau der Halbschalen, kann der Riss nicht weiter in die Druckzone wandern und das untere Element wird auf Biegezug beansprucht. Dabei bilden sich im Bereich des Übergriffs zwischen den Schalen Druckstreben im Zwischenbeton aus (siehe auch Fachwerksmodell am rechten Bildrand der Abbildung 54). Da das Epoxidharz als verwendetes Material für den Typ 11 gekennzeichnet ist durch eine hohe Festigkeit, müsste der Widerstand durch das Element im Bereich des Erstrisses ausreichen, um den Beton an einer anderen Stelle reißen zu lassen. Dort findet dann der gleiche Mechanismus statt wie beim ersten Riss auch. Wie man aus dem Fachwerksmodell sehen kann, müsste die Epoxidharzhalbschale die Zugkraft problemlos über den Riss leiten können. Die Kraft wird nämlich durch Druckstreben direkt von einem Element auf das andere übertragen, ohne dabei den Füllbeton auf Schub oder Zug zu beanspruchen. Diese unmittelbare Kraftübertragung ist mit der Wirkung einer Kette vergleichbar, bei welcher die Kraft ebenfalls von einem Glied auf das andere übertragen wird. Das Versagen des Probekörpers müsste eintreten, wenn die Elemente der unteren Lage brechen und somit dem Riss keinen Widerstand mehr bieten. Sollten die Schalen allerdings nicht wie vorgesehen mit einem entsprechenden Übergriff eingebaut sein, wandert der Riss von der Zug- in die Druckzone durch, ohne auf weitere Elemente zu treffen. Das Versagen tritt dann schlagartig und unangekündigt ein, was aber nicht im Sinne der Verstärkungselemente ist.

3.4.13 Probekörper 10 (PK 10)

3.4.13.1 Einbau der Elemente

Aufgrund der Tatsache, dass sich die Elemente des Typs 1 und 2 bei den vorangegangenen Probekörpern mit der normalen Lagerung innerhalb des Querschnitts verschoben und schief gestellt haben, wurde dieser Probekörper mit einer so genannten dichten Lagerung der Verstärkungselemente hergestellt. Da hier drei Elemente nebeneinander liegen und somit die gesamte Breite der Schalung ausfüllen, können sich diese beim Einfüllen des Füllbetons nicht mehr verschieben. Somit ist sichergestellt, dass sich das der Kraftübertragung zugrunde gelegte Fachwerksmodell ausbilden kann. Zudem betrug die Stärke der Betonschicht zwischen den Lagen nur etwa 0,5 cm. Für die Herstellung der Füllbetonmischung wurde hier 1,5% des Zementgewichts in Form von Fließmittel beigemischt, um sicherzugehen, dass der Füllbeton alle Hohlstellen sicher ausfüllen kann. Ansonsten handelt es sich um die gleiche Betonrezeptur wie in Tabelle 16 angeführt.

Die nachfolgende Abbildung 55 zeigt das Einbauschema von Probekörper PK 10. Durch die dichte Anordnung ist mit einer Lage die gesamte Schalung ausgefüllt und die Elemente behalten ihre Lage. Erst dadurch ist es in weiterer Folge nach den Vierpunktbiegezugversuchen möglich, eine Aussage darüber zu treffen, ob die Form der Elemente überhaupt sinnvoll ist oder nicht. Beim Probekörper PK 4 und PK 5 ist dies nicht möglich, da sich ihre volle Wirkung aufgrund der schlechten Lage gar nicht wirklich entfalten konnte.

Die ersten beiden Lagen des Probekörpers PK 10 werden vom Element des Typs 2 (einseitig besandete Oberfläche) gebildet, die restlichen vier Lagen jeweils vom Typ 1 (glatte unbesandete Oberfläche). Der Grund hierfür liegt in der Tatsache, dass für die Herstellung zweier separater Probekörper, in welchen jeweils nur ein einzelner Typ in entsprechender dichter Anordnung eingebaut werden würde, die Anzahl von Elementen nicht ausreichte. Deshalb mussten für den Probekörper PK 10 die beiden Typen kombiniert werden. Der Typ 1 wurde mit der besandeten Oberfläche nach unten in die Schalung eingebaut. Der Probekörper wird später nämlich in den Versuchsaufbau derart eingebaut, dass die geschalte Oberfläche in der Zugzone und die bei der Herstellung luftzugewandten Seite in der Druckzone liegt. Die besandete Oberfläche liegt daher im Versuchsaufbau auf der gezogenen Faser des Probekörpers. Insgesamt wurde sechs Lagen eingebaut, wobei eine Verdichtung des Betons nach dem Abziehen mit einem Schwert nicht erfolgte. Wichtig ist im Zuge der Herstellung vor allem, dass der Beton die zentrischen Löcher der Elemente voll ausfüllt. Dazu werden die Scheiben beim Einbau leicht in den Beton eingedrückt. Wie man anhand der Abbildungen 55 und 56 sieht, füllen die Elemente fast die gesamte Schalungsgrundfläche aus, weshalb sie sich auch nicht mehr so leicht verschieben können.

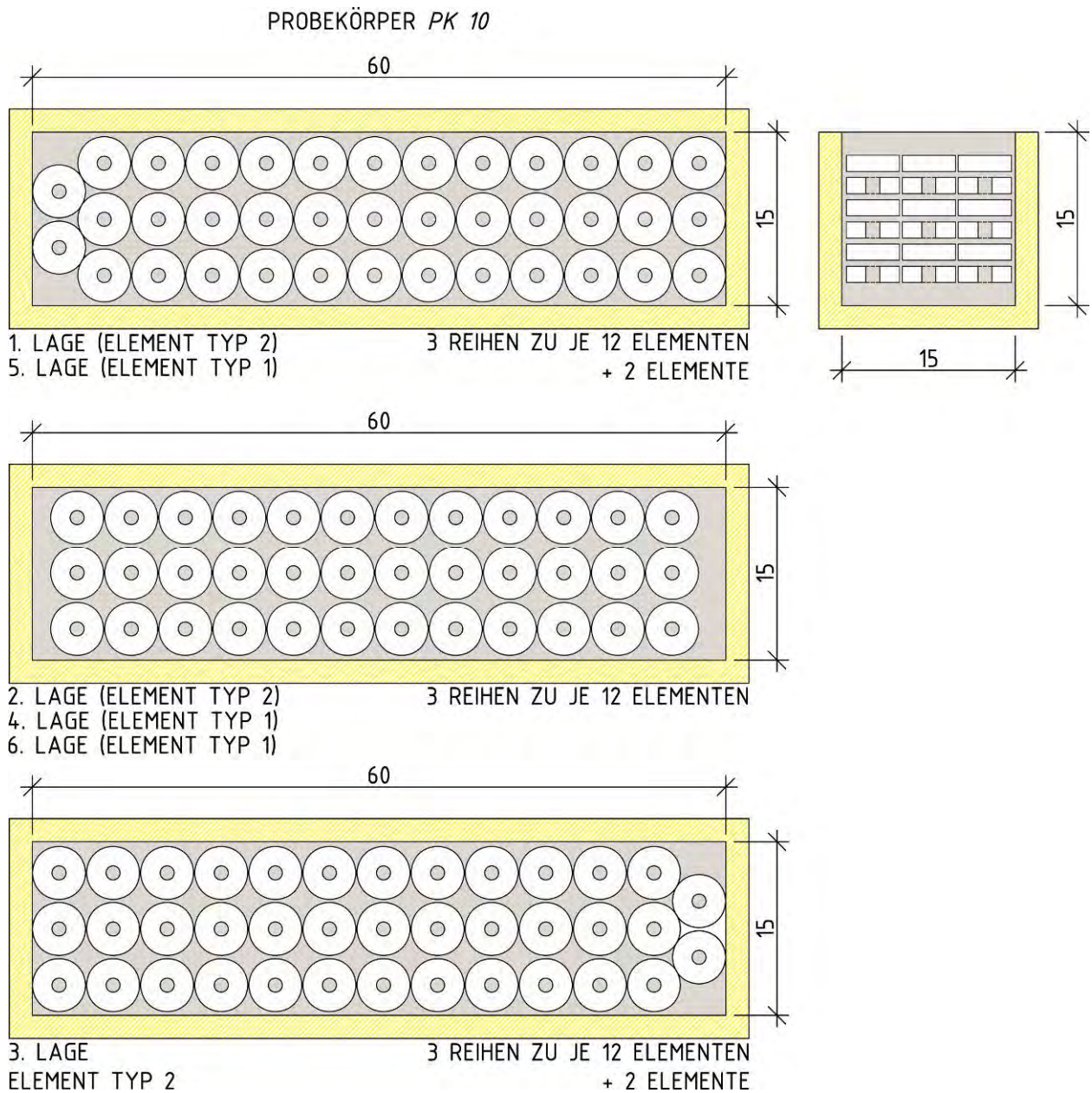
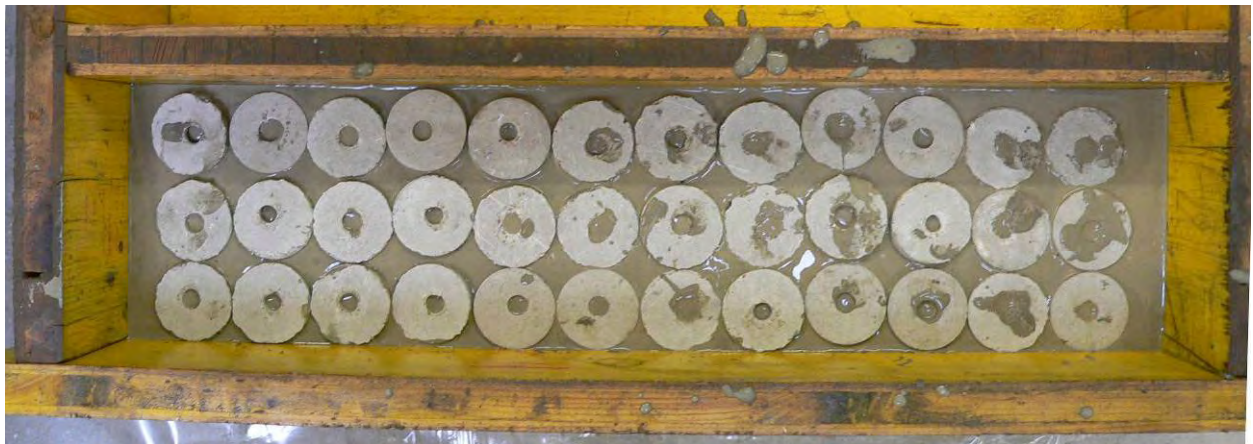


Abb. 55: Einbauschema der Verstärkungselemente in Probekörper PK 10

Die Abbildung 56 zeigt das Einbauschema der Elemente während der Herstellung des Probekörpers PK 10. Der Boden der Schalung wird fast vollständig von Elementen ausgefüllt.



1. Schema der eingebauten 1. Lage (Element Typ 2) und der 5. Lage (Element Typ 1)



2. Schema der eingebauten 2. Lage (Element Typ 2) sowie der 4. und 6. Lage (Element Typ 1)



3. Schema der eingebauten 3. Lage (Element Typ 1)

Abb. 56: Fotos 1 bis 3 über die in den Probekörper PK 10 eingebauten Lagen von Verstärkungselementen

3.4.13.2 Wirkungsweise des Verstärkungselements

Da es sich um die gleichen Typen wie bei den Probekörpern PK 4 und PK 5 handelt, wird an dieser Stelle auf den Abschnitt 3.4.7.2 verwiesen.

3.4.14 Probekörper 11 (PK 11)

3.4.14.1 Einbau der Elemente

In diesem Probekörper wurde nur der Typ 8 eingebaut, allerdings im Gegensatz zum PK 6 in einer dichten Lagerung (siehe Einbauschema in der Abbildung 57). Wie man in der Abbildung sehen kann, liegen die Elemente so dicht nebeneinander, dass sie sich berühren und nahezu die gesamte Schalung ausfüllen. Die Lagen sind dabei so zueinander versetzt, dass die Noppen der Elemente ineinander greifen und sich quasi miteinander verhaken. Die Noppen liegen dabei so am Element, dass nur eine einzige Ausrichtung der Scheiben möglich ist. Der Einbau gestaltete sich daher auch nicht sehr schwer, da die Typen nur kurz verschoben oder gedreht werden müssen, bis sie gegenseitig „einrasten“. Die untere Betondeckung betrug ca. 2,0 cm und zwischen den Lagen wurde immer eine ca. 0,5 cm starke Füllbetonschicht eingegossen, sodass nur mehr die Noppen zu sehen waren. In der 9. und damit letzten Lage wurde, da in der Druckzone gelegen, nur eine Lage mit zwei nebeneinander liegenden Elementen eingebaut. Die Fließmittelmenge betrug, wie auch schon beim PK 10, 1,5% der Zementmenge. Die folgenden Abbildungen 57 und 58 zeigen zum einen das wesentlich dichtere Einbauschema und zum anderen einige Fotos über die Herstellung von Probekörper PK 11.

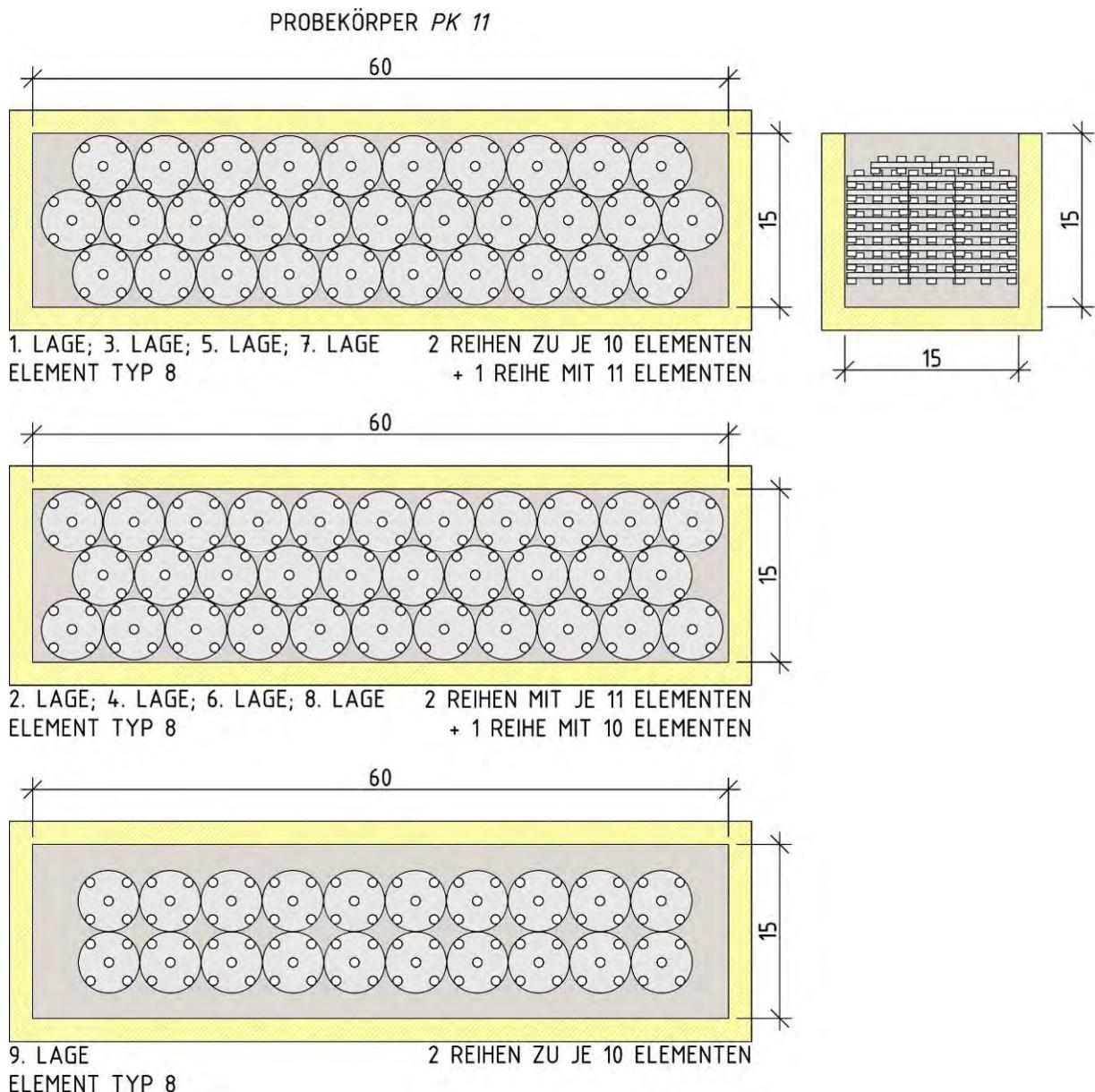


Abb. 57: Einbauschema der Verstärkungselemente in den Probekörper PK 11



1. Schema der eingebauten 1., 3., 5. und 7. Lage (Element Typ 8)



2. Schema der eingebauten 2., 4., 6., und 8. Lage (Element Typ 8)



3. Schema der eingebauten 9. Lage (Element Typ 8)

Abb. 58: Fotos 1 bis 3 über die in den Probekörper PK 11 eingebauten Lagen von Verstärkungselementen

3.4.14.2 Wirkungsweise des Verstärkungselements

Die Wirkung des Typs 8 entspricht auch bei einem dichten Einbau der Elemente im Prinzip jener wie beim Probekörper PK 6. Allerdings ist die Betonschicht zwischen den Lagen vergleichsweise dünner, was dazu führt, dass sich die Elemente mitunter auch berühren. Aus dieser Tatsache heraus ist eine Kraftübertragung auch durch direkten Kontakt möglich (siehe dazu auch Abschnitt 3.4.2.2). Ergänzend zu den unter Punkt 3.4.9.2 angeführten Erklärungen sei die Wirkungsweise des Typs 8 in dichter Lagerung mit Hilfe der nachfolgenden Abbildungen 59 bis 62 näher erklärt. In den Abbildungen 60 und 62 befindet sich die gezogene Faser jeweils in der oberen Bildhälfte.

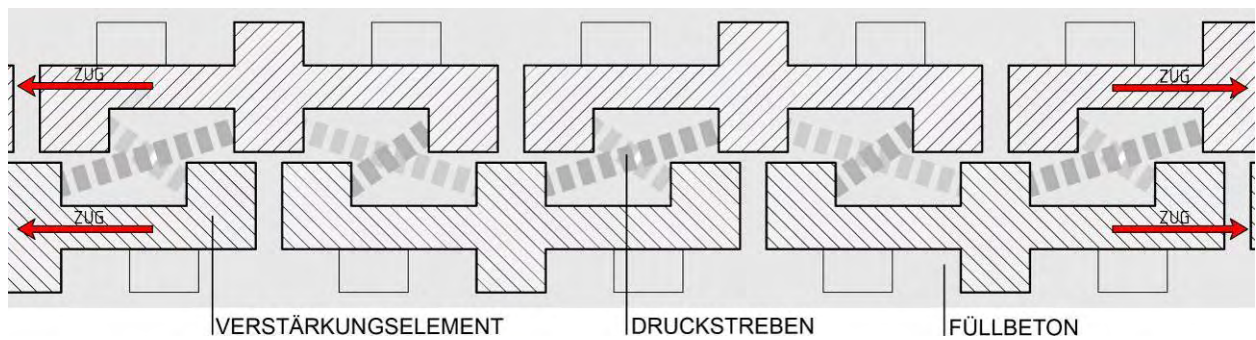


Abb. 59: Theoretische Wirkungsweise der Verstärkungselemente des Typs 8 in dichter Lagerung

Die Zwischenbetonschicht ist bei diesem Probekörper zwar dünner ausgefallen als beim PK 6, die Druckstreben bilden sich aber trotzdem zwischen den Noppen der Polymerbetonscheiben aus (siehe Abbildung 59). Aufgrund der flüssigen Konsistenz des Betons und der Anzahl der Noppen je Seite ist sichergestellt, dass für eine Zugkraftübertragung ausreichend viele Elemente aktiviert werden können. Wie man anhand der nachfolgenden Abbildung 60 sehen kann, ist bei einer dichten Anordnung der Elemente im Probekörper eine direkte Kraftübertragung durch das Verstärkungselement hindurch möglich. Durch den Riss im Beton entsteht ein linkes sowie ein rechtes Rissufer. Die Zugkraft im linken Ufer verursacht ebenso wie im rechten Element eine Druckstrebe, die sich unmittelbar auf das unterhalb des Risses gelegene Element abstützt. Dadurch wird das unmittelbar unterhalb des Risses gelegene Verstärkungselement auf Zug beansprucht und somit die Kraft über den Riss übergeleitet. Der Vorteil des Elements liegt wiederum in der Tatsache, dass beide Druckstreben der Abbildung 60 sich auf ein und demselben Element abstützen und somit eine direkte Kraftübertragung stattfindet. Im Gegensatz zu anderen Typen, beispielsweise 1, 2 oder 6, ist die Überleitung der Kraft nur abhängig von der Druckstrebe zwischen den Elementen und der Zugfestigkeit der Polymerbetonscheibe unmittelbar unterhalb des Risses. Bei den anderen Typen (1, 2, 6 und 7) ist die Größe der übertragbaren Kraft zum einen abhängig von der Zugfestigkeit des Füllbetons zwischen den Elementen und zum anderen vom Verbund zwischen dem Element und dem Beton selbst. Wird dieser überschritten, wird das Element aus dem Beton gezogen und die Kraft im Probekörper sinkt ab.

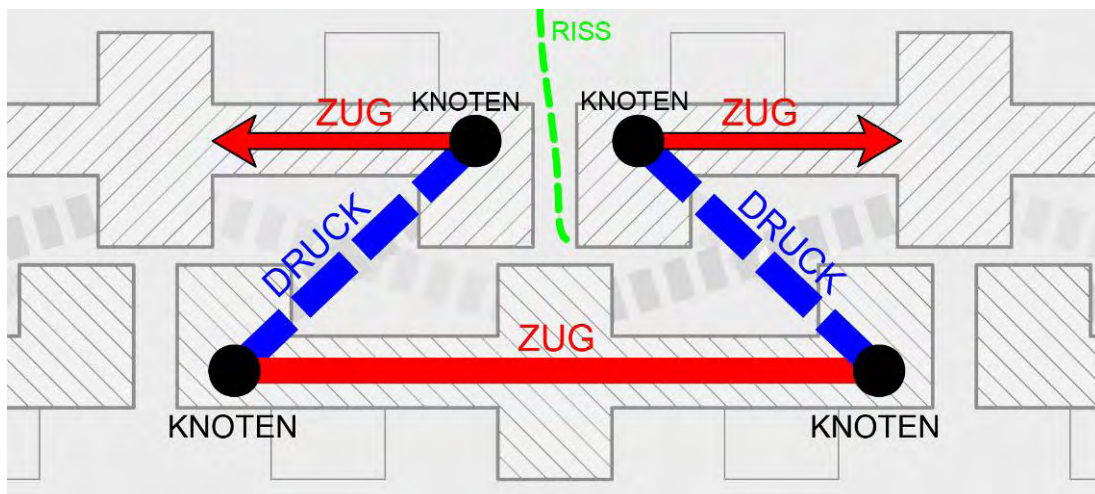


Abb. 60: Fachwerksmodell zur Übertragung einer Zugkraft über das Rissufer (Typ 8 in dichter Lagerung)

Aufgrund der beidseitig angeordneten fünf Noppen ist ein Herausziehen der Elemente eher unwahrscheinlich, weshalb das Versagen entweder eintreten wird durch das Abreißen der Noppen von der Scheibe oder dem Überschreiten der Zugfestigkeit des Polymerbetons.

Die nachfolgende Abbildung 61 soll den Mechanismus der Kraftübertragung zwischen den Elementen verdeutlichen, wenn diese so dicht eingebaut sind, dass die Noppen sich berühren können. Auch beim Probekörper PK 11 ist dies der Fall, da die Elemente in einer dichten Lagerung eingebaut wurden.

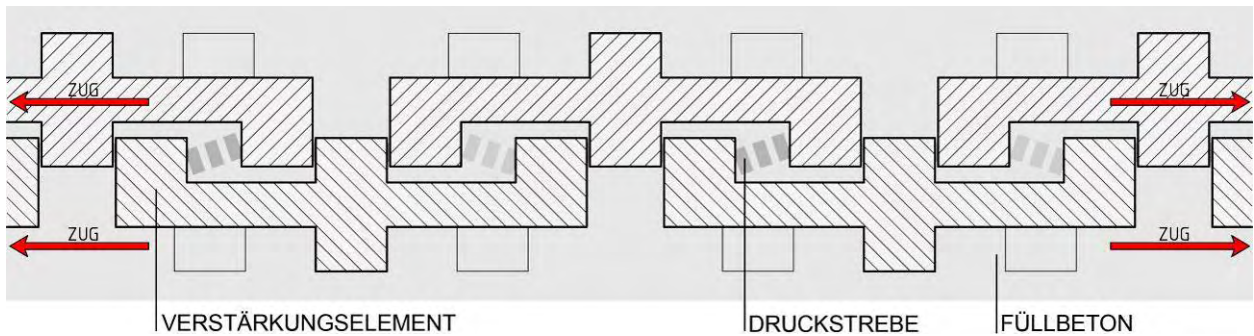


Abb. 61: Theoretische Wirkungsweise der Verstärkungselemente des Typs 8 in dichter Lagerung im Falle des Ineinandergreifens der Elemente

Die Noppen der Ober- und Unterseite eines Verstärkungselements sind so zueinander versetzt, dass die Scheiben gut ineinander greifen und förmlich einrasten können. Nachdem eine Lage eingebaut ist, ergibt sich die darüber liegende fast automatisch, da ihre Ausrichtung durch die Noppen schon gewissermaßen vorgegeben wird. Ähnlich wie bei einer Kette greifen die Elemente ineinander und ergeben dadurch eine von Auflager zu Auflager gehende „Bewehrung“.

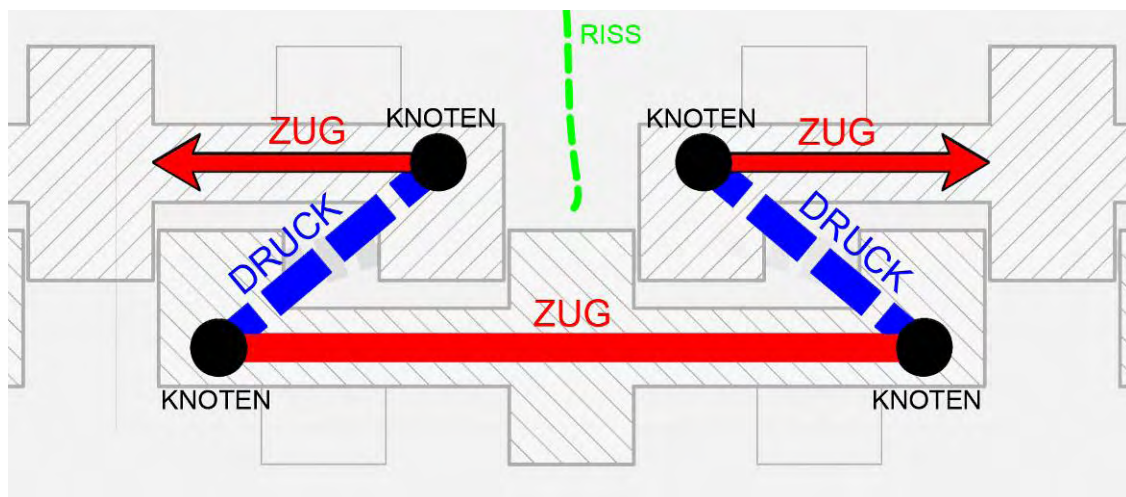


Abb. 62: Fachwerksmodell zur Übertragung einer Zugkraft über das Rissufer (Typ 8 in dichter Lagerung und im Falle des Ineinandergreifens der Elemente)

Durch den Kontakt der Scheibennoppen können die Druck- und Zugkräfte direkt über Kontakt übertragen werden. Durch diese dichte Lagerung ist sichergestellt, dass sich die Druckstreben, dort wo sie auftreten, auch sicher zwischen den Elementen ausbilden können. Die Elemente können sich auch nicht so leicht schief stellen, denn sie fixieren sich innerhalb der Schalung quasi von selbst.

3.4.15 Probekörper 12 (PK 12)

3.4.15.1 Einbau der Elemente

Beim Probekörper PK 12 handelt es sich um den dritten von insgesamt vier Prüfkörpern, bei denen die Elemente in einer dichten Lagerung eingebaut wurden. Zur Anwendung kam hier der Typ 9, welcher schon im Probekörper PK 7 trotz des Lastabfalls ein gutes Nachrissverhalten gezeigt hat. Die dichtere Lagerung sollte es den Elementen ermöglichen, ihre volle Wirkung zu entfalten. Aufgrund der Herstellung dieses Typs war es nicht möglich, alle Plättchen exakt gleich groß zu schneiden. Deshalb variiert die Seitenlänge des Typs 9 zwischen 5 bis 6 cm und eine exakt geometrische Anordnung der Elemente, wie bei den Typen 1, 2 oder 8 ist nicht möglich. Sie wurden vielmehr so eingebaut, dass die gesamte Schalungsgrundfläche mit Plättchen ausgefüllt war. Danach wurde die Füllbetonschicht in einer Stärke von ca. 0,8 – 1,0 cm eingebaut und die nächste Lage an Elementen verlegt. Die untere Betondeckung betrug bei diesem Probekörper, wie auch schon zuvor, ca. 2,0 cm.

Das genaue Einbauschema kann der Abbildung 63 entnommen werden. Für den Füllbeton wurden 12 Liter Beton angemischt. Die Fließmittelmenge betrug wieder 1,0% der Zementmenge. Insgesamt wurden sieben Lagen in den Probekörper eingebaut, wobei dieser aber wegen der Gefahr des Schiefstellens der Elemente diesmal nicht verdichtet wurde. Besonders wichtig ist im Zusammenhang mit dem Einbau vor allem, dass die Epoxidharzplättchen gut in den Füllbeton gedrückt werden, damit sich auch die unteren Vertiefungen sicher mit Beton füllen können. Jener Beton, der von oben auf die Elemente gefüllt wird, fließt schon aufgrund der Schwerkraft und seiner dünnflüssigen Konsistenz recht gut in die Vertiefungen der Plättchen. Ansonsten verschlechtert sich der Verbund zwischen dem Füllbeton und dem Element und es kann dadurch leichter aus der Betonmatrix herausgezogen werden. Die folgenden Abbildungen 63 und 64 zeigen das Einbauschema der dichten Lagerung sowie einige Fotos über die Herstellung des Probekörpers PK 12. Die Elemente sind nicht alle gleich groß, da versucht wurde, die Grundfläche der Schalung bestmöglich mit Verstärkungselementen auszulegen.

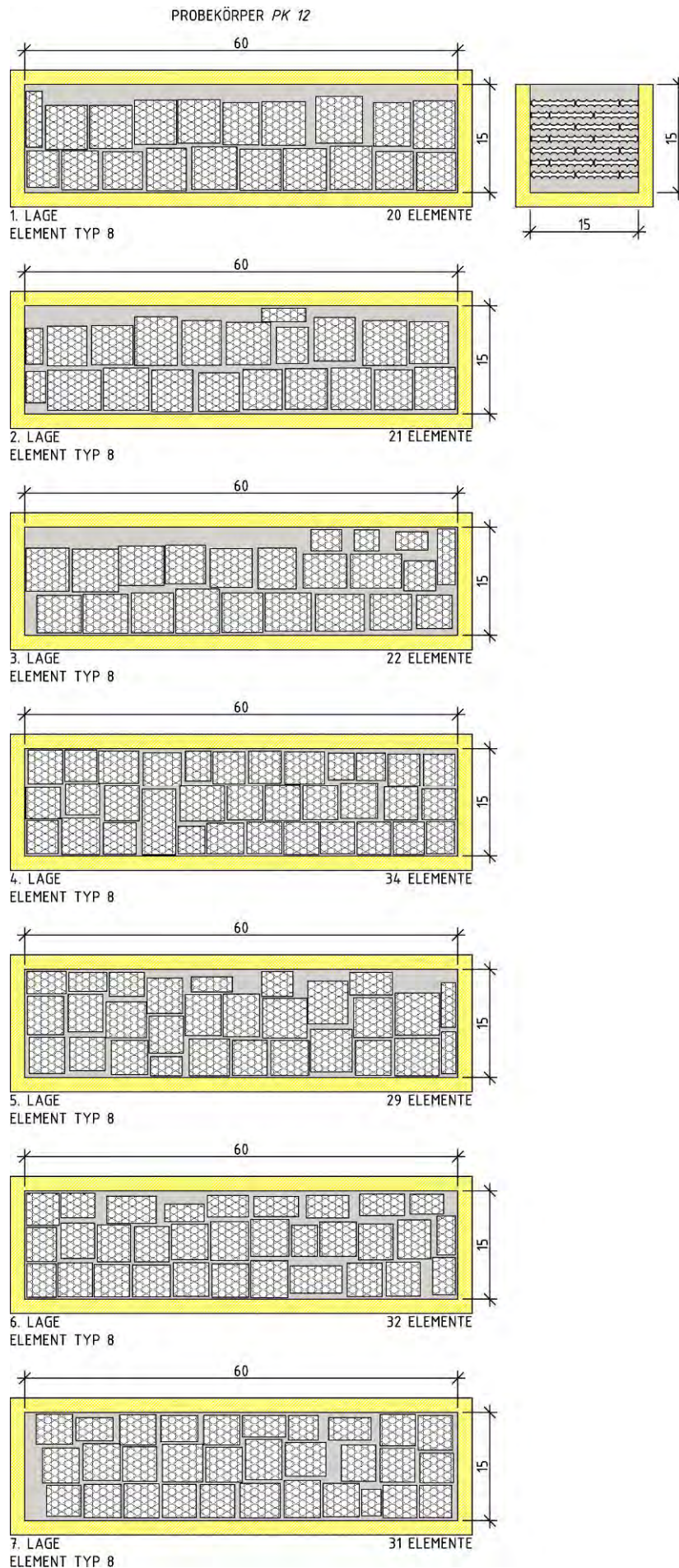


Abb. 63: Einbauschema der Verstärkungselemente in Probekörper PK 12



1. Eingebaute 1. Lage (Element Typ 9)



2. Eingebaute 4. Lage (Element Typ 9)



3. Eingebaute 6. Lage (Element Typ 9)

Abb. 64: Fotos 1 bis 3 über die in den Probekörper PK 12 eingebauten Lagen von Verstärkungselemente

3.4.15.2 Wirkungsweise des Verstärkungselements

Da es sich bei den Elementen in diesem Probekörper um den gleiche Typen handelt wie in PK 7, wird an dieser Stelle auf den Abschnitt 3.4.10.2 verwiesen.

3.4.16 Probekörper 13 (PK 13)

3.4.16.1 Einbau der Elemente

In den letzten Probekörper wurde das Element des Typs 10 in einer ebenfalls dichten Lagerung eingebaut. Die Polymerbetonplättchen wurden, ebenso wie die Epoxidharzelemente im Labor des Instituts hergestellt und haben aus herstellungstechnischen Gründen nicht alle die selben Abmessungen. Die Seitenlänge der Plättchen variiert zwischen 5 – 6 cm. Die dichte Lagerung bezieht sich auf den lagenweisen Einbau der Elemente in den Probekörper. Eine exakte geometrische Anordnung des Typs gibt es zwar auch nicht, aber die Elemente wurden so verlegt, dass die Schalungsgrundfläche so gut wie möglich ausgefüllt war. Dazu wurden in den Randbereichen mit unter auch nichtquadratische Reststücke verwendet. Wichtig ist aber vor allem der lagenweise Übergriff der Elemente, damit eine Zugkraft auch sicher von einem Element in das andere weitergeleitet werden kann. Dazu wurde im Rahmen des Einbaus versucht, die Elemente sowohl in Längs- als auch in Querrichtung zu versetzen. Dies soll verhindern, dass ein Riss auf möglichst kurzem Weg von der Zug- in die Druckzone wandert, sondern den „Umweg“ um die Elemente nehmen muss. Je länger der Weg des Risses wird, umso mehr Elemente können aktiviert werden und umso besser sollte das Nachrissverhalten sein.

Die nachfolgende Abbildung 65 zeigt das Einbauschema der Elemente in den Probekörper PK 13. Für den Füllbeton wurde wieder 12 Liter Beton angemischt, wobei der Fließmittelgehalt bei 1,0% der Zementmenge lag. Die untere Betondeckung betrug während der Herstellung wieder in etwa 2,0 cm.

Zusätzlich wurden während des Mischvorgangs auch die Reststücke aus der Produktion des Typs 3 bis 7 sowie 9 und 10 eingebaut. Allerdings nur jene Stücke, die für den Mischvorgang und den Einbau in die Zwischenbetonlage klein genug waren. Die Reststücke (siehe auch Abbildung 66, Foto 1 links) sollen so zwischen den Lagen zum Liegen kommen, dass sie die zwischen den Elementen übertragbare Zugkraft nach Möglichkeit noch zusätzlich erhöhen.

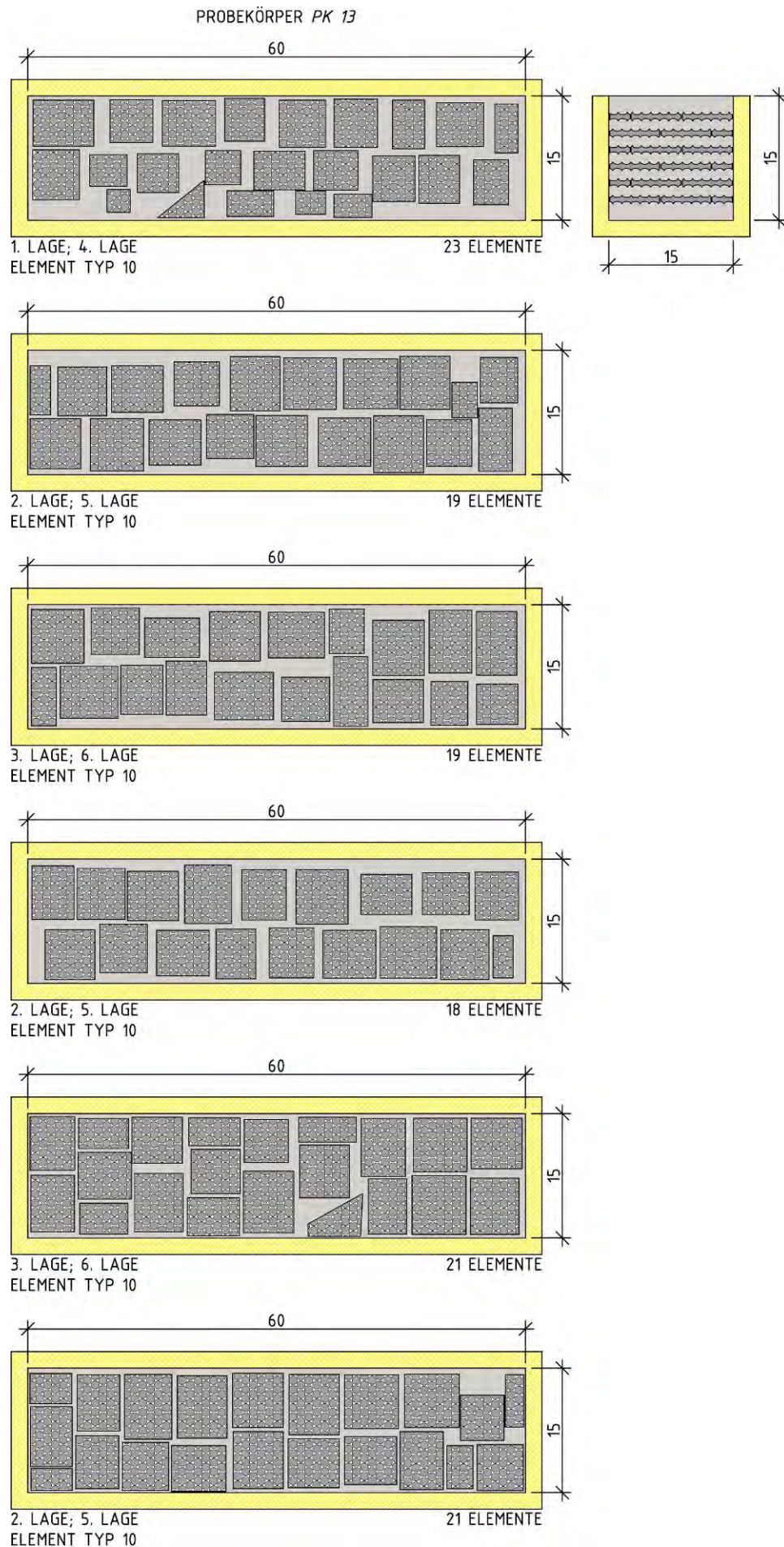


Abb. 65: Einbauschema der Verstärkungselemente in den Probekörper PK 13



1. Reststücke für die Zwischenbetonschicht (links) und Schalung für die Probekörperherstellung (rechts)



2. Eingebaute 3. Lage (Element Typ 10)



3. Eingebaute 5. Lage (Element Typ 10)

Abb. 66: Fotos 1 bis 3 über die in den Probekörper PK 13 eingebauten Lagen von Verstärkungselementen

3.4.16.2 Wirkungsweise des Verstärkungselements

Es handelt sich bei den Elementen im Probekörper PK 13 um den selben Typen wie beim PK 8, weshalb an dieser Stelle auf den Abschnitt 3.4.11.2 verwiesen wird. Die Reststücke beeinflussen das prinzipielle Tragverhalten der Elemente nicht, sondern sollen nur helfen, dieses zusätzlich zu verbessern.

4. Versuche

4.1 Allgemeines

Die im Zuge der vorliegenden Diplomarbeit hergestellten 13 Probekörper, in welchen die Verstärkungselemente wie in Abschnitt 3.4.4 bis 3.4.16 beschrieben eingebaut wurden, konnten im Labor des Instituts für Tragkonstruktionen – Betonbau der TU-Wien geprüft werden. Die Versuche dauerten insgesamt vier Tage, wobei mit Ausnahme des letzten Tages, an welchem vier Probekörper geprüft wurden, immer drei Probekörper im Vierpunktbiegezugversuch getestet wurden. Der Einbau in den Versuchsaufbau und die Prüfung aller Probekörper erfolgte 7 Tage nach deren Herstellung. Um Schwindrisse in der Anfangsphase der Erhärtung zu vermeiden, wurden die Probekörper 24 Stunden lang nach ihrer Herstellung in der Schalung belassen und mit einem feuchten Vlies und einer Folie abgedeckt. Nach dem Ausbau aus der Schalung wurden sie weitere 24 Stunden mit einem feuchten Vlies vor dem Auftreten von übermäßigen Schwindrissen geschützt. Trotz der starken Tendenz zum Bluten des Betons unmittelbar nach dem Vergießen und der zum Teil nicht erfolgten bzw. nicht notwendigen Verdichtung, zeigte der Beton nur kleinere Fehlstellen an der Oberfläche, wie sie beim Betonieren eigentlich immer auftreten. Die Flächen waren eben und daher für den Versuch und den Versuchsaufbau geeignet.

