



DIPLOMARBEIT

Master Thesis

Stahlbewehrung und Aramidbewehrung Als Betonbewehrung im Hochbau - ein Vergleich

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

unter der Leitung von

Univ. Prof. Dipl. Ing. Dr. Techn. Andreas Kolbitsch

und als verantwortlich mitwirkenden Assistenten

Univ. Ass. Dipl. Ing. Dr. techn. Sinan Korjenic

[E 206]

**Institut für Hochbau und Technologie
Zentrum für Hochbaukonstruktionen und Bauwerkserhaltung**

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Dariusz Bińkowski

0325842

Engerthstrasse 214F/4/3

A – 1020 Wien

Wien, Dezember 2011

.....

(Dariusz Bińkowski)

Danksagung

Ich möchte mich für die sehr gute Betreuung meiner Diplomarbeit und für die Möglichkeit der Arbeit an diesem interessanten Thema beim Herrn Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Andreas Kolbitsch und Herrn Dipl.-Ing. Dr. techn. Sinan Korjenic herzlich bedanken. Es war eine sehr schöne und lehrreiche Zeit für mich am Institut für Hochbau und Technologie.

Ein großer Dank gilt meinen Eltern und meiner ganzen Familie, die mich in jeder möglichen Hinsicht während der gesamten Studienzeit aber auch in den Jahren davor unterstützt haben.

Meiner Lieben Frau, die mich durch meine Studienzeit begleitet hat, möchte ich für Ihre Liebe, den Beistand und das Verständnis danken.

Ein besonderer Dank gilt auch meinen Studienkollegen, mit denen ich unzählige Stunden während des Studiums beim Lernen verbracht habe, und durch die das Lernen zu Prüfungen und Projekten einfacher wurde.

Kurzzusammenfassung

Die von mir verfasste Diplomarbeit zum Thema der Aramidfaserbewehrung, befasst sich in erster Linie mit der Recherche des vorhandenen Wissens der Weltliteratur über Faserverbundkunststoffe kurz FVK. Im deutschen Sprachbereich, kann man zu diesem Thema, des Bewehrens mit FVK als vollwertigen Ersatz für die konventionelle Stahlbewehrung, nur sehr wenig finden. Aus diesem Grund war die Aufgabe unter Zuhilfenahme möglichst vieler Quellen sich einen Überblick über die Eigenschaften dieser Materialien im Bezug auf das Bewehren, zu verschaffen. Dieses Wissen habe ich im Zuge der Arbeit anhand von praktischen Versuchen an bewehrten Betonproben im Labor der Technischen Universität in Wien versucht zu verifizieren, um eventuell mit den Ergebnissen dem widersprechen zu können, was ich an Wissen angesammelt habe. Die wichtigsten Bereiche bildeten die Verbundversuche, Biegezugversuche und die Brandversuche. Der größte Teil der durchgeführten Versuche hat aber nur bestätigende Ergebnisse meiner Literaturrecherche geliefert. Nichts desto trotz stellten diese Untersuchungen eine wertvolle Sammlung an Erkenntnissen, welche der Diplomarbeit beigefügt wurden. Abschließend habe ich versucht, auf die Eigenschaften der Glasfaserbewehrung zu Vergleichszwecken einzugehen und über die derzeitige Marktlage einen Ausblick in die Zukunft zu schaffen.

Abstract

My master thesis on the subject of aramid fibre reinforcement deals primarily with the search of existing knowledge from the world literature about the fiber reinforced plastics (FRP). In the German language, on the theme of reinforcing with FRP as a full replacement for the conventional steel reinforcement, you can find very little. That is why, my task was also to acquire as many sources as possible to get a general overview of the properties of this material. I wanted to verify this knowledge during my practical exploration on reinforced concrete samples at the Vienna University of Technology. That exploration consisted of bond strength, bending-tensile strength and fire resistance examinations and most of them provided a confirmative outcome. However, it doesn't change the fact, that this enquiry represents a valuable assemblage of knowledge which was added to the master thesis. Moreover, in my conclusion I tried to describe the properties of glass fibre reinforcement as a comparison to aramid, present market conditions and to give an outlook for its usage in the future.

Inhaltsverzeichnis

1.	Einleitung	1
1.1.	Aufgabenstellung	1
2.	Geschichtlicher Rückblick der Beton-Bewehrung	2
2.1.	Stahlbeton.....	2
2.2.	Faserverbundkunststoff	3
3.	Stahlbeton	4
3.1.	Wirkungsweise.....	4
3.2.	Festigkeitseigenschaften	5
3.3.	Chemischer Einfluss	7
3.4.	Brandverhalten	9
4.	Faserverbundstoffe - Aramid	14
4.1.	Grundlagen	14
4.2.	Das Material Aramid	16
4.2.1.	Arten	16
4.2.2.	Chemische Grundstruktur	18
4.2.3.	Herstellung in der Praxis	20
4.3.	Das Verbundmaterial – Die Matrix	21
4.4.	Brandverhalten	24
4.5.	Verbund und Ermüdungsverhalten	28
4.6.	Scherverhalten.....	35
4.7.	Biegeverhalten.....	41

4.7.1. Bemessung auf Biegung.....	41
5. Experimentelle Untersuchungen	44
5.1. Allgemeines	44
5.2. Versuchsdokumentation	44
5.2.1. Messgeräte.....	45
5.2.2. Betonzusammensetzung	48
5.2.3. Herstellung der Proben für den Verbundversuch.....	49
5.2.4. Herstellung der Proben für den Biegezugversuch	54
5.4. Versuche.....	58
5.4.1. Verbundfestigkeitsprüfung	58
5.4.1.1. Stahlbewehrung.....	59
5.4.1.2. Aramidbewehrung.....	68
5.4.1.3. Glasfaserbewehrung.....	73
5.4.2. Biegezugfestigkeitsprüfung.....	79
5.4.3. Prüfung der Brandfestigkeit	87
5.4.4. Prüfung der Druckfestigkeit des Betons.....	88
6. Erkenntnisse und Zusammenfassung	91
7. Exkurs Glasfaserbewehrung	93
8. Literaturverzeichnis	96
9. Abbildungsverzeichnis.....	99
10. Tabellenverzeichnis	103

1. Einleitung

1.1. Aufgabenstellung

Im Laufe der Entstehung neuer Technologien auf dem Gebiet der Materialkunde im zwanzigsten Jahrhundert, hat eine begabte Chemikerin namens Stephanie Kwolek mit ihrem Team Mitte der sechziger Jahre ein Material entwickelt das Sie Kevlar genannt hat. Es handelt sich dabei um ein Kunstfaser – Aramid (Bezeichnung für aromatische Polyamide). Dieses Material hatte die wunderbare Eigenschaft sehr leicht und Feuerbeständig zu sein und was noch wichtiger ist eine Zugfestigkeit, die die besten Stahlsorten mehrfach übersteigt. Seit dieser Zeit wird dieses Material in kugelsicheren Westen, in Fallschirmen, Unterwasserkabel, Bremsbelegen Booten, und noch vielen mehr verwendet.

Bezugnehmend auf dieses Material, stellt sich die Frage nach der Möglichkeit und Art der Anwendung im Baubereich. Das Verlangen nach hochfesten vorgefertigten Bewehrungselementen, welche kostengünstig hergestellt werden und zusätzlich über gute wärmespezifische Eigenschaften verfügen, ließ die Industrie auf ein synthetisches Material umsteigen. Aramid, als Ausgangsmaterial wird in verschiedener Form zum Bewehrungszweck verwendet. Darunter sind ein paar Anwendungsmöglichkeiten genannt:

- Beimengung als Faser im Betongemisch (Textilbeton)
- Vorspannung des Mauerwerks mit Stäben aus gebündelten Aramid-Fasern
- Einbringung in den Betonkörper als Ersatz für Stahlbewehrung

Diese Diplomarbeit soll einen Vergleich liefern, wie sich Aramid als Bewehrung im Betonverbund gegenüber dem konventionellen Stahlbeton verhält. Die statischen aber auch die wärmetechnischen und die brandschutztechnischen Eigenschaften der Kunststoffbewehrung werden beschrieben und mit Eigenschaften von Stahlbeton verglichen. Es werden die bereits bekannten Vor und Nachteile der „Kunststoff“-Bewehrung offengelegt und diese mit Hilfe der Versuche im Labor dokumentiert.