4.2 Genereller Versuchsaufbau

Wie bereits erwähnt, erfolgte die Prüfung der Probekörper im Labor des Instituts für Tragkonstruktionen. Da es für diese Art von Versuchen mit derart großen Probekörpern (15x15x60cm) keine eigene Prüfmaschine mit ausreichender Steifigkeit gibt, wurde ein entsprechender Versuchsaufbau entwickelt. Die nachfolgende Abbildung 67 zeigt diesen Aufbau vom Prinzip her. Für die Vierpunktbiegezugversuche wurde nicht wie üblich mit einer Kraft von oben her auf den Probekörper gedrückt, sondern umgekehrt. Der Hydraulikzylinder drückt von unten gegen den Prüfkörper, der nach oben hin durch den großen Prüfrahmen des Labors in vertikaler Richtung gehalten wird (siehe rote Stahlplatte in Abbildung 67). Diese ca. 7,2 t schwere Platte aus massivem Stahl kann für diesen Versuch als unverschieblich und unverformbar angesehen werden.

Es handelt sich vom statischen System her um einen Einfeldträger mit einer Stützweite von 450mm (3x150mm), welcher in seinen beiden Drittpunkten von je einer Kraft $P/2$ beansprucht wird. Als Auflagerrollen fungieren im in Abbildung 67 beschriebenen Aufbau zwei Stahlrollen mit einem Durchmesser von ca. 50mm. Die Kräfteinleitungspunkte werden über zwei Bewehrungsstäbe bewerkstelligt. Der Abstand zwischen den Kräfteinleitungspunkten beträgt dabei, der Richtlinie [1] entsprechend, 150mm. Der Versuch wird weggesteuert gefahren, das heißt, dass die Geschwindigkeit des Zylinderhubs entsprechend der Richtlinie über Faserbeton [1] vorgegeben wird. Gleichzeitig wird die Durchbiegung des Probekörpers während des Versuchs gemessen. Die Richtlinie sieht dabei vor, dass der Versuch solange fortgeführt werden muss, bis eine Durchbiegung von zumindest 3mm erreicht wird. Die Messung der Verformung erfolgt dabei an beiden Seiten des Probekörpers, über je einen induktiven Wegaufnehmer. Sollte es zu einem Riss in der Mitte des Probekörpers kommen und einer der beiden Wegaufnehmer dadurch nicht mehr arbeiten können, ist immer noch ein Ersatzwegaufnehmer vorhanden. Die resultierende Durchbiegung des Probekörpers berechnet sich in weiterer Folge als arithmetisches Mittel aus den auf beiden Seiten aufgezeichneten Durchbiegungswegen. Die Abbildung 69 zeigt neben dem prinzipiellen Versuchsaufbau auch das statische System sowie die Momentenverteilung während des Versuchs.

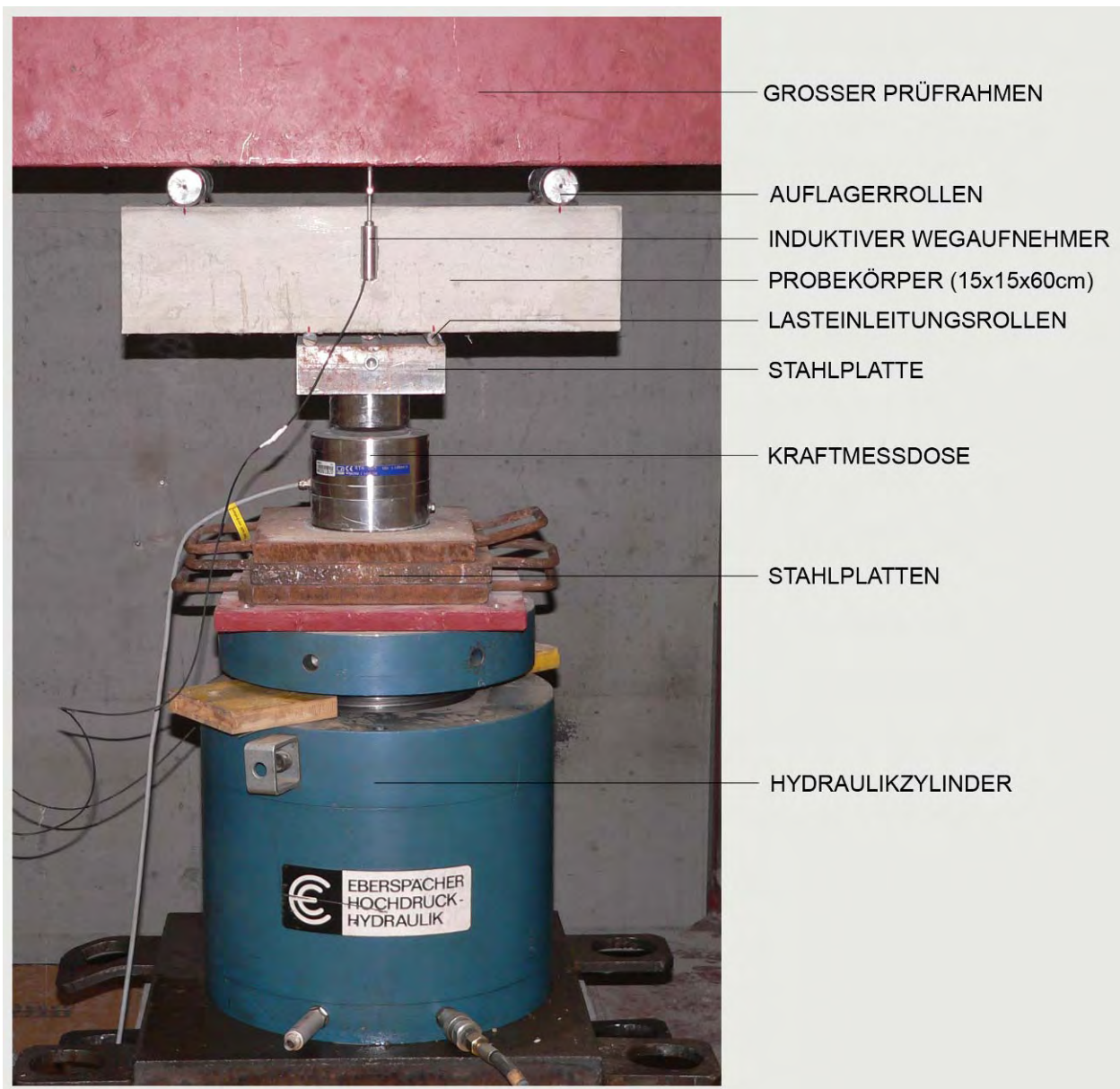


Abb. 67: Versuchsaufbau für die Vierpunktbiegezugversuche der Probekörper PK 1 bis PK 13

Das statische System und somit auch die Beanspruchung der Probekörper ist ident mit jenem aus der Richtlinie über Faserbeton [1] (vergleiche dazu die beiden Abbildungen 67 und 68).

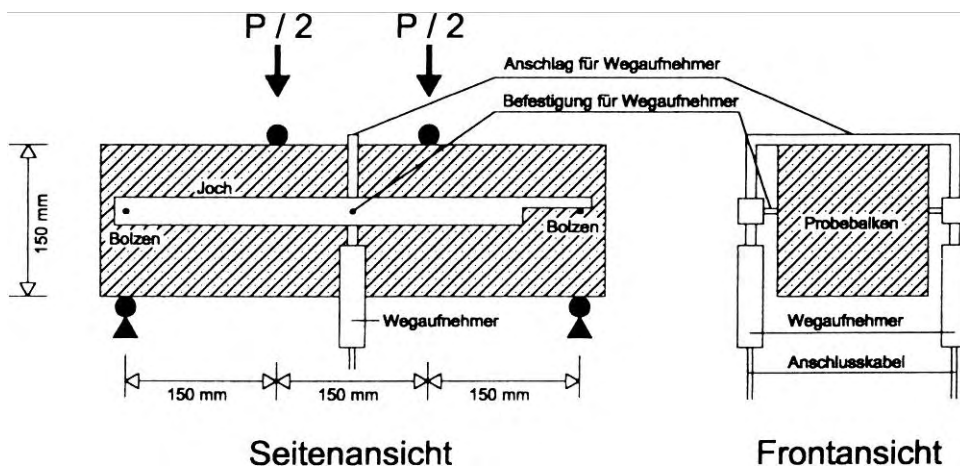


Abb. 68: Versuchsaufbau zur Ermittlung der äquivalenten Biegezugfestigkeit, entnommen aus der Richtlinie über Faserbeton [1]

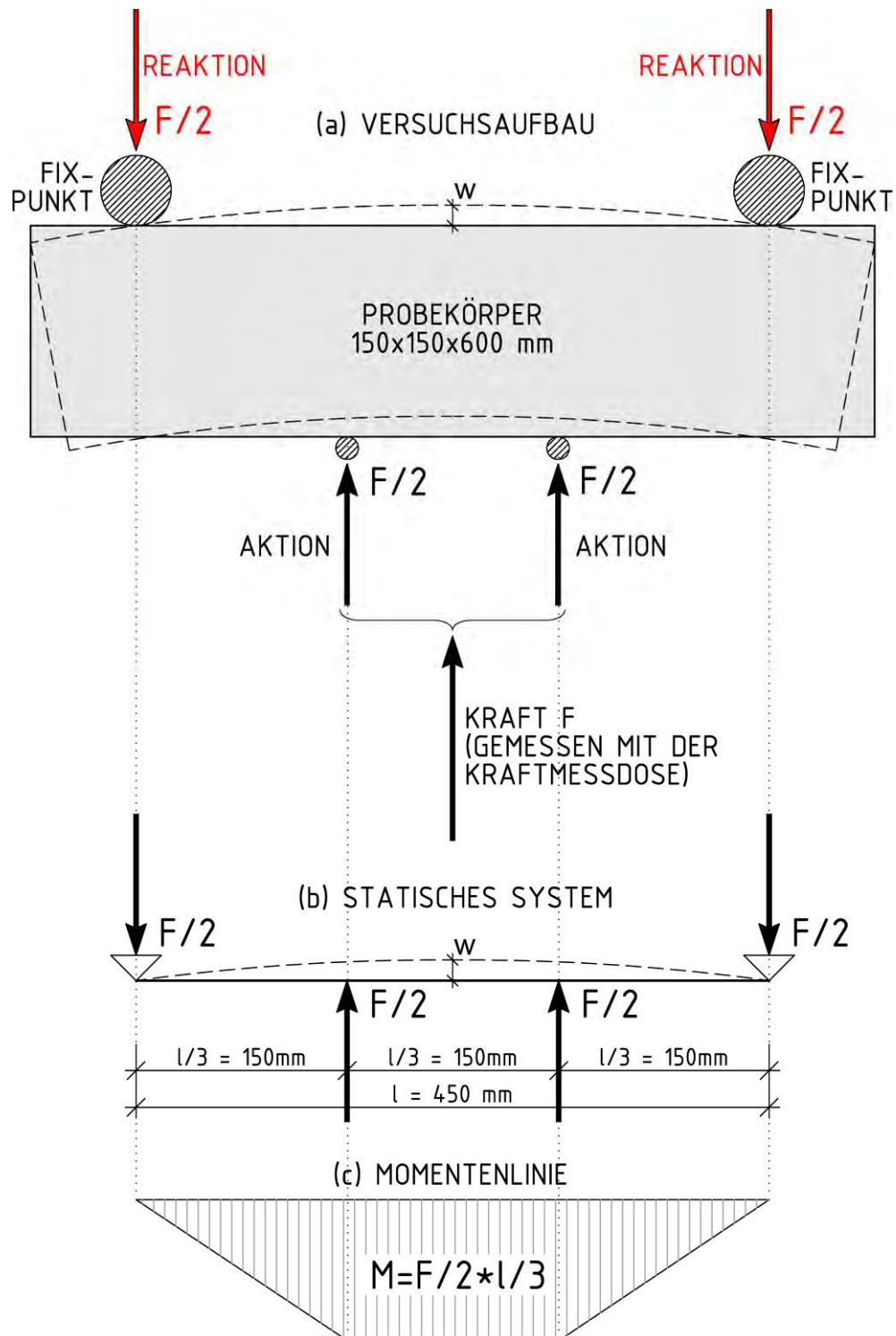


Abb. 69: Prinzipielle Darstellung des Versuchsaufbaus (a), des statischen Systems (b) sowie der Momentenlinie (c)

4.3 Versuchsablauf

Zunächst wird die Stahlplatte mit den beiden Bewehrungsstäben als Lasteinleitungspunkte auf den Hydraulikzylinder gelegt und zentrisch eingerichtet. Der gesamte Aufbau mitsamt des Probekörpers muss dabei genau lotrecht unter der großen Stahlplatte des Prüfrahmens liegen, um Schiefstellungen und Fehlmessungen zu vermeiden. Danach wird der beschriftete Probekörper auf die Bewehrungsstäbe gelegt, wobei die bei der Herstellung in der Schalung freie Oberfläche nun in der Druckzone liegt. Die Probekörper wurden alle mit der Zugseite nach unten in der Schalung gegossen. Die glatte geschalte Oberfläche des Probekörpers, auf welchem die Auflagerrollen sauber befestigt werden können, befindet sich daher nun wie vorgesehen in der Zugzone. Damit die Auflagerrollen aber während des Zylinderhubvorganges nicht vom Probekörper fallen, werden diese mit einer Heißklebepistole am Probekörper befestigt. Auf das Versuchsergebnis hat dies jedoch keinerlei Auswirkungen. Der mit einem Hydraulikaggregat verbundene Hydraulikzylinder der Firma Eberspächer wird in weiterer Folge soweit nach oben gefahren, bis der Probekörper über die beiden Auflagerrollen satt am Prüfrahmen aufliegt. Der Prüfkörper darf dabei noch nicht beansprucht werden. Es soll lediglich seine Lage im Versuchsaufbau fixiert werden. Im nächsten Arbeitsschritt wird sowohl an der Vorder- als auch an der Rückseite des Probekörpers je ein induktiver Wegaufnehmer der Firma Solartron befestigt. Die Aufnehmer werden genau in der Mitte des Betonbalkens ausgerichtet und mit einer Heißklebepistole wieder fixiert. Sollte einer der beiden Wegaufnehmer während des Versuchs durch einen Riss im Probekörper nicht mehr aufnehmen können, gibt es immer noch den zweiten Aufnehmer der weiter den Weg messen kann. Beide Wegaufnehmer sind an eine Dewetron – Messstation angeschlossen, welche die Signale während des Versuchs empfängt und an das Softwareprogramm DasyLab weiterleitet. Dort werden die gesammelten Daten aufgezeichnet und in Form eines Kraft – Durchbiegungsdiagramms dargestellt. Durch die unmittelbare Aufzeichnung der Kraft und der Durchbiegung erkennt man einen Riss sofort anhand eines leichten Kraftabfalls in der Kurve. Die Messung der auf den Probekörper aufgebrachten Druckkraft, erfolgt über eine Kraftmessdose zwischen dem Hydraulikzylinder und den Lasteinleitungsstäben. Diese ist ebenfalls mit der Messstation verbunden. Da in der Regel beide Wegaufnehmer die Durchbiegungsdaten messen, wird für die Berechnung der resultierenden Durchbiegung das arithmetische Mittel aus den beiden Messwerten gebildet. Die während des Versuchs gefahrene Geschwindigkeit wird am Hydraulikaggregat eingestellt und entspricht mit 0,20 mm/min ($\pm 0,03$ mm/min) jener aus der Richtlinie für Faserbeton [1]. Der Versuch wird solange gefahren, bis entweder der Probekörper zerstört oder der lt. Richtlinie geforderte Mindestweg von 3 mm zurückgelegt ist. Danach wird entlastet und der Zylinder fährt in seine Ausgangsstellung zurück. Die in Abbildung 67 zu sehenden Stahlplatten zwischen dem Hydraulikzylinder und der Kraftmessdose dienen lediglich als zusätzliche Auflast für den Zylinder, um den Absenkvorgang zu beschleunigen und Platz für den Einbau eines neuen Probekörpers zu schaffen. Nach dem Ausbau des Prüfkörpers erfolgt die visuelle Beurteilung des Versuchsergebnisses (siehe auch Abschnitt 4.4) und danach der Einbau des nächsten Biegebalkens.

4.4 Versuchsergebnisse – Versuchsauswertung

4.4.1 Probekörper 1 (PK 1)

Der erste hergestellte und geprüfte Probekörper PK 1 enthält als Verstärkungselement ein kunstharzbeschichtetes Glasfasergewebe in zwei verschiedenen Größen. Das Ergebnis des Vierpunktbiegezugversuchs zeigt die nachfolgende Abbildung 70. Im Diagramm sieht man einen kontinuierlichen Anstieg der Kraft bis zum plötzlichen Bruch des Probekörpers bei ca. 13,85 kN. Das Materialverhalten entspricht trotz der eingebauten Verstärkungselemente jenem des unbewehrten Betons, da das Versagen entgegen aller Annahmen plötzlich und schlagartig erfolgte. Es gab keinerlei Anzeichen einer bevorstehenden Rissbildung, weshalb das Ergebnis des Versuchs umso überraschender war, wenn man bedenkt welche Elemente in den Probekörper eingebaut wurden.

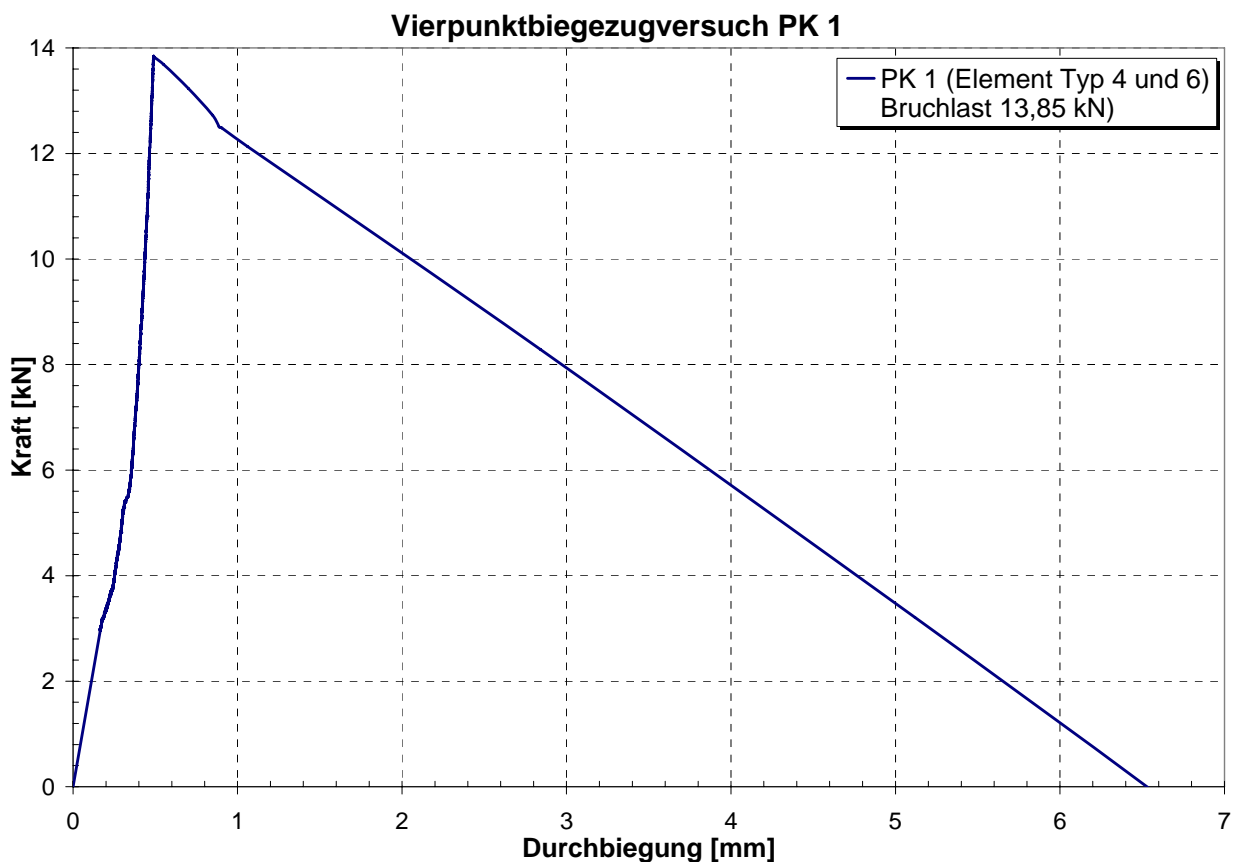


Abb. 70: Kraft – Durchbiegungsdiagramm aus dem VPBZV von PK 1

Die Ursache für das überaus schlechte Versuchsergebnis liegt in der falschen und nicht planmäßigen Lage der Verstärkungselemente innerhalb des Probekörpers. Die nachfolgende Abbildung 71 soll dies anhand des Bruchbildes verdeutlichen. Das linke Teilbild zeigt das linke Rissufer und das rechte Bild das rechte Ufer. Die Zugzone des Prüfkörpers befindet sich in der Abbildung 71 jeweils am oberen Bildrand. Die mit roter Farbe gekennzeichneten Verstärkungselemente liegen entgegen dem Einbauschema weder planmäßig horizontal, noch in regelmäßigem Abstand. Darüber hinaus befinden sich in der Zugzone des Probekörpers (oberer Bildbereich in Abbildung 71) fast gar keine Elemente, wohingegen in der Druckzone sich die meisten Elemente sammeln. Der Grund hierfür liegt mit unter am Aufschwimmen der leichten beschichteten Glasfaserelemente während des Betoniervorganges. Auch wenn diese Betonmischung aufgrund der flüssigen Konsistenz nicht verdichtet werden musste, steigt ein Großteil der Elemente in die Druckzone auf. An dieser Stelle sind sie jedoch unwirksam und der Widerstand in der Zugzone wird nur vom Füllbeton alleine gebildet.

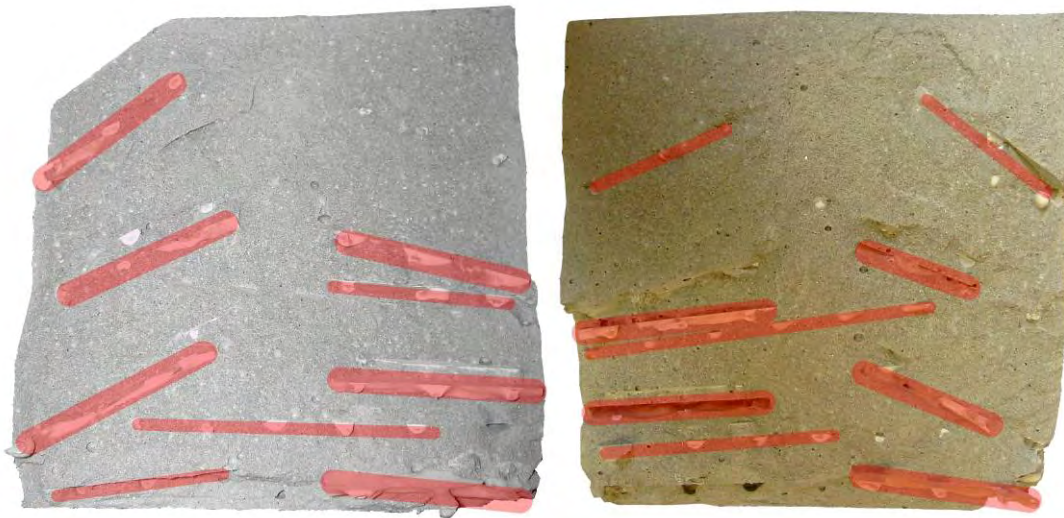
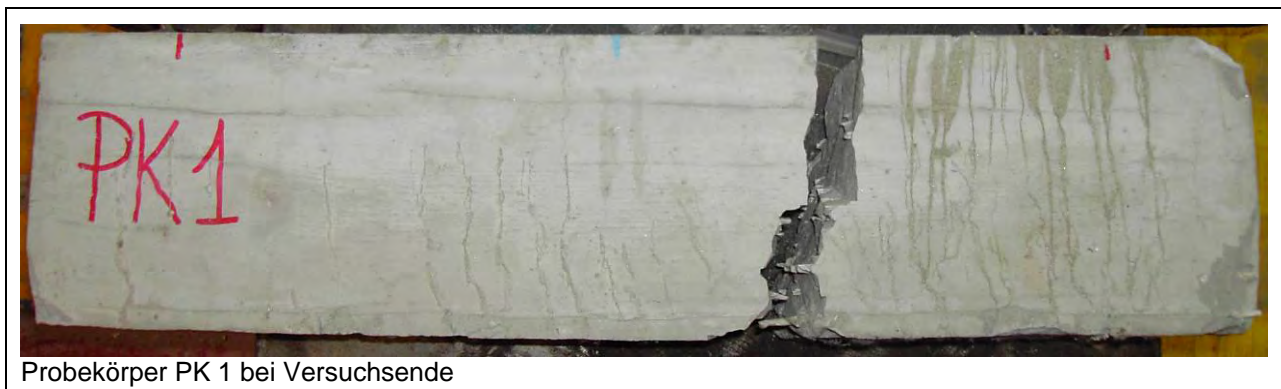


Abb. 71: Bruchfläche von PK 1; linkes Bild: linkes Rissufer; rechtes Bild: rechtes Rissufer

Die Ursache für die schiefe Lage der Verstärkungselemente liegt in der Herstellungsphase des Probekörpers. Nachdem die Elemente in die Betonzwischenlage eingebaut sind, werden diese mit der nächsten Füllbetonschicht übergossen. Da sich in einer Lage nur wenige kleine Elemente befinden und ihr Gewicht nicht allzu groß ist, weichen diese beim Eingießen des Betons in die Schalung seitlich aus. Dieser Umstand lässt sich auch bei sorgfältigster Herstellung nur schwer vermeiden.

Obwohl es den Anschein hatte, dass die Verstärkungselemente während der Herstellungsphase an ihrem planmäßigen Platz blieben, so zeigte sich am Ende des Versuchs trotzdem das Bruchbild wie in Abbildung 71. Dies war aufgrund der Herstellung nicht vorherzusehen. Deshalb konnte sich die Wirkungsweise der Elemente, wie in Unterabschnitt 3.4.4.2 beschrieben, nicht entfalten und der Probekörper versagte schlagartig und ohne jede Vorankündigung, so dass sogar ein Wegaufnehmer des Versuchsaufbaus zerstört wurde. Die nachfolgende Abbildung 72 zeigt den Probekörper PK 1 am Ende des Vierpunktbiegezugversuchs. Aufgrund des plötzlichen Versagens konnte unmittelbar vor dem Eintreten des Risses kein Foto gemacht werden, weshalb in der Abbildung 72 bereits der zerstörte Probekörper zu sehen ist.



Probekörper PK 1 bei Versuchsende

Abb. 72: Foto von PK 1 nach dem Vierpunktbiegezugversuch

Nach dem Versuch konnte man recht deutlich erkennen, dass die beschichteten Glasfaserelemente einfach abgerissen sind. Der beim Erreichen der Biegezugfestigkeit des Füllbetons eingetretene Riss konnte von den Verstärkungselementen nicht aufgefangen werden und hat im Gegenteil, die Elemente gleich mit durchtrennt. Grund hierfür ist einerseits sicherlich die Sprödeheit der Elemente und andererseits die Lage innerhalb des Querschnitts.

Leider kann aufgrund des Versuchsergebnisses keine Aussage darüber getroffen werden, ob die Verstärkungselemente eigentlich wirksam wären oder nicht. Da sich die Elemente eher in der Druck- als in der Zugzone gesammelt haben, konnte sich ihre eigentliche Wirkung nicht entfalten.

4.4.2 Probekörper 2 (PK 2)

Im Probekörper PK 2 wurden dem Prinzip nach ähnliche Verstärkungselemente verbaut wie in den Probekörper 1. Der Unterschied liegt nur in den verwendeten Materialien, denn die Herstellung der Epoxidharzmischung erfolgte nicht ausschließlich mit Aluminiumoxidpulver, sondern mit Quarzsand und Sand der Körnung 0 – 1 mm. Das Verlegeschema im Probekörper entspricht hingegen exakt jenem wie im Probekörper 1, weshalb davon auszugehen war, dass sich ein ähnliches Verhalten zeigen würde wie beim PK 1. Die Abbildung 73 zeigt das zum Vierpunktbiegezugversuch zugehörige Kraft – Durchbiegungsdiagramm. Man erkennt deutlich, dass der erste Riss bei einer Kraft von ca. 16,5 kN eintritt. Danach kommt es allerdings nicht wie zuvor zu einem totalen Versagen des Balkens, sondern die Kraft steigt nach einem kurzen Abfall weiter auf den Höchstwert von ca. 23,99 kN. Bezogen auf die maximale Bruchlast entspricht dies einer Steigerung von ca. 45,4%. Nachdem diese dann erreicht ist, sind alle beschichteten Glasfasergewebestücke im Probekörper gerissen und es kann keine Kraft mehr über das Rissufer übertragen werden. Da es keine Elemente mehr gibt die eine Kraft übertragen könnten, fällt die Kraft schlagartig ab. Diese Verstärkungselemente zeigen ebenfalls wie schon beim PK 1 kein Nachrissverhalten.

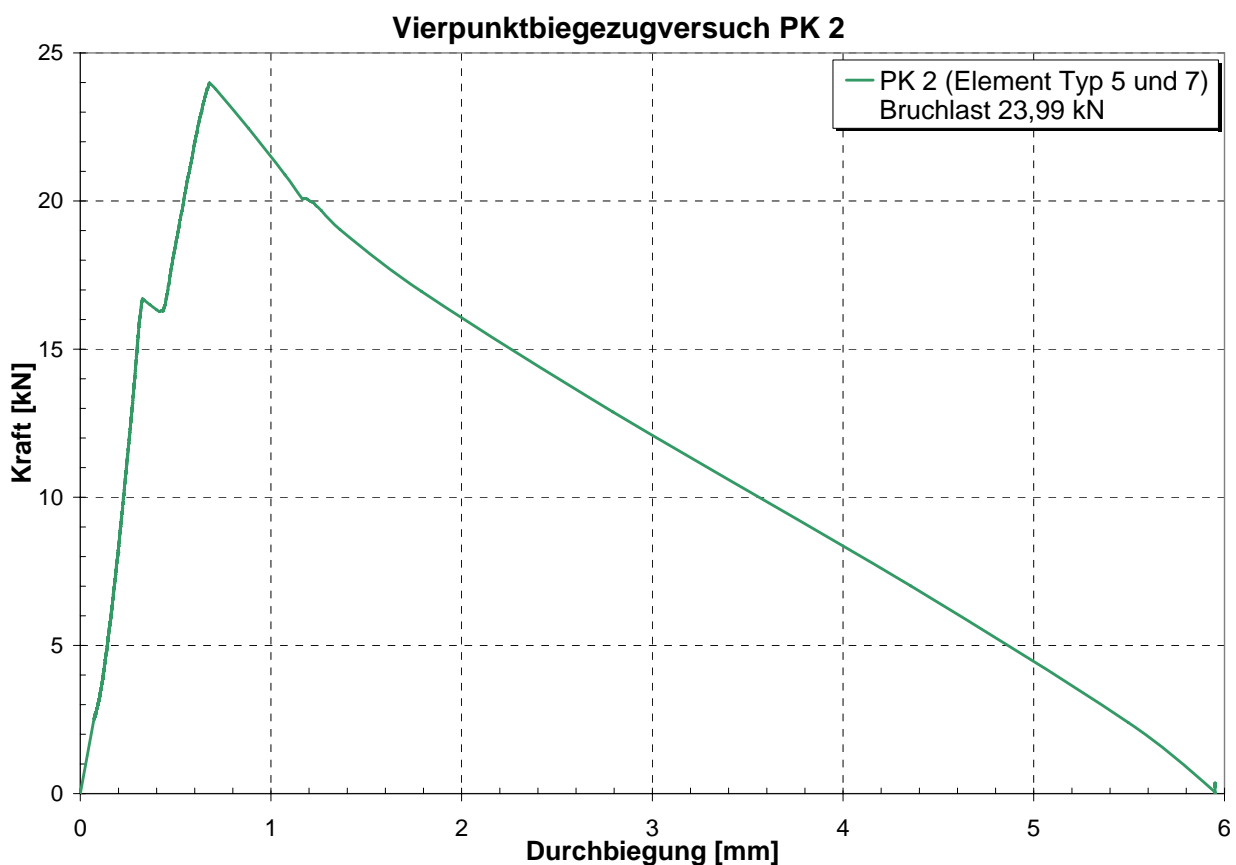


Abb. 73: Kraft – Durchbiegungsdiagramm aus dem VPBZV von PK 2

Umso erstaunlicher ist allerdings der Kraftanstieg nach dem Erstriss, obwohl es sich im Gegensatz zum Probekörper 1 um das gleiche Verlegeschema handelt. Die nachfolgende Abbildung 74 zeigt das Bruchbild des Probekörpers 2 nach dem Versuch, wobei sich die Zugzone am oberen Bildrand befindet. Wie anhand der Abbildung 74 zu sehen ist, liegen einige Verstärkungselemente planmäßig horizontal, andere wiederum völlig schief in der Betonmatrix. Vergleicht man das Bruchbild vom PK 2 mit jenem aus Abbildung 71, so sieht man, dass auch hier nur mehr wenige Elemente in der Zugzone des Balkens liegen (obere Bildhälfte in Abbildung 74). Die Elemente sammeln sich eher im mittleren Bereich des Querschnitts, wobei auch dieser Probekörper bei der Herstellung nicht verdichtet wurde.

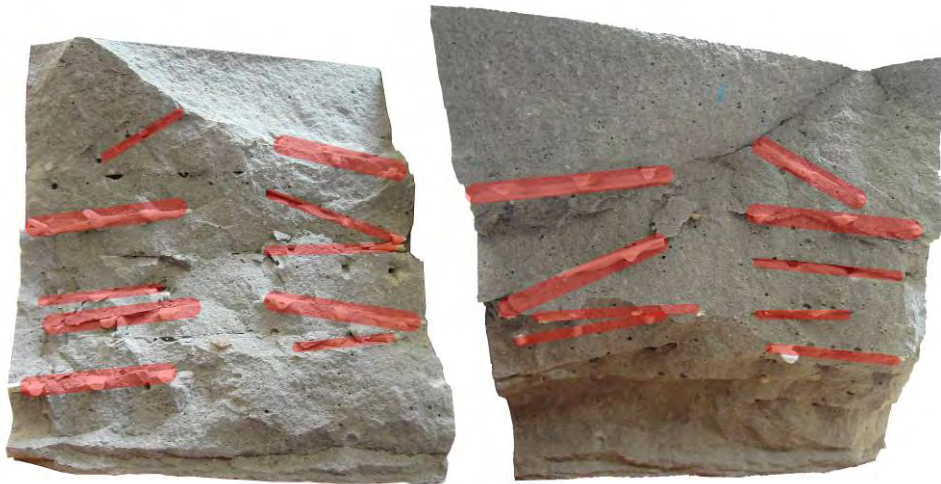
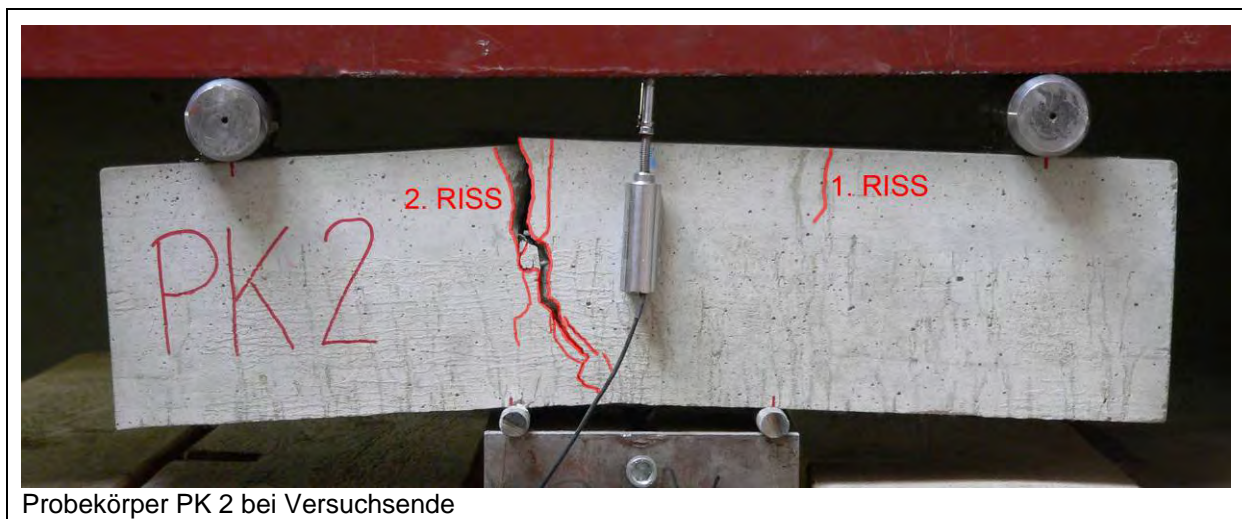


Abb. 74: Bruchfläche von PK 2; linkes Bild: linkes Rissufer; rechtes Bild: rechtes Rissufer

Ähnlich wie beim PK 1 können die Verstärkungselemente in einer solchen Lage und einer derartigen Anordnung nicht ihre volle Wirkung entfalten. Wie aus Abbildung 73 ersichtlich, kommt es auch bei diesem Typen nicht zu dem gewünschten Nachrissverhalten, obwohl es nach dem Erstriss sehr wohl zu einer Kraftsteigerung kommt. Im Vergleich zum Probekörper 1 dürften in diesem Fall aber die Elemente besser ausgerichtet und daher doch wirksamer gewesen sein als zuvor. Da das Versagen letztlich am zweiten Riss erfolgte, kann davon ausgegangen werden, dass die Elemente in der Lage waren die Zugkraft über den ersten Riss zu leiten. Ansonsten wäre es schon nach Entstehen von Riss Nr. 1 zu einem totalen Versagen gekommen. Die nachfolgende Abbildung 75 zeigt den Probekörper PK 2 wieder am Ende des Vierpunktbiegezugversuchs. Die Elemente im zweiten Riss sind alle durchtrennt, was darauf schließen lässt, dass der Riss nicht um die Elemente herum, sondern durch sie durch gegangen sein muss. Ein Umstand der durch die Sprödhheit des beschichteten Glasfasergewebes sicherlich begünstigt wurde.



Probekörper PK 2 bei Versuchsende

Abb. 75: Foto von PK 2 nach dem Vierpunktbiegezugversuch

Die Elemente waren in der Lage, die Kraft zumindest über den ersten Riss zu leiten. Danach kommt es zu einem Zweitriss der letztlich zum Versagen führt, weil die Elemente von der Zugzone her beginnend abgerissen werden. Bei einem besseren Einbau der Gewebestücke wäre unter Umständen ein besseres Verhalten nach dem Erstriss möglich. Allerdings kann sich das gewünschte Nachrissverhalten nach dem Überschreiten der Bruchlast nicht einstellen, da die Elemente dann alle durchtrennt sind und somit keine Kraft mehr über den Riss übergeleitet werden kann.

4.4.3 Probekörper 3 (PK 3)

In den Probekörper 3 wurden drei große Elemente aus beschichtetem Epoxidharz mit den Abmessungen 13x55 cm eingebaut. Durch die relative Größe der Elemente zum Probekörper, war eine Verschiebung der Lage während des Betoniervorganges nicht so leicht möglich wie bei den zuvor beschriebenen Probekörpern PK 1 sowie PK 2. Betrachtet man das Bruchbild dieses Körpers (Abbildung 77) so sieht man, dass die Verstärkungselemente sowohl horizontal als auch planmäßig in der Zugzone liegen. Der Vierpunktbiegezugversuch liefert das in Abbildung 76 dargestellte Kraft – Durchbiegungsdiagramm. Ebenso wie beim Probekörper PK 2 kommt es auch hier zu dem gewünschten Anstieg der Kraft nach dem Erstriss. Sie steigt von ca. 18 kN auf die effektive Bruchlast von ca. 25,98 kN, was einem Kraftanstieg von etwa 44,3% entspricht, bezogen auf die maximale Bruchlast. Ist diese dann erreicht, fällt die Kraft auf etwa 23 kN ab, um dann erneut noch einmal kurz anzusteigen. Nachdem die Last von ca. 25 kN ein weiteres Mal erreicht wird, kommt es schließlich zum totalen Versagen des Probekörpers. Die Sprünge im Diagramm lassen sich augenscheinlich so interpretieren, dass bei jedem Knick, das heißt bei jedem kurzfristigen Lastabfall, eine Lage der Verstärkungselemente reißt. Nach dem ersten Riss bei etwa 18 kN sind noch zwei weitere Lagen vorhanden. Die Kraft kann also noch weiter gesteigert werden. Bei der maximalen Bruchlast von 25,98 kN reißt dann die zweite Lage, weshalb die Kraft schlagartig abfällt. Danach stabilisiert sie sich im Probekörper um in weiterer Folge noch einmal auf 25 kN anzusteigen, bis schließlich die dritte und letzte Lage reißt. Danach gibt es im Körper keine Elemente mehr die in der Lage wären, eine Zugkraft über die Rissufer leiten zu können, da nun bereits alle Verstärkungselemente gewissermaßen durchtrennt wurden. Ein Nachrissverhalten kann sich auch aus diesem Grund nicht mehr einstellen, wie man anhand der Abbildung 76 sehen kann. Positiv an diesem Typ von Verstärkungselement ist sicherlich die Möglichkeit der Kraftsteigerung nach dem Erstriss sowie die Möglichkeit einer Steigerung nachdem bereits beide Lagen gerissen sind. Zudem kommt es auch zu mehrfacher Rissbildung, bis schließlich das Versagen eintritt. Erwartungsgemäß zeigt dieser Typ aber ebenso wie auch die Typen 4 und 6 sowie 5 und 7 der vorangegangenen Probekörper keinerlei Nachrissverhalten.