2. Geschichtlicher Rückblick der Beton-Bewehrung

2.1. Stahlbeton

Die Anfänge des Betons reichen noch in die Zeit der Ägypter ca. um 3000 v. Chr. Der Höhepunkt der damaligen Zeit stellen allerdings erst die Bauten der Römer dar. Mit der Kuppel des Pantheons, die einen Durchmesser von 43m hat und in Leichtbeton ausgeführt wurde, wird der Fortschritt dieser Zivilisation im Rahmen des Betonbaus gezeigt. Die Zusammensetzung war damals gebrannter Kalk mit Zusätzen vulkanischer Sande. [8]

Seit dieser Zeit mussten viele Epochen vergehen, bis das Interesse bzw. die Wiederentdeckung von Beton stattfand. Ende des 18. Jahrhunderts hat der Engländer John Smeaton entdeckt, dass für die Erhärtung von Kalkstein, der Tongehalt eine wichtige Rolle spielt und für die Wasserbeständigkeit mitverantwortlich ist. Mit Hilfe des sogenannten Kalkmörtels entstand das erste Bauwerk, ein Leuchtturm. [8]

Das „Portland Cement“ welches ein künstliches hydraulisches Bindemittel darstellt und den Namen von der Halbinsel Portland, aufgrund der farblich-charakteristischen Ähnlichkeit zum dortigen Steinvorkommen hat, erhielt wurde in der zweiten Dekade des 19. Jahrhunderts entwickelt. Parallel dazu hat ein gewisser Franzose namens Josef Monier, der ein Pariser Blumentöpfer war, ein Konzept der Topfbewehrung entwickelt, und in den darauffolgenden Jahren diese Idee weiterentwickelt. Daraus entstanden mehrere Patente für Rohre und Brücken. Ihm ist die Erfindung des Eisenbetons zu verdanken, allerdings war sein Ziel in erster Linie nur die Verbesserung der Formgebung. [8]

Die bauseitige Entwicklung und Anwendung der Idee des Eisenbetons ist im großen Ausmaß den Deutschen und Österreichern zuzuschreiben. Ein gewisser Rudolf Schuster hat mit der Einverständnis des Herrn Monier seine Entwicklung innerhalb der österreichisch-ungarischen Monarchie verbreitet und veröffentlichte das erste Konstruktionsheft zu Bauten aus Eisenbeton. Innerhalb von Deutschland war unter anderem Gustav Wayss in dem Gebiet tätig und veröffentlichte das deutsche Patent zur „Herstellung von Gegenständen aller Art durch Umgießen eines den Wandungen des Gegenstandes entsprechenden Gerippes aus Eisen mit Zement“ [8]

Anfang des zwanzigsten Jahrhunderts war Eisenbeton kein seltener bzw. unbekannter Begriff mehr. Im Jahre 1906 wurde zum ersten Mal der Betonkalender veröffentlicht welcher einmal im Jahr erschienen ist. Seit den vierziger Jahren wurde der Begriff des Eisenbetons auf Stahlbeton getauscht, da die Bewehrung nicht aus Eisen sondern aus Stahl hergestellt wurde. [8]

Die nächste Stufe der Entwicklung innerhalb des Bauens mit Stahlbeton war die Einführung der Vorspannung, eine Theorie an der ein deutscher Professor F. Leonhardt maßgebend beteiligt war. Diese Technologie findet heutzutage, z.B. in den Bereichen des Hochbaus, Industriebaus, Tiefbaus und des Brückenbaus Anwendung. Da jedoch die Kosten und Ausführung der vorgespannten Elemente nicht immer günstig sind, stellt das noch immer ein Hindernis im reibungslosen Bauablauf dar. [8]

2.2. Faserverbundkunststoff

Wie schon in der Einleitung erwähnt, ist die Entwicklung von Faserkunststoffen auf die Erfindung der aromatischen Polyamide durch die Frau Kwolek zurückzuführen.

Die tatsächliche Umsetzung der Idee des Kunststoffs als Bewehrung in ersten Untersuchungsreihen erfolgte in den siebziger Jahren. Sowohl in Kanada als auch in Japan wurde in dieser Richtung sehr intensiv geforscht. Der Grund für das Entstehen der Idee, des Ersetzens des Stahls durch Kunststoff, war u.a. auf das Problem des Rostens der Betonbewehrung zurückzuführen. Vor allem bei solchen Bauten wie Tunnel und Brücken, würde Kunststoffbewehrung die Kosten der Erhaltung merklich reduzieren, da z.B. das Abplatzen der Betondeckung durch Korrosion nicht gegeben ist. Seit dieser Zeit entstanden in den zuvor genannten Ländern zahlreiche internationale Bemessungsrichtlinien für die Bewehrung mit FVK (Faserverbundkunststoff). Nur in Europa ist die Standardisierung durch Richtlinien so gut wie nicht vorhanden. Die Europäer wurden erst in den neunziger Jahren mit der Erforschung der Möglichkeit der Kunststoffbewehrung aktiv. Die höheren Materialkosten, die fehlende Klassifizierung der unterschiedlichen Bewehrungstypen, die sich sowohl in chemischen als auch in mechanischen Eigenschaften sehr stark unterscheiden, verdeutlicht das die Entwicklung gegenüber Stahlbeton noch im Anfangsstadium steht.

3. Stahlbeton

3.1. Wirkungsweise

„Der Baustoff Beton ist dank seiner hohen Druckfestigkeit, der in großen Mengen vorhandenen Ausgangsstoffe und der einfachen Herstellung in idealer Weise zur Konstruktion von druckbeanspruchten Bauteilen nahezu beliebiger Form geeignet.“ [10]

„Die fundamentale Eigenschaft des Baustoffs, die letztlich in der Entwicklung von bewehrtem Beton mündete, ist allerdings seine geringe Zugfestigkeit. Die im Allgemeinen ein Zehntel der Druckfestigkeit nicht überschreitende Zugfestigkeit führt dazu, dass zug- bzw. auch biegebeanspruchte Bauteile ausschließlich aus Beton nur in wenigen Ausnahmefällen sinnvoll sind.“ [10]

„Bei bewehrten Bauteilen übernimmt der in den Beton eingebettete Stahl bei der Rissbildung die freiwerdende Betonzugkraft. Damit kann die hohe Betondruckfestigkeit gemeinsam mit der hohen Zugfestigkeit des Stahls wirtschaftlich genutzt werden.“ [10]

„Bewehrter Beton, also Stahlbeton und Spannbeton, ist damit ein klassischer Verbundbaustoff. Die Verbundwirkung zwischen Beton und eingebetteter Bewehrung, die u. a. durch die dem Stahl aufgeprägten Rippen erreicht wird, erzwingt, dass sich Beton und Stahl bei Beanspruchung annähernd gleich verformen und ermöglicht so das statische Zusammenwirken.“ [10]

„Die hohe Widerstandsfähigkeit bewehrten Betons gegenüber Umwelteinflüssen macht bewehrten Beton zu einem preiswerten und zugleich robusten Baustoff. Bei sachgerechter Ausführung ist der eingebettete Stahl durch die hohe Alkalität des Zementsteins zudem dauerhaft vor Korrosion geschützt.

Neben der geringen Zugfestigkeit des Betons haben zwei Eigenschaften Konstruktion und Formgebung von bewehrten Betonbauteilen wesentlich geprägt und zu typischen Bauformen geführt:

- die nahezu uneingeschränkte Formbarkeit und
- die monolithische Verbindung einzelner Bauteile.

Die Anpassung des Frischbetons an nahezu beliebige Schalungsformen ermöglicht die Optimierung von Form oder Querschnittsabmessungen nach dem Verlauf der

Schnittgrößen; die eingebettete Bewehrung kann nach dem inneren Kraftfluss orientiert werden. Durch die auch für abschnittsweise hergestellte Bauteile zu erzielende monolithische Verbindung können zum einen Bauteile hergestellt werden, die mehrere Funktionen und Tragwirkungen in sich vereinen und zum anderen durch vielfache statische Unbestimmtheit hohe Tragreserven aufweisen.“ [10]

3.2. Festigkeitseigenschaften

Zur näheren Klassifizierung von Beton, werden solche Eigenschaften wie die Druck-, Zugfestigkeit, der E-Modul, das Schwinden, Kriechen und der Eindringwiderstand, angegeben. Diese Parameter ermöglichen eine Spezifizierung der Anwendungen des Betons unter verschiedenen Einflüssen. [12]

Für die Qualität des Betons ist hingegen die Zusammensetzung des Betons wie z.B. Auswahl der Zuschlagstoffe und des Bindemittels sowie der Einbau und die Nachbehandlung entscheidend. [11]

Desweiteren muss man bei der Herstellung bewehrter Betone auf die Dichtigkeit, Homogenität und die Zusammensetzung der oberflächennahen Bereiche des Betons, sowie die Betonüberdeckung der Bewehrung achten. [11]

Die Zusammensetzung und das Verhalten lassen sich mit zwei verschiedenen Modellen beschreiben. Das erste Modell auf der Mikro-Ebene, beschreibt die Eigenschaften des Zementsteins, das zweite Modell auf der Meso-Ebene, beschreibt das Zusammenwirken des Zementsteins und des Zuschlags unter Einbeziehung von Poren, Einschlüssen und mikroskopischen Rissen. Die Berechnung der Konstruktion erfolgt mit dem Modell der Makro-Ebene. Dieser Ebene zugeordnete Modelle betrachten den Werkstoff Beton auf Bauteilniveau als quasi-homogenen Baustoff, der durch integrale Materialgesetze beschrieben werden kann [10]

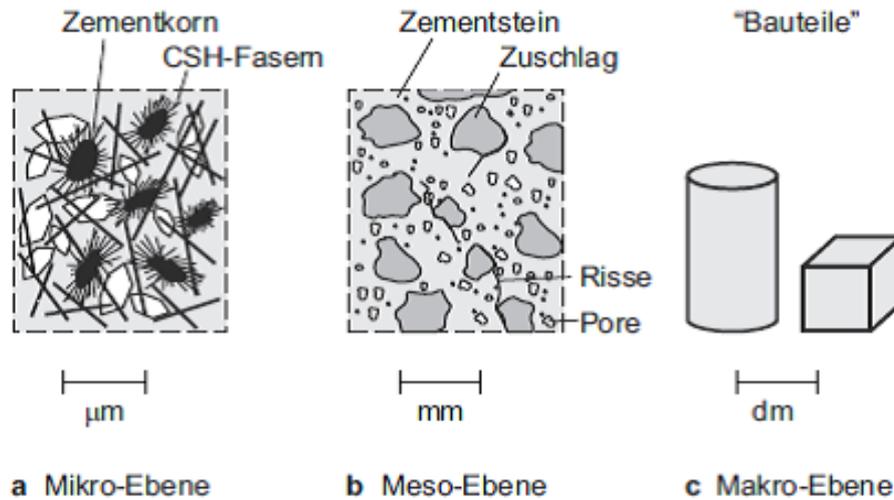


Abbildung 3.1: Betrachtungsebenen des Betons und der Struktur [10]

Im Weiteren möchte ich nur kurz auf Betondruckfestigkeit im Bezug auf die Makro Ebene eingehen.