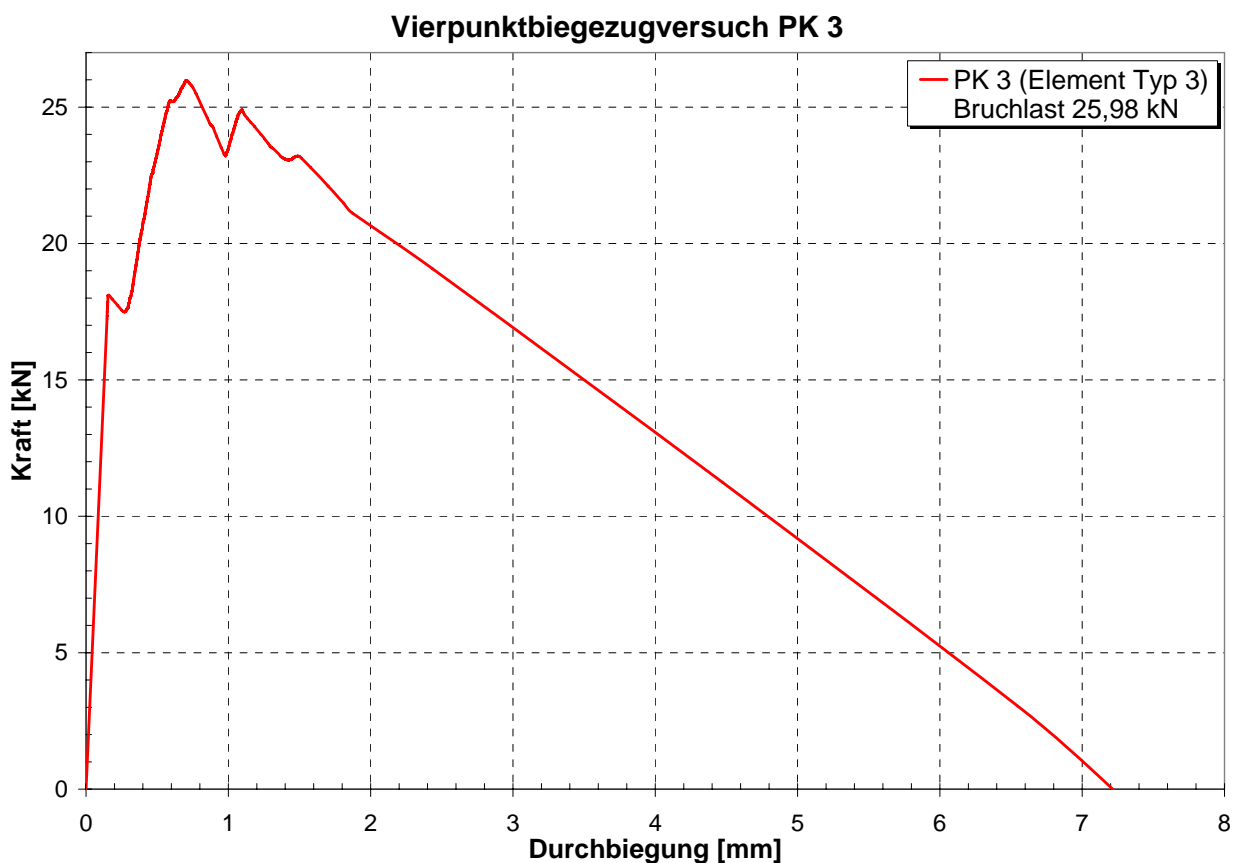


Abb. 76: Kraft – Durchbiegungsdiagramm aus dem VPBZV von PK 3

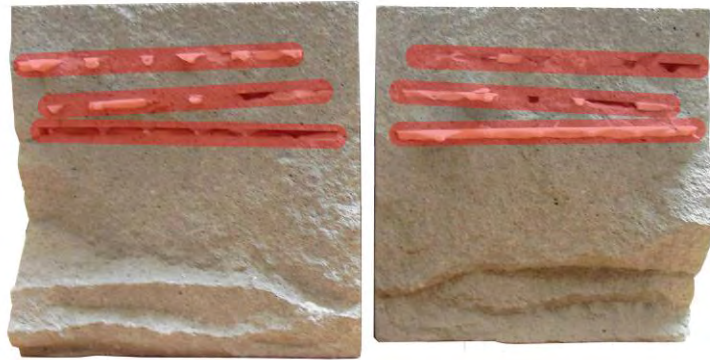
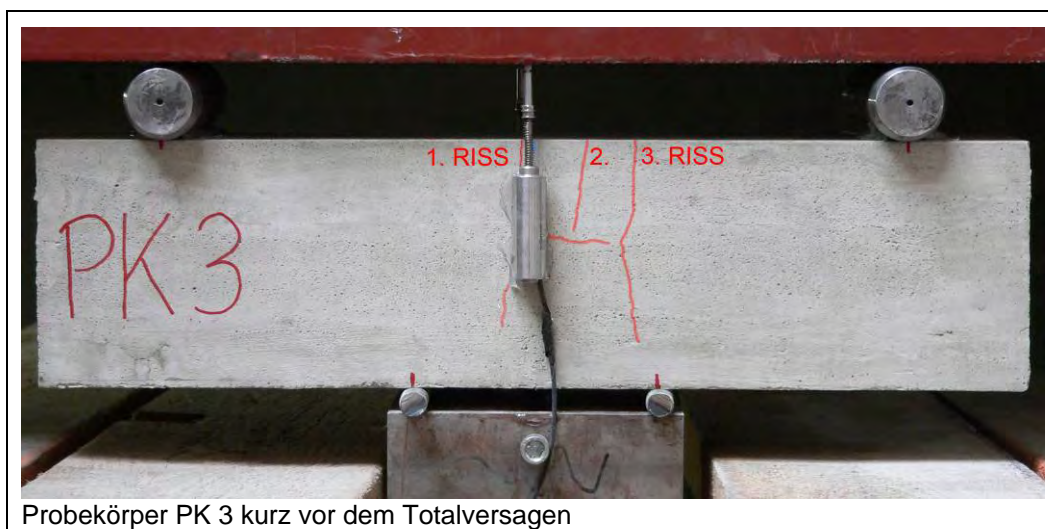


Abb. 77: Bruchfläche von PK 3; linkes Bild: linkes Rissufer; rechtes Bild: rechtes Rissufer

Sind die Gewebe erst einmal durchtrennt, kann keine Kraft mehr übergeleitet werden. Die Abbildung 77 zeigt das Bruchbild vom Probekörper 3, wobei sich die Zugzone wieder jeweils in der oberen Bildhälfte befindet. Wie gut zu erkennen ist, liegen die drei Lagen planmäßig horizontal und darüber hinaus auch in der Zugzone.

Es sei an dieser Stelle aber auch erwähnt, dass dieser Typ von Verstärkungselement dem Prinzip her große Ähnlichkeit mit einer normalen Biegebewehrung hat. Es handelt sich nämlich quasi um eine von einem zum anderen Auflager durchgehende mehrlagige „Bewehrung“ aus epoxidharzbeschichtetem Glasfasergewebe. Diese liegen, ebenso wie die üblichen Bewehrungsstäbe auch, in der Zugzone und können daher auftretende Zugspannungen leicht aufnehmen. Reißt die Bewehrung, also das Verstärkungselement, ist die Tragkraft erreicht und der Probekörper versagt. Durch die relativ großen Abmessungen stellt dieser Typ sicherlich eine Ausnahme im Gegensatz zu den anderen eingebauten Elementstypen dar. Darüber hinaus bereitet auch der lagerichtige Einbau der Gewebeklebebahnen keinerlei Probleme.

In der folgenden Abbildung 78 sieht man ein Foto vom Probekörper nach dem Vierpunktbiegezugversuch. Der erste Riss entsteht direkt hinter dem vorderen Wegaufnehmer. Während dieser in weiterer Folge immer weiter in die Druckzone fortschreitet, bilden sich die beiden anderen Risse Nr. 2 und 3. Mit steigender Belastung schreitet auch der erste Riss immer weiter fort bis schließlich auch die letzte Gewebelage reißt und der Betonbalken schlagartig zerbricht. Das Foto in der Abbildung 78 zeigt den Prüfkörper noch unmittelbar vor dem totalen Versagen.



Probekörper PK 3 kurz vor dem Totalversagen

Abb. 78: Foto von PK 3 nach dem Vierpunktbiegezugversuch

Prinzipiell sind die Elemente recht effektiv, denn die beim Riss frei werdende Kraft wird vom Gewebe aufgenommen. Die Kraft kann somit solange gesteigert werden, bis es reißt. Die Kraftübertragung über den Riss ist somit primär nicht von der Druck- oder Zugfestigkeit des Füllbetons abhängig, sondern vielmehr von der Zugfestigkeit des Verstärkungselements.

4.4.4 Probekörper 4 (PK 4)

In diesem Probekörper wurden die kreisrunden Scheiben aus Polymerbeton mit glatter Oberfläche eingebaut (Typ 1). Das Ergebnis aus dem Vierpunktbiegezugversuch zeigt die nachfolgende Abbildung 79. Die Kraft steigt ziemlich linear an, bis plötzlich die Bruchlast von ca. 9,68 kN erreicht wird und es zu einem Kraftabfall kommt. Entgegen aller Erwartungen tritt keine weitere Kraftsteigerung nach dem Erstriss ein. Nach dem Abfall stabilisiert sich die Kraft bei etwa 8,6 kN, was darauf hindeutet, dass die Verstärkungselemente dort ihre Wirkung entfalten und die Zugkraft über den Riss leiten können. Wie man aus der Abbildung 81 nach dem Versuchsablauf entnehmen kann, kommt es nur zu einem einzigen Riss ziemlich in der Mitte des Probekörpers. Steigert man den Weg, das heißt die Durchbiegung im Kraft – Durchbiegungsdiagramm der Abbildung 79 weiter, so erkennt man, dass es bei etwa 0,6 mm zu einem weiteren Kraftabfall kommt. Im Versuch ist zu beobachten, dass die Rissweite zunimmt und die Elemente einer Probekörperhälfte aus der jeweils anderen herausgezogen werden. Der Riss wandert von der oberen Betonoberfläche, also der Zugseite, um die Verstärkungselemente herum bis zur Druckseite. Dabei werden die Elemente so umlaufen, dass sie in der jeweils linken bzw. rechten Probekörperhälfte stecken bleiben. Ob der Riss dann aufgeht oder nicht und ob damit im Zusammenhang eine weitere Zugkraft übertragen werden kann, liegt hauptsächlich an der Oberflächenbeschaffenheit der Polymerbetonelemente. Es sei an dieser Stelle auch an das Zugkraftübertragungsmodell auf Basis des Fachwerksmodells verwiesen (siehe Abschnitt 3.4.7.2). Damit eine Zugkraft von einem Rissufer zum anderen übertragen werden kann, muss die Kraft von einem Element in das andere weitergeleitet werden können. Dies erfolgt aber über den Zwischenbeton und hier letztlich über die maximal übertragbare Verbundspannung zwischen der Elementsoberfläche und dem Füllbeton. Die Elemente des Typs 1 sind auf beiden Oberflächen aufgrund ihrer Herstellung in einer furnierten Holzschalung äußerst glatt. Die Schubkräfte die vom Element auf den Beton und umgekehrt übertragen werden können, sind daher begrenzt. Deshalb werden die Elemente entlang des Risses auch als Ganzes aus dem gegenüberliegenden Beton gezogen, ohne eine weitere Kraftübertragung zu ermöglichen.

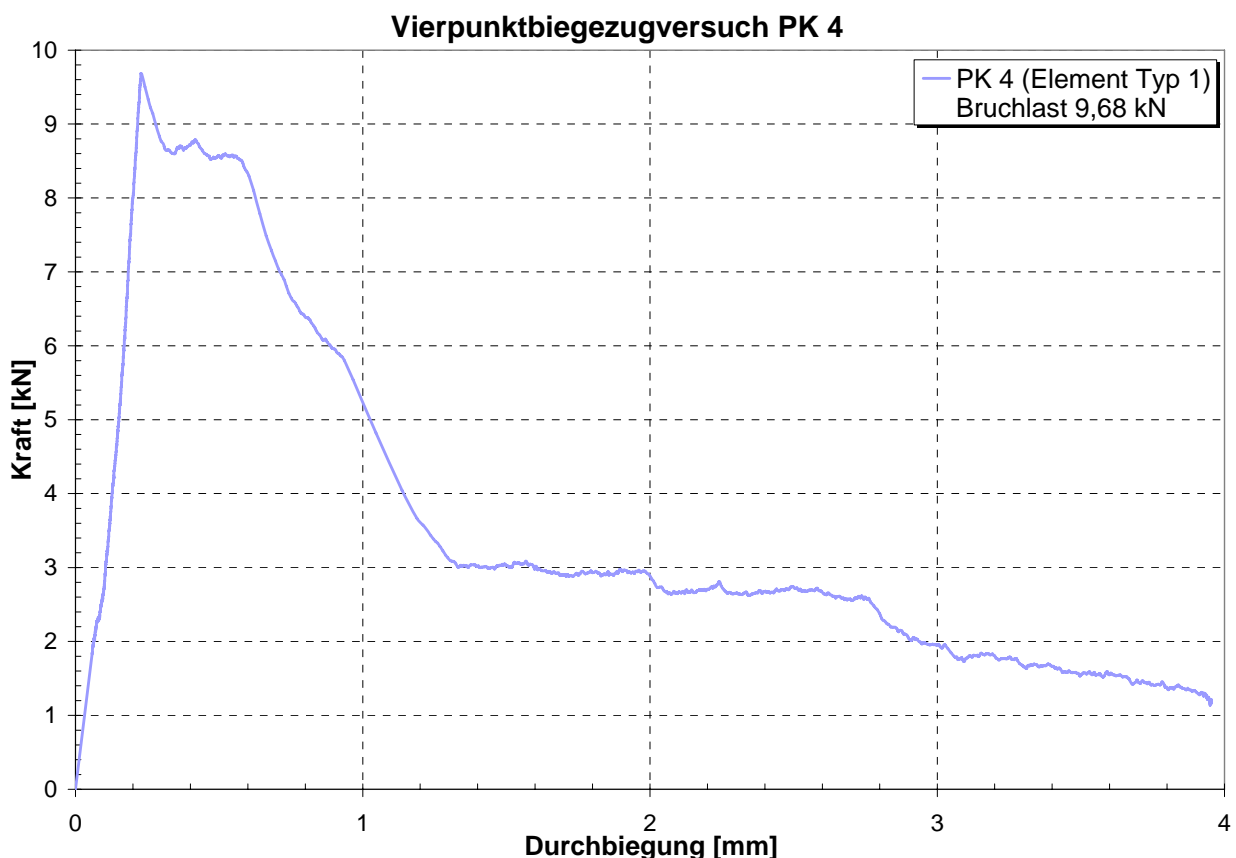


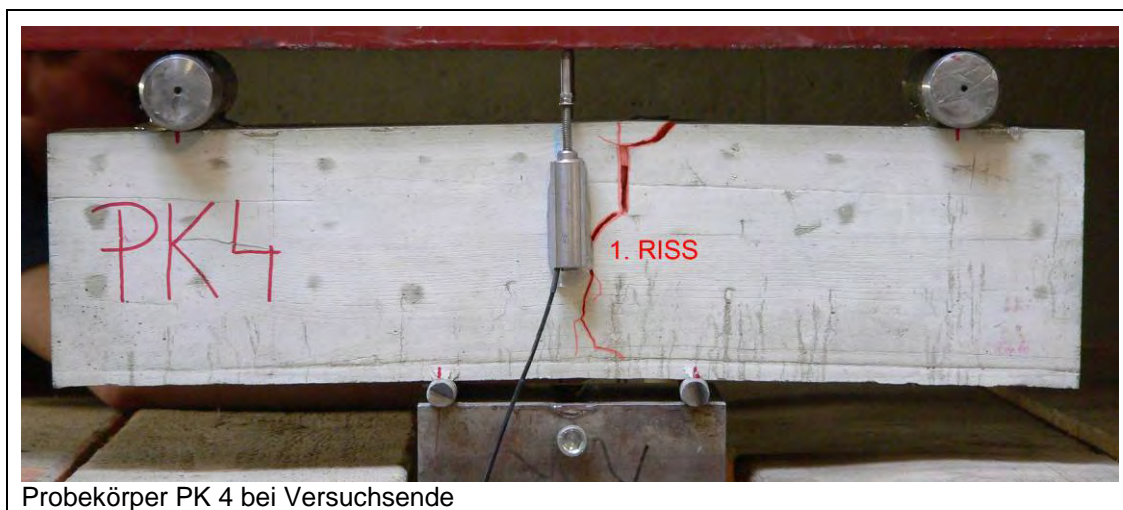
Abb. 79: Kraft – Durchbiegungsdiagramm aus dem VPBZV von PK 4

Betrachtet man allerdings das Diagramm der Abbildung 79 weiter, so sieht man, dass sich der Probekörper bei einer Kraft von ca. 3,0 kN wieder fängt. An dieser Stelle liegt der Schluss nahe, dass auch hier die Elemente wieder in der Lage sind eine Zugkraft innerhalb des Restquerschnitts über den schon weit geöffneten Riss übertragen zu können. Nimmt die Durchbiegung weiter zu, so nimmt im Gegenzug auch die übertragbare Kraft weiter ab, bis sie bei Versuchsende nur mehr ca. 1,0 kN beträgt.



Abb. 80: Bruchfläche von PK 4; linkes Bild: linkes Rissufer; rechtes Bild: rechtes Rissufer

Die Abbildung 80 zeigt das Bruchbild vom Probekörper 4 wie es sich nach dem Vierpunktbiegezugversuch dargestellt. Die mit roter Farbe gekennzeichneten Stellen markieren die Lage der Verstärkungselemente innerhalb des Probekörperquerschnitts. Vergleicht man das Bruchbild mit der Abbildung 40 über die Herstellung, so sieht man, dass die Elemente nicht ganz ihre planmäßig vorgesehene Lage behalten haben. Sie haben sich zum Teil schief gestellt, zum Teil sind sie auch in der Betonmatrix aufgeschwommen, obwohl auch dieser Probekörper nicht verdichtet wurde. Aufgrund der unplanmäßigen Lage der einzelnen Lagen zueinander, kann sich die volle Wirkung der Elemente, wie es dem Fachwerksmodell entspricht, nicht wirklich einstellen. Aus diesem Grund ist auch keine Kraftsteigerung nach dem Erstriss möglich. Erst bei einer Kraft von ca. 3,0 kN beginnen die Elemente zu wirken und es stellt sich ein leicht duktiler Verhalten ein. Bei dieser Last reicht die Verbundspannung zwischen der Elementoberfläche und dem Füllbeton wieder aus, um die Kraft im Restquerschnitt des Probekörpers über den Riss zu leiten. Diese Laststufe ist allerdings viel zu niedrig um von einem echten Nachrissverhalten sprechen zu können. Durch die Verstärkungselemente soll eine zusätzliche Kraftsteigerung möglich werden und das duktile Verhalten soll auf hohem Niveau stattfinden.



Probekörper PK 4 bei Versuchsende

Abb. 81: Foto von PK 4 nach dem Vierpunktbiegezugversuch

Wie man aus der Abbildung 80 ebenfalls erkennen kann, wurden die Elemente als Ganzes aus der Betonmatrix gezogen. Der Probekörper konnte während des Versuchs aber nicht zerstört werden. Die folgende Abbildung 81 zeigt den Probekörper 4 nach dem Vierpunktbiegezugversuch. Wie man sehen kann, bildet sich nur ein einziger Hauptriss, der im Laufe des Versuchs fortschreitet und sich dabei immer mehr verästelt, aber letztlich auch zum Versagen des Probekörpers führt. Das Herausziehen der Elemente aus der Betonmatrix kann in der Abbildung anhand der großen Rissbreite gut festgestellt werden. Die Abbildung 82 hingegen zeigt zwei weitere detaillierte Fotos vom Probekörper im Rissbereich nach dem Vierpunktbiegezugversuch. Die rote Linie im ersten Foto der Abbildung 82 markiert dabei den Weg des Risses um die Verstärkungselemente herum.

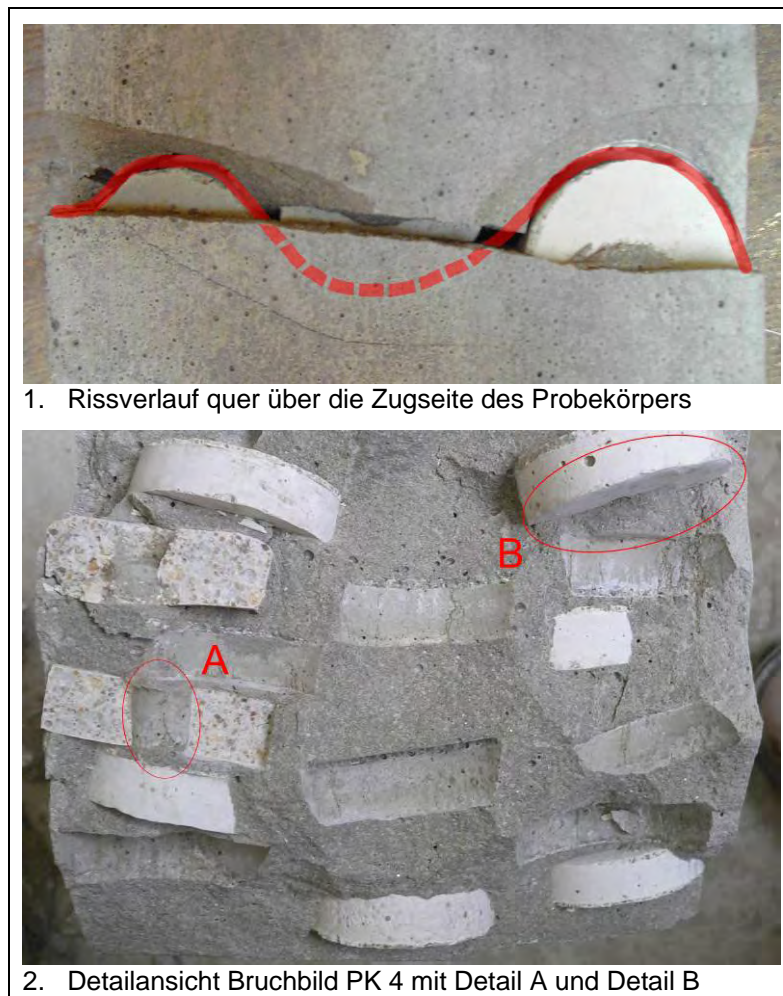


Abb. 82: Details von Probekörper PK 4 nach dem Vierpunktbiegezugversuch

Betrachtet man den Prüfkörper von oben, also die Zugseite während des Versuchs, so erkennt man den Rissverlauf auch im Querschnitt selbst. Die Elemente werden als Ganzes umlaufen und aus dem Füllbeton gezogen (siehe auch Abbildung 81). Grund hierfür ist wie bereits erwähnt die sehr glatte Oberfläche der einzelnen Elemente (Detail B in Foto 2 der Abbildung 82). Aufgrund des Diagramms in Abbildung 79 lässt sich aber sagen, dass die Elemente trotz ihrer Lage und der ungünstigen Oberfläche zumindest im unteren Lastbereich ein gewisses Nachrissverhalten gezeigt haben. Durch die Fließmittelzugabe und der sich daraus ergebenden dünnflüssigen Betonkonsistenz haben sich alle Scheibenlöcher gut mit Beton gefüllt (siehe Detail A in Foto 2 der Abbildung 82).

Letztlich lassen alle diese Erkenntnisse den Rückschluss zu, dass bei einer raueren Oberfläche und einer besseren Lage der Elemente im Querschnitt, ein Nachrissverhalten auf weitaus höherem Niveau möglich wäre. Deshalb wurde auch ein neuer Probekörper mit einer dichteren Lagerung der Verstärkungselemente hergestellt (siehe Probekörper PK 10).

4.4.5 Probekörper 5 (PK 5)

Dieser Probekörper ist dem zuvor beschriebenen PK 4 ähnlich, denn anstelle der glatten Polymerbetonscheiben vom Typ 1, wurden in diesem Probekörper die einseitig mit Sand beschichteten Elemente des Typs 2 eingebaut. Das Verlegeschema ist darüber hinaus gleich wie beim Probekörper 4. Aufgrund der Erkenntnisse aus dem unter Abschnitt 4.4.4 beschriebenen Versuch, bei dem festgestellt werden konnte, dass die Scheiben infolge der zu glatten Oberfläche aus dem Füllbeton gezogen wurden, sollte man nun davon ausgehen können, dass sich bei diesen mit Sand beschichteten Elementen ein besseres Nachrissverhalten einstellen würde. Das Ergebnis des Vierpunktbiegezugversuchs zeigt die nachfolgende Abbildung 83. Im Vergleich zum Kraft – Durchbiegungsdiagramm beim Probekörper mit den Elementen des Typs 1 (siehe Abbildung 79) liegt hier zwar die Bruchlast mit 15,69 kN um ca. 62% höher als zuvor, bezogen auf PK 5, darüber hinaus zeigt aber dieser Typ keinerlei Nachrissverhalten. Nach dem Überschreiten der Bruchlast fällt die übertragbare Kraft auf unter 2,0 kN und sinkt in weiterer Folge kontinuierlich ab. Dazu kommt allerdings die Tatsache, dass zwischen der Bruchlast und einer Kraft von 3,0 kN durch die Elemente keine Zugkraft im Prüfkörper übertragen werden kann. Dies erkennt man daran, dass zwischen diesen beiden Punkten keine Messdaten aus der Kraftmessdose aufgezeichnet werden konnten, obwohl sich die Durchbiegung im selben Zeitraum vergrößerte.

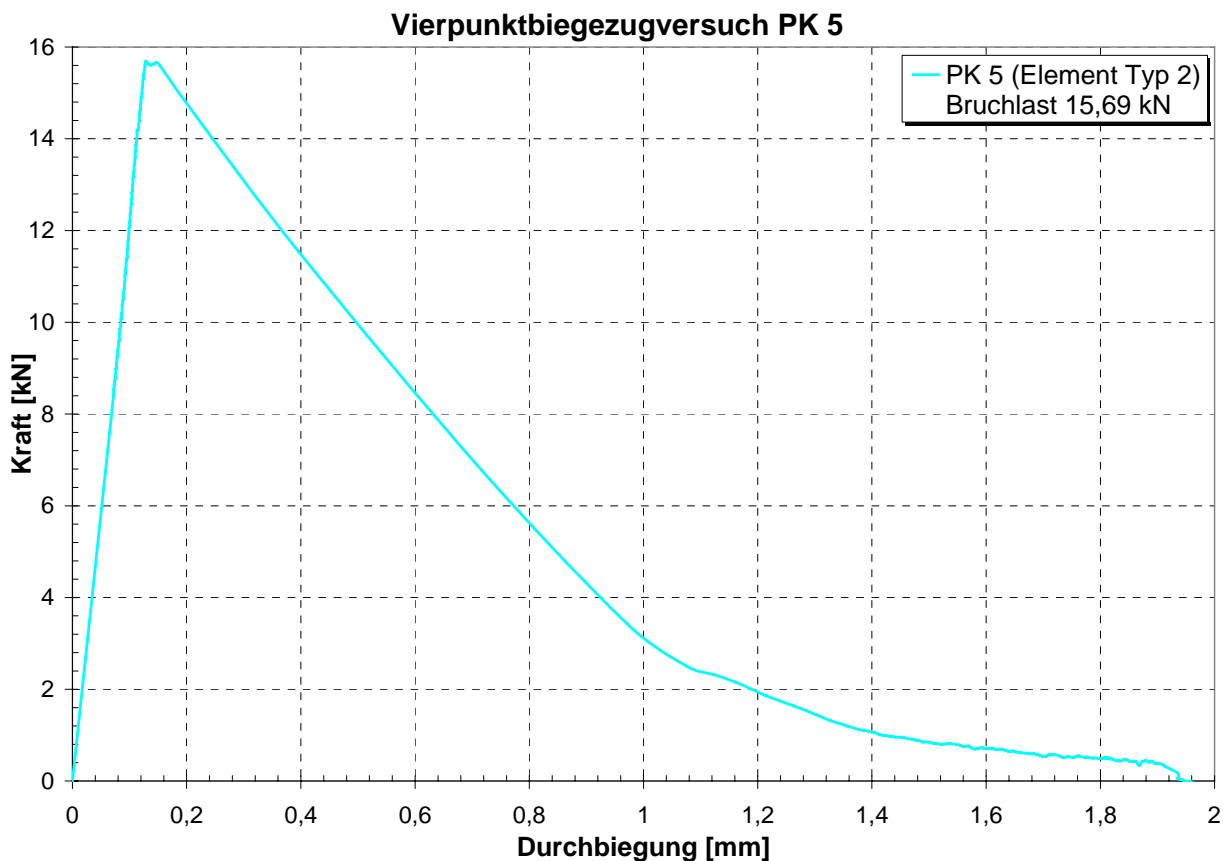


Abb. 83: Kraft – Durchbiegungsdiagramm aus dem VPBZV von PK 5

Der Grund für das schlechte Versuchsergebnis soll anhand des in Abbildung 84 gezeigten Bruchbildes vom Probekörper PK 5 geklärt werden. Das linke Teilbild zeigt dabei das linke Rissufer und das rechte Bild das rechte Rissufer. Die Zugzone des Probekörpers befindet sich jeweils immer im oberen Bildteil. Die Verstärkungselemente wurden derart eingebaut, dass die besandete Oberfläche immer zur gezogenen Probekörperseite hin zeigt (siehe Abbildung 84 bzw. 86).

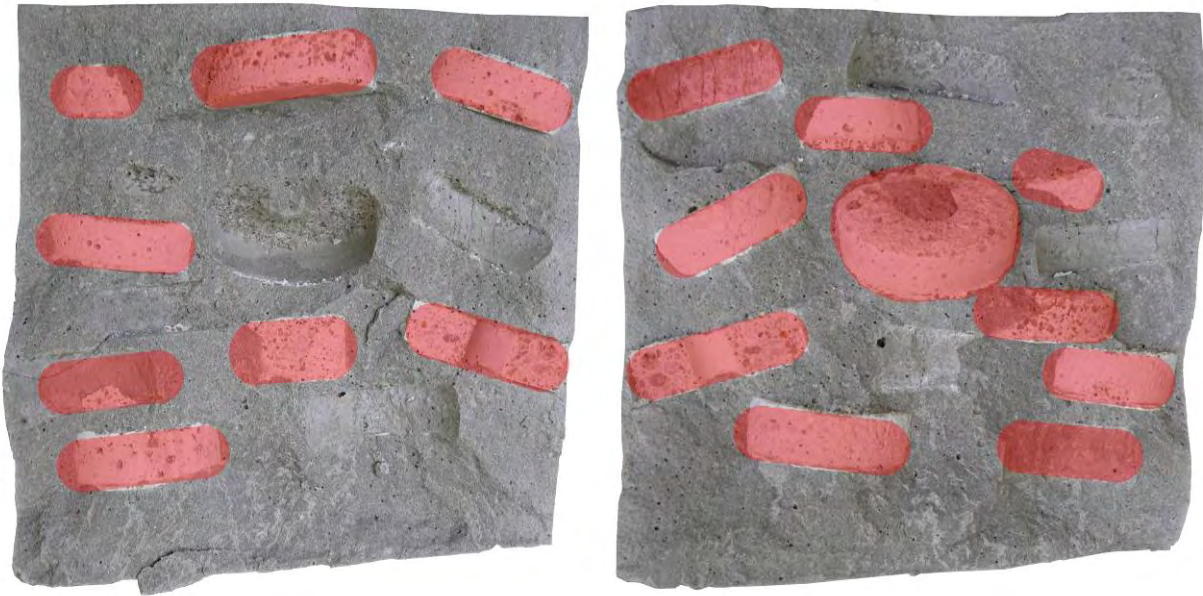


Abb. 84: Bruchfläche von PK 5; linkes Bild: linkes Rissufer; rechtes Bild: rechtes Rissufer

Für das vorzeitige Versagen des Probekörpers können zwei Ursachen festgestellt werden. Zum einen liegen die Elemente, ebenso wie beim Probekörper PK 4, nicht planmäßig zueinander. Vergleicht man das Bruchbild in Abbildung 84 mit den Abbildungen über die Produktion (siehe Abbildung 40), so sieht man, dass die Elemente sich im Laufe der Herstellung so gegeneinander verschoben haben, dass eine planmäßige Kraftübertragung über das Fachwerkmodell nicht mehr gewährleistet werden kann. Elemente die nicht einigermaßen parallel zueinander liegen, können keine gemeinsame Druckstrebe ausbilden. Durch diese ungünstige Lage ist es darüber hinaus auch möglich, dass ein bereits eingetretener Riss ungehindert durch den Querschnitt fortschreiten kann, ohne auf ein Element zu stoßen. Diese haben die Aufgabe die Kraft über das Rissufer zu leiten und den Weg des Risses durch den Querschnitt zu verlängern. Dadurch würde die noch übertragbare Kraft nach dem Erstriss gehalten werden und der Beton würde ein duktileres Verhalten zeigen. Wenn die Elemente allerdings so versetzt im Querschnitt liegen wie in Abbildung 84 zu sehen, kann der Riss von der Zugzone leicht in die Druckzone fortschreiten, da ihm nur der Füllbeton einen Widerstand entgegen stellt.

Zum schlechten Versuchsergebnis trägt auch die zum Teil schlechte Oberflächenbeschaffenheit der Verstärkungselemente dieses Typs bei. Wie bereits in Abschnitt 3.4.2.1 anhand des Fachwerksmodells beschrieben, muss eine Zugkraft infolge eines Risses, durch die Verbundspannung zwischen dem Element und dem Füllbeton von einem Verstärkungselement zum nächsten über den Riss hinweg fortgeleitet werden. Dies ist aber nur dann möglich, wenn die Oberfläche derart rau ist, um so eine Kraftübertragung zu ermöglichen. Wie man aus dem Bruchbild sehen kann, wurden die Elemente im Laufe des Versuchs, ebenso wie beim Probekörper PK 4, gegenseitig aus dem Füllbeton gezogen. Zwar ist der Verbund zwischen dem Beton und der besandeten Oberfläche der Polymerbetonscheiben besser als an der unbesandeten Seite, dieser reicht aber nicht aus, um ein Herausziehen der Elemente zu verhindern (siehe Detail B in Abbildung 86). Dadurch kommt es auch zu keiner weiteren Rissbildung, sondern nur zu einer Vergrößerung der Rissbreite ohne das sich ein duktileres Materialverhalten einstellen könnte. Die Schwachstelle dieses Typs liegt sicherlich in der nur einseitigen Besandung und der sich daraus ergebenden schlechten Verbundeigenschaften. Dies gilt im übrigen auch für die Elemente des Typs 1, also den vollkommen unbesandeten Verstärkungselementen. Die nachfolgende Abbildung 85 zeigt den Probekörper PK 5 nach dem Vierpunktbiegezugversuch. Wie man sehen kann, tritt nur ein Riss in der Mitte des Probekörpers auf, welcher in weiterer Folge immer weiter aufgeht.

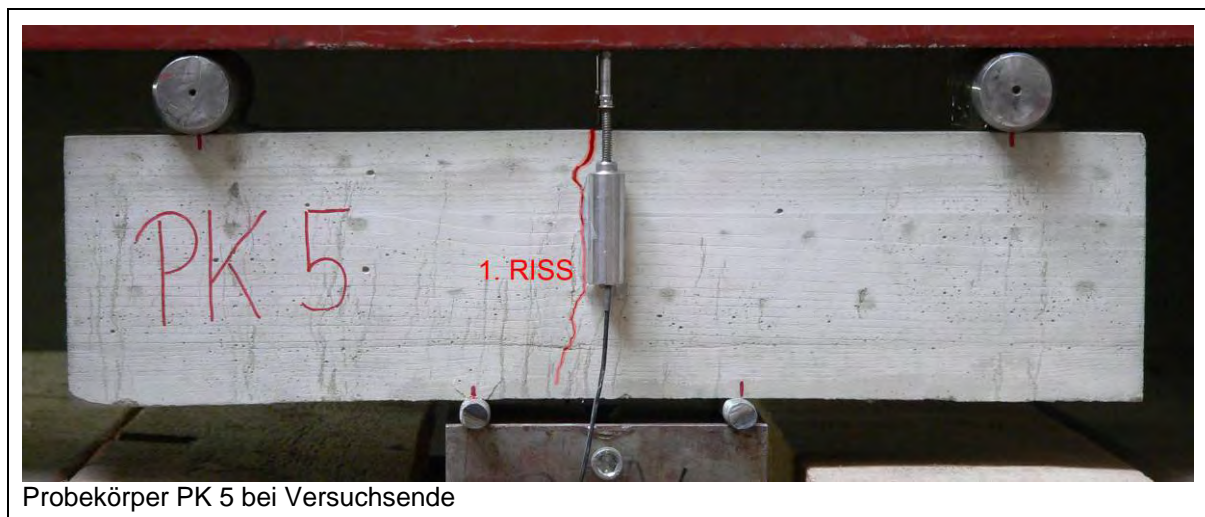


Abb. 85: Foto von PK 5 nach dem Vierpunktbiegezugversuch

In der folgenden Abbildung 86 sieht man zwei detaillierte Darstellungen der Bruchfläche vom Probekörper PK 5. Besonders gut zu sehen ist dabei der Füllbeton, welcher in das zentrale Loch der Polymerbetonscheiben eingedrungen und für die Ausbildung der Fachwerkswirkung auch erforderlich ist (siehe Detail A in Abbildung 86). Darüber hinaus erkennt man auch die besandete Oberfläche der Verstärkungselemente und den entsprechenden Abdruck im Füllbeton (siehe Detail B in Abbildung 86). Trotzdem lieferten diese Elemente ein schlechteres Versuchsergebnis als beispielsweise die glatten Scheiben (Typ 1). Ein weitaus besseres Materialverhalten sollte sich allerdings einstellen, wenn beide Oberflächen der Polymerbetonscheibe mit Sand beschichtet sind. Ein entsprechender eigener Versuch wurde aber diesbezüglich nicht durchgeführt.

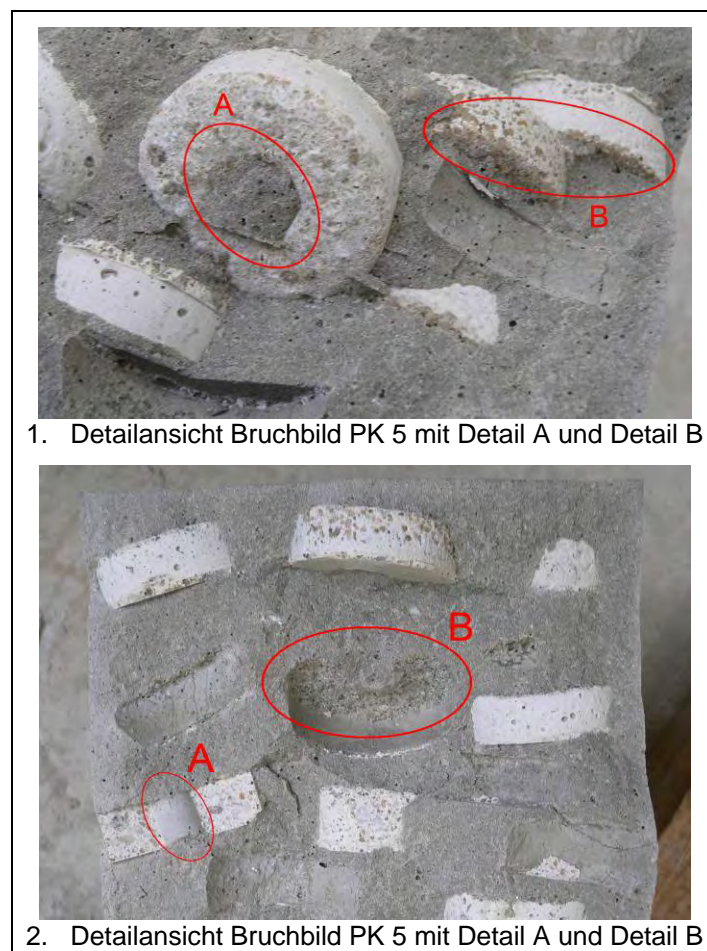


Abb. 86: Details von Probekörper PK 5 nach dem Vierpunktbiegezugversuch

4.4.6 Probekörper 6 (PK 6)

In diesem Probekörper wurden die Elemente des Typs 8 eingebaut. Es handelt sich dabei um ca. 5,3 cm große und 0,5 cm dicke Polymerbetonscheiben mit beidseitig jeweils fünf angeordneten etwa 0,5 cm hohen Noppen. Die Elemente wurden entsprechend dem Verlegeschema nach Abbildung 43 eingebaut. Das zugehörige Kraft – Durchbiegungsdiagramm aus dem Vierpunktbiegezugversuch zeigt die Abbildung 87. Wie man deutlich erkennen kann, kommt es nach dem Erreichen einer Kraft von ca. 8,8 kN zu einem ersten Riss und damit zu einem leichten Lastabfall. Danach stabilisiert sich die Kraft allerdings wieder und steigt weiter bis sie den Höchstwert von etwa 9,75 kN erreicht. Ab diesem Zeitpunkt ist keine weitere Kraftsteigerung mehr möglich und die Last sinkt zunächst langsamer und dann immer schneller ab. Erst bei einer Laststufe von ca. 2,0 kN ist eine Kraftübertragung durch die Elemente wieder möglich. Allerdings sinkt die Kraft dann immer noch ab, weshalb an dieser Stelle sicherlich nicht mehr von einem duktilen Materialverhalten gesprochen werden kann, zumal in einem Durchbiegungsbereich von ca. 0,5 bis 1 mm überhaupt keine Kraftübertragung stattfindet. Während des Versuchs wird zwar ein Weg, aber keine entsprechende Kraft im Probekörper gemessen. Im Diagramm gibt es daher in diesem Bereich keine Messpunkte, sondern nur eine Kurve bis die Kraftmessdose wieder eine Kraft messen kann.