Die experimentelle Untersuchung des Verhaltens druckbeanspruchten Betons erfolgt durch zentrische Druckversuche. Die einachsiale Druckfestigkeit eines Betons entspricht dem in einem Druckversuch gemessenen Höchstwert der Druckspannungen. Die Belastung bis zum Bruch wird monoton ansteigend

i. Allg. in 1 bis 2 Minuten aufgebracht; die ermittelte Festigkeit wird daher als Kurzzeitdruckfestigkeit bezeichnet. Mit zunehmendem Betonalter steigt die Kurzzeitdruckfestigkeit durch die fortschreitende Hydratation des Zements weiter an. Dabei ist die Druckfestigkeitsentwicklung abhängig von der Zementart und den Randbedingungen der Lagerung wie Temperatur und Feuchteangebot. Damit die Vergleichbarkeit von Ergebnissen verschiedener Prüfungen u. a. im Rahmen von Konformitätskontrollen gewährleistet ist, werden Probekörper und Rahmenbedingungen der Prüfung wie Betonalter, Lagerungsbedingungen, klimatische Randbedingungen und Versuchs-Durchführung normativ geregelt. [10]

3.3. Chemischer Einfluss

Wie schon in der Einführung über Betone erwähnt wurde, ist der Beton unter normalen Bedingungen ein sehr dauerhafter Baustoff. Die noch aus der Römerzeit erhaltenen Bauwerke sind hierfür ein gutes Beispiel.

Wird der Beton mit Stahl armiert, so ist das Verhalten des Stahls zusätzlich zu berücksichtigen. Das Wissen das wir uns im Laufe der Anwendung des Stahlbetons als Bauart angeeignet haben, ermöglicht uns sichere und dauerhafte Bauten unter normalen atmosphärischen Umweltbedingungen zu errichten. Solange der Bewehrungsstahl im Beton passiviert ist, womit das alkalische Milieu des Porenwassers gemeint ist (pH-Wert 12,6), bildet sich auf der Stahloberfläche eine sehr dünne Oxidschicht welche jegliche Korrosion unterbindet. Dazu darf der pH-Wert nicht unter 9,5 fallen, sonst wäre der Schutz durch die Passivierung nicht mehr gegeben.

Die wichtigsten Schäden die am Beton durch äußere Einflüsse hervorgerufen werden sind Schäden durch die Wasseraufnahme, in weiterer Folge die Frostschäden durch Sprengung infolge Volumenvergrößerung durch Eisbildung, und Tausalzschäden die durch Wasser und Tausalz, also Natriumchlorid, verursacht werden.

Die eingebettete Bewehrung kann unabhängig vom Schutz durch die Passivierung von in Betonporen vorhandenen Schadstoffen korrodieren. Der wichtigste Auslöser für die Korrosion der Bewehrung im Stahlbeton sind Chloridionen, und als nächstes die Karbonatisierung.

Chloride werden vom Beton entweder über Tausalze oder z.B. bei der Entwicklung von Brandgasen, z.B. aus PVC-Bränden aufgenommen. Besonders gefährdet durch Chloride sind also Verkehrsbauwerke sowie Sockel- und Treppenbereiche an Hochbauten. [11]

Bei der durch Chloride ausgelösten Korrosion der Bewehrung können zwei Bereiche unterschieden werden.

- Der erste Bereich, die Eindringphase, in der die Chloridionen in den Beton eindringen und bis zum Stahl wandern

- Der zweite Bereich, in der die Bewehrung zu korrodieren beginnt und dadurch Schäden am Baustoff entstehen.

Das Eindringen von Chlorid in den Beton wird im wesentlichen von zwei Einflussgrößen bestimmt, der Bindekapazität des Zementsteins und seinem Diffusionswiderstand. [11]

Zementstein kann bis zu 0,4% bezogen auf das Zementgewicht an Chlorid als Salz binden. Die in dem Salz gebunden Chloridionen können allerdings keine Korrosion am Stahl auslösen. Desweiteren ist eine Adsorption des Chlorids an den Porenwänden möglich. Eine Abhilfe stellt ein höherer Zementgehalt der die Bindekapazität erhöht und die Anfälligkeit des Betons auf solche Angriffe vermindert. Hochofenzemente haben aufgrund ihrer geringen Kapillarporosität einen höheren Diffusionswiderstand als die Portlandzemente.

Eine weitere wichtige Maßnahme um das Eindringen von Chlorid zu verhindern, ist die Rissbreite, insbesondere wenn sie 0,3mm übersteigt. [11]

Während die Korrosion des Stahls im Normalfall gleichmäßig erfolgt, tritt bei Chloridkorrosion ein sogenannter Lochfraß ein. Es werden nur die Bereiche des Stahls angegriffen, bei dem die Passivierung aufgehoben ist.

Die Karbonatisierung, als nächster Punkt der möglichen Ursachen für die Korrosion, ist eine Reaktion des Kohlendioxids der Luft mit dem im Beton enthaltenen Calciumhydroxid. Bei diesem Prozess wird das Calciumhydroxid verbraucht und somit der pH-Wert im Zementstein soweit gesenkt, dass der Schutz der Bewehrung vermindert wird und zu Korrosion führt.

Erwähnenswert ist die Tatsache, dass ein völlig gesättigter Beton genauso wenig karbonatisiert wie ein völlig trockener Beton, da beim gesättigten Beton das Kohlendioxid nicht eindiffundieren kann und beim trockenen Beton für die Reaktion kein Wasser zur Verfügung steht.

In der Praxis hat sich ein Gesetz für die Fortschreitung der Karbonatisierungstiefe wie folgt ergeben. Eine Verdoppelung der Dicke der Betonüberdeckung bewirkt eine Vervierfachung der Karbonatisierungszeit. [11] Aus diesem Grund sollte eine ausreichende Betonüberdeckung gewährleistet sein.

Ist der Schutz durch Passivierung aufgehoben, sei es durch die Karbonatisierung oder durch das Eindringen von Chloridionen bis zur Bewehrung, kommt es zur Korrosion des Stahls. Dies ist ein elektrochemischer Vorgang, bei dem es zur Auflösung des Metalls unter Abgabe von Metallionen und dessen Reaktion mit einem Partner (Kathode) kommt. Dazu müssen, wie schon oben erwähnt, einige Voraussetzungen erfüllt werden. Diese sind nochmals zusammenfassend:

- Ein leitender Elektrolyt muss vorhanden sein
- Zwischen Anode und Kathode muss eine leitende Verbindung, sowohl durch Metall als auch durch Elektrolyt vorhanden sein.
- Ein Reaktionspartner für die Elektronen muss vorhanden sein, also z.B. Sauerstoff
- Die Passivierungsschicht darf nicht vorhanden sein.

3.4. Brandverhalten

Stahlbetonbauteile können, abhängig von den Querschnittsabmessungen und der Dicke der Überdeckung des Betonstahls in der Regel als Feuerbeständig angenommen werden, wobei zu beachten ist, dass bei schlaff bewehrten Stahlbetonbauteilen in aller Regel die aus statischen Gründen erforderlichen Abmessungen der tragenden Bauteile hohe Feuerwiderstandsdauern ergeben. Sie entwickeln im Brandfall keine toxischen Gase und haben aus brandschutztechnischer Sicht nur Vorteile.

Die Einwirkung der Brandwärme führt zunächst zur raschen Erwärmung der äußeren Deckschicht, wodurch sich die Bewehrung erwärmt und eventuell durch Abplatzungen freigelegt wird. Entscheidend für das Brandverhalten des Stahls oder Spannbetons ist letztlich immer das Verhalten der Bewehrungen. Man könnte Konstruktionen aus Stahlbeton- bzw. Spannbetonbauteilen auch als geschützte Stahlkonstruktion bezeichnen.[13]

Die Eigenschaften von den durchschnittlichen Betonen sind in der folgenden Abbildung dargestellt.

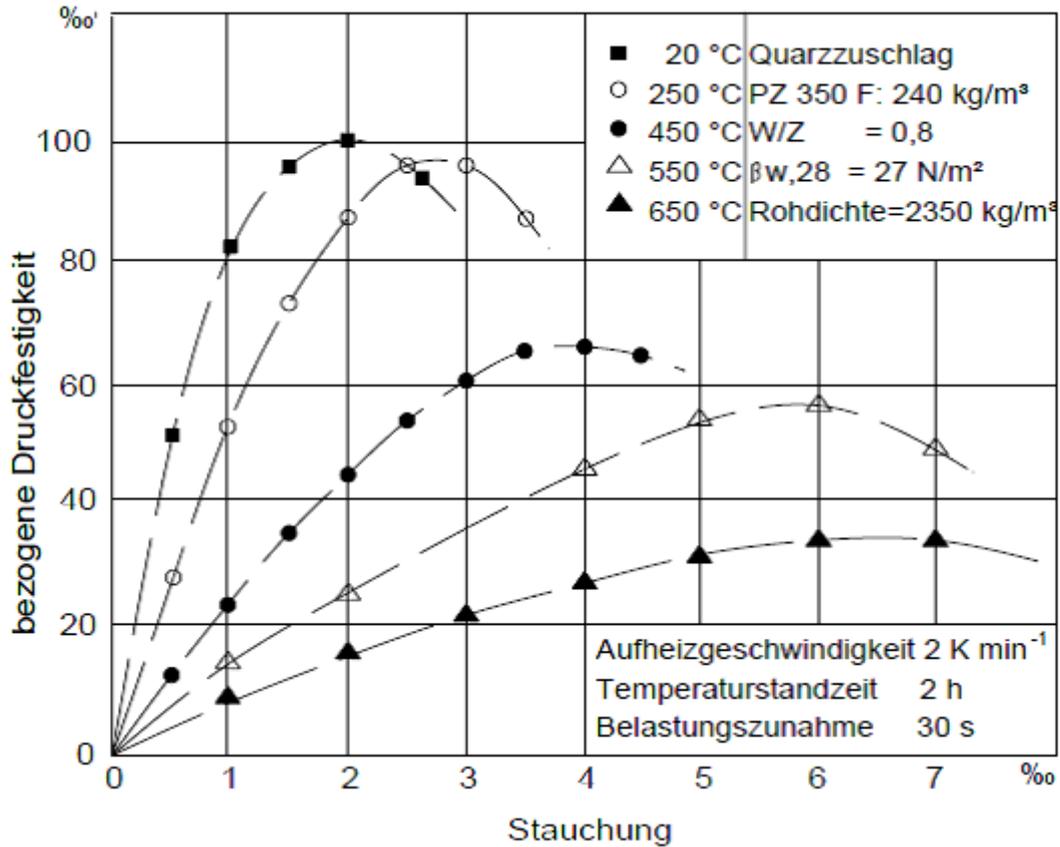


Abbildung 3. 2: Spannungs-Dehnungs Diagramm von Normalbeton mit quarzhaltigem Zuschlag bei unterschiedlichen Temperatureinwirkungen [13]

Es ist auffallend wie während der Erwärmungsphase mit steigender Temperatur die Druckfestigkeit abnimmt und die Stauchung zunimmt. Oberhalb von 600°C ist ein deutlicher Festigkeitsrückgang zu beobachten, wobei der E-Modul stark zurück geht und die Bruchdehnungen erheblich zunehmen. Der Beton wird zunehmend weicher (duktiler). Die angegebenen Prüftemperaturen stellen jeweils die mittleren Temperaturen der Prüfquerschnitte, was bedeutet dass die geprüften Betonproben stets vollständig durchwärmt wurden.[13]

Desweiteren zeigt sich ein Phänomen, dass bei den bereits vorbelasteten Betonen welche erwärmt werden, höhere Festigkeitswerte erreicht werden als bei unbelasteten Probekörpern. Das Verlangen des Betons nach erweichen nimmt mit zunehmender Druckbeanspruchung deutlich ab. Bei Temperaturen im Bereich von 100°C konnte man während der Versuche sogar eine Erhöhung der Betondruckfestigkeit wahrnehmen. Bis zu Temperaturen von 200°C sind bei der erstmaligen Erwärmung von Beton im Allgemeinen keinerlei Festigkeitseinbußen zu beobachten [13]

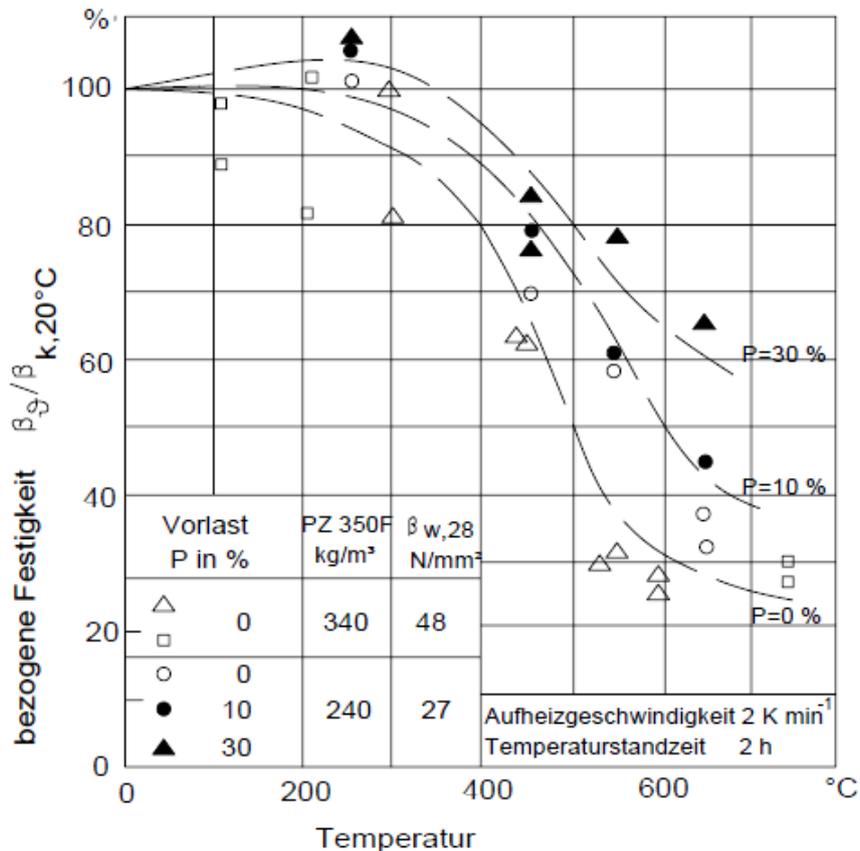


Abbildung 3.3: Hochtemperaturfestigkeit von Normalbeton mit quarzhaltigem Zuschlag bei verschiedenen Vorlasten [13]

Insgesamt hat Beton günstige Temperatureigenschaften. Die verwendete Zuschlagsart spielt diesbezüglich keine wesentliche Rolle. Konstruktionsbetone mit Kalksteinzuschlägen verhalten sich geringfügig besser als Beton mit Quarzzuschlägen. Erstere haben im Allgemeinen eine geringfügig niedrigere Wärmeleitung und Wärmeausdehnung, was sich positiv auf das Brandverhalten auswirkt. Es ist jedoch zu beachten, dass bei Kalksteinzuschlägen bei Temperatur von über 800°C eine Entsäuerung beginnt, d.h. die Zuschläge zersetzen sich allmählich. Die dadurch geschädigten Betonbauteile lassen sich später schlechter sanieren. [13]

Von praktischer Bedeutung ist auch das thermische Ausdehnungsverhalten von Betonen weil die thermischen Dehnungen der Bauteile im Brandfall gegebenenfalls zusätzliche Zwangs- oder Eigenspannungen und Verformungen bzw. ungewollte Verschiebungen bewirken können. Die nächste Abbildung zeigt die thermische Dehnung verschiedener Betone mit quarzhaltigem Zuschlag, kalkstein und Blähtonzuschlag.[13]

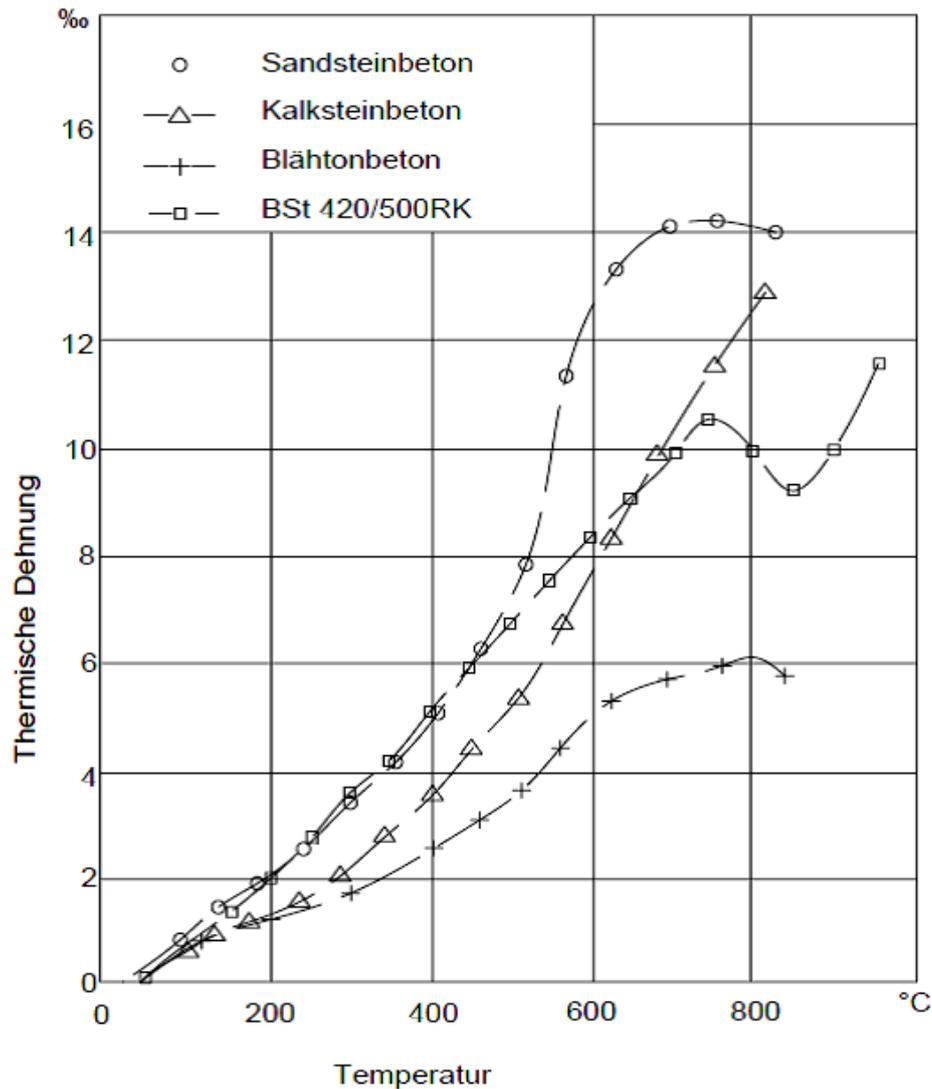


Abbildung 3.4: Thermische Dehnung von Betonen mit verschiedenen Zuschlägen und Betonstahl [13]