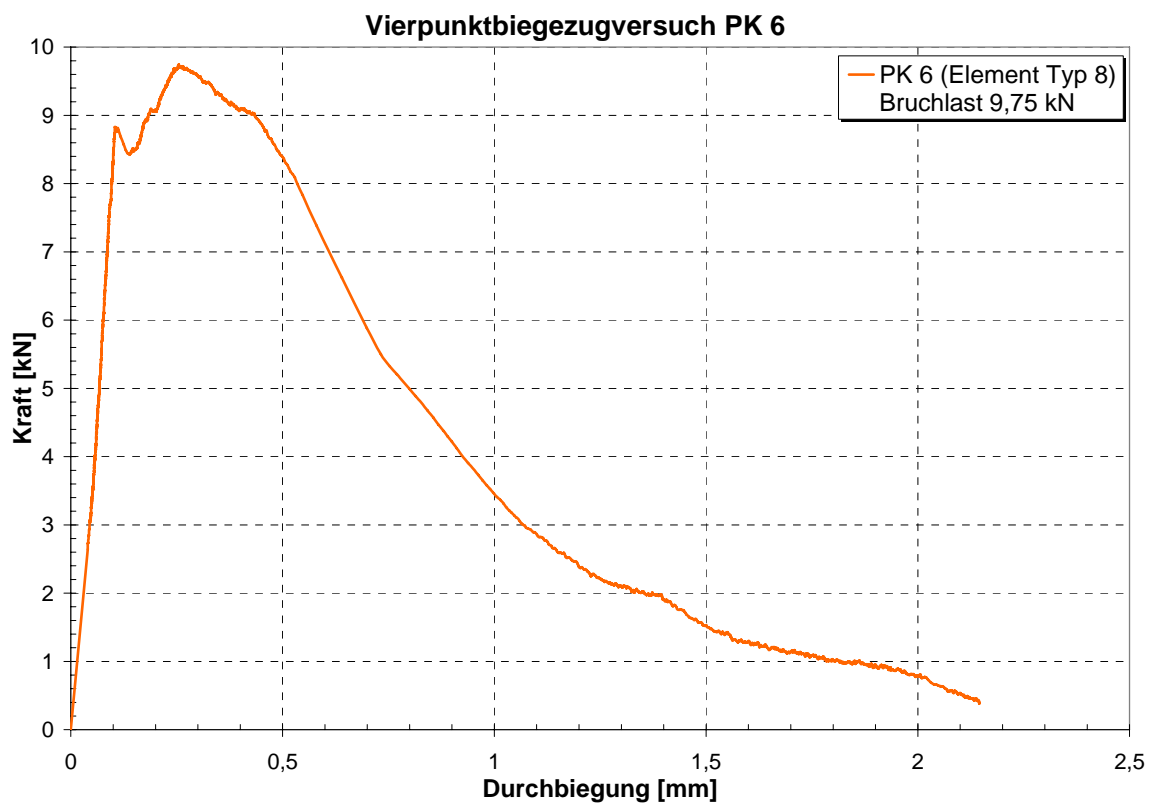


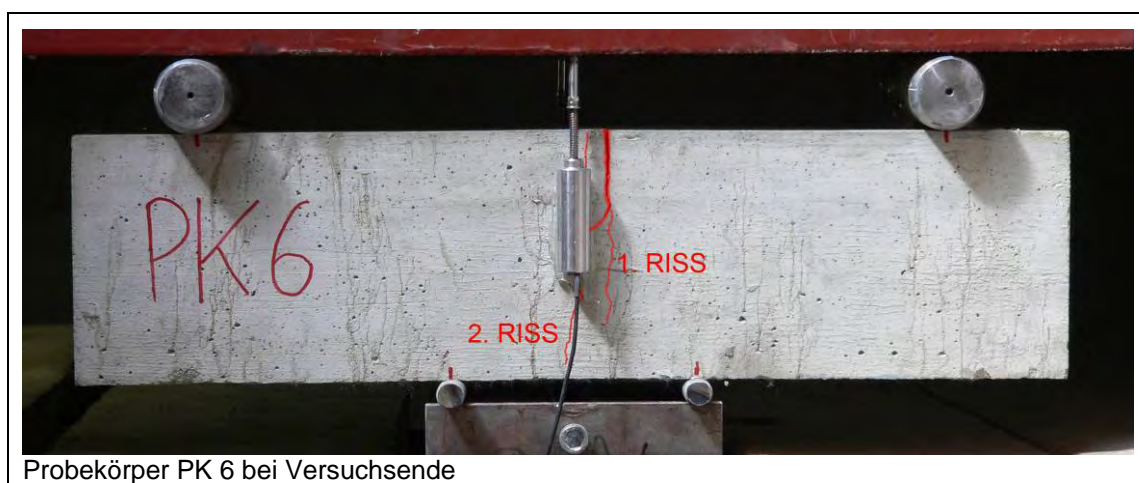
Abb. 87: Kraft – Durchbiegungsdiagramm aus dem VPBZV von PK 6

Die nachfolgende Abbildung 88 zeigt das Bruchbild von PK 6 nach dem Versuch. Die mit roter Farbe markierten Stellen zeigen die Lage der eingebauten Verstärkungselemente. Die Zugzone befindet sich wie zuvor auch hier wieder im oberen Bildrand. Das Bruchbild zeigt die Lage der Verstärkungselemente innerhalb des Probekörperquerschnitts. Die horizontale Lage während des Einbaus und des Betonierens ist verloren gegangen. Die Elemente stehen schief in der Betonmatrix und können daher keine nennenswerten Zugkräfte untereinander übertragen. Nach dem Eintreten des Erstrisses war zwar eine Kraftsteigerung möglich, aber durch die regellose und unplanmäßige Lage der Elemente konnte der Riss fast ungehindert fortschreiten. Die überaus schlechte Ausrichtung der Elemente ist auch ein Grund für das Fehlen eines Nachrissverhaltens, da die Elemente nicht in der Lage waren gegenseitig eine Zugkraft weiterzuleiten.



Abb. 88: Bruchfläche von PK 6; linkes Bild: linkes Rissufer; rechtes Bild: rechtes Rissufer

Dazu ist es notwendig, dass die Verstärkungselemente zumindest so zueinander versetzt sind, dass sich die Druckstreben zwischen den Elementen ausbilden können. Ansatzweise ist dies im Probekörper PK 6 auch gelungen, allerdings ist der Riss irgendwann nicht mehr auf ein Element gestoßen, sondern direkt weiter in die Druckzone gewandert. Im Bruchbild sieht man die großen freien Stellen, in denen sich keine Verstärkungselemente befinden. Dort wird einem entstehenden Riss kein Widerstand in Form eines Verstärkungselements entgegengebracht. Die Tatsache, dass sich die Kraft nach dem Erstriss von 8,8 noch auf 9,75 kN steigern ließ, obwohl die Elemente derart ungünstig im Probekörper stehen, lässt darauf schließen, dass die Form durchaus in der Lage ist, das Nachrissverhalten des Betons zu verbessern. Dazu ist es aber notwendig, dass die Verstärkungselemente horizontal und mit entsprechendem Versatz zueinander eingebaut werden und ihre Lage auch während des Betonierens behalten. Zumindest bis zu einer gemessenen Durchbiegung von 0,5 mm zeigt sich ein duktiler Materialverhaltens. Da der Probekörper nicht während des Versuchs zerstört werden konnte, wurde er danach vorsichtig in zwei Teile gebrochen um zu sehen, wie sich die Elemente nach dem Versuch im Querschnitt präsentieren. Die Polymerbetonelemente sind allerdings nicht im Zuge des Versuchs gebrochen oder sogar gerissen, sondern vielmehr beim Aufbrechen des Körpers nach dem Vierpunktbiegezugversuch zerstört worden. Es lässt sich daher nicht mit Sicherheit sagen, ob die Verstärkungselemente zu schwach sind oder nicht. Innerhalb der Bruchfläche konnte man jedoch keine abgerissenen Noppen sehen. Obwohl der Probekörper bei der Herstellung nicht verdichtet wurde, sind alle Elemente ziemlich gut vom Füllbeton umgeben. Die nachfolgende Abbildung 89 zeigt den Probekörper nach dem Versuch. Die Tatsache, dass ausgehend vom ersten sich noch ein weiterer Riss bilden konnte, der letztlich zum Versagen führte, lässt darauf schließen, dass die Elemente in der Lage sind, die Kraft solange über den Riss überzuleiten, bis die Zugfestigkeit des Betons an einer weiteren Stelle erreicht wird. Je mehr Risse im Probekörper entstehen, in denen die Kraft weiterhin übertragen werden kann, umso besser ist das duktile Verhalten des Betonprüfkörpers.



Probekörper PK 6 bei Versuchsende

Abb. 89: Foto von PK 6 nach dem Vierpunktbiegezugversuch

4.4.7 Probekörper 7 (PK 7)

Bei den Verstärkungselementen in diesem Probekörper handelt es sich um ca. 5x5 bis 6x6 cm große Epoxidharzplättchen mit regelmäßigen Vertiefungen an der Ober- und Unterseite. Sie wurden hergestellt durch beidseitiges Einlegen einer Luftpolsterfolie, wie man sie aus der Verpackungsindustrie her kennt. Das Ergebnis des Vierpunktbiegezugversuchs ist in Abbildung 90 anhand eines Kraft – Durchbiegungsdiagramms zu sehen. Die Kraft steigt ziemlich steil an, bis die Bruchlast von ca. 13,14 kN erreicht wird. Danach kommt es zu einem Lastabfall in der Größenordnung von etwa 40%, bezogen auf die Maximallast. Bei einer Laststufe von ca. 8,0 kN stellt sich wieder eine übertragbare Kraft ein und die Verstärkungselemente beginnen wieder zu wirken. Allerdings beträgt die erneute Laststeigerung in weiterer Folge nur etwa 9%, bezogen auf die 8,0 kN. Ist diese Last dann überschritten, fällt die Kraft weiter massiv ab, bevor sie sich bei ca. 2,4 kN wieder stabilisiert. Bei einer Durchbiegung von etwa 0,85 mm beginnen die Elemente erneut zu wirken und die Last steigt wieder ganz leicht auf etwa 3,0 kN an. Danach ist zwar eine Kraft im Probekörper welche nur mehr langsam abnimmt, allerdings ist sie so klein (ca. 3,0 kN), dass man an dieser Stelle nicht von einem zufrieden stellenden Nachrissverhalten sprechen kann. Dazu müsste der durchgefahrene Weg (Durchbiegung) auf einem Niveau sein, welches der Bruchlast entspricht. Darüber hinaus ist nach dem Erstriss keine weitere Kraftsteigerung über die Bruchlast hinaus mehr möglich. Die Kraft stabilisiert sich zwar kurz und steigt sogar noch einmal an, dies erfolgt allerdings auf einem äußerst niedrigen Niveau.

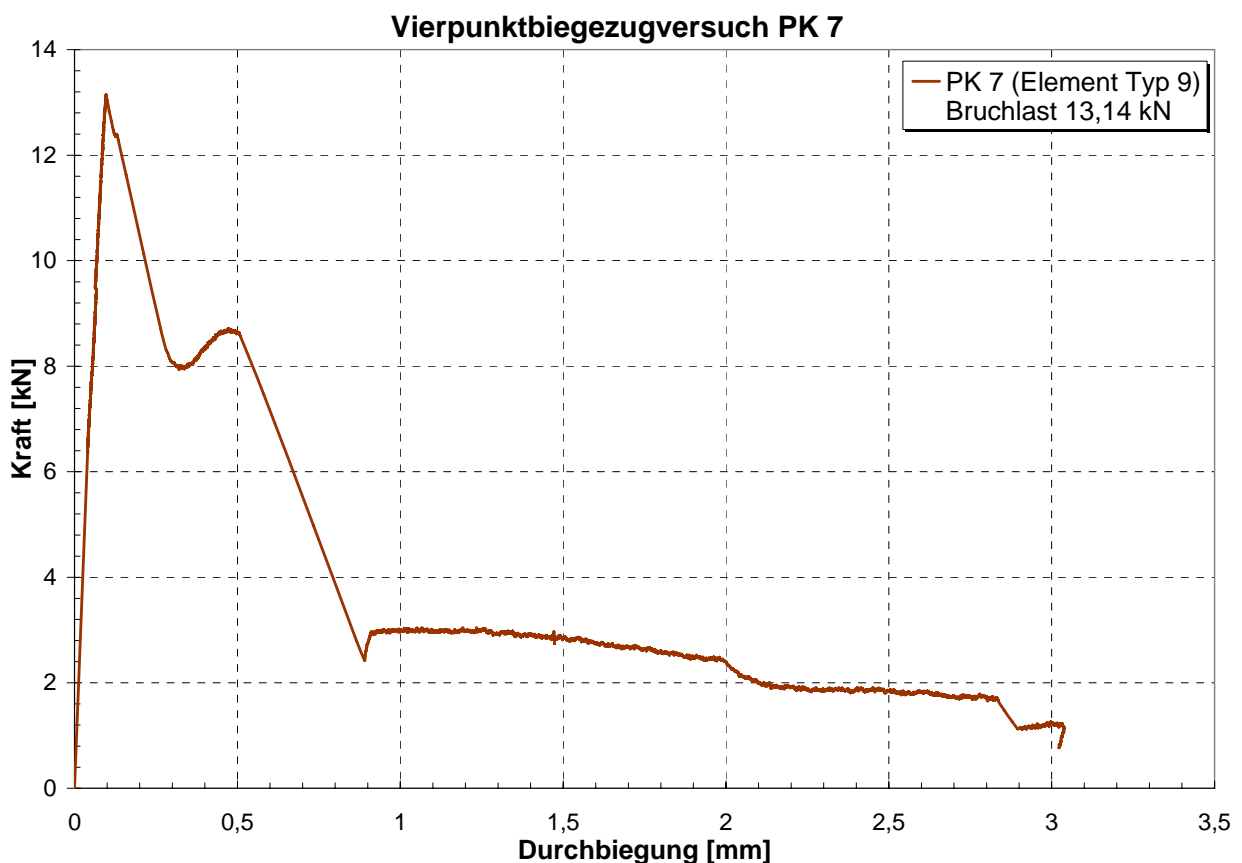


Abb. 90: Kraft – Durchbiegungsdiagramm aus dem VPBZV von PK 7

Die nachfolgende Abbildung 91 zeigt wieder das Bruchbild vom Probekörper PK 7. Die rot markierten Stellen kennzeichnen die Verstärkungselemente innerhalb des Querschnitts. Die Zugzone befindet sich wieder im oberen Bildbereich.

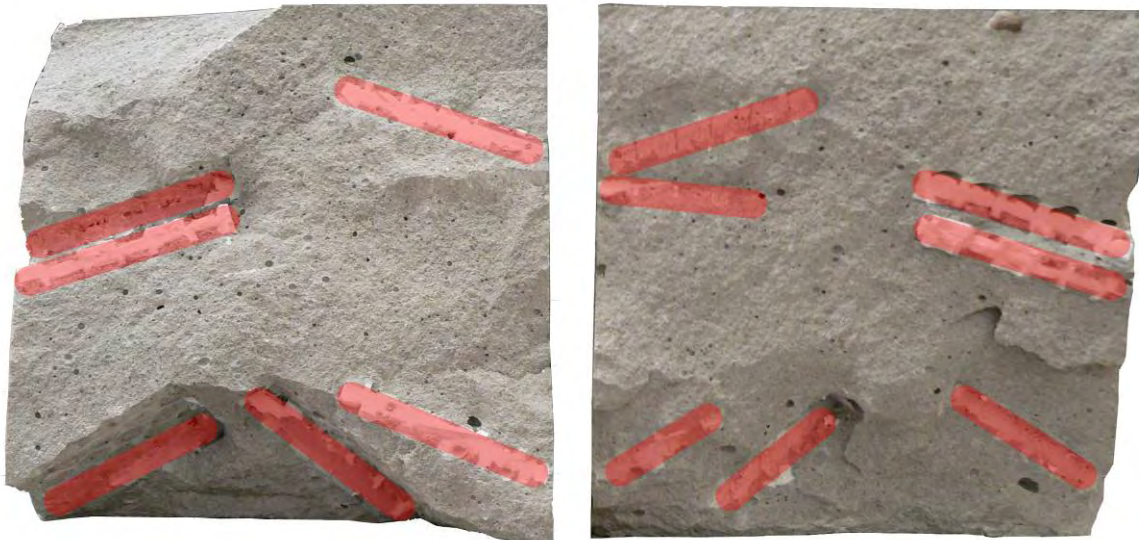
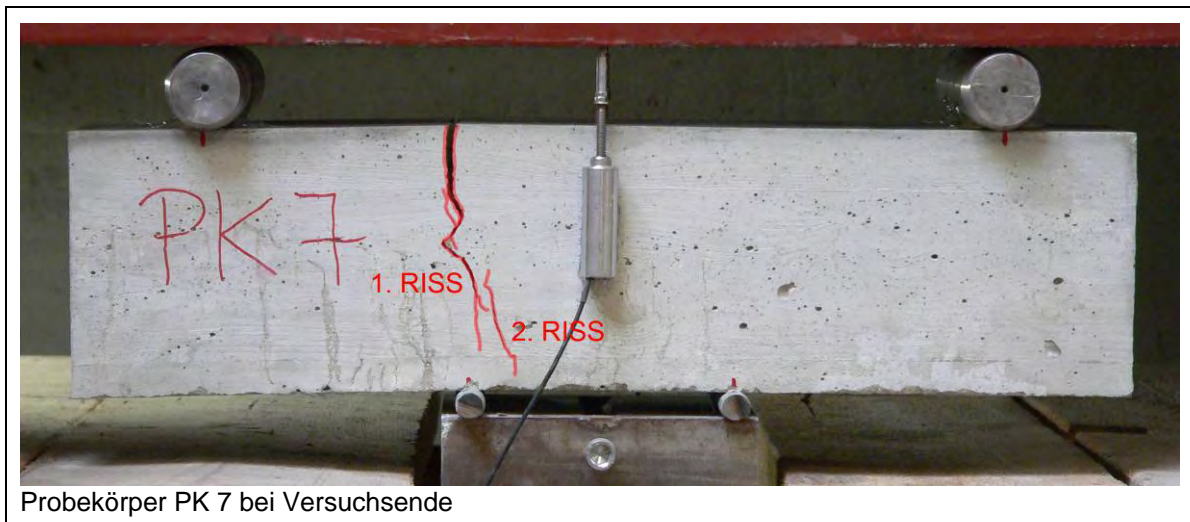


Abb. 91: Bruchfläche von PK 7; linkes Bild: linkes Rissufer; rechtes Bild: rechtes Rissufer

Besonders auffallend ist in der Abbildung 91 die unregelmäßige und schiefe Anordnung der Verstärkungselemente im Betonbalken. Obwohl bei der Herstellung darauf geachtet wurde, dass die Elemente alle horizontal und parallel zueinander eingebaut werden, stellten sich die Elemente ziemlich schiefe. Dies liegt mit unter auch an der Verdichtung der Frischbetonmischung nach dem Einbau der Elemente. In dieser Anordnung kann sich die Wirkungsweise der Verstärkungselemente nicht voll entfalten, da ein Ausbilden von Druckstreben zwischen den Plättchen nicht ermöglicht wird. Des weiteren sieht man auch mehrere Poren im Füllbeton und darüber hinaus auch einige Hohlstellen über den Verstärkungselementen (siehe auch Detail A in der Abbildung 93). Dieser Umstand ergibt sich aus der Herstellung, denn die Elemente wurden nur mit einer Seite in den Füllbeton gedrückt, wobei die andere Seite mit Füllbeton übergossen wurde. Das Eindrücken der Verstärkungselemente in die Betonmischung reicht mit unter nicht aus um die Vertiefungen restlos mit Beton zu füllen und so eine Kraftübertragung zwischen dem Element und dem Füllbeton zu garantieren. Betrachtet man allerdings die Detailabbildung des Bruchbildes (siehe Abbildung 93), so sieht man, dass der überwiegende Teil der Elemente restlos mit Füllbeton umgeben ist.

Des weiteren fällt auf, dass es, bezogen auf den gesamten Querschnitt, nur wenige Elemente gibt. Ein entstehender Riss kann ungehindert von der Zug- zur Druckzone fortschreiten, ohne dabei auf viele Elemente zu stoßen. Ähnlich wie bei den zuvor beschriebenen Typen 1, 2 und 8, soll der Weg des Risses möglichst lang werden, um ein gutes duktilen Materialverhalten zu erlangen. Im Gegensatz zu den Elementtypen 1 und 2, bei denen die Zugkraft über Verbund von einem zum anderen Element übertragen werden muss, können sich infolge der Vertiefungen an der Oberfläche von Typ 9 die Elemente im Füllbeton quasi verankern. Durch diesen mechanischen Verbund können weitaus größere Verbundkräfte übertragen werden als beispielsweise durch eine mit Sand beschichtete Oberfläche wie beim Typ 2. Die Druckstreben aus dem Fachwerkmodell können sich in den Vertiefungen auf der gesamten Elementoberfläche abstützen. Beim Element des Typs 1 und 2 bildet sich nur eine zentrale Druckstrebe durch das zentrische Loch in der Polymerbetonscheibe. Dadurch erhöht sich die Wahrscheinlichkeit, dass die Elemente richtig zueinander stehen, und somit eine Zugkraftübertragung ermöglicht wird. Allerdings kann das in Probekörper PK 7 eingebaute Verstärkungselement nur dann besser funktionieren, wenn es einerseits mehr Elemente im Querschnitt gibt und andererseits die Elemente auch richtig ausgerichtet, das heißt möglichst parallel zueinander liegen. Das Diagramm in Abbildung 90 legt aber auch die Vermutung nahe, dass die Elemente besser funktionieren könnten, falls die beiden oben genannten Bedingungen erfüllt wären, denn eine Kraftsteigerung, wenn auch nur auf geringen Niveaus ist zu erkennen. Auch das Entstehen eines zweiten Risses lässt den Rückschluss zu, dass die Elemente in der Lage sind die Zugkräfte über das Rissufer zu überzuleiten.

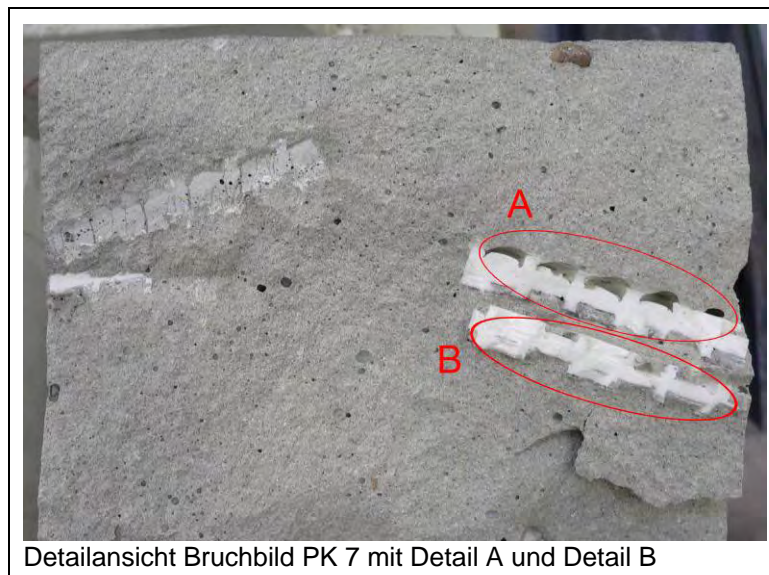
Die nachfolgende Abbildung 92 zeigt wieder den Probekörper PK 7 nach dem Vierpunktbiegezugversuch.



Probekörper PK 7 bei Versuchsende

Abb. 92: Foto von PK 7 nach dem Vierpunktbiegezugversuch

In der Abbildung 93 kann man wieder eine detaillierte Aufnahme der Bruchfläche sehen. Ein Versagen der Verstärkungselemente auf Zug kann mit Sicherheit ausgeschlossen werden, da der Riss sich seinen Weg in die Druckzone zwischen den Elementen hindurch gebahnt haben muss. Deutlich zu sehen ist dies an den geschnittenen Kanten der Epoxidharzplättchen (siehe Detail B in Abbildung 93). Diese Schnittflächen entstanden aus dem Zuschnitt der Elemente im Zuge ihrer Herstellung. Dieser Typ scheint in Summe viel versprechend zu sein, da er trotz aller negativen Begleitumstände dem Probekörper ein duktileres Materialverhalten verleiht, wenn auch auf niedrigem Niveau.



Detailansicht Bruchbild PK 7 mit Detail A und Detail B

Abb. 93: Details von Probekörper PK 7 nach dem Vierpunktbiegezugversuch

Im Detail A sieht man den direkten Vergleich der beiden Elementsoberflächen. Die während des Vierpunktbiegezugversuchs gezogene Seite des Prüfkörpers befindet sich auch in der Abbildung 93 in der oberen Bildhälfte. Die Hohlstellen über dem Verstärkungselement resultieren aus der Tatsache, dass die Plättchen nur in den Füllbeton gedrückt wurden. Die Vertiefungen an der Unterseite sind vollständig mit Beton gefüllt, da die Elemente im Zuge der Probekörperherstellung hier mit Beton übergossen wurden und dieser infolge der Schwerkraft und seiner sehr dünnflüssigen Konsistenz quasi schon von selbst in die Vertiefungen floss. Diese unterschiedlichen Verbundeigenschaften des Elements beeinflussen natürlich das Verhalten während des Versuchs, da die Elemente umso leichter aus dem Füllbeton herausgezogen werden können, je schlechter der Verbund zwischen dem Verstärkungselement und dem umgebenden Normalbeton ist.

4.4.8 Probekörper 8 (PK 8)

Bei den in diesem Probekörper eingebauten Elementen handelt es sich um ca. 5x5 bis 6x6 cm große Polymerbetonplättchen mit beidseitigen Vertiefungen. Diese wurden, wie auch beim Element vom Typ 9, durch beidseitiges Einlegen einer so genannten Luftpolsterfolie erzielt. Das Einbauschema entspricht bei diesem Probekörper jenem wie beim PK 7. Das aus dem Vierpunktbiegezugversuch resultierende Kraft – Durchbiegungsdiagramm ist in Abbildung 94 dargestellt. Zu sehen ist ein konstanter Kraftanstieg bis die Bruchlast von ca. 12,41 kN erreicht wird. Danach kommt es zu einem totalen Lastabfall ohne jeglichem weiteren Anstieg der Last, geschweige denn einem duktilen Nachrissverhalten. Die Kraft die vom Zylinder auf den Probekörper ausgeübt und von der Kraftmessdose registriert wird, fällt auf ca. 3,0 kN zurück und sinkt dann kontinuierlich bis auf Null, bei der dann vollständige Entlastung eintritt.

Das unterschiedliche Verhalten der beiden Probekörper PK 7 und PK 8 ist mit jenem der Prüfkörpern PK 4 und PK 5 vergleichbar. Obwohl es sich beim PK 8 um die selbe Form und das gleiche Einbauschema handelt wie beim zuvor behandelten Probekörper PK 7, zeigt dieser hier überhaupt kein Nachrissverhalten. Dabei handelt es sich lediglich um ein anderes Material für die Herstellung der Verstärkungselemente. Ebenso wie bei den anderen Verstärkungselementstypen auch, spielt die Lage der Elemente innerhalb des Querschnitts eine wichtige Rolle. Insofern ist ein direkter Vergleich zwischen den Probekörpern PK 7 und PK 8 schwierig, da die Elemente in beiden Betonkörpern nicht planmäßig ausgerichtet sind.

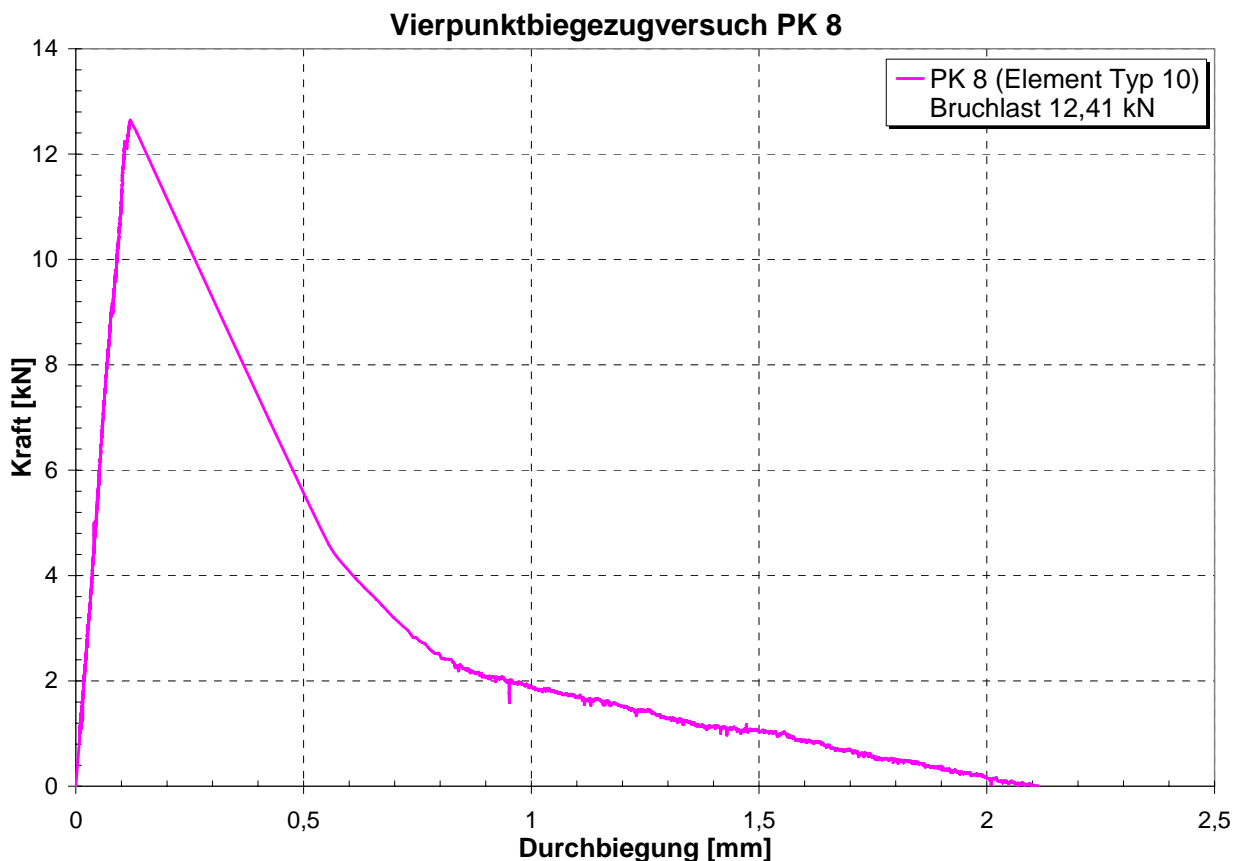


Abb. 94: Kraft – Durchbiegungsdiagramm aus dem VPBZV von PK 8

Die nachfolgende Abbildung 95 zeigt das entsprechende Bruchbild vom Probekörper PK 8 nach dem Versuch. Die rot gekennzeichneten Stellen markieren dabei die Lage der Verstärkungselemente. Die Zugzone befindet sich in der oberen Bildhälfte. Das linke Bild zeigt das linke Probekörperreststück, das rechte Bild das rechte Rissufer.



Abb. 95: Bruchfläche von PK 8; linkes Bild: linkes Rissufer; rechtes Bild: rechtes Rissufer

Vergleicht man das Bruchbild vom PK 7 (siehe Abbildung 91) mit jenem von PK 8, so erkennt man, dass beim Letzteren mehr Elemente im Bruchquerschnitt zu sehen sind, obwohl das Einbauschema gleich jenem von PK 7 ist. Auch die Gesamtanzahl der Einzelelemente stimmt überein. Betrachtet man zusätzlich auch noch das Detailbruchbild in der Abbildung 98, so stellt man fest, dass einige Elemente zwar sicherlich beim Brechen des Probekörpers nach dem Versuch zerstört wurden, der Riss aber zwischen den Elementen durchgewandert sein muss. Ein Anzeichen dafür sind die in der Bruchfläche zu sehenden geschnittenen Elementskanten (siehe Detail B in Abbildung 98), wie sie nur aus dem Zuschnitt der Elemente im Zuge der Herstellung herrühren können. Durch die unregelmäßige Anordnung der Elemente im Probekörper, findet der erste Riss einen Weg durch den Querschnitt ohne dabei auf viele Elemente zu stoßen, die dem Fortschreiten einen Widerstand entgegenstellen würden. Wären die Verstärkungselemente parallel zu einander, müsste der Riss die Elemente gewissermaßen umwandern und die Wahrscheinlichkeit würde steigen, dass sich weitere Risse ausbilden. Darüber hinaus würde sich sicherlich auch ein duktileres Verhalten einstellen. Dazu kommt der Umstand, dass in der Zugzone, dort wo die größte Zugspannung auftritt, die Elemente nicht nur schief sondern auch nur vereinzelt auftreten. Des Weiteren fallen die über den Elementen entstandenen Hohlstellen auf (siehe Detail A in Abbildung 98). Diese entstehen, ebenso wie beim Typ 9 auch, durch das Eindringen der Elemente in den Füllbeton. Die Vertiefungen auf der Unterseite der Elemente hingegen sind zum überwiegenden Teil mit Beton gefüllt, da dort im Zuge der Herstellung der Beton eingegossen wird. Auch dieser Probekörper wurde nach dem Verguss verdichtet, wobei aber nicht alle Luftporen und Hohlstellen restlos entfernt werden konnten. Da das Einbauschema und die Form des im PK 8 eingebauten Typs mit jenem vom PK 7 gleich ist und sich nur durch das verwendete Material unterscheidet, sind die Abweichungen in der Kraft – Durchbiegungslinie umso erstaunlicher. Ein weiterer Grund für das vergleichsweise schlechte Abschneiden dieses Typs sind die Vertiefungen, die sich bei Polymerbeton nicht so deutlich ausbilden als bei Epoxidharz. Diesen Umstand kann man beim direkten Vergleich der beiden Elementstypen in Abbildung 97 deutlich erkennen. Der Grund hierfür liegt eventuell an der unterschiedlichen Konsistenz und den verschiedenen Dichten der beiden Materialien. Bei der Herstellung gab es beim Einlegen der Luftpolsterfolie keine Anzeichen für eine schlechtere Abbildung der Vertiefungen in der Polymerbetonmasse. Die Möglichkeit der Ausbildung und Abstützung sowie der Schubkraftübertragung in den Vertiefungen der Plättchen ist dadurch, im Vergleich zu Epoxidharz, geringer. Die Wahrscheinlichkeit dass die Elemente aus der Betonmatrix herausgezogen werden steigt dadurch an, wobei allerdings die Festigkeit des verwendeten Polymerbetons kleiner ist als die des Epoxidharzes, weshalb die Elemente vorher eher brechen als aus dem Beton herausgezogen zu werden. Die Abbildung 96 zeigt den Probekörper nach dem Vierpunktbiegezugversuch.

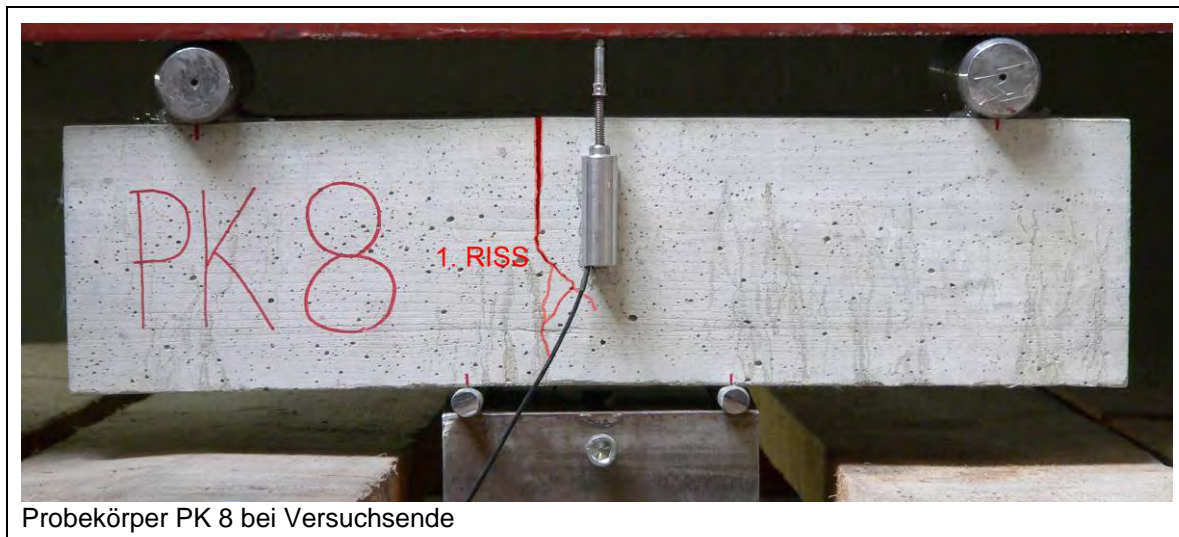
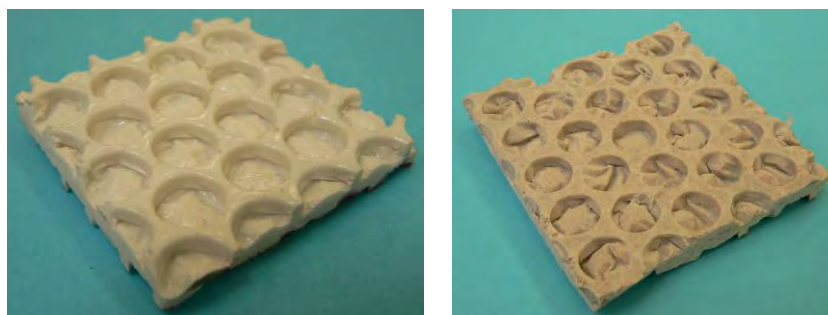


Abb. 96: Foto von PK 8 nach dem Vierpunktbiegezugversuch

Es kommt lediglich zur Bildung eines einzigen Risses, welcher im Laufes des Versuchs weiter fortschreitet und dabei auch immer mehr verästelt. In der Abbildung 97 sieht man die direkte Gegenüberstellung zwischen dem Epoxidharz- und dem Polymerbetonelement. Die Vertiefungen bilden sich im linken Element deutlich besser aus als im rechten. Die Verankerung ist besser und die dabei übertragbare Verbundspannung deutlich höher als beim Element des Typs 10.

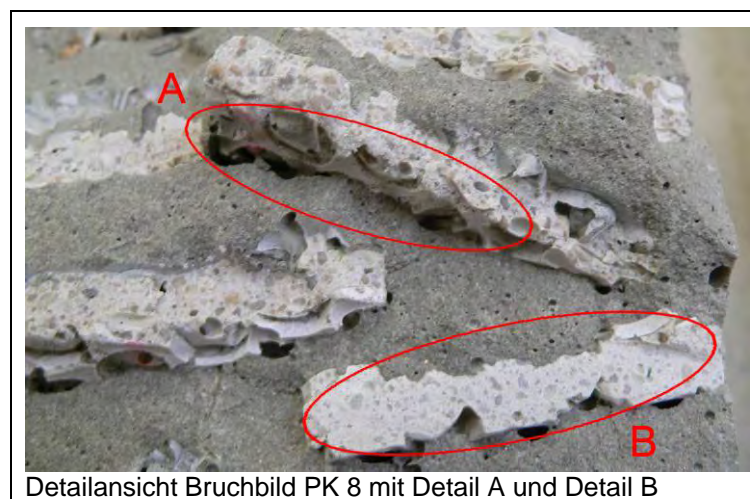


Element Typ 9 (Epoxidharz)

Element Typ 10 (Polymerbeton)

Abb. 97: Gegenüberstellung zweier verschiedener Elementstypen

Die relativ seichten Vertiefungen führen dazu, dass der Füllbeton nicht vollständig eindringen kann und somit der Verbund und letztlich auch die übertragbare Verbundspannung kleiner ist als beim Epoxidharzelement.



Detailansicht Bruchbild PK 8 mit Detail A und Detail B

Abb. 98: Details von Probekörper PK 8 nach dem Vierpunktbiegezugversuch

4.4.9 Probekörper 9 (PK 9)

In den Probekörper 9 wurden die Verstärkungselemente des Typs 11 eingebaut. Es handelt sich hierbei um ca. 13 cm lange Halbschalen aus reinem Epoxidharz, welche quer zur Probekörperlängsachse eingebaut wurden. Das Ineinandergreifen der Elemente sollte eine Wirkung wie eine quasi einbetonierte Kette garantieren. Das Ergebnis des Vierpunktbiegezugversuchs ist in Abbildung 99 zu sehen. Nach einem kontinuierlichen Kraftanstieg kommt es schließlich beim Erreichen der Bruchlast von ca. 14,51 kN zu einem plötzlichen massiven Lastabfall. Erst bei einer Laststufe von etwa 1,0 kN stabilisiert sich das System und im Probekörper kann wieder eine Kraft übertragen werden. Im Durchbiegungsbereich zwischen 0,1 und 1,0 mm wird zwar ein Weg aufgezeichnet, aber es findet keine Zugkraftübertragung mit Hilfe der Elemente statt. Die Last kann anschließend auf einem sehr niedrigen Niveau kurz gehalten werden, bis diese dann letztendlich auf Null abfällt. Beide Ziele die man durch den Einbau der Verstärkungselemente versucht hat zu erreichen, nämlich eine weitere Kraftsteigerung nach dem Erstriss sowie ein duktileres Materialverhalten, konnten nicht realisiert werden. Die Tatsache, dass sich die Kraft bei etwa 1,0 kN wieder fängt, ist nicht so sehr auf die Wirkung der Elemente zurückzuführen, sondern eher auf die Tatsache, dass sich die Halbschalen im Querschnitt irgendwie quasi verkeilen und dadurch noch eine Kraftübertragung im Restquerschnitt ermöglicht wird.