Die untersuchten Betone, zeigen bei Temperaturen von mehr als 100°C ein deutlich unterschiedliches Verhalten. Bis etwa 500°C entspricht das Ausdehnungsverhalten des Sandsteinbetons etwa dem des Betonstahls. Diese Tatsache wirkt sich günstig auf das Verbundverhalten von Stahlbetonkonstruktionen im Brandfall aus. Infolge der Quarzinversion bei 573°C nimmt die Dehnung des Betons im Bereich >573°C stark zu und erreicht schließlich bei 700°C einen Wert von ca. 14‰ Ausdehnung [13]

Der Kalksandstein zeigt eine geringere thermische Dehnung. Die wirkt sich ebenfalls günstig auf die Verbundfestigkeit im Brandfall aus. Die geringste Temperaturdehnung weist der Konstruktionsleichtbeton mit Blähtonzuschlag auf. Sie beträgt bei 800°C nur knapp 6 ‰. [13]

Die Zugfestigkeit des Betons unter hohen Temperaturen spielt bei der konstruktiven Bemessung in der Regel nur eine untergeordnete Rolle. Danach kann die Zugfestigkeit von Beton bei hohen Temperaturen nach der im Diagramm Bild 5 gezeigten Kurven, bezogen auf Beton C25/30, abgeschätzt werden.

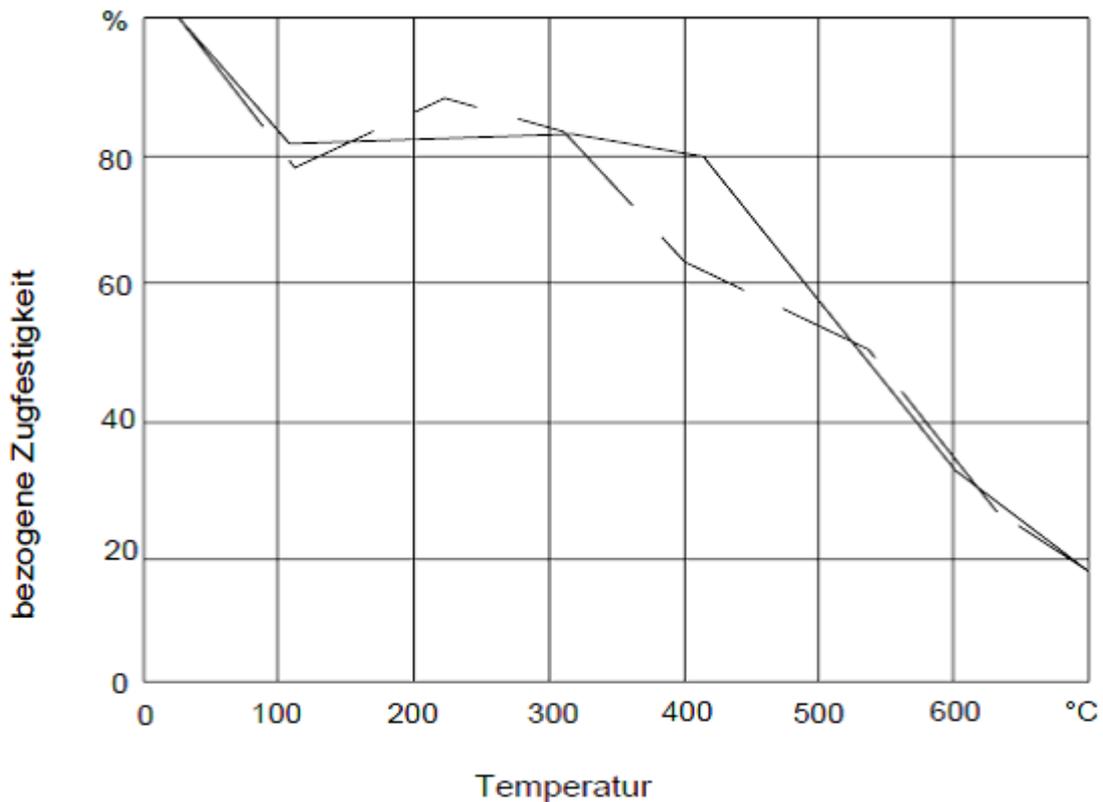


Abbildung 3.5: Zugfestigkeit von Beton bei zwei verschiedenen Aufheizgeschwindigkeiten [13]

Aus dieser Abbildung geht hervor, dass Betone welche im Zuge eines Brandes Temperaturerhöhungen bis 400°C erfahren haben, sich nach dem Brand ohne weiteres sanieren lassen, solange sich die genannten Temperaturen auf oberflächennahe Bereiche beziehen. Die Aufheizgeschwindigkeit des Betons spielt in diesem Zusammenhang eine untergeordnete Rolle.

4. Faserverbundstoffe - Aramid

4.1. Grundlagen

„Als Faserverbundwerkstoffe (FVW, engl.: fiber reinforced polymers - FRP) bezeichnet man jene Verbundwerkstoffe, bei denen eine faserförmige Werkstoffkomponente in einer zweiten Werkstoffkomponente, einer Matrix, eingebettet ist. [31]“ Diese Faser können unter anderen aus Glas, Aramid und Carbon bestehen.

In weiterer Folge werden nur Aramidfaser behandelt und nur zu Vergleichszwecken andere Materialien angegeben.

Aramid gehört zu der Gruppe der Chemiefasern aus synthetischen Polymeren mit aromatischen Kettengliedern. Der Name Aramid, leitet sich aus den ersten zwei Buchstaben des Wortes aromatischen und den letzten vier Buchstaben des Wortes Polyamid ab. Die ersten aromatischen Polyamide wurden in den Jahren 1955 bis 1965 von den Firmen Du Pont und Monsanto im Labormaßstab und seit 1966 mit der temperaturstabilen HAT-1 Faser, später als Nomex bezeichnet, auch im industriellen Maßstab hergestellt. [30]

Die Durchmesser der Aramidfaser liegen im Bereich von wenigen Mikrometern im Schnitt 3-30 μm . Sie werden im dichten Verbund Faser an Faser parallel zueinander angeordnet und durch Harzmatrix miteinander verbunden. Dabei wirkt sich das Harz auf die Fasern einerseits wie eine Schutzschicht die sie gegen chemischen, mechanischen und physikalischen Einfluss von außen schützt, andererseits sichert es die Formstabilität der Stäbe. Die Zugkraft die von den Stäben aufgenommen werden muss, wird aufgrund des geringen E- Moduls des Harzmittels gegenüber den Aramidfasern ausschließlich von den Fasern aufgenommen. Damit die Lastverteilung über alle Aramidfasern im Verbund gleichmäßig erfolgen kann, müssen die Bereiche zwischen den Fasern komplett durch Harz umschlossen werden. Siehe Abbildung nächste Seite.

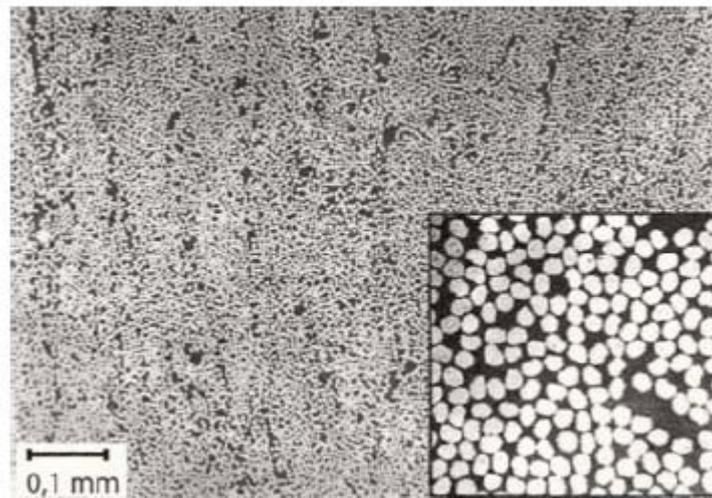


Abbildung 4.1: CFK Verbund [32]

Die gängigste Methode zur Herstellung von Faserverbund-Bewehrungsstäben ist das Strangziehverfahren (Pultrusion). Bei diesem Verfahren wird ein gebündelter Faserbund durch ein Harzbad gezogen und die Hohlräume werden dabei mit Harz gefüllt. Die Stäbe werden nach der Tränkung in ihre endgültige Form gebracht und unter Wärmeeinfluss ausgehärtet. Des Weiteren gibt es die Möglichkeit vor dem Erhärten, die Stäbe mit einer Oberflächenbehandlung zu versehen. Diese können in folgender Form ausgeführt werden:

- Bestreuung mit Sand, bei Verwendung der Stäbe als schlaaffe Bewehrung
- Umflechten einer Faser zur Erzielung einer rippenartigen Oberfläche wie beim Stahl, bei Verwendung der Stäbe als Straffe Bewehrung
- Flechten des Faserverbundes vor dem Erhärten zur profilierter Oberfläche
- Fräsen bzw. Aufrauen von Profilen im fertigen Stab

Das nächste Bild zeigt die verschiedenen Sorten der FVK Bewehrung gegliedert nach Hersteller, Firmenname und Art der Oberflächenbehandlung.

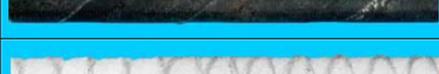
	Hersteller / Literatur	Produkt / Material	Oberfläche
	Beltec GmbH / Rockbolt AG	FiReP / GFK	straff umflochten
	[Heg05]	CFK	schlaff umflochten
	Hughes Brothers, Inc.	Aslan100 / GFK	straff umflochten und besandet
	Hughes Brothers, Inc.	Aslan200 / CFK	aufgeraut
	[Mal95]	Typ B / GFK	schlaff umflochten
	Schöck GmbH	ComBAR / GFK	eingefräste Profilierung
	Sireg	Carbopree / CFK	umflochten und besandet

Abbildung 4. 2: Gegenüberstellung FVK Polymere mit unterschiedlicher Oberflächenbehandlung [1]

Durch diese Profilierung wird ein ausreichender Verbund mit Beton sichergestellt. Darüber hinaus besteht bei diesem Herstellungsverfahren die Möglichkeit der unterschiedlichen Gestaltung der Querschnitte, also z.B.: rechteckige, runde, ovale Formen können aufgrund der Harzmatrix bei Pultrusion hergestellt werden.



Abbildung 4. 3: Strangziehverfahren – Pultrusion [1]

4.2. Das Material Aramid

4.2.1. Arten

Aramidfasern sind, gegenüber solchen Materialien wie Glasfaser, durch ihre Faserlängsorientierung als anisotrope Werkstoffe gekennzeichnet. Die Fasern bestehen aus linearen flüssigkristallinen Polymeren. Bis zum Erreichen des Versagens durch Bruch infolge Zugbeanspruchung verhält sich das Material linear elastisch. Als Druckbewehrung sollten die Aramidfaserverbund - Bewehrungen nicht

angewendet werden, da sie durch Ausknicken der Faser versagen. Untersuchungen zeigten dass die Festigkeit der Faser auf Druck nur 10 % gegenüber der maximal aufnehmbaren Zugbeanspruchung beträgt. Erwähnenswert ist, dass der karbonfaserverstärkter - und glasfaserverstärkter Kunststoff als Druckbewehrung geeignet ist. Ihre Festigkeitseigenschaften auf Druck gegenüber Zug betragen rund 30-80 %. [3]

Die Aramidfasern lassen sich in zwei Gruppen unterteilen, nämlich:

Low Modulus Fasern (LM) oder den High Energy Fasern (HE). Die Low Modulus Fasern haben einen E-Modul im Bereich von 60000 N/mm², eine Dichte von 1,45g/cm³, eine Zugfestigkeit von 2800 N/mm² und eine Bruchdehnung von 4%. Diese Art von Fasern, besitzt eine hohe Arbeitsaufnahme und hohe Schlagzähigkeit und wird deswegen sehr oft zu Panzerungszwecken hergenommen.[3]

High Modulus Fasern (HM). Sie haben einen E-Modul im Bereich von 130000 N/mm² eine Dichte die Äquivalent zum LM Faser ist 1,45 g/cm², eine Zugfestigkeit von 2900 N/mm² und eine Bruchdehnung von ca. 2%. Diese Art von Fasern, wird für verschleißfeste Bauteile verwendet die schlag- oder stoßbeansprucht werden.[3]

Aramidfasern haben gegenüber den Glasfasern und Kohlenstofffasern die höchste Duktilität. Dadurch wird ein vielfältiger Einsatz des Materials möglich (auch für ballistische Zwecke) führt dennoch bei dem Wunsch der weiteren mechanischen Bearbeitung der Faser zu Problemen. Durch ihre enorme Feuchtigkeitsaufnahme kann der Verbund der Faser mit der Matrix beeinträchtigt, werden.[3]

Im Bezug auf die Bruchdehnung der beiden Typen lässt sich ein Vergleich zum Betonstahl feststellen. Die Ankündigung des Versagens im aramidbewehrten Beton wird durch ähnlich große Verformungen angekündigt wie beim Stahlbeton.

Als letztes möchte ich noch mit dem nächsten Diagramm einen Vergleich der verschiedenen Spannungs-Dehnungsverhalten der Faserverbundkunststoffe untereinander im Bezug auf Betonstahl zeigen.

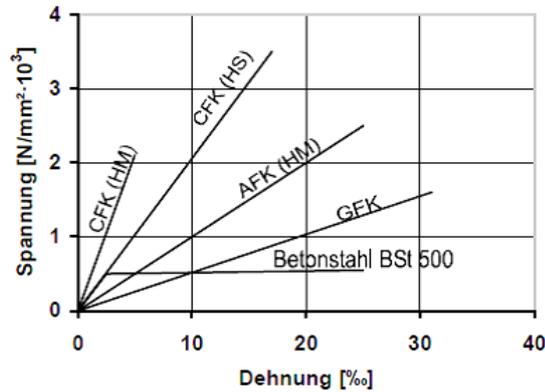


Abbildung 4.4: Spannungs- Dehnungsverhalten der FVK Bewehrung und Stahl [1]

4.2.2. Chemische Grundstruktur

Die ersten hergestellten Fasern gehörten zum sogenannten Metatyp kurz M-Faser mit guten flammfesten Eigenschaften, doch schon im selben Jahr wurde die hochfeste Faser entwickelt, die eine hohe mechanische und thermische Festigkeit aufwies. Diese Faser erhielt die Bezeichnung Paratyp kurz P-Faser. Sie wurden seit den siebziger Jahren mit über 100 Tonnen pro Jahr hergestellt. Heutzutage ist die Paratypfaser unter dem Namen Kevlar am Markt erhältlich. In der nächsten Abbildung (Abbildung 4.5) wird der Unterschied der chemischen Zusammensetzung der Typen Meta und Para dargestellt. Es handelt sich dabei um unterschiedliche Bindung des Amids am Benzolring. [2]

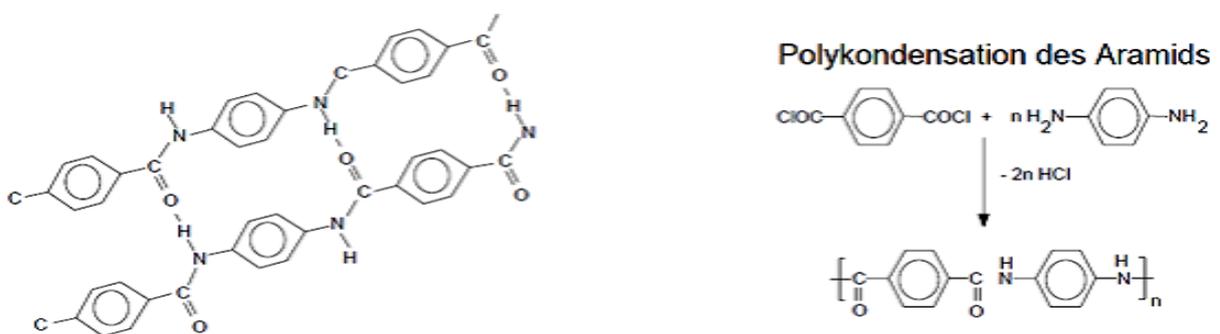


Abbildung 4.5: Wasserstoffbrückenbildung in p-Aramidfasern und Herstellung. [2]

Wie der Paratyp hergestellt wird, möchte ich kurz näherbringen. Für den Herstellungsprozess werden zwei unterschiedliche Fasermaterialien hergenommen. Zum ersten besteht die Möglichkeit der Wahl eines teilkristallinen Polymers, zum zweiten eines sogenannten Rigid Rod - Polymers. Je nach dem für welches Material

man sich entscheidet, ergibt einen differenzierten Produktionsprozess für die Faser. Bei den teilkristallinen Polymeren erhält man die synthetischen Fasern durch eine mechanische Streckung und Ausrichtung. Bei den Rigid-Rod Polymeren ist eine mechanische Streckung allerdings nicht möglich, da das Polymer aus unflexiblen stäbchenförmigen Molekülen besteht und dadurch diese Art der Herstellung unterbindet. Eine Ausrichtung kann in dem Fall nur durch das chemische Lösen oder Schmelzen erreicht werden.[2]

Wie schon oben im Bild 3 gezeigt wurde, bestehen die Molekülverbindungen des Paratyps aus Benzolringen die unter Zuhilfenahme der Amidgruppen verknüpft werden. Man merkt beim ersten Anblick der Struktur, dass diese Verbindung dazu neigt nicht sehr deformier-weich zu sein. Es ist auch tatsächlich so, dass die Struktur des Paratyps dem Falten und Biegen nur im geringen Ausmaß widersteht. Man spricht dabei von einer kettensteifen Verbindung. Darüber hinaus verfügen die Aramide aufgrund der vorhandenen Amidgruppen über die Eigenschaft Wasserstoffbrücken zwischen den Ketten zu binden. Diese haben allerdings gegenüber den Waals-Bindungen nur eine geringe Festigkeit. Als Waals Bindungen wird das schwache Anziehungsvermögen zwischen Atomen oder Molekülen bezeichnet, deren Energie mit der Zunahme des Abstandes abnimmt. Das Verhältnis liegt bei einer Wegeinheit zu deren sechsten Potenz. Diese Wasserstoffbrücken haben allerdings die positive Eigenschaft, dass Aramid gegen schmelzen widerstandsfähig ist. Die Druckfestigkeit des Verbundes beträgt etwa nur ein Drittel der Zugfestigkeit des Bundes. Darum spricht man auch vom unidirektionalen Bund. [2]