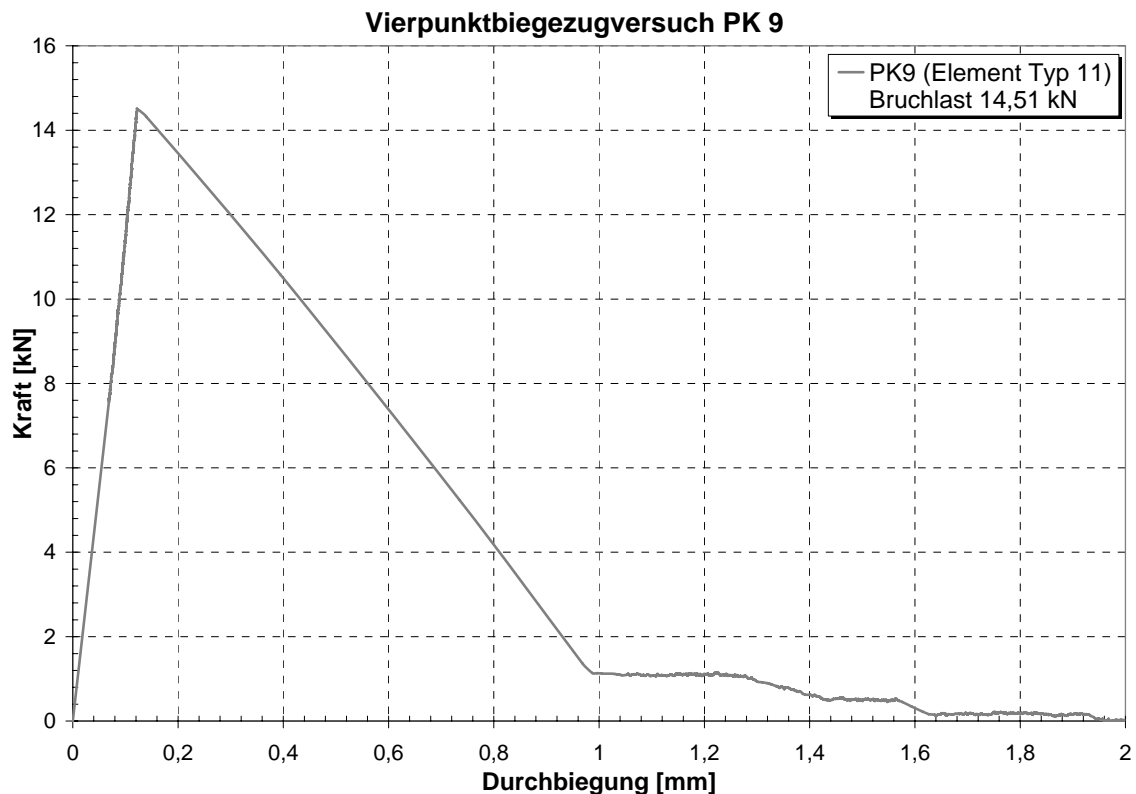


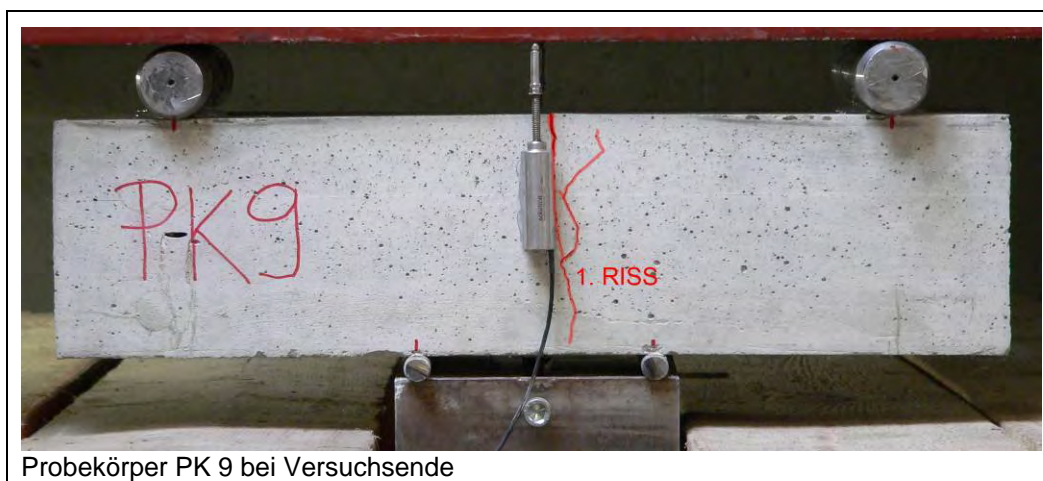
Abb. 99: Kraft – Durchbiegungsdiagramm aus dem VPBZV von PK 9

Die folgende Abbildung 100 zeigt das Bruchbild vom Probekörper PK 9 nach dem Vierpunktbiegezugversuch. Die Zugzone befindet sich im oberen Bildrand und die Verstärkungselemente sind mit roter Farbe gekennzeichnet. Im Zuge des Versuchs wurde der Probekörper nicht zerstört, weshalb dieser im Anschluss daran aufgebrochen werden musste, um feststellen zu können, wodurch die Verstärkungselemente nicht ihre Wirkung entfalten konnten. Durch das nachträgliche Aufbrechen des Probekörpers sind die Elemente im Riss zerstört worden, weshalb nicht mit Sicherheit gesagt werden kann, ob sie während des Versuchs oder danach kaputt gegangen sind. Aufgrund der hohen Festigkeiten des Epoxidharzes ist allerdings ein Brechen der Elemente während des Versuchs bei dieser Laststufe eher unwahrscheinlich.



Abb. 100: Bruchfläche von PK 9; linkes Bild: linkes Rissufer; rechtes Bild: rechtes Rissufer

Im Zuge der Herstellung des Probekörpers und des Einbaus der Elemente wurde aber mehrmals kontrolliert, ob diese noch ineinander greifen oder nicht. Da der Riss im Probekörper derart schlagartig und plötzlich aufgetreten ist, liegt nur die Vermutung nahe, dass im Zuge der Verdichtung die Elemente wieder auseinander gesprungen sind und ein Übergriff in Längsrichtung nicht mehr vorlag. Der Riss hätte dann auf dem Weg von der Zug- in die Druckzone kein Element mehr zu umlaufen. Auf Grund des vorliegenden Bruchbildes lässt sich diese Vermutung aber nicht mit Sicherheit bestätigen. Die Elemente liegen zwar nicht unmittelbar in der Zugzone, aber dennoch planmäßig horizontal. Selbst in dieser Lage hätte sich der Theorie nach ein weitaus besseres Verhalten einstellen müssen, solange die Halbschalen nur ineinander greifen. Wie man aus der Abbildung 101 sehen kann, tritt der einzige Riss unmittelbar rechts neben dem Wegaufnehmer auf. Dieser verzweigt sich dann unterhalb des Aufnehmers in einen oberen und einen unteren Riss, wobei beide im Laufe des Versuchs fortschreiten. Bis zum Versuchsende tritt kein weiterer Riss und damit auch kein nennenswertes duktiler Materialverhalten ein. Es kann nicht mit Sicherheit gesagt werden, weshalb dieser Typ nicht das gewünschte Verhalten gezeigt hat. Da mit diesem Verstärkungselement auch keine weiteren Versuche durchgeführt wurden, kann nur vermutet werden, dass am Ende der Probekörperherstellung die Halbschalen nicht mehr die planmäßige Übergreifung hatten und dadurch der Probekörper derart schnell versagte. Die folgende Abbildung 101 zeigt eine Aufnahme des Probekörpers nach dem Vierpunktbiegezugversuch.



Probekörper PK 9 bei Versuchsende

Abb. 101: Foto von PK 9 nach dem Vierpunktbiegezugversuch

Betrachtet man die Vorderansicht des Körpers, so sieht man unmittelbar neben der Markierung für die Probekörpermitte den ersten und einzigen Riss, der von der Zug- in die Druckzone des Prüfkörpers wandert. Unterhalb des Wegaufnehmers teilt sich dieser in einen nach oben und einen nach unten weiter fortschreitenden Riss bis schließlich die Druckzone erreicht wird und die Kraft auf Null abfällt.

4.4.10 Probekörper 10 (PK 10)

Auf Basis der Ergebnisse und der Erkenntnisse aus den Versuchen mit den Probekörpern PK 1 bis PK 9 wurden vier weitere Probekörper hergestellt. Anhand der jeweiligen Diagramme aus den Vierpunktbiegezugversuchen kann man erkennen, dass sich die Wirkung der Verstärkungselemente nicht voll einstellen konnte, da die Lage dies nicht zuließ. Die Elemente standen nicht nur schief zueinander, sondern auch in einem zu großen Abstand. Darüber hinaus war auch die Anzahl der Elemente innerhalb des Probekörpers zu klein (siehe auch Abbildungen 80 und 84). Dadurch konnte sich das zur Zugkraftübertragung notwendige Fachwerksmodell nur begrenzt oder gar nicht ausbilden. Deshalb wurden vier weitere Probekörper hergestellt, bei denen die Verstärkungselemente in einer dichteren Lagerung eingebaut wurden. Dadurch wird einerseits sichergestellt, dass sich die Elemente während des Betoniervorganges nicht so leicht gegeneinander verschieben bzw. letztlich auch schräg stellen können und andererseits wird somit auch das Ausbilden des Fachwerksmodells ermöglicht.

In den Probekörper PK 10 wurden sowohl die Elemente des Typs 1 sowie des Typs 2 eingebaut. Das Einbauschema, welches in Abbildung 55 ersichtlich ist, liefert dabei eine deutlich dichtere Lagerung der Elemente. Im Bereich der Zugzone, unmittelbar unter der Betondeckung, wurden zwei Lagen aus Elementen des Typs 2 verlegt, welche eine einseitig besandete Oberfläche besitzen. Diese Oberfläche wurde zur gezogenen Seite hin eingebaut. Die restlichen vier Lagen wurden aus Elementen des Typs 1 gebildet, welche über eine beidseitig glatte Oberfläche verfügen. Da die mit Sand beschichteten Elemente allein für die Herstellung eines ganzen Probekörpers mit dichter Lagerung nicht mehr reichten, mussten die beiden Typen für den Probekörper PK 10 kombiniert werden.

Das Ergebnis aus dem entsprechenden Vierpunktbiegezugversuch ist in Abbildung 102 in Form eines Kraft – Durchbiegungsdiagramms dargestellt. Vergleicht man es mit jenem aus dem Versuch am Probekörper 4 (Typ 1) und 5 (Typ 2), in welchem die gleichen Elemente nur in einer nicht so dichten Lagerung eingebaut wurden, so sieht man beim PK 10 ebenfalls einen kontinuierlichen Kraftanstieg bis zum Erreichen einer Last von ca. 12,3 kN.

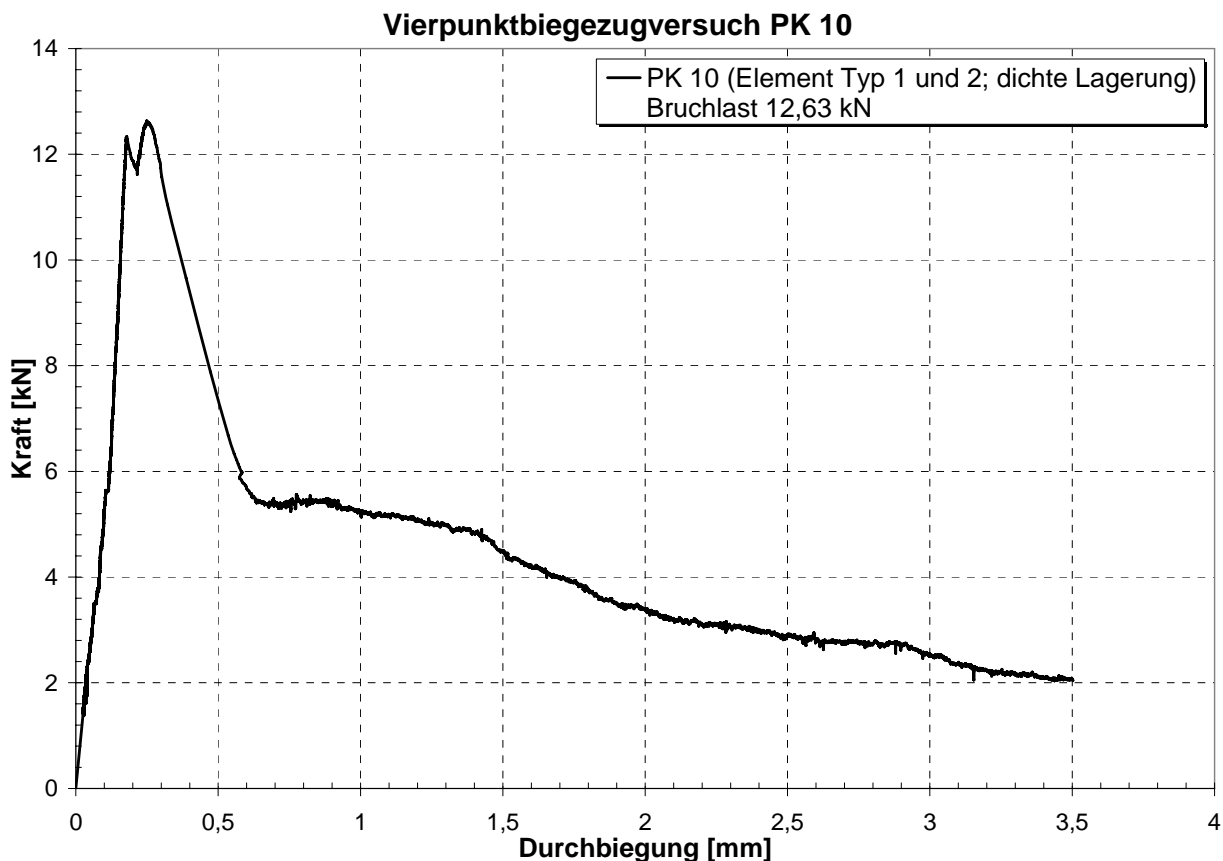


Abb. 102: Kraft – Durchbiegungsdiagramm aus dem VPBZV von PK 10

Anders als beim PK 4 und PK 5 kommt es allerdings hier nach dem Eintreten des Erstrisses und dem damit einhergehenden leichten Kraftabfall zu einem weiteren erneuten Anstieg der Kraft. Die Steigerung ist solange möglich, bis letztlich die Bruchlast von etwa 12,63 kN erreicht wird. Danach fällt zwar die Kraft auf ca. 5,4 kN ab, aber im Gegensatz zu den anderen beiden Probekörpern PK 4 und PK 5 können die Elemente während des Lastabfalls die Kraft im Probekörper halten. Der Abfall ist zwar mit 57,2% bezogen auf die Bruchlast ziemlich groß, aber nicht unkontrolliert, denn die Elemente können die Kraft im Probekörper übertragen, auch wenn diese weniger wird. Der weitere Lastabfall ist ebenfalls kontinuierlich und kontrolliert bei einer gleichzeitigen Zunahme der Durchbiegung bis zu einem gemessenen Weg von 3,5mm, bei welchem der Versuch schließlich beendet wird. Während des gesamten zurückgelegten Weges zwischen ca. 0,75 und 3,5mm ist eine Kraftübertragung durch die Elemente möglich, weshalb auch von einem duktilen Materialverhalten gesprochen werden kann. Allerdings hätte sich nach dem Erstriss eine weitere noch größere Laststeigerung einstellen und das duktile Verhalten auf dem Niveau der Bruchlast ausbilden sollen.



Abb. 103: Bruchfläche von PK 10; linkes Bild: linkes Rissufer; rechtes Bild: rechtes Rissufer

Die Abbildung 103 zeigt das Bruchbild nach dem Vierpunktbiegezugversuch des Probekörpers PK 10. Die Zugzone befindet sich, wie auch schon zuvor, in der oberen Bildhälfte. Vergleicht man dieses Bruchbild mit jenem aus den Abbildungen 80 und 84, so sieht man die überaus regelmäßige Anordnung der Verstärkungselemente innerhalb des Probekörperquerschnitts. Die Elemente stehen nicht nur horizontal, sondern auch planmäßig versetzt zueinander, wie dies beim angestrebten Fachwerksmodell auch der Fall sein sollte.

Mit Ausnahme eines Elements, welches im Zuge des Aufbrechens nach dem Versuch zerbrochen ist, sind alle Verstärkungselemente ganz geblieben, was im übrigen auch im Vorfeld des Versuchs erwartet wurde. Die Scheiben wurden nämlich aus Polymerbeton hergestellt, welcher eine Biegezugfestigkeit von ca. 20 N/mm² besitzt. In Abbildung 103 sieht man ebenfalls besonders deutlich den Versagensmechanismus. Vergleichbar wie mit einem Reißverschluss haben sich die Elemente lagenweise gegeneinander aus dem Füllbeton gezogen. So sieht man beispielsweise im linken Teilbild der Abbildung 103 die 2., 4. sowie die 6. Lage. Im rechten Teilbild erkennt man hingegen die komplementäre 1., 3. und 5. Lage. Das Versagen trat letztlich ein, weil die Oberfläche der Polymerbetonscheiben zu glatt war, um die Zugkräfte von einem Element zum anderen über das Rissufer zu überleiten. Infolge der regelmäßigen Anordnung konnte sich das Fachwerksmodell solange ausbilden, bis die Verbundspannung in der Fuge zwischen dem Füllbeton und dem Verstärkungselement erreicht war und diese dann aus dem Beton gezogen wurden. Noch deutlicher sieht man dies in der Detailabbildung 105. Auf jener Seite, wo in die Polymerbetonoberfläche Sand der Körnung 0/1 mm eingelassen wurde (siehe Detail B im Foto 2 der Abbildung 105), haftet der Füllbeton besonders gut. Das Problem liegt zum einen in der nur einseitigen Sandbeschichtung und zum anderen in der überhaupt fehlenden Sandoberfläche des Typs 1 (siehe Detail A in Foto 2 der Abbildung 105).

Wie man aus den entsprechenden Abbildungen sieht, haftet auf der glatten Oberfläche der Elemente kein Zwischenbeton mehr. Dieser ist aber notwendig um die Zugkraft über den Riss überleiten zu können. Letztlich konnte das volle Potential dieses Typs auch nicht voll ausgeschöpft werden, da die Elemente aufgrund der zu glatten Oberfläche aus dem Füllbeton gezogen wurden. Im Diagramm sieht man allerdings, dass eine Kraftsteigerung nach dem Erstriss durchaus möglich ist. Darüber hinaus gibt es, wenn auch nicht auf sehr hohem Niveau, ein gewisses duktileres Materialverhalten infolge des Einbaus der Verstärkungselemente in den Betonprüfkörper.

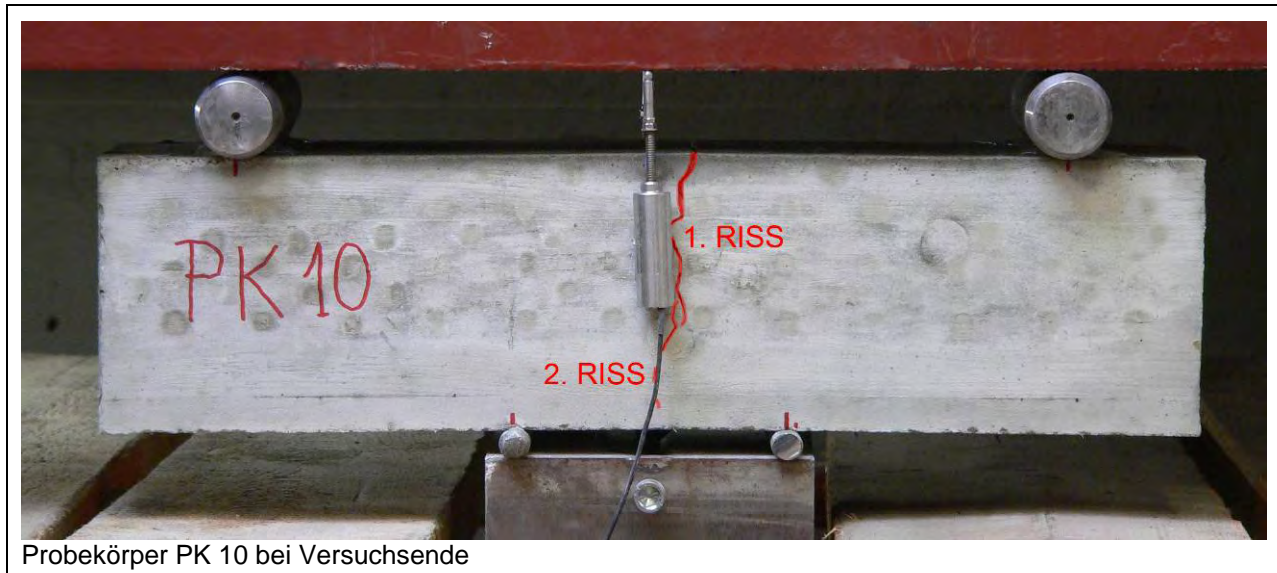


Abb. 104: Foto von PK 10 nach dem Vierpunktbiegezugversuch

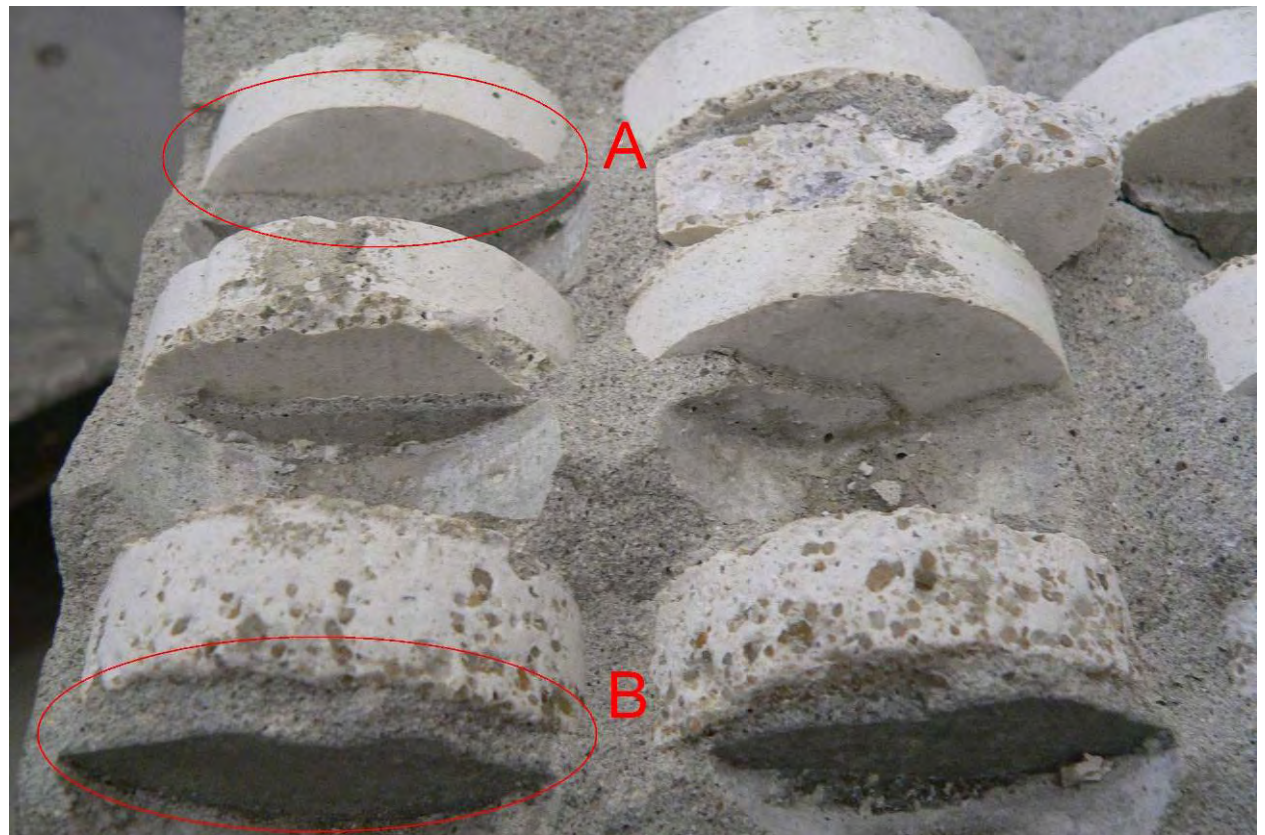
Die Abbildung 104 zeigt den Probekörper PK 10 nach dem Vierpunktbiegezugversuch. Die Kraftsteigerung nach dem Erstriss ist nur gering, da die Elemente aus dem Beton gezogen werden. Die beiden einzelnen kleineren Risse verbinden sich auch sehr schnell zu einem größeren Riss, welcher dann in weiterer Folge in die Druckzone fortschreitet und immer weiter aufgeht. Dabei wird der Widerstand gegen die Zunahme der Rissbreite immer kleiner, da auf dem Weg nach unten immer weniger Elemente mitwirken können.

Bei einer besseren Oberflächenbeschaffenheit und der gleichen dichten Lagerung wie im Probekörper PK 10, sollte dieser Typ ein noch besseres Verhalten zeigen. Wie bereits erwähnt, konnte er auch in der dichten Lagerung aufgrund der glatten Flächen der Scheiben die volle Wirkung, das heißt die Kraftübertragung über das Fachwerksmodell, nicht vollständig entfalten. Allerdings lässt sich anhand der Versuche zeigen, dass selbst durch den Einbau dieser Verstärkungselemente die Kraft nach dem Erstriss gesteigert und ein duktileres Materialverhalten erzielt werden konnte. Damit konnte, bei einer entsprechenden Lagesicherheit der Elemente, sowohl die Form als auch das der Kraftübertragung zugrunde gelegte Fachwerksmodell im Versuch bestätigt werden. Es wurden aber darüber hinaus keine weiteren Versuche mit einer noch raueren Elementsoberfläche durchgeführt, denn aus dem Gedanken heraus, den Verbund zwischen dem Element und dem Füllbeton weiter zu verbessern, entstand das Element des Typs 8, welches in einer ebenfalls dichten Lagerung im folgenden Probekörper PK 11 eingebaut wurde.

Die folgende Abbildung 105 zeigt einige detaillierte Darstellungen des Probekörpers PK 10 nach dem Vierpunktbiegezugversuch. Besonders deutlich sieht man darin, wie die beiden Probekörperhälften auseinander gezogen wurden.



1. Rissverlauf quer über die Zugseite des Probekörpers



2. Detailansicht Bruchbild PK 10 mit Detail A und Detail B

Abb. 105: Details von Probekörper PK 10 nach dem Vierpunktbiegezugversuch

4.4.11 Probekörper 11 (PK 11)

Im Gegensatz zum Probekörper 6 wurden die Verstärkungselemente des Typs 8 in diesem Fall in einer dichten Lagerung eingebaut (siehe Einbauschema in Abbildung 57). Das Ergebnis des Vierpunktbiegezugversuchs zeigt die nachfolgende Abbildung 106. Nach dem Eintreten des beinahe nicht sichtbaren Erstrisses bei einer Kraft von ca. 9,7 kN, kann die Last noch verdoppelt werden, ehe schließlich bei einem Wert von 20,07 kN die Bruchlast erreicht wird. Danach kann zwar die Kraft nicht weiter auf dem selben Niveau gehalten werden, aber der Abfall ist kontrolliert. In jeder Phase des Versuchs ist eine Kraftübertragung durch die Elemente möglich und es kann daher von einem duktilen Materialverhalten gesprochen werden. Der zunächst rasche Lastabfall zwischen etwa 0,5 und 1,0 mm Durchbiegung verlangsamt sich allmählich. Die Elemente können die Kraft von einem Rissufer zum nächsten übertragen, bis der Versuch bei einem zurückgelegten Weg von etwa 3,5 mm schließlich beendet wird.

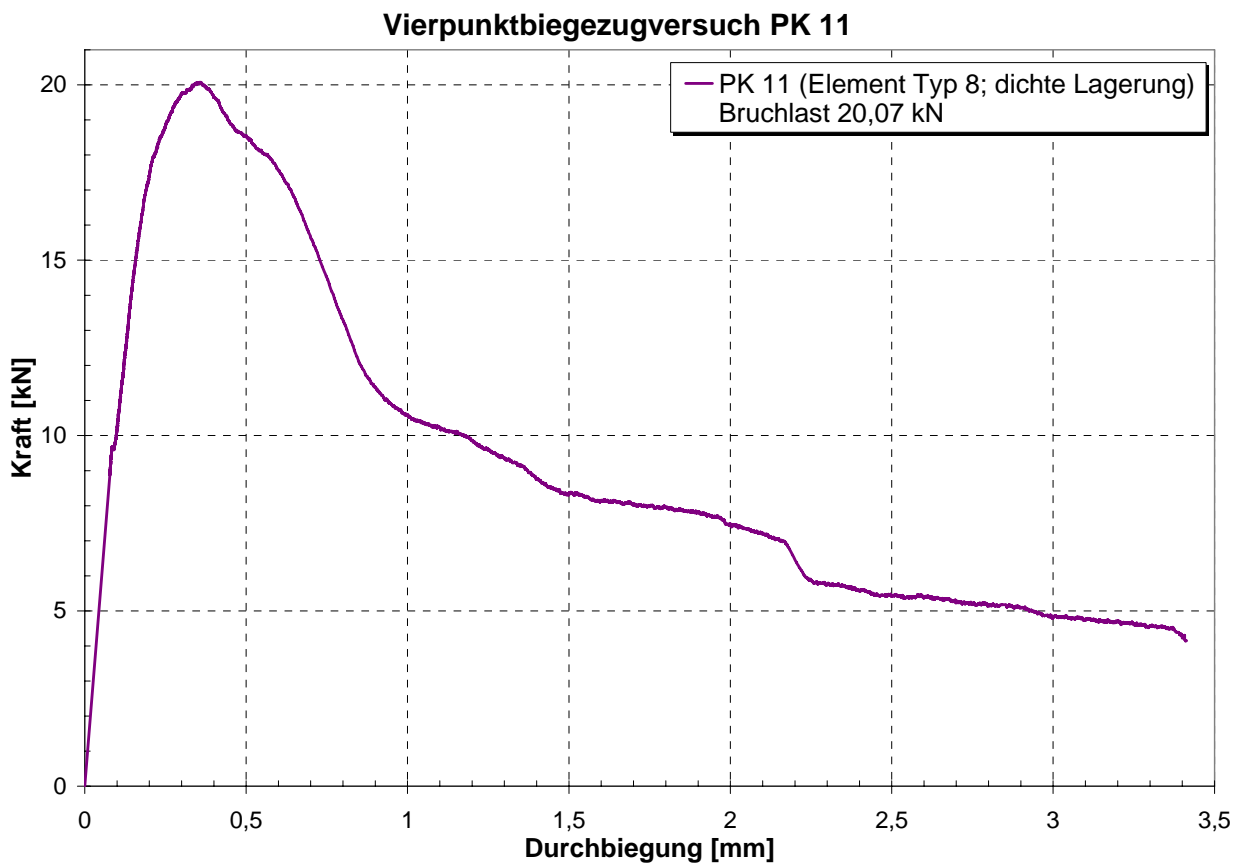


Abb. 106: Kraft – Durchbiegungsdiagramm aus dem VPBZV von PK 11

Die nachfolgende Abbildung 107 zeigt das Bruchbild des Probekörpers PK 11 nach dem Versuch, wobei im linken Teilbild das linke und im rechten Teilbild das rechte Rissufer zu sehen ist. Die Zugzone befindet sich im oberen Bildbereich.



Abb. 107: Bruchfläche von PK 11; linkes Bild: linkes Rissufer; rechtes Bild: rechtes Rissufer

Im Gegensatz zum Probekörper PK 6, bei dem die Elemente vollkommen schief im Querschnitt standen, sind die Verstärkungselemente bei dichter Lagerung sehr gleichmäßig und wie geplant parallel zueinander ausgerichtet. Durch den dichten Einbau können sich die Scheiben im Zuge der Herstellung und Befüllung mit Beton nicht mehr so leicht schief stellen. Dadurch ist gewährleistet, dass die Elemente die Zugkräfte nicht nur direkt über Kontakt, sondern auch über das Fachwerksmodell übertragen können. Durch die Noppen entsteht ein mechanischer Verbund zwischen dem Element und dem Füllbeton und die Druckstreben können sich an ihnen abstützen. In der Bruchfläche konnte ein im Vorfeld befürchtetes Abreißen der Noppen von der Polymerbetonscheibe nicht festgestellt werden. Vor dem Auseinanderbrechen des Probekörpers unmittelbar nach dem Versuch konnte man ein Element erkennen, welches im Zuge des Vierpunktbiegezugversuches gebrochen war (siehe Foto 1 in Abbildung 109). Da die Elemente im Gegensatz zu jenen des Typs 1 und 2 nur 5,0 mm dick sind, ist die Wahrscheinlichkeit eines Biegebruchs größer als bei den 1,4 cm starken Polymerbetonscheiben in den Probekörpern PK 4 und PK 5. Darüber hinaus wurden aber alle Verstärkungselemente im Probekörper PK 11 beim Auseinanderbrechen zerstört, weshalb nicht mehr festgestellt werden kann welche Elemente im Versuch und welche danach gerissen sind. Aufgrund der dünnflüssigen Betonmischung sind alle Elemente auch ohne nachträgliche Verdichtung des Frischbetons vollkommen mit Füllbeton umschlossen.

Bemerkenswert ist die Tatsache, dass die Last nach dem Eintreten des Erstrisses verdoppelt werden konnte. Die Abbildung 108 zeigt den Probekörper unmittelbar nach dem Versuch. Der bei einer Last von 9,7 kN eingetretene und fast nicht sichtbare Haarriss schreitet im Laufe des Vierpunktbiegezugversuchs nicht weiter fort. Die Elemente können die Kraft über den Riss leiten, bis die Zugfestigkeit des Betons abermals erreicht wird und sich der zweite Riss bildet. Unter dieser Last, es handelt sich um die maximale Bruchlast, brechen auch schon die der gezogenen Faser am nächsten gelegenen Elemente. Es ist anzunehmen, dass der Riss dann in weiterer Folge durch die Elemente bis in die Druckzone verläuft, wobei durch die dichte Lagerung der Elemente im Restquerschnitt einerseits und das Ineinandergreifen der Elemente andererseits, immer noch eine Last in der Größenordnung der Erstrisskraft übertragen werden kann. Natürlich sinkt diese in weiterer Folge ab, da sich auf dem Weg nach unten immer mehr Elemente der Mitwirkung entziehen. Betrachtet man das Diagramm der Abbildung 106, so erkennt man, dass der Kraftabfall nach dem Erreichen der Bruchlast in einzelnen Stufen erfolgt.

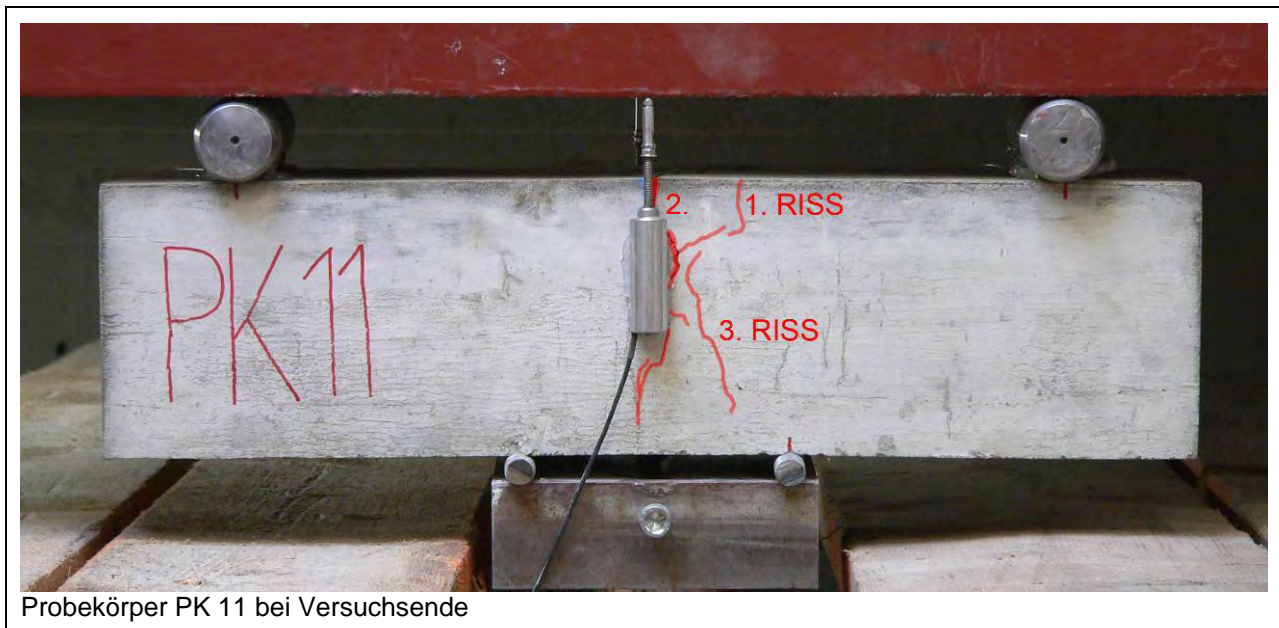


Abb. 108: Foto von PK 11 nach dem Vierpunktbiegezugversuch

In der Abbildung 109 sind wieder zwei Detailabbildungen der Bruchfläche unmittelbar nach dem Versuch zu sehen. Ob die Verstärkungselemente während oder nach dem Versuch gebrochen sind, lässt sich nicht mehr mit Sicherheit sagen.

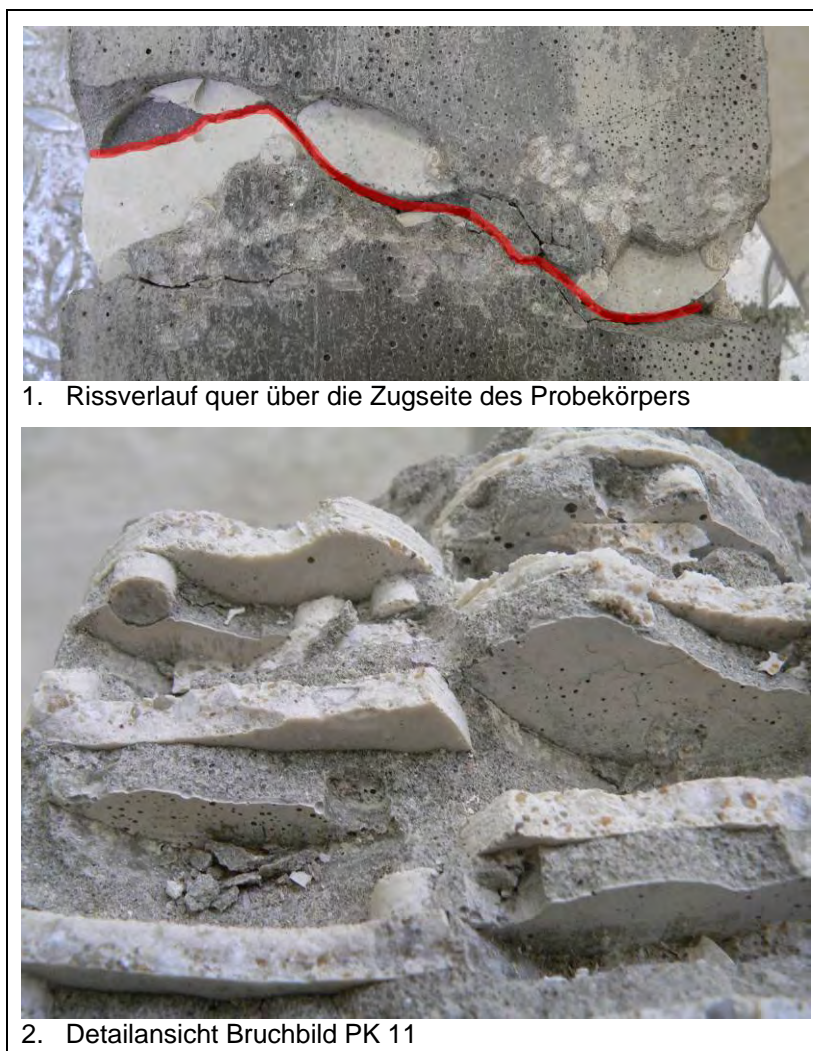


Abb. 109: Details von Probekörper PK 11 nach dem Vierpunktbiegezugversuch

4.4.12 Probekörper 12 (PK 12)

Im Probekörper PK 12 wurden Verstärkungselemente des Typs 9 verbaut, allerdings in einer ebenfalls dichteren Anordnung als im Probekörper PK 7. Das Einbauschema kann aus der Abbildung 63 entnommen werden. Das zugehörige Kraft – Durchbiegungsdiagramm aus dem Vierpunktbiegezugversuch ist in der nachfolgenden Abbildung 109 ersichtlich. Die Kraft steigt dabei bis zum Eintreten des ersten Risses auf fast 25 kN an. Danach gibt es einen leichten Abfall in der Größenordnung von etwa 8,5% bezogen auf die Bruchlast von 24,48 kN. In weiterer Folge steigt die Kraft zwei weitere Male leicht an und auch wieder ab. Es wird aber bei diesen Zyklen von Lastanstieg und Abfall nie jene Laststufe unterschritten, die sich nach dem allerersten Lastabfall eingestellt hat. Nachdem die Durchbiegung den Wert von etwa 0,5 mm erreicht hat, sieht man im Diagramm wie die Kraft erneut ansteigt und nahezu wieder die vollständige Bruchlast, wie beim Eintritt des Erstrisses erreicht. Dieses Plateau wird bis zu einer Durchbiegung von etwa 1,0 mm gehalten, bei der es dann infolge weiterer Rissbildung zu einem leichten Lastabfall kommt. Bei ca. 1,2 mm Weg kann die Kraft endgültig nicht mehr gehalten werden und sie sinkt zunächst stark und dann flacher aber kontinuierlich ab. Dabei kann jedoch in jedem Augenblick des Versuchs eine Kraft im Balken gemessen werden. Dies bedeutet, dass die Verstärkungselemente in der Lage sind, einerseits die Zugkraft über den Riss zu leiten und andererseits dem Material ein duktileres Verhalten zu verleihen. Bei einer Durchbiegung von ca. 1,5 mm beträgt die übertragbare Kraft im Probekörper immerhin noch 50% der Bruchlast. Danach sinkt sie stetig ab, bis der Versuch nach einem gemessenen Durchbiegungsweg von 3,5 mm gestoppt wird.

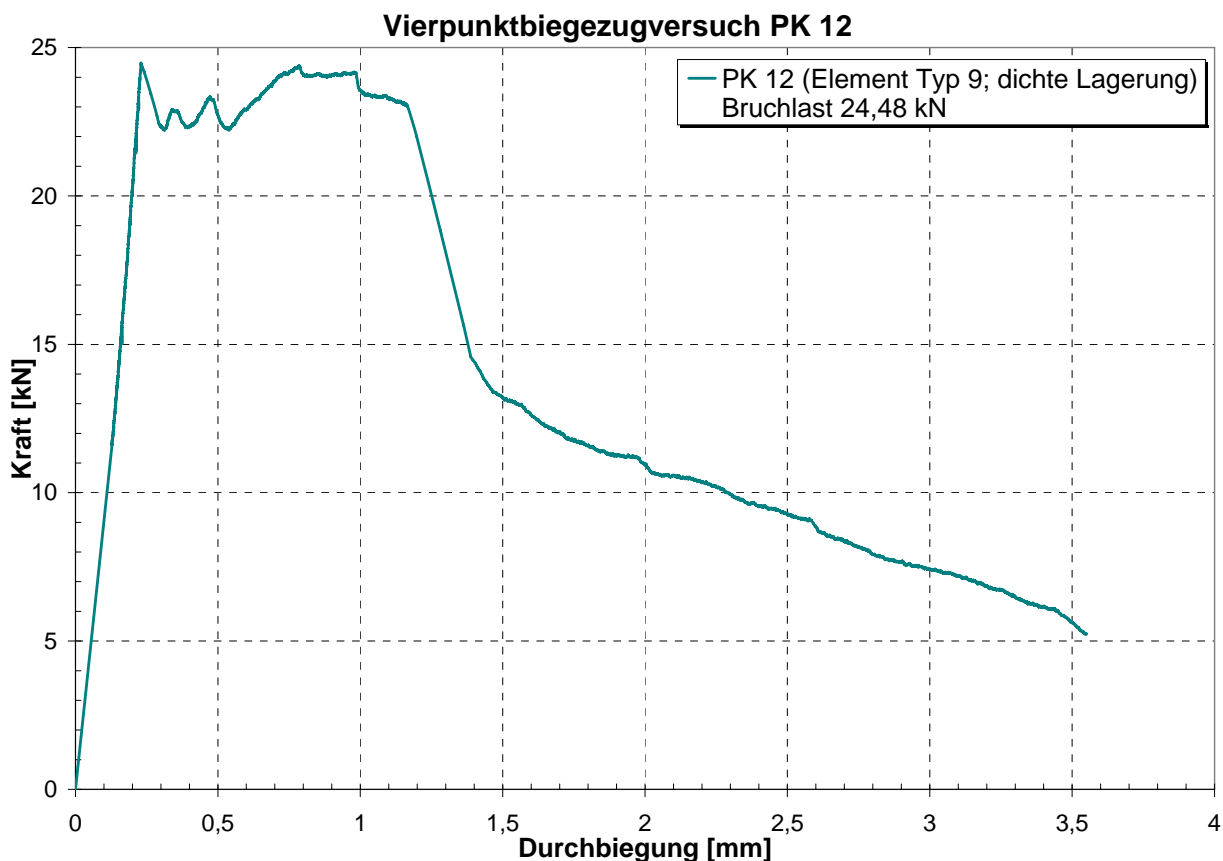


Abb. 110: Kraft – Durchbiegungsdiagramm aus dem VPBZV von PK 12

Die nachfolgende Abbildung 111 zeigt das Bruchbild der beiden Probekörperhälften nach dem Vierpunktbiegezugversuch. Die Zugzone des Balkens liegt dabei jeweils in der oberen der beiden Bildhälften.



Abb. 111: Bruchfläche von PK 12; linkes Bild: linkes Rissufer; rechtes Bild: rechtes Rissufer

Im Gegensatz zum Bruchbild des Probekörpers PK 7 (siehe Abbildung 91), sind in diesem Querschnitt deutlich mehr Verstärkungselemente zu sehen. Doch trotz der dichteren Lagerung und einem planmäßig horizontalen Einbau der Epoxidharzplättchen, haben sich einige Elemente schief gestellt. Aufgrund des mehrlagigen und dichteren Einbaus dürfte dieser Umstand aber im Gegensatz zum Probekörper PK 7 keinen so großen Einfluss auf die Tragkraft gehabt haben, denn das Nachrissverhalten ist deutlich besser als bei der normalen Lagerung. Ebenso wie beim PK 7 kann man oberhalb einiger Elemente mehrere Hohlstellen erkennen (siehe Detail B in Abbildung 113). Diese resultieren wieder aus der Herstellung der Probekörper, bei welcher die Elemente in die frische Betonmasse gedrückt und anschließend mit Füllbeton übergossen werden. Das Eindrücken allein reicht mitunter nicht ganz aus um die für den Verbund notwendigen Vertiefungen restlos mit Beton zu füllen. Der überwiegende Teil der Vertiefungen ist aber, wenn man die Detailabbildung betrachtet, mit Füllbeton befüllt. Dadurch und durch das gegenseitige Übereinandergreifen der Elemente kann eine Zugkraft auch nach dem Erstriss übertragen und somit ein duktileres Materialverhalten erreicht werden. Allerdings kann eine Kraftsteigerung nach dem Erstriss, auch wenn dieser unter einer vergleichsweise sehr hohen Last erst eintritt, nicht festgestellt werden. Umso überraschender ist die Tatsache, dass nach einem Zyklus von Kraftanstieg und Abfall die Last letztendlich wieder auf das gleiche Niveau wie beim Erstriss ansteigt.

Die Elemente aus Epoxidharz haben eine sehr hohe Zug- und Biegezugfestigkeit und reißen daher beim Vierpunktbiegezugversuch nicht ab. Dies ist daran zu erkennen, dass in der Bruchfläche nur jene Elemente zu sehen sind, die im Zuge der Herstellung mit der Flex geschnitten wurden und somit eine glatte Schnittfläche besitzen (siehe Detail A in Abbildung 113). Viel wahrscheinlicher ist es eher, dass die nicht exakt horizontale Lage und die zunehmende Zerstörung des Füllbetons im Bereich der Vertiefungen und zwischen den Plättchenlagen letztlich zum Versagen des Probekörpers geführt haben. Der Riss findet seinen Weg letztendlich von der Zug- in die Druckzone auch wenn dabei möglichst viele Elemente umlaufen werden müssen. Bemerkenswert ist allerdings die Tatsache, dass die Kraft nach dem Riss zwar abfällt, aber nach einem Weg von ca. 1,0 mm wieder die Bruchlast erreicht wird. Dies zeigt, dass selbst bei einem schon fortgeschrittenen Riss die Elemente durchaus in der Lage sind, beim neuerlichen Anstieg bis zum abermaligen Erreichen der Bruchlast, die Kraft über die Risse im Probekörper zu leiten. Ein Verhalten, welches weit über den Erwartungen liegt, zumal die Elemente innerhalb des Querschnitts auch nicht alle horizontal liegen.

Die Tragfähigkeit ist somit primär nur von der Festigkeit des Füllbetons und dem richtigen Einbau der Elemente abhängig. Erst dadurch kann sich das planmäßige Fachwerksmodell zur Übertragung der Zugkraft über den Riss hinweg einstellen.

Die nachfolgende Abbildung 112 zeigt den Probekörper PK 12 nach dem Vierpunktbiegezugversuch.

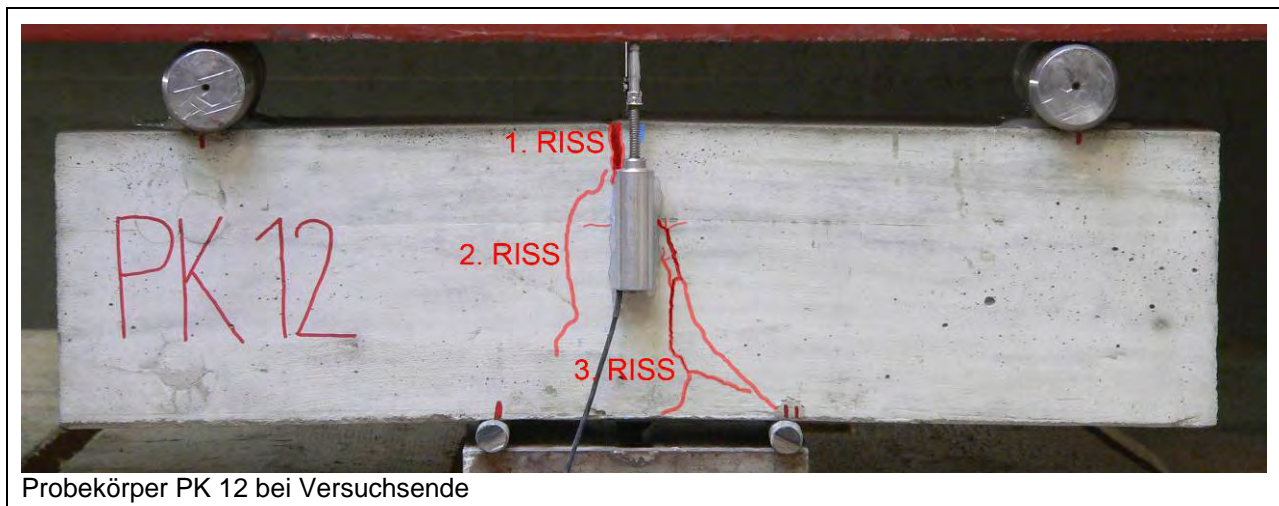


Abb. 112: Foto von PK 12 nach dem Vierpunktbiegezugversuch

In der folgenden Abbildung 113 sieht man die Bruchfläche des Probekörpers wieder in einer etwas detaillierteren Darstellung.

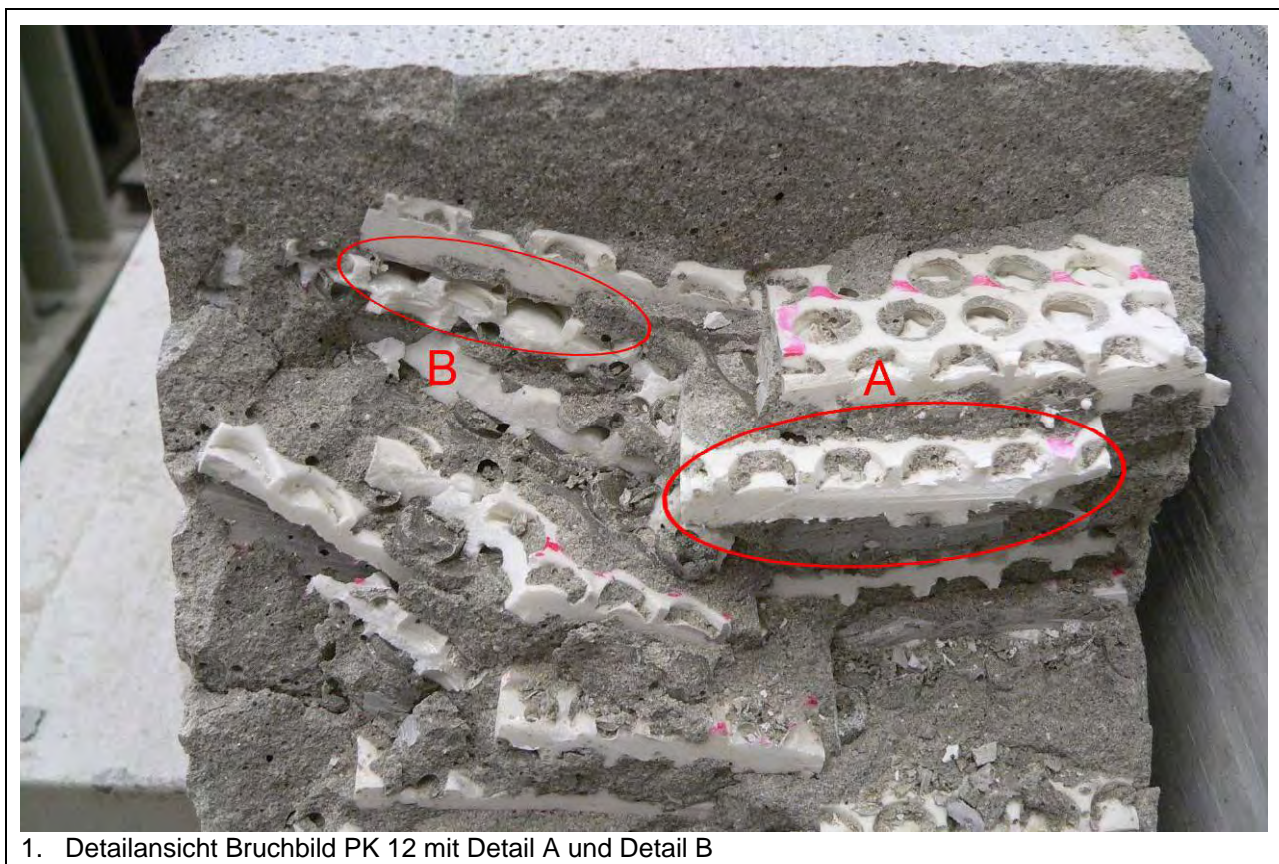


Abb. 113: Details von Probekörper PK 12 nach dem Vierpunktbiegezugversuch

4.4.13 Probekörper 13 (PK 13)

In den letzten Probekörper wurden die Elemente des Typs 10, bei welchem es sich um ca. 5x5 bis 6x6 cm große Polymerbetonplättchen mit beidseitig regelmäßigen Vertiefungen handelt, eingebaut. Allerdings ist die Lagerung im Gegensatz zum Probekörper PK 8, bei welchem die gleichen Verstärkungselemente eingebaut wurden, wesentlich dichter, wie dies schon aus dem Vergleich der beiden zugehörigen Bruchbilder (siehe Abbildung 95 und 115) deutlich wird. Zusätzlich wurden in die Füllbetonmischung alle Reststücke der Typen 3 bis 7 sowie 9 und 10 eingebaut. Es handelt sich dabei um jene Stücke, die beim Zuschnitt im Zuge der Herstellung der Elemente anfielen und für das Untermischen in den Frischbeton während des Mischvorganges geeignet waren (siehe Abbildung 66, Foto 1 links). Ziel war es einerseits den Füllbeton zu verstärken und andererseits die Chance eines gegenseitigen Ineingreifen der Elemente zu erhöhen. Das neue dichtere Einbauschema für diesen Probekörper kann der Abbildung 65 entnommen werden. Das zugehörige Kraft – Durchbiegungsdiagramm aus dem Vierpunktbiegezugversuch zeigt die nachfolgende Abbildung 114. Man erkennt, dass nach einem kontinuierlichen Kraftanstieg und einem dabei zurückgelegten Weg von ca. 0,25 mm, die Bruchlast von etwa 17,03 kN erreicht wird und diese danach abfällt. Dieser Abfall beträgt in etwa 9% bezogen auf die maximale Last. Des weiteren kommt es auch hier zu keiner weiteren Kraftsteigerung nach dem Eintreten des Erstrisses, wie dies im Vorfeld des Versuchs erhofft wurde. Dennoch zeigt der Probekörper infolge der Verstärkungselemente ein duktileres Materialverhalten, was soviel bedeutet, dass in jedem Zeitpunkt des Versuchs und der Messung eine Kraft im Probekörper übertragen werden konnte. Dies lässt den Rückschluss zu, dass die Elemente nach dem Erstriss sehr wohl in der Lage sind eine Kraft über den Riss zu leiten, wenngleich diese auch durch das Fortschreiten des Risses in die Druckzone immer kleiner wird. Dem Diagramm kann man entnehmen, dass nach dem ersten Kraftabfall unmittelbar nach der Bruchlast eine kurze Stabilisierung eintritt, bevor die Last rascher auf den Wert von ca. 11,0 kN weiter abfällt. Danach beginnen die Verstärkungselemente wieder stärker zu wirken und der Lastabfall verlangsamt sich.

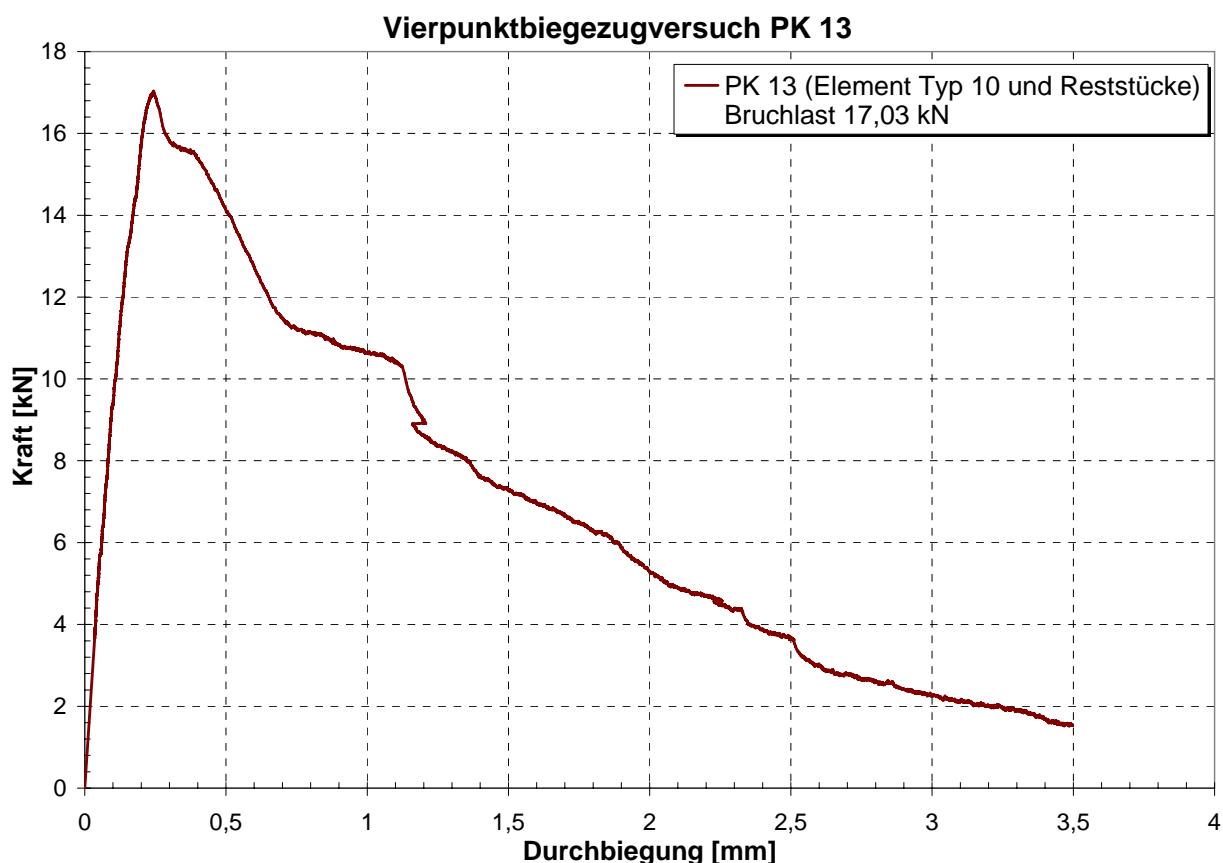


Abb. 114: Kraft – Durchbiegungsdiagramm aus dem VPBZV von PK 13

Bei einer gemessenen Durchbiegung von etwa 1,1 mm fällt die Kraft wieder rascher ab um dann ab einem Weg von ca. 1,2 mm wieder langsamer aber doch kontinuierlich zu sinken. Der Sprung in der Kraft – Durchbiegungslinie bei ca. 1,2 mm Durchbiegung ist nicht auf die Verstärkungselemente zurückzuführen sondern resultiert vielmehr aus einer plötzlichen kleinen Verschiebung der Wegaufnahme durch den Rissfortschritt.

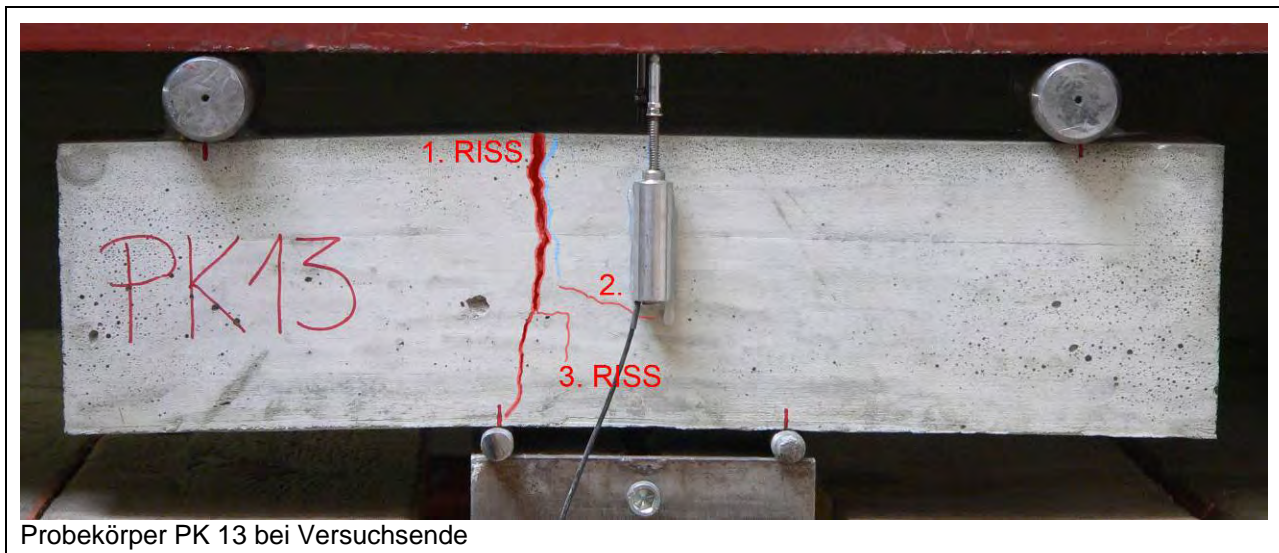
Die nachfolgende Abbildung 115 zeigt sowohl das linke als auch das rechte Probekörperreststück unmittelbar nach dem Versuch. Die gezogene Seite befindet sich wie zuvor auch, an der Oberseite der beiden Bilder. Besonders auffallend ist neben der dichten Lage der Elemente auch das relativ große Porenvolumen in der Betonmatrix. Dies ist insofern nicht ganz erklärbar, da es sich bei dem Zwischenbeton um genau die gleiche Mischung handelt wie schon bei den Probekörpern zuvor. Einzige Ausnahme hierbei sind die beiden Prüfkörper PK 10 und PK 11, bei welchem mit 1,5 anstelle von 1,0% Fließmittel gearbeitet wurde. Dadurch sollte sichergestellt sein, dass der Füllbeton auch sicher in die Zwischenräume der Elemente gelangt. Sowohl der Probekörper PK 8 als auch PK 13 wurde nicht verdichtet und weist dennoch ein unterschiedliches Porenvolumen auf.



Abb. 115: Bruchfläche von PK 13; linkes Bild: linkes Rissufer; rechtes Bild: rechtes Rissufer

Ähnlich wie beim Probekörper PK 12 stehen auch hier trotz der dichteren Lagerung die Elemente nicht vollkommen horizontal und exakt versetzt zueinander. Vergleicht man das Bruchbild aber mit jenem vom PK 8 so wird klar, warum dieser Probekörper im Gegensatz zum PK 13 kein Nachrissverhalten aufweist. Durch die dichtere Lagerung gibt es mehrere Elemente die planmäßig zueinander stehen und somit eine Kraft von einem Rissufer zum anderen übertragen können. Ein am Zugrand entstehender Riss trifft beim Probekörper PK 13 relativ rasch auf ein Verstärkungselement. Der Grund weshalb kein weiterer Lastanstieg nach dem Erstriss und ebenfalls kein besseres Nachrissverhalten bei diesem Typ festgestellt werden konnte, liegt wie beim PK 8 auch, in der nicht ausreichenden Ausformung der Vertiefungen in den Polymerbetonplättchen (siehe Detail A im Foto 2 der Abbildung 117) und der nicht exakten Ausrichtung der Elemente zueinander. Sobald die Elemente nicht richtig versetzt liegen und mit entsprechendem Übergriff oder sogar schief zueinander stehen, findet der Riss einen Weg durch den Füllbeton und wandert dadurch relativ schnell von der Zug- auf die Druckseite. Verlängert sich hingegen der Weg des Risses infolge der Verstärkungselemente, erhöht sich die Chance dass sich mehrere Risse bilden und somit ein duktileres Materialverhalten eintritt. Mehrere Risse bedeuten, dass die Durchbiegung zunimmt, da jeder Riss für sich auch aufgeht. Solange die Verstärkungselemente dann noch die Zugkraft über den Riss weiterleiten können, kann die Kraft auch noch auf hohem Niveau gehalten werden.

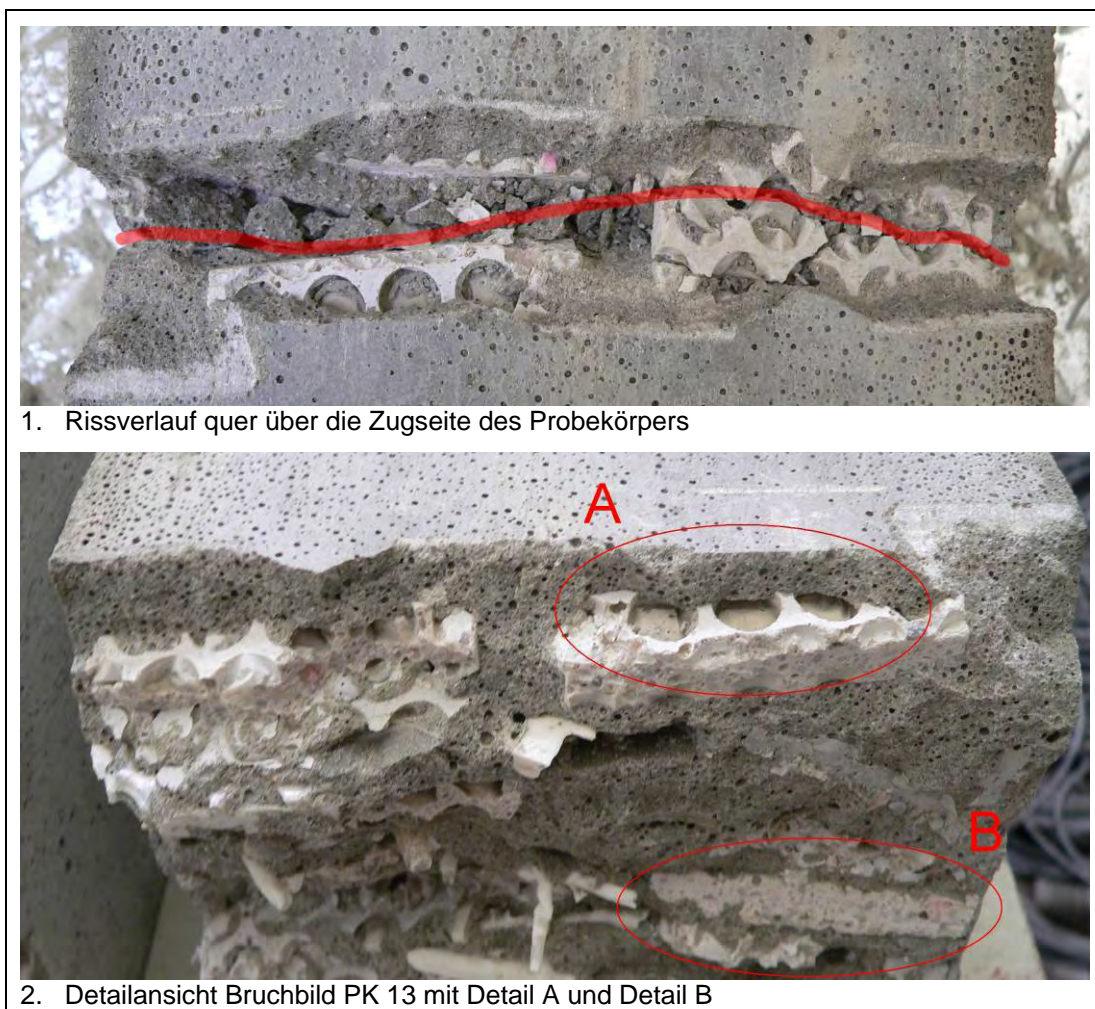
Allerdings ist die in der Verbundfuge zwischen dem Element und dem Füllbeton übertragbare Kraft durch die mitunter nur sehr seichten Vertiefungen begrenzt (siehe auch Foto 2 in Abbildung 117). Der Einfluss der Reststücke auf die Duktilität bzw. die Bruchlast dürfte sich im Vergleich zu den eigentlichen Verstärkungselementen aber in Grenzen halten.



Probekörper PK 13 bei Versuchsende

Abb. 116: Foto von PK 13 nach dem Vierpunktbiegezugversuch

Die Abbildung 117 zeigt den Probekörper PK 13 während des Vierpunktbiegezugversuchs. Im Foto 1 der Abbildung 117 erkennt man, wie der Riss an der gezogenen Seite des Prüfkörpers auch durch die Polymerbetonscheiben verläuft. Ähnlich wie bei den Elementen des Typs 8 wird auch in diesem Fall die Biegezugfestigkeit des Verstärkungselements überschritten. Das Detail B in Abbildung 117 zeigt die Schnittfläche eines Elements, welche aus der Herstellung herrührt und was darauf hindeutet, dass der Riss letztlich um die Elemente herum gelaufen sein muss.



1. Rissverlauf quer über die Zugseite des Probekörpers

2. Detailansicht Bruchbild PK 13 mit Detail A und Detail B

Abb. 117: Details von Probekörper PK 13 nach dem Vierpunktbiegezugversuch

4.4.14 Gegenüberstellung zwischen normaler und dichter Lagerung

Im nachfolgenden Abschnitt 4.4.14 werden den Probekörpern mit normaler Lagerung jene mit dichter Lagerung einander gegenübergestellt. Aus den Versuchen an den Probekörpern PK 1 bis PK 9 kam die Erkenntnis, dass bei einem normalen Einbau der Elemente, wie beispielsweise beim PK 4, deren Lage während der Herstellung nicht sichergestellt werden konnte. Am entsprechenden Bruchbild sieht man einerseits wie schief und andererseits wie wenig Elemente in einem Querschnitt liegen. Dadurch ist eine planmäßige Wirkung der Verstärkungselemente nicht möglich. Sie haben die Tendenz während des Füllvorganges, aber vor allem während der Verdichtung der Frischbetonmischung in der Schalung aufzuschwimmen. Dazu kommt, dass viele Elemente dann nicht mehr in der Zug- sondern in der Druckzone oder im Mittelbereich des Probekörperquerschnitts zum Liegen kommen. Grundsätzlich werden immer die entsprechenden Probekörper mit dem zugehörigen Verstärkungselementstyp gegenübergestellt. Allerdings wurden in den Probekörper PK 10 sowohl der Typ 1 als auch 2 eingebaut. Die einseitig mit Sand beschichteten Polymerbetonscheiben (Typ 2) wurden jedoch in den ersten beiden Lagen verbaut. Die restlichen vier Lagen bestehen aus beidseitig glatten Scheiben (Typ 1). Trotzdem wird dieser Probekörper mit entsprechender dichter Lagerung mit den Prüfkörpern PK 4 und PK 5 verglichen, in welchen jeweils nur ein einzelner Typ eingebaut wurde. Darüber hinaus werden in dem nachfolgenden Abschnitt auch die Probekörper mit den Typen 8, 9 sowie 10 mit entsprechend unterschiedlicher Lagerungsdichte einander gegenübergestellt. Der Einfluss der Reststücke auf das Trag- und Nachrissverhalten ist vernachlässigbar klein, weshalb eine Gegenüberstellung an dieser Stelle zulässig ist.

4.4.14.1 Gegenüberstellung zwischen PK 4, PK 5 und PK 10

Die nachfolgende Abbildung 118 zeigt die drei Kraft – Durchbiegungsdiagramme der Probekörper PK 4, PK 5 und PK 10.

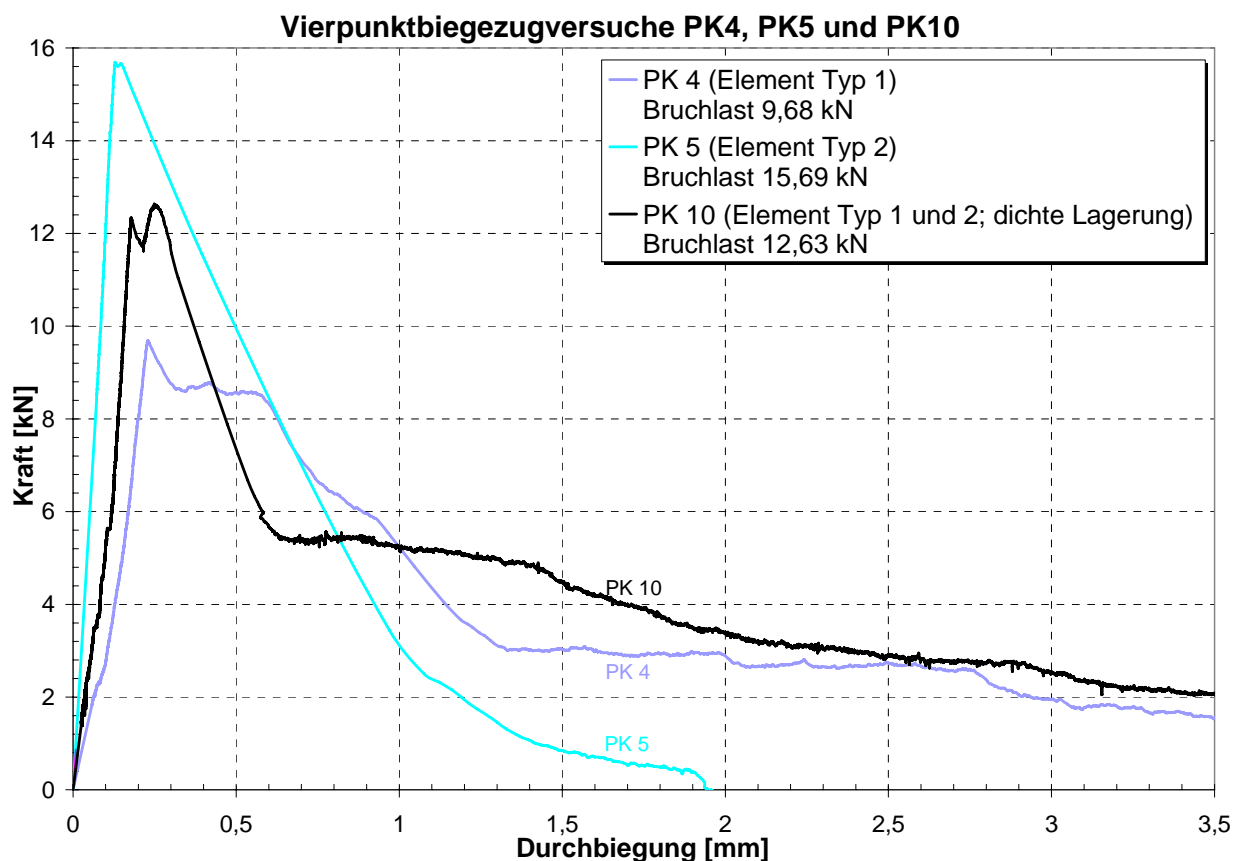


Abb. 118: Direkte Gegenüberstellung der Kraft – Durchbiegungsdiagramme zw. PK 4, PK 5 und PK 10

Beim Typ 1 handelt es sich um die jeweils beidseitig glatten Polymerbetonscheiben (siehe Abschnitt 3.3.1) und beim Typ 2 um die einseitig mit Sand beschichteten. Anhand des Diagramms in Abbildung 118 kann man feststellen, dass der Probekörper PK 5 (Typ 2) mit der normalen Lagerung der Elemente mit 15,69 kN die größte Bruchlast aller drei Prüfkörper hat. Bezogen auf diese Bruchlast erreicht der Probekörper PK 4 nur ca. 62% und der Probekörper PK 10 nur etwa 80% der maximalen Last vom PK 5. Der Grund hierfür liegt in der Anzahl der Elemente im Rissquerschnitt. Betrachtet man die drei verschiedenen Bruchbilder in Abbildung 119, so sieht man, dass im Querschnitt vom PK 5 (siehe Abbildung 119b), gemessen am gesamten Querschnitt, die wenigsten Elemente zu sehen sind. Grundsätzlich sollte die Kraft, bei der es zum Erstriss kommt, bei allen Probekörpern mit ähnlich vielen Elementen ziemlich gleich groß sein. Die Biegezugfestigkeit der Probekörper sollte sich daher bei gleicher Last einstellen. Erst danach sollen die Verstärkungselemente eine Laststeigerung nach dem Erstriss und darüber hinaus auch ein duktileres Materialverhalten ermöglichen. Betrachtet man hingegen den Querschnitt von PK 4 und PK 10 (siehe Abbildung 119a und 119c), so sieht man flächenmäßig viele einzelne Elemente. Diese stellen in Bezug auf die vom reinen Betonquerschnitt erzielbaren Biegezugfestigkeit Schwachstellen dar, weshalb die Last bei der es zum Erstriss kommt niedriger sein muss als beim Probekörper PK 5. Generell können die Unterschiede in der maximalen Bruchlast beim jeweiligen Probekörper auf die zum Teil schiefe und auf jeden Fall nicht planmäßige Lage der Verstärkungselemente zurückgeführt werden.

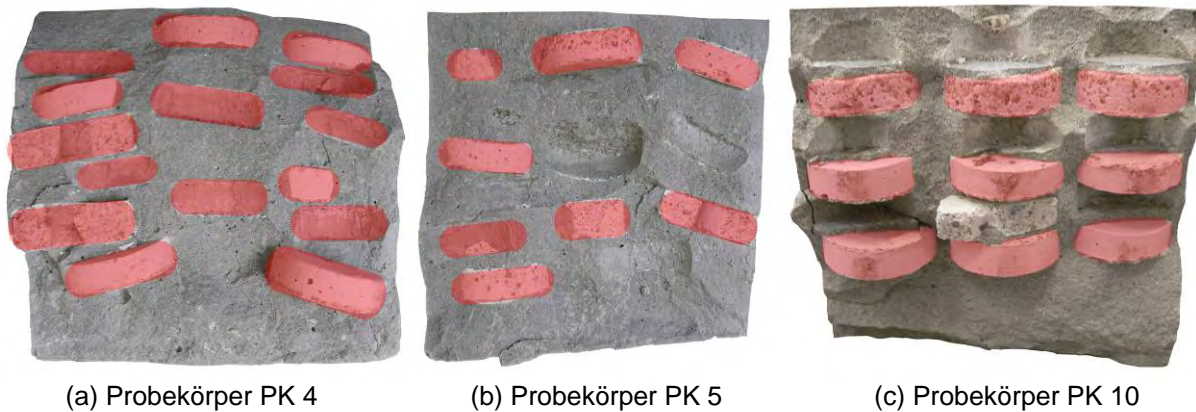


Abb. 119: jeweils linkes Probekörperreststück von PK 4, PK 5 sowie PK 10

Erst durch den weitaus dichteren Einbau der Elemente in den Probekörper kann sich die planmäßige Lage der Elemente nicht mehr so stark ändern als bei der normalen Lagerung. Des Weiteren erkennt man aus den Kraft – Durchbiegungsdiagrammen der Abbildung 118 unterschiedliche Nachrissverhalten. Obwohl die Elemente im Probekörper PK 5 (Typ 2) einseitig mit Sand beschichtet sind, zeigen sie im Gegensatz zum PK 4 und PK 10 überhaupt kein Nachrissverhalten. Nach dem Erreichen der Bruchlast fällt die Last spontan ab und fängt sich erst wieder einigermaßen auf einem vernachlässigbaren niedrigem Niveau von ca. 1,0 kN. Der Probekörper PK 4 mit den glatten Elementen des Typs 1 zeigt nach dem Überschreiten der Bruchlast allerdings schon ein Nachrissverhalten, wenn auch nicht auf dem Niveau der Bruchlast.

Das Bruchbild vom PK 5 (Abbildung 119b) zeigt, wie wenig Elemente eigentlich im Querschnitt liegen. Ein unter der Bruchlast entstehender Riss trifft nicht immer sofort auf ein Element. Dadurch kann der Riss rasch von der Zug- in die Druckzone wandern und die Tragfähigkeit des Probekörpers ist rasch erreicht. Hat der Riss einmal einen kurzen Weg durch den Querschnitt gefunden, können die restlichen Elemente mit ihrer zu glatten Oberfläche die Kraft nicht mehr aufrecht erhalten. Ein duktileres Materialverhalten kann sich nicht mehr einstellen. Zwar nicht optimal aber wesentlich besser, weil auch mehr Elemente im Querschnitt liegen, schaut die Situation beim Probekörper PK 4 aus. Nach dem Erstriss kommt es zwar zu einem Lastabfall aber die Elemente können ihre Wirkung entfalten und die Zugkraft über den Riss überleiten. Irgendwann geht aufgrund der relativ glatten Oberfläche von Typ 1 der Verbund zwischen dem Element und dem Füllbeton verloren und das Verstärkungselement wird aus der Betonmatrix gezogen. Dadurch kommt es zu einem weiteren Lastabfall bei gleichzeitiger Zunahme der Rissbreite.

Auf seinem Weg in die Druckzone trifft der Riss wieder auf ein Element und die Kraft stabilisiert sich wieder. Sobald der Verbund in der Fuge wieder überschritten ist, fällt die Kraft wieder ab und die Rissbreite nimmt zu, bis der Versuch schließlich beendet wird.

Vergleicht man die beiden Diagramme der Probekörper PK 4 und PK 10 in Abbildung 118 direkt miteinander, so können folgende Unterschiede festgestellt werden. Zum einen liegt die Bruchlast beim Probekörper mit der dichten Lagerung höher als beim PK 4, andererseits gibt es auch Unterschiede im Nachrissverhalten. Jene Laststufe, auf welche der Probekörper PK 4 nach dem Erstriss zurückfällt, liegt im Vergleich zum PK 10 zwar höher, aber sie ist auch deutlich kürzer als jene bei der dichten Lagerung. Das heißt, dass die in Bezug auf die Bruchlast vom PK 4 höhere Last nicht lange gehalten werden kann bevor sie auf die nächst niedrigere Laststufe absinkt. Im Gegensatz dazu kann die Last nach dem Erstriss bei einer dichten Lagerung der Verstärkungselemente zumindest noch kurzfristig weiter gesteigert werden, bis sie schließlich abfällt. Die Last sinkt zwar auf die Hälfte der Bruchlast ab, diese kann aber dann deutlich länger gehalten werden als vergleichsweise beim PK 4.

Das Verhalten erklärt sich zum einen aus der Anordnung und der Lage der Elemente im Probekörperquerschnitt und zum anderen aus der Oberflächenbeschaffenheit der Verstärkungselemente. Je regelmäßiger die Polymerbetonscheiben angeordnet sind, das heißt je genauer sie zueinander versetzt sind, umso eher kann das dem Tragverhalten zugrunde gelegte Fachwerksmodell wirken und funktionieren. Je schiefere die Elemente zueinander liegen und je weiter sie entfernt sind voneinander, umso schlechter können sich Druckstreben ausbilden und das planmäßige Tragverhalten bleibt aus. Die Elemente wirken dann für den reinen Betonquerschnitt nur mehr wie Störzonen, um die der Riss herumwandern muss. Beim Probekörper PK 10 ist die Ausrichtung der Elemente sehr gut. Sie stehen sowohl horizontal als auch versetzt zueinander. Dies erklärt, warum es auch zu einer weiteren Laststeigerung nach dem Erstriss kommen kann. Allerdings werden die Elemente dann mit zunehmender Last auch wieder aus dem Füllbeton gezogen und das trotz der besandeten Oberfläche. Wie man aber anhand der beiden Details A und B des Bildes 2 in Abbildung 105 sehen kann, haftet der Beton an der mit Sand beschichteten Oberfläche, während er von der unbeschichteten Seite der Scheiben abgelöst wurde. Dies lässt die Schlussfolgerung zu, dass mit einer entsprechenden beidseitigen Sandbeschichtung bzw. mit einer noch effektiveren Profilierung der Scheibenoberfläche, eine noch größere Kraftsteigerung nach dem Riss möglich wäre. Durch einen besseren Verbund in der Fuge zwischen dem Polymerbetonelement und dem Füllbeton würde sich auch das Nachrissverhalten verbessern.

Das beidseitige Bestreuen der Elemente mit Sand der Körnung 0/1 mm war allerdings aus herstellungstechnischen Gründen nicht möglich.