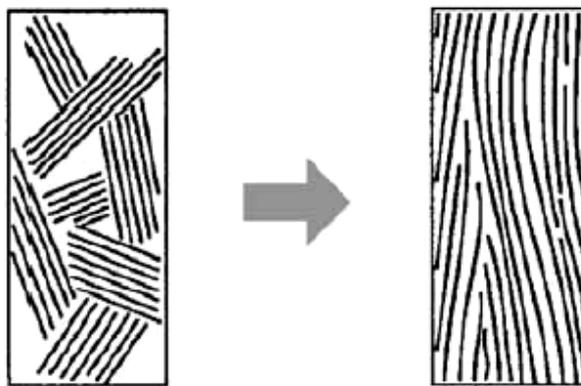


Abbildung 4.6: Ungeordnete Moleküle und Moleküle mit eindim. Bindungen und starker Ausrichtung [2]

4.2.3. Herstellung in der Praxis

Polymere haben aufgrund ihrer unregelmäßigen Muster und nicht geordneter Struktur nur einen geringen Anteil an Kristallstrukturen im Bezug auf die gesamten Molekülketten. Man muss dabei erwähnen dass Kunststoffe die über stark kristalline Strukturen verfügen, bessere mechanische Eigenschaften aufweisen. Sie werden aber auch dabei zunehmend spröder. Diese kristallinen Eigenschaften sind bei hochfesten Fasern von großer Bedeutung. [2]

Die Herstellung der Paratyp - Polymere erfolgt nach dem sogenannten Nassspinnverfahren. Die ungebundenen Polymere in kristalliner Gestalt befinden sich zuerst in einer Lösung. Dabei sind die Ketten der Polymere nur teilweise parallel zueinander ausgerichtet. Aus diesem Ursprungsmaterial wird nun die Faser gezogen. Um die parallele Ausrichtung der Ketten in der Faser zu erhalten wird die Scherkraft der Düse durch die das Material gezogen wird verwendet. Die Stabilität der Struktur wird anschließend in einem Bad durch das Einfrieren der kristallinen Bereiche sichergestellt (siehe Abbildung 4.7). Eine vollständige parallele Orientierung wird allerdings mit dem Verfahren nicht erreicht. Darum sollten die Faser nach dem abgeschlossenen Herstellungsprozess durch verstrecken nachbehandelt werden. Auch dann kann keine vollständige Faserqualität, wie im nach Abbildung 4.6 gezeigt wurde, erreicht werden. Abschließend kann man dabei ersichtlich machen, dass mit diesem Herstellungsprozess ein vollkommen elastisches Verhalten der Faser nicht erreicht wird. Dadurch erhält man aber beim Aramid eine begrenzte Zähigkeit und Biegsamkeit des Materials. Es erhöht sich demnach die mechanische Bearbeitbarkeit des Stoffes. [2]

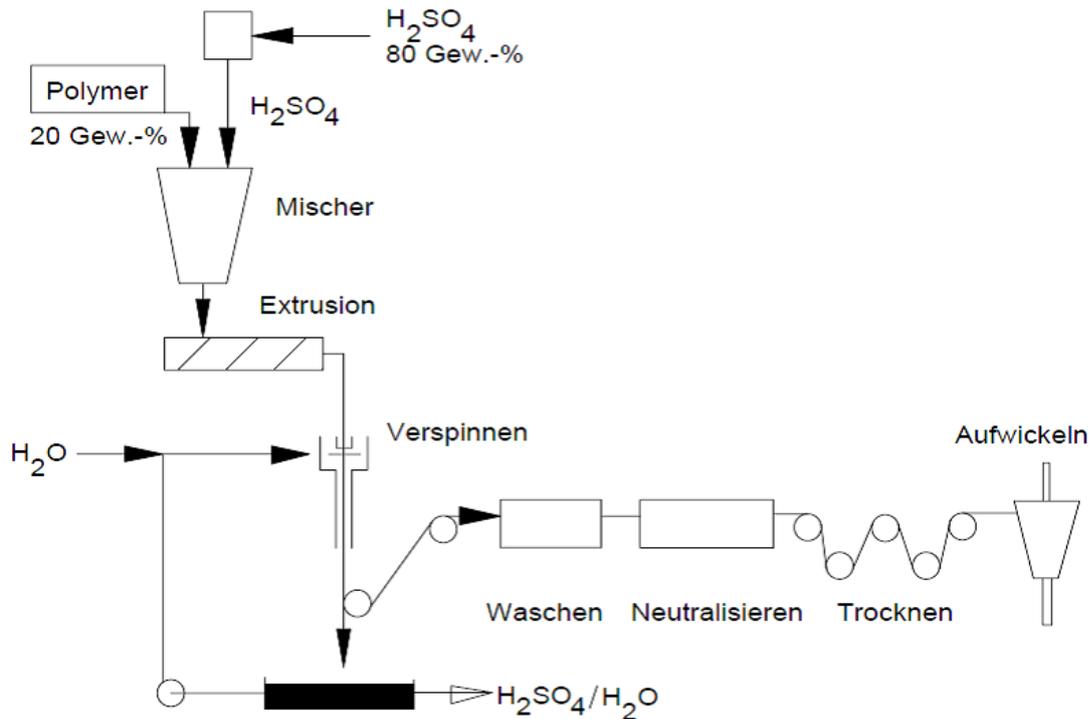


Abbildung 4. 7: Produktion der Aramidfaser [2]

4.3. Das Verbundmaterial – Die Matrix

Nur etwa 60 % des Aramidverbundes besteht aus Fasern. Der restliche Anteil beläuft sich auf die Kunststoffmatrix.

Im Faserverbundwerkstoff, spielt das Verbundmaterial neben den Fasern eine sehr wichtige Rolle. Dazu wird, wie schon oben erwähnt ein Harz hergenommen. Dieser muss für die Gewährleistung der Formstabilität und Tragfähigkeit folgende Aufgaben erfüllen [3]:

- Ableitung der aufgenommenen Kräfte in die Aramidfasern
- Gleichmäßige Verteilung der Kräfte in den Aramidfasern
- Schutz für die Aramidfaser gegen schädliche Einwirkungen von außen
- Formgebung und die Lage der Aramidfaser im Querschnitt

Desweiteren ist bei der Zusammenstellung der verwendeten Faser und der Matrix Bedacht auf die Anpassung an folgende Eigenschaften zu nehmen:

- Die Härte der Oberflächenschicht
- Beständigkeit gegenüber Chemikalieneinfluss

- Beständigkeit gegenüber der Alterung
- Einfluss der Elektrizität

Darüber hinaus ist zu erwähnen, dass ein konkretes Verhältnis bei der Zusammenstellung der einzelnen Elemente, also Harz, Faser, und das Reaktionsmittel einen wesentlichen Einfluss auf die Dichte, Wärmeleitfähigkeit und die Wärmedehnung des Materials hat. Deswegen ist es sehr wichtig dabei die richtige Zusammensetzung zu beachten, sowohl für einen stabilen Verbund als auch um die maximal mögliche Güte vom Bewehrungsstab zu erhalten. [3]

Ein wesentliches Merkmal das oft zum versagen des Materials führt, ist die Bruchdehnung. Die Bruchdehnung hat zur Folge, dass der Stab noch vor dem Erreichen der maximal aufnehmbaren Zugkraft der Faser zerstört wird. Diese Eigenschaft ist natürlich auch von der Harzqualität abhängig. Man sollte darauf Acht geben, dass die Zuggrenze des Harzmaterials über der Zuggrenze der Faser liegt. Dabei wird gewährleistet, dass auch tatsächlich die Zugfestigkeit des Bewehrungsstabes von der Festigkeit der Aramidfaser abhängt. [3]

Zur Anwendung kommen solche Harze wie Thermoplaste und Duroplaste:

- Thermoplaste sind Kunststoffe mit hoher Viskosität (höher als bei den Duroplasten) kommen in der Natur in kristalliner Gestalt vor, sind hart, nicht brüchig und sind stark in der Raum- und Luftfahrtindustrie verbreitet [3].
- Duroplaste sind Gießharze mit niederviskosen Eigenschaften. Sie zeichnen sich durch Ihre leichte Verarbeitbarkeit aus. Die Erhärtung erfolgt unter Wärmeeinfluss. Die wichtigsten Vertreter im Bausektor sind die ungesättigten Polyesterharze und die Epoxidharze. [3] Epoxidharze gehören zu der Gruppe der sogenannten relativen Polymerbindemittel, welche nach W.-P. Ettl folgendermaßen beschrieben werden können: „ Reaktive Polymerbindemittel sind flüssige Kunstharze, die durch chemische Reaktion mit ihrer Umgebung (Einkomponentenharz) oder mit niedrig molekularen Stoffen (Mehrkomponentenharz) bei Umgebungstemperatur abbinden und dabei ein festes Polynom binden.“ [5]

Duroplaste gehören zur Gruppe der halbdurchlässigen Kunststoffe. Sie erlauben den Durchgang von Wasser nicht jedoch der Alkaliionen. [3]

Diese Harze müssen durch Zugabe von Härtern und Beschleunigern nachbehandelt werden, damit sie aushärten können. Zur Erzielung besserer Viskosität, Temperaturbeständigkeit des besseren Brandverhaltens und anderer Materialeigenschaften können weitere Füll und Zusatzstoffe beigemischt werden. Auch die Farbgebung kann dadurch beeinflusst werden. [2]