4.4.14.2 Gegenüberstellung zwischen PK 6 und PK 11

Aus den Überlegungen eines besseren Verbundes zwischen den Elementen und dem Füllbeton heraus, hat sich die Form von Element Typ 8 entwickelt. Die auf beiden Seiten angeordneten fünf Noppen sollen sich zum einen im Beton quasi verhaken, andererseits auch die Zugkräfte gleich direkt über Kontakt von Element zu Element übertragen. Eine entsprechende dichte Lagerung, bei dem sich die Elemente sogar berühren, ist eine Voraussetzung für diese Art von Kraftübertragungsmechanismus. Der Vierpunktbiegezugversuch am Probekörper PK 6 mit einer normalen Lagerung der Elemente hat gezeigt, dass diese sehr schief im Querschnitt liegen und somit zu keiner ausreichenden Kraftübertragung imstande sind (siehe auch Abbildung 121a). Bei einer derartigen Lage der Elemente kann sich nur schwer eine Druckstrebe zwischen zwei Elementen ausbilden. In der nachfolgenden Abbildung 120 sind die beiden Kraft – Durchbiegungsdiagramme vom Probekörper PK 6 und PK 11 einander gegenübergestellt.

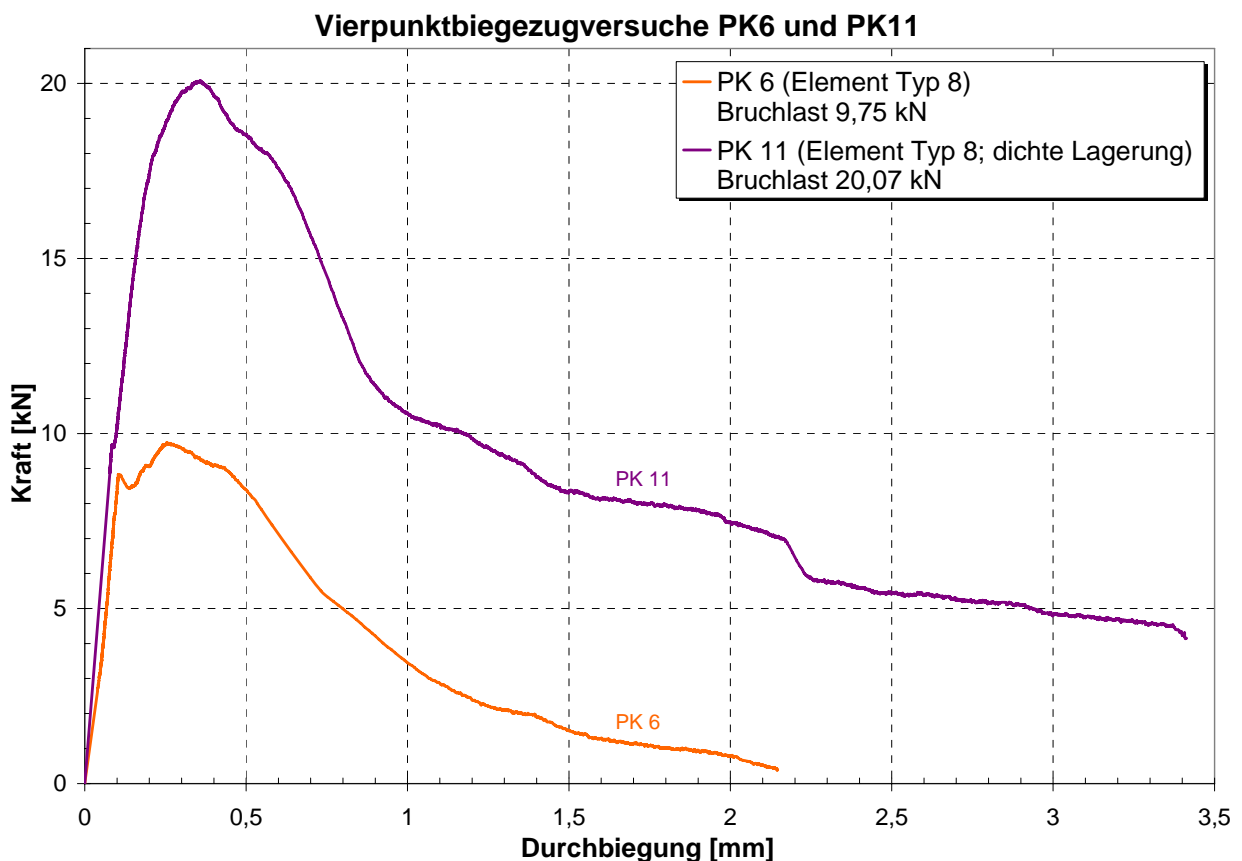
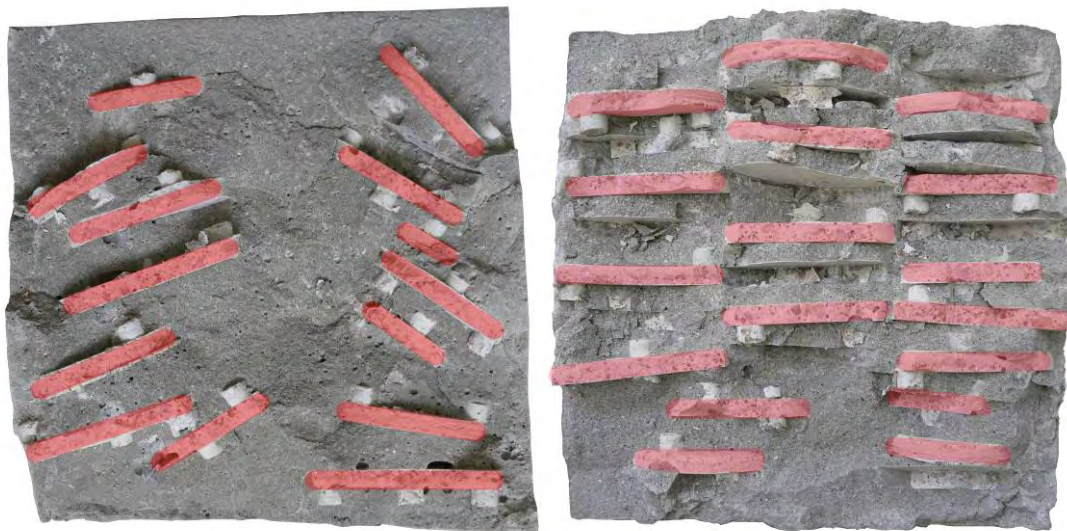


Abb. 120: Direkte Gegenüberstellung der Kraft – Durchbiegungsdiagramme zwischen PK 6 und PK 11

Auffallend sind vor allem die unterschiedlich großen Bruchlasten sowie das ähnliche Nachrissverhalten. Der Erstriss im Probekörper PK 11 (dichte Lagerung der Elemente) tritt bei ca. 9,7 kN ein und liegt damit im Bereich der Bruchlast vom Probekörper PK 6. Bei der normalen Lagerung der Elemente fällt die Last kurz ab, bevor sie auf die endgültige Bruchlast von etwa 9,75 kN weiter steigt. Dabei vergrößert sich der Weg, das heißt die Rissweite nimmt zu. Im Gegensatz dazu steigt die Kraft nach dem Erstriss im Probekörper PK 11 mit der dichten Lagerung, ohne Lastabfall weiter auf den zweifachen Wert der Last beim Erstriss an. Es handelt sich beim ersten Riss in Probekörper PK 11 um einen kaum sichtbaren Haarriss, dessen Rissweite im Laufe des Versuchs nicht weiter zugenommen hat. Der zweite Riss, welcher dann in weiterer Folge auch zum Versagen geführt hat, trat hinter dem Wegaufnehmer auf und öffnete sich während des Versuchs auch immer mehr. Um dem duktilen Materialverhalten Rechnung zu tragen, wäre es gut, wenn der Kraftanstieg nach dem Erstriss nicht so steil wäre wie bei Probekörper PK 11, das heißt der zurückgelegte Weg bis zum Erreichen der Bruchlast sollte größer ausfallen.

Günstiger hingegen ist der Anstieg der Kraft beim Probekörper PK 6, da in diesem Fall zwar nur eine Bruchlast von etwa 9,75 kN und damit nur 50% vom PK 11 erreicht werden kann, dabei aber deutlich mehr Weg zurückgelegt wird. Trotzdem ist das Ergebnis des Vierpunktbiegezugversuchs vom Probekörper PK 11 mit der Verdopplung der Kraft nach dem Erstriss ein Ergebnis, welches eindeutig über den Erwartungen lag. Darüber hinaus kann man aus dem Kraft – Durchbiegungsdiagramm auch ein günstiges Nachrissverhalten nach dem Überschreiten der Bruchlast feststellen. Die Last fällt nicht schlagartig ab wie den anderen Probekörpern, sondern kontinuierlich wobei im Prüfkörper immer eine Kraft übertragen werden kann. Dies gilt zwar auch beim Probekörper PK 6 mit der normalen Lagerung der Elemente, aber im Gegensatz zu der dichten Lagerung werden hier keine Zwischenplateaus durchfahren. Betrachtet man nämlich die violette Kurve (PK 11) in der Abbildung 120, so sieht man wie die Kraft immer wieder einmal langsamer und dann wieder schneller abfällt.

Der Grund für das bessere Verhalten der Elemente in einer dichten Anordnung liegt in der besseren Lage der Elemente zueinander und innerhalb des Querschnitts. Zum besseren Verständnis sind in der Abbildung 121 das Bruchbild vom Probekörper PK 6 und PK 11 einander gegenübergestellt. Es handelt sich jeweils um das linke Probekörperreststück nach dem Versuch und die Zugzone befindet sich in beiden Querschnitten im jeweiligen oberen Bildteil.



(a) Probekörper PK 6

(b) Probekörper PK 11

Abb. 121: jeweils linkes Probekörperreststück von PK 6 und PK 11

Im Mittelteil des Querschnitts vom PK 6 befinden sich gar keine Verstärkungselemente, die das Fortschreiten eines Risses von der Zug- in die Druckzone aufhalten würden. Dazu kommt, dass die Elemente nicht nur schief sondern auch zum Teil vollkommen unplanmäßig übereinander liegen. Durch das Fehlen eines Übergriffes zwischen den verschiedenen Lagen kann keine Zugkraft von einem Element zum anderen weitergeleitet werden. Anders verhält es sich mit dem Bruchbild vom PK 11 mit der dichten Lagerung der Elemente des Typs 8. Sie stehen alle planmäßig horizontal und versetzt zueinander. Man kann auch gut jene Stellen erkennen, in denen die Elemente der andern Probekörperseite steckten. Dies zeigt wiederum, dass die Elemente nicht nur einen entsprechenden Übergriff, sondern auch selbst ineinander gegriffen haben müssen. Durch den dichten Einbau konnten sich die Scheiben beim Gießen nicht verschieben und behielten ihre Lage im Querschnitt. Die Elemente liegen, im Gegensatz zu Probekörper PK 6 auch in der Zugzone des Querschnitts. Ein Riss wird frühzeitig von einem Element aufgefangen und weitergeleitet. Da die Verstärkungselemente relativ dicht beieinander liegen, muss der Riss auf dem Weg in die Druckzone viele Elemente umwandern. Dadurch steigt die Bruchlast und das Nachrissverhalten wird besser als beim Probekörper PK 6. Allerdings kann auch mit der normalen Anordnung der Scheiben, trotz ihrer unvorteilhaften Schiefstellung, eine Laststeigerung nach dem Erstriss und ein Nachrissverhalten erzielt werden, was vergleichsweise mit Faserbeton allein so nicht möglich ist.

4.4.14.3 Gegenüberstellung zwischen PK 7 und PK 12

In beide Probekörper wurden die Elemente des Typs 9 eingebaut, allerdings einmal in normaler Lagerung (Probekörper PK 7) und einmal in dichter Lagerung (Probekörper PK 12). Es handelt sich um ca. 5x5 bis 6x6 cm große Epoxidharzplättchen mit beidseitigen Vertiefungen. Der Vierpunktbiegezugversuch am Probekörper PK 7 hat gezeigt, dass es nach dem Erreichen der Bruchlast zwar zu einem Lastabfall, aber in weiterer Folge dennoch zu einer Stabilisierung bis hin zu einem weiteren Kraftanstieg kommt. Aus diesem Grund wurde auch ein Probekörper hergestellt, in welchem die Elemente wesentlich dichter eingebaut wurden als beim Probekörper PK 7. Die nachfolgende Abbildung 122 zeigt eine Gegenüberstellung der beiden Kraft – Durchbiegungsdiagramme.

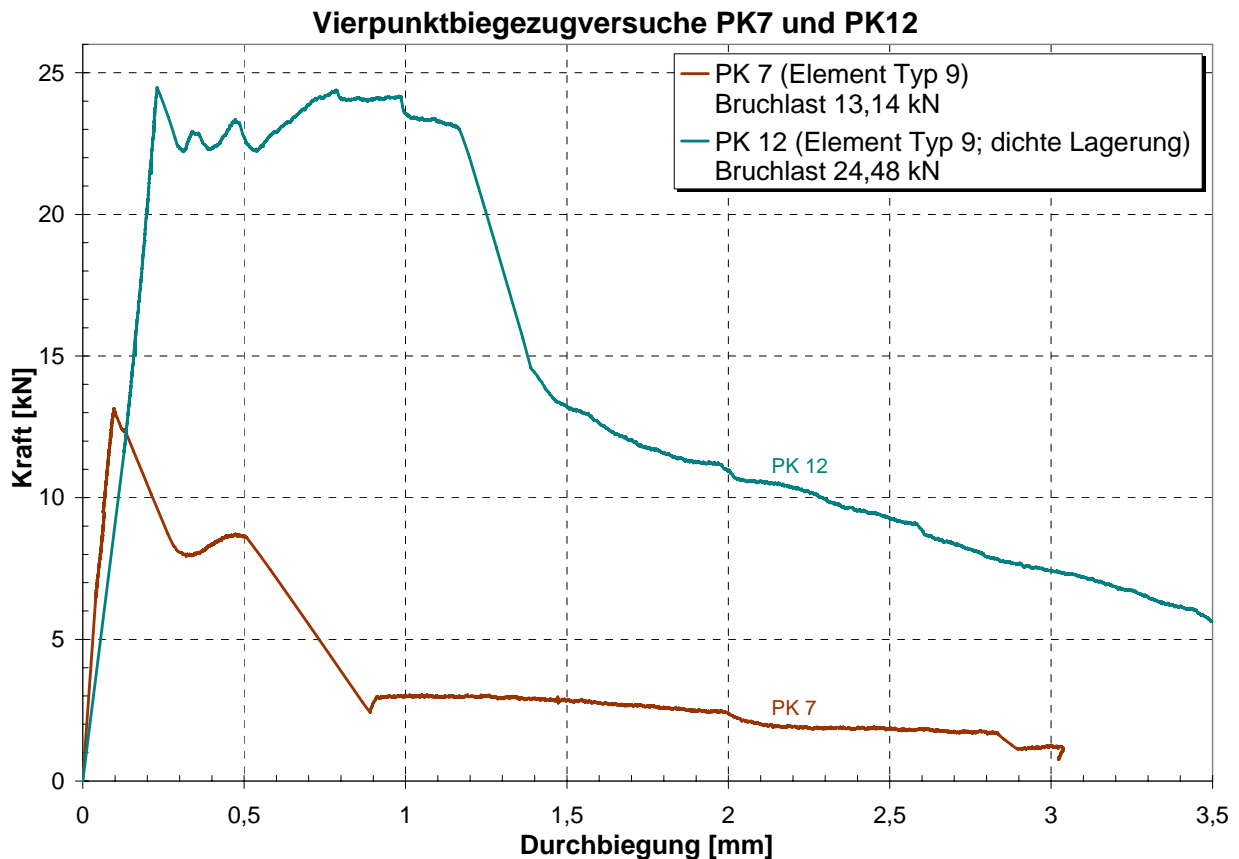
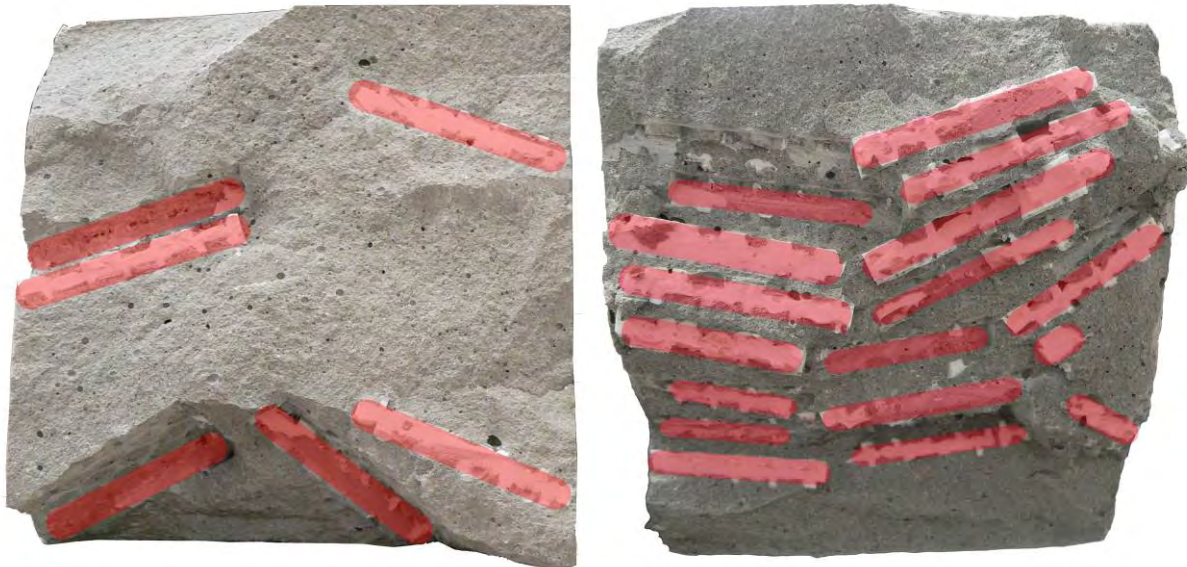


Abb. 122: Direkte Gegenüberstellung der Kraft – Durchbiegungsdiagramme zwischen PK 7 und PK 12

Vergleicht man die beiden Kurven, so stellt man fest, dass die Bruchlast beim Probekörper PK 12 fast doppelt so groß ist wie jene beim PK 7. Der Einbau der Verstärkungselemente verbessert nicht nur das Nachrissverhalten, sondern auch die Biegezugfestigkeit des Prüfkörpers. Jedenfalls konnte bis zum Erreichen der Bruchlast von 24,48 kN beim PK 12 kein Erstriss beobachtet werden. Der Mehreinbau an Elementen wirkt sich in diesem Fall offensichtlich nicht als Störkörper im Füllbeton aus, sondern hilft vielmehr die Biegezugfestigkeit des gesamten Balkens zu erhöhen.

Obwohl die Elemente wie gesagt beim Probekörper PK 12 wesentlich dichter liegen und die Zwischenbetonlagen auch dünner ausfielen als beim PK 7, haben sich die Plättchen dennoch etwas schief gestellt. Dies tritt vor allem in der Zugzone auf, welche sich bei der Herstellung der Probekörper am Boden der Schalung befindet. Angesichts des relativ guten Ergebnisses was das Nachrissverhalten betrifft, denn die Elemente in PK 7 stehen nicht wirklich planmäßig horizontal und versetzt zueinander, lässt dies den Rückschluss zu, dass die Schiefstellung im Gegensatz zu den kreisrunden Scheibenelementen mit Löchern (Typ 1 und 2) beim Typ 9 weniger Auswirkungen hat als angenommen. Denn obwohl es, bezogen auf den gesamten Querschnitt von PK 7 nur relativ wenige Elemente gibt, kann die Kraft nach dem Erreichen der Bruchlast noch einmal kurz gesteigert werden.



(a) Probekörper PK 7

(b) Probekörper PK 12

Abb. 123: jeweils linkes Probekörperreststück von PK 7 und PK 12

Die Abbildung 123 zeigt eine Gegenüberstellung der beiden Probekörperreststücke nach dem jeweiligen Versuch. Die Zugzone befindet sich wie zuvor in den beiden jeweils oberen Bildhälften. Besonders auffallend ist die Tatsache, wie wenig Elemente in der Zugzone von PK 7 liegen. Aus diesem Grund fällt die Kraft nach dem Erstriss auch um ca. 40% ab, bezogen auf die maximale Bruchlast. Danach trifft der Riss wieder auf die Verstärkungselemente, die trotz ihrer Schiefstellung ihre Wirkung entfalten können und die Kraft steigt wieder an. Letztlich muss sie aber wieder sinken, da es im Bruchquerschnitt einfach zu wenig Elemente gibt. Das vergleichsweise optimale Nachrissverhalten zeigt der Probekörper PK 12 mit dem dichteren Einbau der Verstärkungselemente. Zwar kann nach dem Erstriss die Kraft effektiv nicht mehr gesteigert werden, aber dem Kraft – Durchbiegungsdiagramm in Abbildung 122 zufolge, wird ein langer Weg durchlaufen bis die Kraft wieder zu sinken beginnt. Dies entspricht einem äußerst guten duktilen Verhalten, da die Last auf sehr hohem Niveau gehalten werden kann. Das Versagen einer möglichen Betonkonstruktion würde sich in diesem Fall lange vorher vorankündigen. Nachdem die maximale Bruchlast überschritten ist, fällt die Kraft ebenso wie bei der normalen Lagerung ab. Allerdings liegen die Elemente beim PK 12 näher der Zugzone, weshalb der Riss schon frühzeitig von den Elementen aufgefangen wird. Diese beginnen zu wirken, das heißt sie können über das Fachwerksmodell die Kraft über den Erstriss leiten und die Kraft kann wieder steigen. Sobald der Verbund in der Fuge zwischen dem Element und dem Füllbeton nachlässt, fällt die Kraft wieder ab und weitere Elemente werden zur Kraftübertragung herangezogen. Besonders bemerkenswert ist der dritte und letzte Kraftanstieg nach dem Erstriss, denn die Last erreicht hier wieder jene Größe, die sie auch schon beim Eintreten des ersten Risses hatte. Zwischen diesen beiden Zeitpunkten liegt allerdings eine Durchbiegung von ca. 1,0 mm und die Kraft kann danach auf dem Niveau der Bruchlast für weitere etwa 0,5 mm gehalten werden. Zurückzuführen ist dies nur auf eine verdichtete Anordnung der Verstärkungselemente im Mittelteil des Querschnitts. Diese Anordnung ist nur bedingt beabsichtigt, vielmehr ergibt sie sich aus der Tatsache, dass die Epoxidharzplättchen im Frischbeton die Tendenz haben aufzuschwimmen. Bei einer Durchbiegung von 1,0 mm können die Elemente die Kraft nicht mehr halten und sie fällt um ca. 0,8 kN ab, um sich danach wieder auf einem kurzen Zwischenplateau zu stabilisieren. In weiterer Folge findet der Riss seinen Weg in die Druckzone und die Kraft nimmt immer weiter ab. Dieser Abfall verlangsamt sich bei ca. 14 kN, reicht aber dann bis zum Ende des Versuchs bei einem zurückgelegten Weg von 3,5 mm.

Für das Tragverhalten können prinzipiell folgende Punkte ausgemacht werden. Zum einen spielt die Anzahl der Elemente im Probekörperquerschnitt eine entscheidende Rolle. Wie man am Bruchbild vom PK 7 sehen kann (siehe Abbildung 123a), gibt es nur sehr wenige Elemente. Dem Riss kann kein ausreichender Widerstand entgegengebracht werden und ein Nachrissverhalten wird somit auch nicht gewährleistet.

Zum anderen spielt im gewissen Maße auch die Schiefstellung der Elemente eine Rolle. Je horizontaler die Elemente zueinander und zum gezogenen Rand liegen, umso effektiver sind sie und umso höher ist auch die Wahrscheinlichkeit, dass sich Druckstreben zwischen den Plättchen ausbilden können. Dies ist eine Grundvoraussetzung für die Wirkungsweise des zu Grunde gelegten Fachwerksmodells (siehe Abschnitt 3.4.10.2). Des Weiteren spielt auch die Oberflächenbeschaffenheit der Elemente eine wichtige Rolle. Wie man anhand der Detailabbildungen des Bruchbildes vom Probekörper PK 7 und PK 12 (siehe Abbildungen 93 und 113) sehen kann, befinden sich über den Elementen, also zur gezogenen Seite hin, einige Hohlstellen, die einen Verbund zwischen dem Element und dem Füllbeton verschlechtern. Zwar sind die Vertiefungen bei den Epoxidharzplättchen stärker ausgebildet als vergleichsweise bei den Polymerbetonelementen, aber irgendwann ist auch hier der Punkt erreicht, bei dem die über Schub übertragbare Kraft überschritten wird. Danach sinkt die Last im Probekörper ab und der Riss weitet sich auf. Die Hohlstellen resultieren aus der Herstellung, denn die Plättchen werden nur in den Beton gedrückt und dadurch füllen sich die Vertiefungen anscheinend nicht ausreichend mit Füllbeton. Die andere Oberfläche wird allerdings übergossen und der sehr dünnflüssige Beton rinnt schon aufgrund der Schwerkraft in die Vertiefungen.

Die Tatsache, dass die Schnittflächen der Verstärkungselemente in der Bruchfläche alle plan aussehen wie nach dem Zuschnitt im Zuge der Herstellung, lässt darauf schließen, dass der Riss auf dem Vormarsch von der Zug- in die Druckzone den Weg um die Elemente gefunden hat. Je länger dieser Weg ist, das heißt je mehr Umwege er quasi nehmen muss, umso besser ist auch das Nachrissverhalten. Wie vor den Versuchen erwartet, wurden die Elemente aus Epoxidharz im Vierpunktbiegezugversuch nicht zerstört, sondern wenn nur aus der Betonmatrix heraus gezogen.

4.4.14.4 Gegenüberstellung zwischen PK 8 und PK 13

Im vierten und letzten direkten Vergleich von Probekörpern werden einander PK 8 und PK 13 gegenübergestellt. In beide wurden die Verstärkungselemente des Typs 10 eingebaut, bei welchen es sich um Polymerbetonplättchen mit den Abmessungen 5x5 bis 6x6 cm handelt. Dieser Typ besitzt ebenfalls wie Typ 9 auf beiden Seiten regelmäßige Vertiefungen, die durch das Einlegen von Luftpolsterfolien erreicht wurden. Im Gegensatz zum PK 8 wurden die Elemente in den Probekörper PK 13 in einer wesentlich dichteren Lagerung eingebaut. Das Ergebnis der beiden Vierpunktbiegezugversuche ist in Abbildung 124 in Form zweier Kraft – Durchbiegungsdiagramme dargestellt.

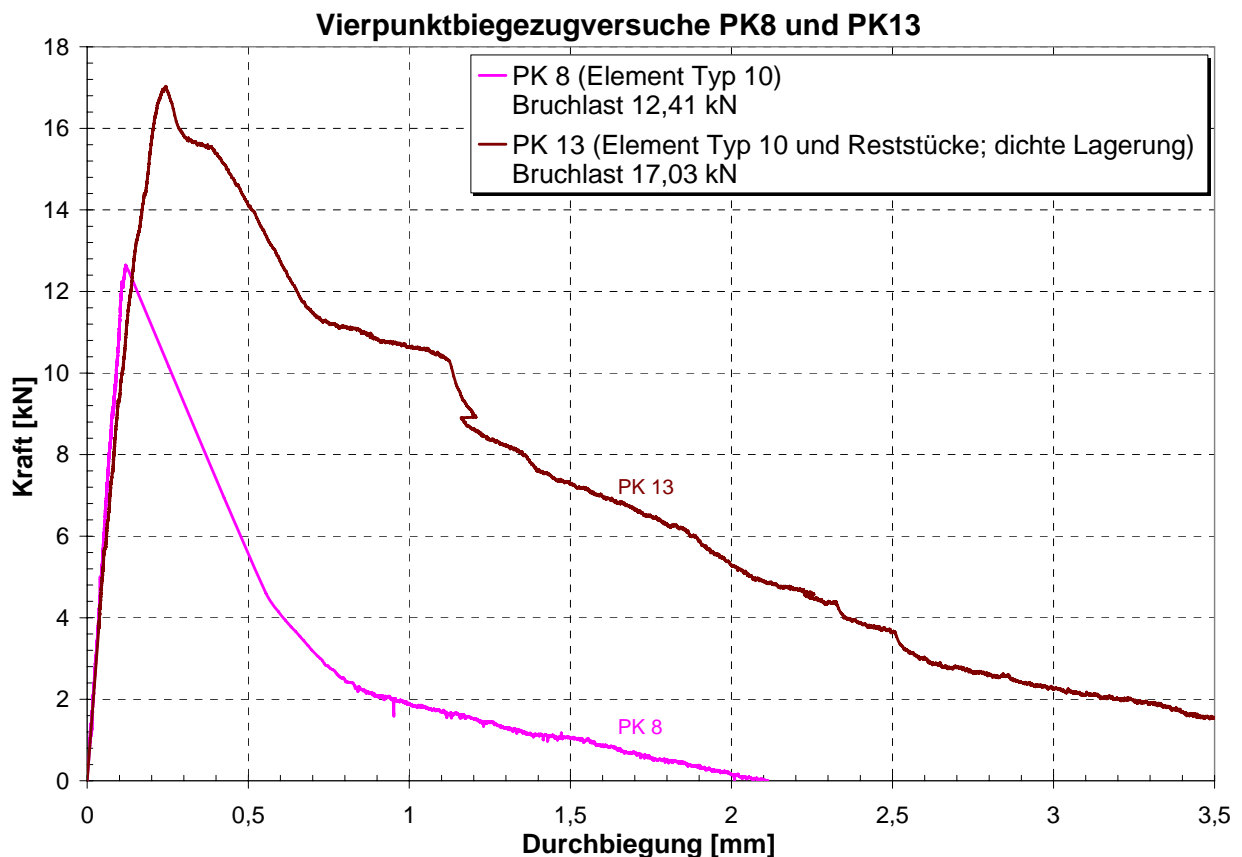


Abb. 124: Direkte Gegenüberstellung der Kraft – Durchbiegungsdiagramme zwischen PK 8 und PK 13

Im Unterschied zum PK 8 wurden in den Füllbeton vom PK 13 auch die Reststücke aus der Herstellung der Elemente des Typs 3 bis 7 sowie 9 und 10 untergemischt. Diese nicht allzu großen Teilstücke konnten während des Mischvorgangs in den Zwangsmischer zugegeben und mitgemischt werden. Bezüglich der Verarbeitung des Zwischenbetons gab es zwischen den beiden Probekörpern allerdings keine Unterschiede.

Im direkten Vergleich der beiden Kurven aus der Abbildung 124 erkennt man, dass die Bruchlast vom PK 13 ca. 37,2% höher liegt als jene vom PK 8 mit einer normaler Lagerung der Elemente. Durch den dichteren Einbau der Verstärkungselemente wird die Biegezugfestigkeit zwar erhöht, es kommt aber auch hier nicht zu einer weiteren wesentlichen Rissbildung. Es tritt nur ein einziger Hauptriss beim Erreichen der Bruchlast ein und danach ist keine weitere Laststeigerung bzw. auch keine weitere Rissbildung mehr zu beobachten. Ähnlich verhält es sich auch beim Probekörper PK 8, in welchem die Elemente in normaler Anordnung eingebaut wurden. Die Kraft steigt kontinuierlich bis zum Erreichen der Bruchlast an, bei welcher dann der erste und auch einzige Riss eintritt. Eine weitere Laststeigerung ist auch hier nicht zu beobachten. Vergleicht man die beiden Kurven bezüglich des Nachrissverhaltens, so zeigt sich eine prinzipielle Ähnlichkeit. Bei beiden Kurven kommt es nach dem Erreichen der jeweiligen Bruchlast zu einem sofortigen Lastabfall, was aber nicht im Sinne der Verstärkungselemente ist.

Die Kraft fällt anschließend in beiden Kurven ab, nur mit dem Unterschied, dass beim Probekörper PK 13 (dichte Lagerung) mehrere Male kurzzeitig eine Art Plateau durchlaufen wird. Beispielsweise stabilisiert sich die Kraft im PK 13 kurz unterhalb von 16,0 kN und die Geschwindigkeit des Lastabfalls verlangsamt sich. Dies deutet darauf hin, dass die relativ nahe an der Zugzone des Balkens liegenden Verstärkungselemente ihre Wirkung wieder entfalten und die Zugkräfte über den Riss überleiten können. Der dann zu beobachtende Lastabfall auf ca. 11,0 kN verläuft annähernd parallel zu jenem aus dem Probekörper PK 8. Der gravierende Unterschied zwischen den beiden Kurven ist allerdings sicherlich die Tatsache, dass während des Versuchs am Probekörper PK 13 immer eine Kraft im Probekörper gemessen werden konnte. Mit anderen Worten, die Elemente waren immer in der Lage eine Kraft im Probekörper zu übertragen bzw. aufrecht zu halten. Beim Probekörper PK 8 (normale Lagerung) hingegen ist dies nicht der Fall, denn dort kann erst wieder knapp über 4,0 kN eine Kraft im Prüfkörper gemessen werden. Dazwischen gibt es zwar einen gemessenen Weg, aber die Elemente haben keine Kraft über den Riss übergeleitet. Das System stabilisiert sich erst wieder auf einem sehr niedrigen Niveau und die Polymerbetonplättchen können dann wieder eine Zugkraft übertragen, wenn auch diese im Laufe des Versuchs immer weniger wird. Im Gegensatz dazu verläuft der Lastabfall beim Probekörper PK 13 quasi kontrolliert, weshalb man durchaus auch von einem duktilen Verhalten sprechen kann.

Die Gründe für das aus der Abbildung 124 ersichtliche Verhalten wurden schon in den Abschnitten zuvor erwähnt. Die nachfolgende Abbildung 125 zeigt eine Gegenüberstellung des Bruchbildes vom PK 8 und PK 13. Die Zugzone befindet sich in der jeweils oberen Bildhälfte.



Probekörper PK 8

Probekörper PK 13

Abb. 125: jeweils linkes Probekörperreststück von PK 8 und PK 13

Im linken Bild (siehe Abbildung 125a) sieht man vor allem in der Zugzone nur sehr wenige Elemente und selbst diese stehen schief zur gezogenen Seite des Balkens. Ein plötzlich auftretender Riss kann dadurch nicht mehr von den Elementen aufgefangen werden und die Kraft fällt schlagartig ab. Das Verhalten ähnelt somit dem des unbewehrten Beton. Erst bei einer Kraft von 4,0 kN, was nur etwa einem Drittel der Bruchlast entspricht, können die Elemente wieder wirken. Von einem Nachrissverhalten kann an dieser Stelle deshalb nicht gesprochen werden. Im Gegensatz dazu stehen die Elemente im rechten Bild (siehe Abbildung 125b) näher am Zugrand und auch einigermaßen parallel zueinander. Das duktile Verhalten des Probekörpers wird darüber hinaus auch von der Oberfläche der Elemente und dessen Material beeinflusst. Im Gegensatz zum Element des Typs 8 hat dieser Typ keine Noppen. Die Kraft steigt demnach an bis die Bruchlast erreicht wird.

Danach brechen entweder die Plättchen, wie dies auch beim vorliegenden Versuch am Probekörper PK 13 geschehen ist, oder die Elemente werden als Ganzes aus dem Füllbeton gezogen. Ist die in der Verbundfuge zwischen dem Füllbeton und dem Element übertragbare Schubspannung erreicht, geht der Riss auf, ohne dass sich im Probekörper weitere Risse bilden. Im Gegensatz dazu können sich die Elemente des Typs 8 nicht nur im Beton, sondern auch gegenseitig verhaken. Dadurch konnte selbst nach dem Erstriss die Kraft im Balken noch verdoppelt werden. Dazu kommt auch das bereits bekannte Problem der Hohlstellen und des damit einhergehenden schlechten Verbunds an der Oberseite der Elemente.

Im Gegensatz zu den Epoxidharzplättchen des Typs 9 brechen die Elemente aus Polymerbeton leichter im Vierpunktbiegezugversuch. Der treppenartige Lastabfall im Kraft – Durchbiegungsdiagramm lässt sich auch auf ein Brechen der Elemente im Laufe des Versuchs zurückführen. Allerdings lässt sich dies nur für die oberste Lage direkt unterhalb der Betondeckung in der Zugzone mit Bestimmtheit sagen (siehe auch Abbildung 117, Foto 1). Das Verstärkungselement im rechten Bildteil ist im Laufe des Versuchs gebrochen und hat wahrscheinlich zu einem plötzlichen Lastabfall geführt. Aufgrund der Zerstörung des Querschnitts durch das Aufbrechen nach dem Versuch, kann allerdings nicht mit Sicherheit festgestellt werden, welche Elemente im Rahmen des Versuchs und welche danach zu Bruch gegangen sind. Man sieht jedoch einige Elemente die immer noch ihre geschnittene Schnittfläche besitzen, wie sie aus der Herstellung herrührt. Der Riss hat demnach wieder einen Weg um die Elemente herum gefunden.

Des Weiteren fällt besonders der hohe Porengehalt im Probekörper PK 13 auf. Dieser wurde zwar mit der gleichen Betonmischung wie der PK 8 hergestellt, allerdings ohne nachträgliche Verdichtung. Diese führte bereits zuvor zu einem Schiefstellen der Elemente im Querschnitt, weshalb darauf nunmehr verzichtet wurde. Mit einem verdichteten Beton und einem damit einhergehenden besseren Eindringen desselbigen in die Vertiefungen, würde sich das Nachrissverhalten unter Umständen noch weiter verbessern lassen.

4.4.15 Gegenüberstellung aller Probekörper (PK 1 bis PK 13)

An dieser Stelle sollen die Kraft – Durchbiegungsdiagramme aller 13 Vierpunktbiegezugversuche noch einmal einander gegenübergestellt werden. Das Diagramm der Abbildung 126 zeigt die Schwierigkeit im Zusammenhang mit dem Einbau der Elemente, der Versuchsdurchführung, der Auswertung sowie der Gegenüberstellung der Daten. So unterscheiden sich zum Beispiel die Ergebnisse der Vierpunktbiegezugversuche vom Probekörper PK 1 (Element Typ 4 und 6) und Probekörper PK 2 (Element Typ 5 und 7) deutlich voneinander. Obwohl es sich um das gleiche Einbauschema und um annähernd das gleiche Material handelt, nämlich epoxidharzbeschichtetes Glasfasergewebe, sieht man beim PK 2 einen deutlichen Anstieg der Kraft nach dem Erstriss. Der Probekörper PK 1 hingegen versagt ebenso schlagartig wie ein unbewehrter Beton. Ein Umstand, der sich nur auf die letztlich unterschiedliche und jedenfalls nicht planmäßige Lage der Elemente zurückführen lässt. Dies verdeutlicht die Problematik im Zusammenhang mit der Vergleichbarkeit der Ergebnisse. Viele Elemente konnten ihre eigentlich vorgesehene Wirkung gar nicht erst entfalten, da sie innerhalb des Probekörperquerschnitts nicht richtig lagen.

Vergleicht man den Weg, bei welchem der Erstriss bzw. die Bruchlast erreicht wird, so kann man grundsätzlich erkennen, dass sich die Probekörper mit einer Glasfaserelementverstärkung (PK 1, PK 2 und PK 3) wesentlich weicher verhalten als jene mit Elementen aus Epoxidharz oder Polymerbeton. Der Elastizitätsmodul, welcher interpretiert werden kann als die Neigung der Ursprungsgeraden im Diagramm der Abbildung 126, ist bei den Probekörpern mit Glasfaserelementen tendenziell flacher als bei den restlichen Prüfkörpern. Mit anderen Worten heißt dies, dass die Probekörper bis zum Erreichen der maximalen Bruchlast eine größere Durchbiegung erfahren als beispielsweise jene mit Epoxidharz- oder Polymerbetonelementen.

Da mit den kleineren Glasfasergewebestücken (Typ 6 und 7) in einer entsprechenden dichten Lagerung keine Versuche durchgeführt wurden, lässt sich an dieser Stelle auch nicht sagen, ob sie ebenfalls ein duktileres Verhalten gezeigt hätten.

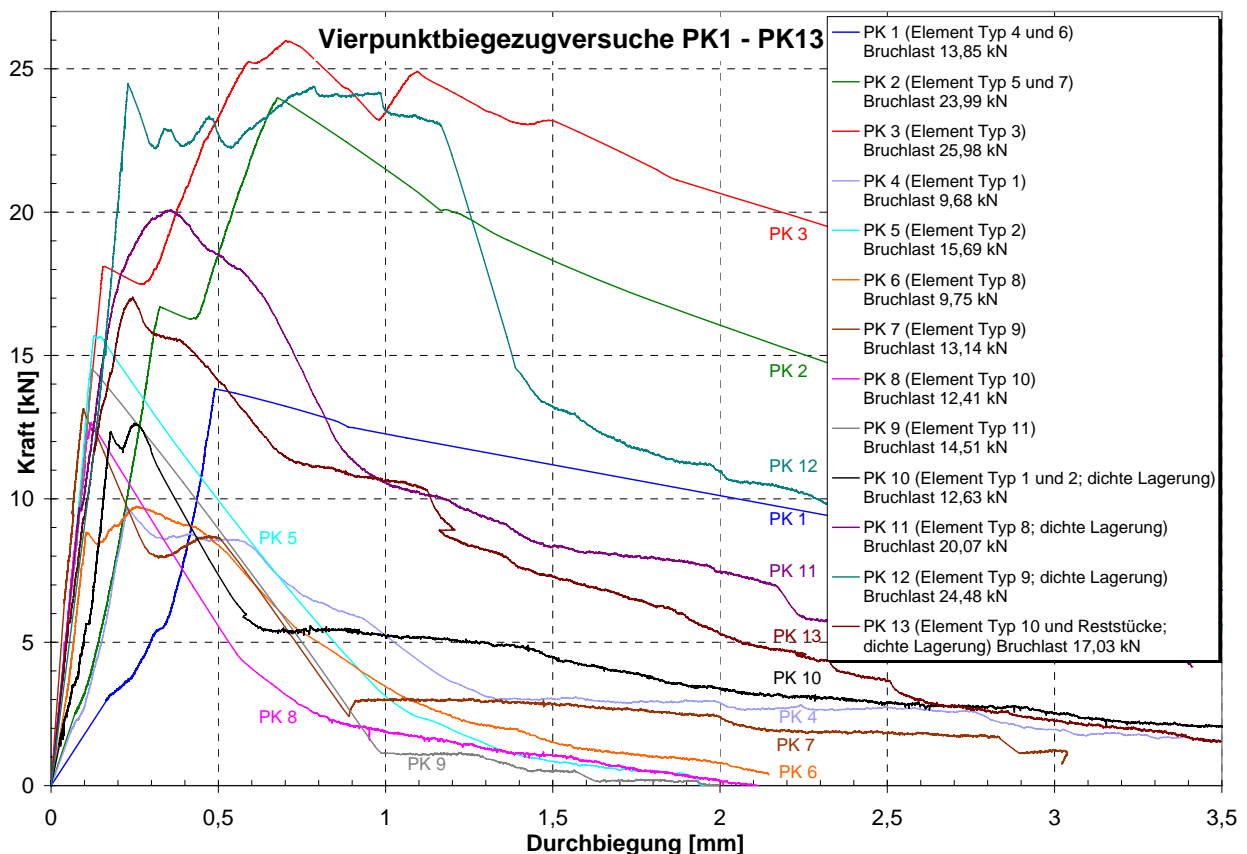


Abb. 126: Gegenüberstellung der Kraft – Durchbiegungsdiagramme aller 13 Probekörper

Der besseren Vergleichbarkeit halber werden die Ergebnisse der Vierpunktbiegezugversuche an den 13 Probekörpern in den folgenden Tabellen 34 und 35 zusammengefasst.

Tab. 34: Zusammenfassung der Versuchsergebnisse in tabellarischer Form

PK	Elementstyp	Anzahl der Elemente	Lagerung	Erstriss		Bruchlast		Kraftsteigerung nach dem Erstriss [%]
				F _{ct}	f _{ct}	F _u	f _u	
				[kN]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	
1	4 + 6	Typ 4: 9 Typ 6: 106	normal	13,85	1,85	13,85	1,85	-
2	5 + 7	Typ 5: 9 Typ 7: 106	normal	16,70	2,23	23,99	3,20	43,7
3	3	3	normal	18,11	2,41	25,98	3,46	43,5
4	1	144	normal	9,68	1,29	9,68	1,29	-
5	2	144	normal	15,69	2,09	15,69	2,09	-
6	8	152	normal	8,83	1,18	9,75	1,30	10,4
7	9	76	normal	13,14	1,75	13,14	1,75	-
8	10	76	normal	12,41	1,65	12,41	1,65	-
9	11	17	normal	14,51	1,93	14,51	1,93	-
10	1 + 2	Typ 1: 112 Typ 2: 74	dicht	12,34	1,65	12,63	1,68	2,4
11	8	272	dicht	9,68	1,29	20,07	2,68	107,3
12	9	189	dicht	24,48	3,26	24,48	3,26	-
13	10+Reststücke	121	dicht	17,03	2,27	17,03	2,27	-

Aus der Tabelle 34 sieht man, dass mit Ausnahme der Probekörper PK 2, PK 3, PK 6 sowie PK 10 und PK 11 die Kraft beim Erstriss auch immer gleichzeitig der Bruchlast entspricht. Die prozentuelle Steigerung der Last bei diesen Probekörpern bezieht sich in der Tabelle 34 immer auf die maximale Bruchlast. Das Nachrissverhalten soll, sofern es infolge der eingebauten Verstärkungselemente überhaupt ein solches gegeben hat, anhand der folgenden Tabelle 35 zwischen den verschiedenen Probekörpern verglichen werden.

Tab. 35: Tabellarische Gegenüberstellung des Nachrissverhaltens

Probekörper	Aufnehmbare Kraft [kN] bei einer Durchbiegung von jeweils					
	0,5 mm	1,0 mm	1,5 mm	2,0 mm	2,5 mm	3,0 mm
1	Probekörper ohne Nachrissverhalten					
2	Probekörper ohne Nachrissverhalten					
3	Probekörper ohne Nachrissverhalten					
4	8,57	5,54	3,02	2,88	2,73	1,95
5	Probekörper ohne Nachrissverhalten					
6	8,39	3,47	1,53	0,79	-	-
7	8,62	2,98	2,86	2,40	1,85	1,25
8	Probekörper ohne Nachrissverhalten					
9	Probekörper ohne Nachrissverhalten					
10	7,36	5,23	4,48	3,37	2,89	2,55
11	18,55	10,59	8,32	7,48	5,44	4,80
12	22,72	23,57	13,22	10,93	9,28	7,43
13	14,11	10,65	7,26	5,29	3,66	2,25

Besonders auffallend sind in der Abbildung 126 die Kurven der Probekörper PK 2, PK 3 und PK 12. Alle drei Körper erreichen mit jeweils unterschiedlichen Elementstypen annähernd die gleiche Bruchlast von ca. 25 kN ($\pm 1,0$ kN). Zugegebenermaßen handelt es sich beim Typ 3 um ein großes Element, welches von einem Auflager zum anderen durchgeht und sich daher nur schwer mit den wesentlich kleineren Elementen vergleichen lässt. Umso bemerkenswerter ist da schon die Tatsache, dass sich mit einer normalen Lagerung von beschichteten Glasfasergewebestücken des Probekörpers PK 2, ebenfalls eine Kraftsteigerung nach dem Erstriss realisieren lässt. Die maximale Bruchlast liegt dabei nur unwesentlich unter jener vom Probekörper PK 12, in welchem die Verstärkungselemente des Typs 9 in einer vergleichsweise wesentlich dichteren Lagerung eingebaut wurden.

Der große Unterschied zeigt sich allerdings schon nach dem Überschreiten der Bruchlast, denn im Gegensatz zum PK 12 gibt es bei den kleinen Glasfaserelementen kein Nachrissverhalten. Der Probekörper versagt und die Kraft sinkt auf Null ab. Im Gegensatz zu den Elementen mit Noppen oder Vertiefungen können die Typen aus epoxidharzbeschichtetem Gewebe, wenn diese erst einmal durchgerissen sind, keine Kraft mehr über den Riss überleiten. Die Elemente aus Polymerbeton oder Epoxidharz sind wesentlich dicker und haben dadurch auch eine höhere Beanspruchbarkeit.

4.4.16 Berechnung der Biegezugfestigkeit und der äquivalenten Biegezugfestigkeit

Entsprechend der Richtlinie über Faserbeton [1] kann auf Basis der während der Versuche aufgezeichneten Messdaten, auch das Nachrissverhalten berechnet werden. Dazu wird neben der Biegezugfestigkeit auch die äquivalente Biegezugfestigkeit ermittelt. Die Richtlinie definiert diese beiden Begriffe folgendermaßen [1]:

Biegezugfestigkeit: „Aus der Last beim Erstriss im Biegezugversuch im maßgebenden Intervall mit einer linearen Spannungsverteilung ermittelter Rechenwert.“

Äquivalente Biegezugfestigkeit: „Aus dem maßgebenden Arbeitsvermögen ermittelter, in eine lineare Spannungsverteilung umgerechneter Rechenwert der Biegezugfestigkeit nach dem Erstriss.“

Unter dem Begriff Arbeitsvermögen versteht man die Eigenschaft eines Materials Energie durch Verformungen zu dissipieren.

4.4.16.1 Berechnung der Biegezugfestigkeit

Die Vorgehensweise bei der Ermittlung der Biegezugfestigkeit entspricht jener aus der Richtlinie über Faserbeton [1]. Dabei wird aus der Last – Nettodurchbiegungskurve zunächst eine Kraft P_{fp} angenommen (maximale Last oder maximale Last im Bereich bis 0,05 mm bleibender Dehnung). Danach wird durch jene Punkte, die $\frac{1}{4}$ und $\frac{3}{4}$ P_{fp} entsprechen eine Gerade gelegt. Diese wird dann um 0,05 mm in Richtung zunehmender Verformung parallel verschoben und mit der Last – Nettodurchbiegungskurve zum Schnittpunkt gebracht. Die maximale Biegelast ist dann definiert als der Größtwert der Kurve bis zum Schnittpunkt der Last – Durchbiegungskurven mit dieser Geraden. Die Biegezugfestigkeit kann im Anschluss daran mit der folgenden Formel (5) berechnet werden

$$f_{ftm,fl} = \frac{P_{fp} \cdot l}{b \cdot h^2} \quad (5)$$

4.4.16.2 Berechnung der äquivalenten Biegezugfestigkeit

Die Prüfung des Nachrissverhaltens eines verstärkten Betonprüfkörpers erfolgt durch die Ermittlung der so genannten äquivalenten Biegezugfestigkeit f_{eqm} , welche allgemein nach der folgenden Formel (6) ermittelt werden kann

$$f_{eqm} = \frac{P \cdot l}{b \cdot d^2} \quad (6)$$

Die Variable l entspricht dabei der Spannweite von 450 mm und mit b sowie d wird jeweils die Breite und die Höhe des Probekörpers bezeichnet.

Grundsätzlich ist gemäß der Richtlinie über Faserbeton [1] zu unterscheiden in:

- äquivalente Biegezugfestigkeit f_{eqms} Diese wird bei einer Durchbiegung von 0,5 mm für Nachweise der Gebrauchstauglichkeit
- äquivalente Biegezugfestigkeit f_{eqmu} Diese wird als Flächeninhalt unter der Versuchskurve, in einem Bereich zwischen 0,5 und 3,0 mm Durchbiegung dividiert durch 2,5 mm, definiert (siehe auch Abbildung 127).

Die nachfolgende Abbildung 127 ist aus der Richtlinie über Faserbeton entnommen [1] und beinhaltet die Formeln für die Berechnung der äquivalenten Biegezugfestigkeit.

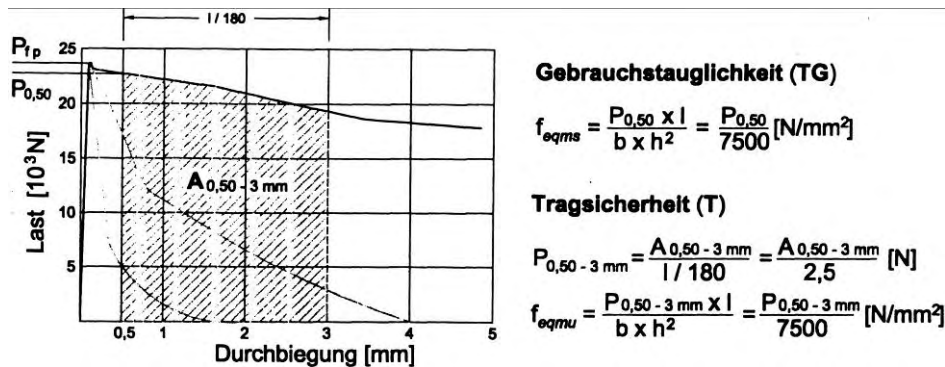


Abb. 127: Formeln zur Berechnung der äquivalenten Biegezugfestigkeit (aus Lit. [1])

4.4.16.3 Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse

Für die Berechnung der Biegezugfestigkeit sowie der äquivalenten Biegezugfestigkeit wird eine Länge l von 450 mm, eine Breite b von 150 mm sowie eine Höhe h von ebenfalls 150 mm herangezogen. Die Berechnungsergebnisse sind in der Tabelle 36 für alle 13 Probekörper zusammengefasst.

Tab. 36: Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse auf Basis der Versuchsdaten

Probekörper	Äquivalente Biegezugfestigkeit					Biegezugfestigkeit	
	Gebrauchstauglichkeit (TG)		Tragsicherheit (T)			P_{Tp} [N]	$f_{ftm,fl}$ [N/mm ²]
	$P_{0,50}$ [N]	f_{eqms} [N/mm ²]	$A_{0,50-3\text{ mm}}$ [Nmm]	$P_{0,50-3\text{ mm}}$ [N]	f_{eqmu} [N/mm ²]		
1	Probekörper ohne Nachrissverhalten					13.846	1,85
2	Probekörper ohne Nachrissverhalten					23.987	3,20
3	Probekörper ohne Nachrissverhalten					25.983	3,46
4	8.570	1,14	9.418,17	3.767	0,50	9.684	1,29
5	Probekörper ohne Nachrissverhalten					15.693	2,09
6	8.392	1,12	4.608,92	1.844	0,25	9.745	1,30
7	8.624	1,15	7.444,99	2.978	0,40	13.143	1,75
8	Probekörper ohne Nachrissverhalten					12.408	1,65
9	Probekörper ohne Nachrissverhalten					14.509	1,93
10	7.360	0,98	10.400,20	4.160	0,55	12.634	1,68
11	18.550	2,47	21.754,07	8.702	1,16	20.074	2,68
12	22.717	3,03	36.855,78	14.742	1,97	24.480	3,26
13	14.114	1,88	17.058,26	6.823	0,91	17.033	2,27

Für die Berechnung der äquivalenten Biegezugfestigkeit f_{eqmu} beim Probekörper PK 6 wurde für den Flächeninhalt unter der Versuchskurve nur ein Bereich zwischen 0,5 und 2,0 mm verwendet, da der Versuch nicht bis zu den lt. Richtlinie geforderten 3,0 mm gefahren werden konnte. Des Weiteren wurde für die Berechnung der Biegezugfestigkeit $f_{ftm,fl}$ immer die Bruchlast eines jeden Probekörpers herangezogen. Die auf Basis der Versuchsergebnisse berechneten Zugfestigkeiten sind in der Tabelle 36 mit grüner Farbe hinterlegt.

5. Schlussfolgerungen – Ausblick

Das Ziel der vorliegenden Diplomarbeit war es, nichtmetallische Verstärkungselemente für Betonbalken zu entwickeln, die einerseits eine signifikante Kraftsteigerung nach dem Erstriss ermöglichen und darüber hinaus dem Material auch ein duktileres Verhalten verleihen können. Aufgrund der Ergebnisse aus den Vierpunktbiegezugversuchen an den 13 Probekörpern können folgende grundsätzliche Aussagen getroffen werden:

- Im Zuge der Herstellung der Probekörper haben sich jene Elemente, welche in einer normalen Lagerung eingebaut wurden (Probekörper PK 1 bis PK 9), innerhalb des Querschnitts schief gestellt und unplanmäßig gegeneinander verschoben. Diese Tatsache war zum Zeitpunkt des Einbaus der Verstärkungselemente allerdings noch nicht abzusehen.
- Infolge dieser nicht geplanten Anordnung der meisten Elemente, konnte sich deren planmäßige Tragwirkung auf Basis des zugehörigen Kraftübertragungsmodells nicht oder nur sehr beschränkt einstellen. Eine Aussage darüber, ob diese Verstärkungselemente nun funktionieren oder nicht, ist daher nur begrenzt möglich. Das beste Beispiel hierfür sind die beiden Probekörper PK 1 und PK 2. Die Elemente unterscheiden sich nur unwesentlich durch ein anderes Beschichtungsmaterial, zeigen aber beide ein vollkommen unterschiedliches Verhalten im Vierpunktbiegezugversuch.
- In der so genannten normalen Lagerung kann sich wie bereits erwähnt nicht die volle Wirkung der Elemente entfalten. Es lassen sich aber Tendenzen feststellen, die darauf schließen lassen, ob der betrachtete Typ als Verstärkungselement geeignet ist oder nicht. So haben schon zum Beispiel die beiden Probekörper PK 6 und PK 7 bei einer normalen Anordnung der Elemente im Querschnitt ein viel versprechendes Verhalten gezeigt.
- Werden die Verstärkungselemente allerdings in einer so genannten dichten Lagerung eingebaut (Probekörper PK 10 bis PK 13), können die Elementstypen ihre Lage innerhalb des Querschnitts behalten und das Zugkraftübertragungsmodell kann sich einstellen. Ist dies der Fall, zeigen die verschiedenen Elemente zum Teil recht gute Ergebnisse (vgl. Probekörper PK 10 bis PK 13).
- Lediglich die Verstärkungselemente des Typs 1, 2 und 8 liefern beide gewünschte Eigenschaften, nämlich die Möglichkeit einer Kraftsteigerung nach dem Erstriss sowie ein duktileres Materialverhalten nach dem Erreichen der Bruchlast. Allerdings können diese Ziele mit dem Typen 8 bereits in einer normalen Lagerung erreicht werden. In einer entsprechend dichten Anordnung (Probekörper PK 11) kann die Kraft nach dem Erstriss sogar verdoppelt werden. Bei den anderen Elementstypen mit der dichten Lagerung innerhalb des Probekörpers (Typ 9 und 10) ist zwar keine Kraftsteigerung nach dem Erstriss möglich, sie zeichnen sich aber durch ihr gutes duktileres Materialverhalten aus.
- Die Elemente aus beschichtetem Glasfasergewebe sind zu dünn und auch zu spröde um ein Nachrissverhalten zu ermöglichen. Sie reißen im Laufe des Versuchs einfach ab. Bei einem entsprechend planmäßigen Einbau ist eine Kraftsteigerung nach dem Riss durchaus möglich. Die Elemente aus Epoxidharz brechen im Versuch aufgrund ihrer hohen Festigkeiten nicht. Elemente aus Polymerbeton brechen erst beim Eintreten der Bruchlast innerhalb des Probekörpers. Sie bewirken aber selbst dann noch ein duktileres Materialverhalten.

Es konnte anhand der Versuche gezeigt werden, dass auch mit zweidimensionalen Verstärkungselementen das gewünschte Verhalten eines Betonprobekörpers erzielt werden kann. Die entwickelten Formen können dabei ihre volle Wirkung nur in einer geschichteten und damit dichten Anordnung innerhalb des Probekörpers voll entfalten. Dies ist allerdings weder wirtschaftlich noch praktikabel, weshalb die Form der Elemente sicherlich dahingehend weiter entwickelt werden muss, dass selbst bei einer unregelmäßigen Anordnung der Elemente, zu jeder Zeit eine Kraftübertragung möglich ist. Das langfristige Ziel kann nur sein, die Elemente soweit zu modifizieren, dass sie der Betonmischung nur mehr beigemischt werden müssen und trotzdem das in den Versuchen gezeigte Verhalten bringen. Nur so können sie eine echte Alternative zu dem heute gebräuchlichen Stahlfaserbeton sein.

Dazu müssen die Verstärkungselemente allerdings so klein werden, dass ein Untermischen in den Beton während der Herstellung möglich wird. Durch den Verdichtungsvorgang sollen sie sich gegenseitig so ausrichten, dass eine Verstärkungswirkung erreicht werden kann. Aus diesem Grund sind Elemente, die auf der Oberfläche über viele Vertiefungen, Sicken oder Noppen verfügen sicherlich besser, als beispielsweise Scheiben mit einem zentrischen Loch (Typ 1 und 2). Obwohl die Ergebnisse aus der dichten Anordnung und trotz der glatten Oberfläche viel versprechend waren, ist die Form dahingehend problematisch, da sie eine exakte Ausrichtung der Elemente zueinander bedarf, ohne deren sich das Fachwerksmodell und in weiterer Folge die Druckstreben im Füllbeton nicht ausbilden würden.

Die Verstärkungselemente mit Vertiefungen aus dem Einlegen der Luftpolsterfolie sind dagegen praktikabler. Selbst in einem schief eingebauten Zustand wie beim Probekörper PK 7, bei dem innerhalb des Querschnitts fast keine Elemente zu sehen waren, ruft das Element ein duktileres Materialverhalten hervor. Je profilierter die Oberfläche ist, umso eher können sich die Verstärkungselemente gegeneinander verhaken und somit auch Zugkräfte übertragen.

Je kleiner die Typen allerdings auch werden, umso schwieriger wird es die Oberfläche zu profilieren bzw. die Elemente überhaupt wirtschaftlich herzustellen. Dazu kommt das Problem, dass sich kleine Elemente schwieriger horizontal gegeneinander ausrichten lassen als größere plättchenähnliche Elemente. Das Tragverhalten der im Rahmen dieser Diplomarbeit entwickelten Typen basiert immer darauf, dass die Elemente alle exakt horizontal zueinander stehen. Dies kann allerdings bei einem auf der Baustelle betonierten Bauteil, bei dem die wirtschaftliche und rasche Herstellung im Vordergrund steht, nicht sichergestellt werden. Die Elemente müssen daher eine Form besitzen, die es ihnen ermöglicht, sich quasi selbst in die richtige Lage auszurichten. Dazu kommt der Umstand, dass die Verstärkungselemente auch in der Zugzone bleiben sollten, denn nur dort haben sie auch einen Sinn. Die meisten Typen sind aber bereits bei den im Labor hergestellten Probekörpern innerhalb des Frischbetons aufgeschwommen. Dabei wurden viele von ihnen gar nicht erst verdichtet.

Von allen elf entwickelten Typen sind die Elemente des Typs 8, 9 sowie 10 am viel versprechendsten. Mit ihnen kann sowohl eine Kraftsteigerung nach dem Erstriss, als auch das duktile Materialverhalten erreicht werden. Sie zeigen im Versuch daher auch ein besseres Verhalten als vergleichsweise ein Stahlfaserbetonprobekörper. Problematisch ist allerdings noch die praxisgerechte Umsetzung der Ergebnisse, denn dazu muss die Herstellung und vielmehr noch der Einbau der Elemente wesentlich wirtschaftlicher werden. Erst dadurch können diese nichtmetallischen Verstärkungselemente in Konkurrenz treten zu den heute am Markt befindlichen Stahlfaserprodukten. Die Erkenntnisse und Ergebnisse im Rahmen dieser Diplomarbeit markieren lediglich den ersten Schritt in dieser neuartigen Entwicklung. Da die Versuche schon zum Teil zufrieden stellende Resultate geliefert haben, ist eine Weiterentwicklung auf diesem Gebiet nach Ansicht des Verfassers durchaus sinnvoll und anzustreben.

6. Anhang

6.1 Literaturverzeichnis

- [1] Richtlinie Faserbeton, Ausgabe März 2002, Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik, Wien
- [2] Ulrich Schneider et. al.: Festbeton, Wiener Baustofflehre Blätter, Schriftenreihe des Instituts für Baustofflehre, Bauphysik und Brandschutz der TU – Wien. Hrsg.: Ulrich Schneider. 2004
- [3] Andreas Kainz: Optimierung der Festigkeitseigenschaften von Beton durch Beigabe von Fasern und UHPC- Verstärkungselementen, Diplomarbeit am Institut für Tragkonstruktionen der TU – Wien. 2006
- [4] Harald Schorn: Kunststoffmodifizierter Beton/PCC, in: Schriften zur Materialtechnologie des Bauingenieurs. Vulkan-Verlag Essen. 1989
- [5] Harald Schorn: Betone mit Kunststoffen und anderen Instandsetzungsbaustoffen, Verlag Ernst & Sohn. 1991
- [6] W. Klöcker: 30 Jahre Reaktionsharzmörtel, -beton und -kunststein auf Basis ungesättigter Polyesterharze. ICPIIC 84, Polymers in Concrete, 1984. Kongressband hrsg. vom Institut für Spanende Technologie und Werkzeugmaschinen der TH Darmstadt, 1984, S.13
- [7] F. Groche: Materialeigenschaften und Anwendungsmöglichkeiten von Polymer – Beton. VDI – Berichte Nr. 394. 1980
- [8] L. Czarnecki und T. Broniewski: Resin Concrete and Polymer Impregnated Concrete. A Comparative Study. Third International Congress on Polymers in Concrete, May 1981, Koriyama, Japan. Proceedings pp. 99-110
- [9] Firmeninformation der Firma Duroton Polymerbeton GmbH, Maria Lanzendorfer Strasse 19, A – 2333 Leopoldsdorf, auf www.duroton.at
- [10] Skriptum: Betonbau 3 – Faserverbundwerkstoffe; Stefan L. Burtscher; Institut für Tragkonstruktionen-Betonbau der TU-Wien; 2005
- [11] Skriptum: Betonbau 3 – Faserbeton; Stefan L. Burtscher; Institut für Tragkonstruktionen-Betonbau der TU-Wien; 2005
- [12] Thomas Friedrich: Vom Werkstoff zum Produkt dank innovativer Produktionstechnologie, in: Beton- und Stahlbetonbau 99, Heft 6. Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co KG, Berlin. 2004
- [13] Zeitschrift: BWI – BetonWerk International (Betontechnik: Fa. Novacret AG, Zürich) Heft Nr. 4, 1999
- [14] Wolf-Peter Ettl: Kunstharze und Kunststoffdispersionen für Mörtel und Betone. Beton-Verlag GmbH Berlin. 1998
- [15] Tobias Hanhart: Referat über Epoxidharz; auf www.tobias-hanhart.de/Referat/Epoxidharz
- [16] Produktinformation über „DYWIPOX CBV/E1“; Firma Dywidg-Systems International GmbH, Dywidagstraße 1, 85609 Aschheim
- [17] Schäffler Mermann, Bruy Erhard, Günther Schelling
Baustoffkunde : Aufbau und Technologie, Arten und Eigenschaften, Anwendung und Verarbeitung der Baustoffe, 2000
- [18] United States Patent, Patent Number 4,033,781; Hauser et. al.; July 5; 1977
- [19] United States Patent, Patent Number 5,145,285; Fox et. al; Sep. 8, 1992
- [20] United States Patent, Patent Number 5,981,630; Banthia et. al; Nov. 9, 1999
- [21] Richtlinie SiA 162/6 „Stahlfaserbeton“
- [22] Valentin und Kidéry: Stahlbetonbau, Verlag MANZ Verlag Schulbuch GmbH, 1998

6.2 Abbildungsverzeichnis

Abb. 1: a) Versuchsaufbau Biegezugfestigkeit; b) Versuchsaufbau Spaltzugfestigkeit;	3
Abb. 2: Verschiedene Last – Durchbiegungskurven (aus Lit. [3])	5
Abb. 3: Zusammensetzung harzhaltiger Betone (aus Lit. [4])	7
Abb. 4: Gefügeschaubild eines Reaktionsharzbetons (Rasterelektronenmikroskop).....	9
Abb. 5: Haufwerksporiges Gefüge bei Reaktionsharzbetonen mit zu geringem Bindemittelvolumen (aus Lit. [5]); a) als Einkornbeton; b) mit stetiger Sieblinie.....	9
Abb. 6: Gegenüberstellung einiger mechanischer Kenngrößen zwischen Reaktionsharzmörtel (RHM) und Zementmörtel (ZM) (aus Lit. [5])	11
Abb. 7: Versuchsaufbau der Vierpunktbiegezugversuche an Polymerbetonprüfkörpern.....	14
Abb. 8: Detaillierte Darstellung des eingebauten Prüfkörpers im Rahmen des Vorversuchs	15
Abb. 9: Vierpunktbiegezugversuch: a) Versuchsaufbau; b) Statisches System; c) Momentenlinie	16
Abb. 10: Kraft – Durchbiegungsdiagramme der drei Prüfkörper D_PK 1, D_PK 2 und D_PK 3	17
Abb. 11: a) Glasfaserherstellung nach dem Düsenziehverfahren aus Lit. [10]; b) Glasfaserroving	19
Abb. 12: a) Detail eines multiaxialen Glasfasergewebes; b) Glasfasergewebelagen während des Betoniervorganges; c) Glasfasergewebe einbetoniert in Beton mit Kurzfasern; (alle Abb. aus Lit. [13])	20
Abb. 13: Glasfasergewebestück mit den Abmessungen 20x20 cm für die Herstellung der Verstärkungselemente	21
Abb. 14: Spannungs-Dehnungsdiagramm aus einer Serie von Zugversuchen an Glasfilamentgarnen	22
Abb. 15: Vergleich des Arbeitsvermögens unterschiedlicher Stahlfaserarten im Vierpunktbiegezugversuch	29
Abb. 16: Verstärkungselemente aus drei verschiedenen Patentschriften (aus Lit. [18], [19] und [20]).....	30
Abb. 17: Verstärkungselemente entwickelt am Institut für Tragkonstruktionen der TU-Wien [3].....	31
Abb. 18: Fotodokumentation über die Herstellung von Element Typ 1	38
Abb. 19: Fotodokumentation über die Herstellung von Element Typ 5	41
Abb. 20: Fotodokumentation über die Herstellung von Element Typ 6	42
Abb. 21: Fertige Schalung für die Herstellung der Elemente des Typs 8.....	44
Abb. 22: Fotodokumentation über die Herstellung von Element Typ 8	45
Abb. 23: Fotodokumentation über die Herstellung von Element Typ 9	46
Abb. 24: Fotodokumentation über die Herstellung von Element Typ 10	48
Abb. 25: Fotodokumentation über die Herstellung von Element Typ 11	49
Abb. 26: Spannung und Dehnung eines Stahlbetonbalkens im Zustand I (aus Lit. [22])	51
Abb. 27: Fachwerksmodell zur Übertragung der Zugkräfte zwischen den Elementen.....	52
Abb. 28: Zugkraftübertragung durch direkten Kontakt zweier Elemente.....	53
Abb. 29: Kraftübertragung zwischen dem Element und dem Füllbeton durch Reibungskräfte in der Verbundfuge.....	53
Abb. 30: Kraftübertragung zwischen dem Element und dem Füllbeton durch Pressung und Reibung am Beispiel des Elements vom Typ 9 bzw. 10.....	54
Abb. 31: Kraftübertragung zwischen dem Element und dem Füllbeton durch das Fachwerksmodell und durch Reibung am Beispiel des Elements vom Typ 2.....	54
Abb. 32: (a) Schalung für drei Probekörper; (b) Probekörperabmessungen (in cm).....	55
Abb. 33: Einbauschema der Verstärkungselemente in den Probekörper PK 1.....	56
Abb. 34: Fotos 1 bis 3 über die in den Probekörper PK 1 eingebauten Lagen von Verstärkungselementen.....	57
Abb. 35: Theoretische Wirkungsweise der Verstärkungselemente des Typs 6	58
Abb. 36: Fachwerksmodell zur Übertragung einer Zugkraft über das Rissufer (Typ 6)	59

Abb. 37: Fotos 1 bis 3 über die in den Probekörper PK 2 eingebauten Lagen von Verstärkungselementen.....	60
Abb. 38: Einbauschema der Verstärkungselemente in den Probekörper PK 3.....	61
Abb. 39: Einbauschema der Verstärkungselemente in den Probekörper PK 4.....	62
Abb. 40: Fotos 1 und 2 über die in den Probekörper PK 4 eingebauten Lagen von Verstärkungselementen.....	63
Abb. 41: Theoretische Wirkungsweise der Verstärkungselemente des Typs 1 und 2	64
Abb. 42: Fachwerksmodell zur Übertragung einer Zugkraft über das Rissufer (Typ 1 und 2) ...	65
Abb. 43: Einbauschema der Verstärkungselemente in den Probekörper PK 6.....	66
Abb. 44: Fotos 1 bis 4 über die in den Probekörper PK 6 eingebauten Lagen von Verstärkungselementen.....	67
Abb. 45: Theoretische Wirkungsweise der Verstärkungselemente des Typs 8	68
Abb. 46: Fachwerksmodell zur Übertragung einer Zugkraft über das Rissufer (Typ 8)	69
Abb. 47: Einbauschema der Verstärkungselemente in den Probekörper PK 7.....	70
Abb. 48: Fotos 1 bis 3 über die in den Probekörper PK 7 eingebauten Lagen von Verstärkungselementen.....	71
Abb. 49: Theoretische Wirkungsweise der Verstärkungselemente des Typs 9 und 10	72
Abb. 50: Fachwerksmodell zur Übertragung einer Zugkraft über das Rissufer (Typ 9 und 10) .	73
Abb. 51: Fotos 1 bis 3 über die in den Probekörper PK 8 eingebauten Lagen von Verstärkungselementen.....	74
Abb. 52: Einbauschema der Verstärkungselemente in den Probekörper PK 9.....	76
Abb. 53: Fotos 1 und 2 über die in den Probekörper PK 9 eingebauten Lagen von Verstärkungselementen.....	77
Abb. 54: Fachwerksmodell zur Übertragung einer Zugkraft über das Rissufer (Typ 11)	78
Abb. 55: Einbauschema der Verstärkungselemente in Probekörper PK 10.....	80
Abb. 56: Fotos 1 bis 3 über die in den Probekörper PK 10 eingebauten Lagen von Verstärkungselementen.....	81
Abb. 57: Einbauschema der Verstärkungselemente in den Probekörper PK 11.....	82
Abb. 58: Fotos 1 bis 3 über die in den Probekörper PK 11 eingebauten Lagen von Verstärkungselementen.....	83
Abb. 59: Theoretische Wirkungsweise der Verstärkungselemente des Typs 8 in dichter Lagerung.....	84
Abb. 60: Fachwerksmodell zur Übertragung einer Zugkraft über das Rissufer (Typ 8 in dichter Lagerung)	84
Abb. 61: Theoretische Wirkungsweise der Verstärkungselemente des Typs 8 in dichter Lagerung im Falle des Ineinandergreifens der Elemente	85
Abb. 62: Fachwerksmodell zur Übertragung einer Zugkraft über das Rissufer (Typ 8 in dichter Lagerung und im Falle des Ineinandergreifens der Elemente)	85
Abb. 63: Einbauschema der Verstärkungselemente in Probekörper PK 12.....	87
Abb. 64: Fotos 1 bis 3 über die in den Probekörper PK 12 eingebauten Lagen von Verstärkungselemente.....	88
Abb. 65: Einbauschema der Verstärkungselemente in den Probekörper PK 13.....	90
Abb. 66: Fotos 1 bis 3 über die in den Probekörper PK 13 eingebauten Lagen von Verstärkungselementen.....	91
Abb. 67: Versuchsaufbau für die Vierpunktbiegezugversuche der Probekörper PK 1 bis PK 13	93
Abb. 68: Versuchsaufbau zur Ermittlung der äquivalenten Biegezugfestigkeit, entnommen aus der Richtlinie über Faserbeton [1].....	93
Abb. 69: Prinzipielle Darstellung des Versuchsaufbaus (a), des statischen Systems (b) sowie der Momentenlinie (c).....	94
Abb. 70: Kraft – Durchbiegungsdiagramm aus dem VPBZV von PK 1	96
Abb. 71: Bruchfläche von PK 1; linkes Bild: linkes Rissufer; rechtes Bild: rechtes Rissufer	97
Abb. 72: Foto von PK 1 nach dem Vierpunktbiegezugversuch	97
Abb. 73: Kraft – Durchbiegungsdiagramm aus dem VPBZV von PK 2	98
Abb. 74: Bruchfläche von PK 2; linkes Bild: linkes Rissufer; rechtes Bild: rechtes Rissufer	99
Abb. 75: Foto von PK 2 nach dem Vierpunktbiegezugversuch	99

Abb. 76: Kraft – Durchbiegungsdiagramm aus dem VPBZV von PK 3	100
Abb. 77: Bruchfläche von PK 3; linkes Bild: linkes Rissufer; rechtes Bild: rechtes Rissufer	101
Abb. 78: Foto von PK 3 nach dem Vierpunktbiegezugversuch	101
Abb. 79: Kraft – Durchbiegungsdiagramm aus dem VPBZV von PK 4	102
Abb. 80: Bruchfläche von PK 4; linkes Bild: linkes Rissufer; rechtes Bild: rechtes Rissufer	103
Abb. 81: Foto von PK 4 nach dem Vierpunktbiegezugversuch	103
Abb. 82: Details von Probekörper PK 4 nach dem Vierpunktbiegezugversuch	104
Abb. 83: Kraft – Durchbiegungsdiagramm aus dem VPBZV von PK 5	105
Abb. 84: Bruchfläche von PK 5; linkes Bild: linkes Rissufer; rechtes Bild: rechtes Rissufer	106
Abb. 85: Foto von PK 5 nach dem Vierpunktbiegezugversuch	107
Abb. 86: Details von Probekörper PK 5 nach dem Vierpunktbiegezugversuch	107
Abb. 87: Kraft – Durchbiegungsdiagramm aus dem VPBZV von PK 6	108
Abb. 88: Bruchfläche von PK 6; linkes Bild: linkes Rissufer; rechtes Bild: rechtes Rissufer	109
Abb. 89: Foto von PK 6 nach dem Vierpunktbiegezugversuch	109
Abb. 90: Kraft – Durchbiegungsdiagramm aus dem VPBZV von PK 7	110
Abb. 91: Bruchfläche von PK 7; linkes Bild: linkes Rissufer; rechtes Bild: rechtes Rissufer	111
Abb. 92: Foto von PK 7 nach dem Vierpunktbiegezugversuch	112
Abb. 93: Details von Probekörper PK 7 nach dem Vierpunktbiegezugversuch	112
Abb. 94: Kraft – Durchbiegungsdiagramm aus dem VPBZV von PK 8	113
Abb. 95: Bruchfläche von PK 8; linkes Bild: linkes Rissufer; rechtes Bild: rechtes Rissufer	114
Abb. 96: Foto von PK 8 nach dem Vierpunktbiegezugversuch	115
Abb. 97: Gegenüberstellung zweier verschiedener Elementstypen	115
Abb. 98: Details von Probekörper PK 8 nach dem Vierpunktbiegezugversuch	115
Abb. 99: Kraft – Durchbiegungsdiagramm aus dem VPBZV von PK 9	116
Abb. 100: Bruchfläche von PK 9; linkes Bild: linkes Rissufer; rechtes Bild: rechtes Rissufer ..	117
Abb. 101: Foto von PK 9 nach dem Vierpunktbiegezugversuch	117
Abb. 102: Kraft – Durchbiegungsdiagramm aus dem VPBZV von PK 10	118
Abb. 103: Bruchfläche von PK 10; linkes Bild: linkes Rissufer; rechtes Bild: rechtes Rissufer	119
Abb. 104: Foto von PK 10 nach dem Vierpunktbiegezugversuch	120
Abb. 105: Details von Probekörper PK10 nach dem Vierpunktbiegezugversuch	121
Abb. 106: Kraft – Durchbiegungsdiagramm aus dem VPBZV von PK 11	122
Abb. 107: Bruchfläche von PK 11; linkes Bild: linkes Rissufer; rechtes Bild: rechtes Rissufer	123
Abb. 108: Foto von PK 11 nach dem Vierpunktbiegezugversuch	124
Abb. 109: Details von Probekörper PK 11 nach dem Vierpunktbiegezugversuch	124
Abb. 110: Kraft – Durchbiegungsdiagramm aus dem VPBZV von PK 12	125
Abb. 111: Bruchfläche von PK 12; linkes Bild: linkes Rissufer; rechtes Bild: rechtes Rissufer	126
Abb. 112: Foto von PK 12 nach dem Vierpunktbiegezugversuch	127
Abb. 113: Details von Probekörper PK 12 nach dem Vierpunktbiegezugversuch	127
Abb. 114: Kraft – Durchbiegungsdiagramm aus dem VPBZV von PK 13	128
Abb. 115: Bruchfläche von PK 13; linkes Bild: linkes Rissufer; rechtes Bild: rechtes Rissufer	129
Abb. 116: Foto von PK 13 nach dem Vierpunktbiegezugversuch	130
Abb. 117: Details von Probekörper PK 13 nach dem Vierpunktbiegezugversuch	130
Abb. 118: Direkte Gegenüberstellung der Kraft – Durchbiegungsdiagramme zwischen PK 4, PK 5 und PK 10	131
Abb. 119: jeweils linkes Probekörperreststück von PK 4, PK 5 sowie PK 10	132
Abb. 120: Direkte Gegenüberstellung der Kraft – Durchbiegungsdiagramme zwischen PK 6 und PK 11	134
Abb. 121: jeweils linkes Probekörperreststück von PK 6 und PK 11	135
Abb. 122: Direkte Gegenüberstellung der Kraft – Durchbiegungsdiagramme zwischen PK 7 und PK 12	136
Abb. 123: jeweils linkes Probekörperreststück von PK 7 und PK 12	137
Abb. 124: Direkte Gegenüberstellung der Kraft – Durchbiegungsdiagramme zwischen PK 8 und PK 13	139
Abb. 125: jeweils linkes Probekörperreststück von PK 8 und PK 13	140
Abb. 126: Gegenüberstellung der Kraft – Durchbiegungsdiagramme aller 13 Probekörper	142
Abb. 127: Formeln zur Berechnung der äquivalenten Biegezugfestigkeit (aus Lit. [1]).....	145

6.3 Tabellenverzeichnis

Tab. 1: Übersicht über die für die Herstellung der Verstärkungselemente verwendeten Materialien	6
Tab. 2: Übersicht über die drei typischen Stoffgruppen kunststoffhaltiger Betone (nach Lit. [4])	7
Tab. 3: Reaktionsharze die als Bindemittel für Reaktionsharzbeton (PC) verwendet werden (aus Lit. [5]).....	10
Tab. 4: Übersicht über einige Materialkennwerte von Polymerbeton dreier verschiedener Hersteller im Vergleich zu einem Beton C100/115.....	12
Tab. 5: Materialkennwerte des Polymerbetons nach Angaben der Firma Duroton.....	13
Tab. 6: Übersicht über die drei im Vorversuch untersuchten Probekörper	13
Tab. 7: Übersicht über die Versuchsergebnisse	17
Tab. 8: Erforderliche Einzelmassen der Komponenten für die Herstellung einer 500g Polymerbetonmischung.....	18
Tab. 9: Erforderliche Einzelmassen der Komponenten des Füllstoffs.....	18
Tab. 10: Vergleich einiger Eigenschaften von verschiedenen Materialien (aus Lit. [11]).....	19
Tab. 11: Möglichkeiten des Glasfasereinsatzes im textilbewehrten Beton (nach Lit. [12])	20
Tab. 12: Übersicht über die wichtigsten Kennwerte des verwendeten Glasfasergewebes	22
Tab. 13: Gegenüberstellung einiger Materialkennwerte verschiedener Epoxidharzmischungen	24
Tab. 14: Mischungsverhältnis für die Herstellung von Epoxidharz nach einem Rezept der Firma Dywipox	25
Tab. 15: Übersicht über einige Eigenschaften und Materialkennwerte von Epoxidharz der Firma Dywipox.....	25
Tab. 16: Mischungsverhältnis für die Herstellung von 1000 Liter Beton (aus Lit. [17])	27
Tab. 17: Weitere technische Daten des Füllbetons.....	28
Tab. 18: Mechanismen der Kraftübertragung durch die Verstärkungselemente.....	31
Tab. 19: Mögliche Formen für scheibenartige Verstärkungselemente.....	32
Tab. 20: Übersicht über die hergestellten Verstärkungselemente	33
Tab. 21: Maximale Grenzabmessung eines Verstärkungselements lt. Richtlinie SiA 162/6 [21].....	36
Tab. 22: Übersicht Element Typ 1.....	37
Tab. 23: Übersicht Element Typ 3.....	39
Tab. 24: Übersicht Element Typ 4.....	40
Tab. 25: Übersicht Element Typ 5.....	40
Tab. 26: Übersicht Element Typ 6.....	42
Tab. 27: Übersicht Element Typ 7.....	43
Tab. 28: Übersicht Element Typ 8.....	43
Tab. 29: Übersicht Element Typ 9.....	45
Tab. 30: Übersicht Element Typ 10.....	47
Tab. 31: Übersicht Element Typ 11.....	48
Tab. 32: Übersicht über die hergestellten Probekörper.....	50
Tab. 33: Grundsätzliche Mechanismen der Kraftübertragung zwischen den Elementen sowie zwischen den Elementen und dem Füllbeton.....	52
Tab. 34: Zusammenfassung der Versuchsergebnisse in tabellarischer Form	143
Tab. 35: Tabellarische Gegenüberstellung des Nachrissverhaltens	143
Tab. 36: Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse auf Basis der Versuchsdaten.....	145