Auch die Schrumpfneigung kann durch die Beigabe von Zusatzstoffen verringert werden. Der chemische Schrumpf liegt bei den Epoxidharzen, im Gegensatz zu den ungesättigten Polyesterharzen, bei ca. 1,5%. Durch die Zugabe von Füllstoffen können Werte weit unter 1% erreicht werden. Bei der Verarbeitung ist auch auf die Gebrauchsdauer zu achten. Diese 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. [5]

Die am weitesten verbreiteten Harze bei der Entwicklung der FVK-Bewehrung sind die Ungesättigten Polyesterharze (UP), Vinylesterharze (VE), und die Epoxidharze (EP). Die nächste Tabelle (Abbildung 4.8) zeigt die Festigkeitseigenschaften dieser Harze. [2]

Harz	E-Modul	Zugfestigkeit	Bruchdehnung	Dichte	Querdehnzahl	Wärmedehnzahl	Glasübergangstemp.
	N/mm ² ·10 ³	N/mm ²	[‰]	g/cm ³	[-]	10 ⁻⁶ / K	°C
UP-Harz	2,1-4,4	34,5-103,5	10-42	~1,3	0,2-0,33	60-150	93-150
VE-Harz	3,0-3,8	73-95	10-61	~1,1	0,2-0,33	45-90	50-260
EP-Harz	2,6-4,1	3,8-176	18-130	1,2-1,3	0,38-0,40	20	70-300

Abbildung 4.8: Harzarten und Ihre Eigenschaften [2]

Ihre Besonderheit ist das geringe Kriechen und Relaxation, hohe mechanische Festigkeit, Härte Abriebfestigkeit, gute Haftung, geringer Schwund beim Härten, ein sehr guter Widerstand gegenüber chemischen Angriffen, geringe Brennbarkeit und hohe Temperaturstandfestigkeit [5].

Als Nachteil lassen sich der hohe Preis, hohe Viskosität, Giftigkeit der Epoxidharzkomponenten, sowie die fragliche Recyclingfähigkeit angeben. [5]

4.4. Brandverhalten

Bauteile, die eine hohe Feuerwiderstandsklasse erfordern, sollten nicht bzw. nur mit zusätzlichen Schutzmaßnahmen mit FVK bewehrt werden. Wegen der relativ niedrigen Glasübergangstemperatur T_g der verwendeten Kunststoffe (Abbildung 4.8) kann für manche Materialien bereits bei Temperaturen ab etwa 70°C eine deutliche Entfestigung der Kunststoffmatrix auftreten. Obwohl die Fasern bei diesen Temperaturen noch weitgehend ungeschädigt sind, werden Steifigkeit und Festigkeit der FVK-Bewehrung durch die abnehmende Verbundsteifigkeit zwischen den Fasern deutlich reduziert. In einer Studie von Kumahara, Masuda und Tanano (Tensile Strength of Continuous Fiber Bar under high Temperature) konnte für Kohlenfaserkunststoff - Bewehrung bei einer Temperatur von 250°C eine Abnahme der Zugfestigkeit von mehr als 20 % gemessen werden. Für Aramidfaserkunststoffe und Glasfaserkunststoffe betrug die Abnahme teilweise 40 % und mehr. Noch deutlicher fällt die Verringerung der Verbundfestigkeit zwischen FVK-Bewehrung und Beton aus. In Versuchen bei einer Temperatur von 100°C und einer Glasübergangstemperatur des Kunststoffs von 60-124°C ergab sich eine Verringerung der Verbundspannung um 20-40 %. Eine Erhöhung der Temperatur auf 200°C hatte eine Abnahme um 80-90 % zur Folge. Dabei nimmt durch den Steifigkeitsverlust des Harzes zunächst der Schlupf überproportional zu, bevor es schließlich zum vollständigen Verbundversagen kommt. Im Verankerungsbereich ist dies durch konstruktive Maßnahmen auszuschließen, da es andernfalls unmittelbar zum Bauteilversagen kommt. Dem Brandschutz fällt daher gegenüber der Verwendung von Stahl eine noch bedeutendere Rolle zu. [4]

4.4.1. Gegenüberstellung des Brandverhaltens an unterschiedlichen Materialien

Die Untersuchung des Brandverhaltens am Institut des „Japan Testing Center for Construction Materials“ verschiedener künstlicher Bewehrungselemente hat folgende Ergebnisse geliefert.

Untersucht wurden Aramidfaser mit Epoxidharzbeschichtung, Kohlenstofffaser mit Epoxidharz- und anorganischer- Beschichtung, Glasfaser mit Epoxidharz- beschichtung und als letztes Vergleichselement Stahl.

Die folgende Tabelle zeigt die Gegenüberstellung der Parameter der Materialien und den Körper der auf das Brandverhalten untersucht wurde.

Table 1 Arrangments of Reinforcing Bars

Specimen No.	Main Reinforcement Binder	Main Reinforcement on Tension Site			Young's Modul (tf/cm ²)
		Number-Diameter	Reinforcement Ratio (%)	Tensile Strength (tf/cm ²)	
AF-T	Aramid Epoxy (Braid shaped)	4-12ø	0,82	13,1	620
AF-12ø-350		4-12ø	0,82	13,1	620
AF-8ø-250		8-8ø	0,82	14,0	650
CFW-8ø-350	Carbon Exposy (Braid shaped)	8-8ø	0,82	13,1	1170
CFW-8ø-450		8-8ø	0,82	13,1	1170
CFK-12ø-T	Carbon Epoxy (Spiral)	4-12ø	0,93	16,4	1239
CFK-12ø-350		4-12ø	0,93	16,4	1239
CFK-8ø-T		8-8ø	0,82	18,3	1247
CFK-8ø-250		8-8ø	0,82	18,3	1247
GF-12ø-T	Glass Epoxy (Spiral)	4-12ø	0,93	12,2	415
GF-12ø-250		4-12ø	0,93	12,2	415
GF-8ø-250		8-8ø	0,82	13,8	472
GF-8ø-350		8-8ø	0,82	13,8	472
CFT-15ø-T	Carbon Inorganic (Linear)	4-15ø	1,83	2,5	400
CFT-15ø-350		4-15ø	1,83	2,5	400
CFT-12ø-250		6-12ø	1,76	2,5	400
CFT-12ø-450		6-12ø	1,76	2,5	400
SD-D10-T	Steel (SD295B)	6-D10	0,85	3,0	2100
SD-D10-450		6-D10	0,85	3,0	2100

Note 1) the tensile strength of steel used as main reinforcement is the nominal yield strength of the steel

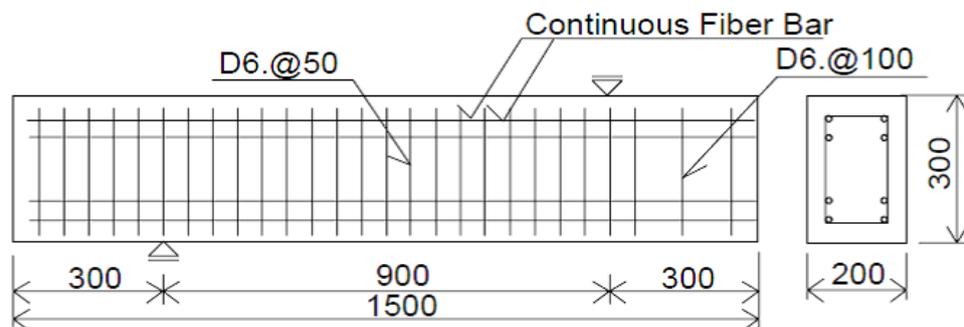


Abbildung 4.9: Prüfkörper samt untersuchter Materialien [9]

Der Prüfkörper wird in einem Heizofen bis zu dem Zeitpunkt erhitzt, bis die Oberflächentemperatur der unteren Lage der Bewehrung die Temperaturstufen 250°C, 350°C und 450°C erreicht. Um vorzubeugen, dass der Beton infolge des schnellen Temperaturanstiegs zerspringt wurde die Probe dreistundenlang auf 100°C vorgeheizt.

Während des Versuchs wurden bei den untersuchten Probekörpern folgende Merkmale beobachtet:

- Der Beton bekommt mit steigender Temperatur etliche Schrumpfsprünge.
- Das Zerspringen und somit die Zerstörung des Probekörpers ist bei vier von fünf Probekörpern, welche mit Kohlenstofffasern mit Epoxidharzbeschichtung und Glasfasern mit Epoxidharzbeschichtung bewehrt wurden, eingetreten. Beide Beschichtungen erfolgten spiralförmig. Der Grund für die Zerstörung wurde zunächst das verbleibende Wasser im Probekörper angenommen. Wenn genügend Wasser für die Zerstörung des Körpers vorhanden wäre, müsste allerdings der Probekörper dem entstehenden Dampfdruck bei 100°C eine gewisse Zeit standhalten. Dies ist allerdings bei keinem der Körper eingetreten. Andere mögliche Ursachen könnten die spiralförmige Beschichtung der Stäbe bzw. der Epoxidharzbinder sein. Die Beziehung der beiden Faktoren wird, lt. Stand des Berichts von 1995 [9], untersucht.
- Alle Probekörper wurden so konstruiert, dass die maximal-aufbringbare Druckkraft die Zerstörungskraft des Probekörpers nach sich zieht. Dieser Bezug ist wichtig um nach der Wärmebehandlung die Restdruckkraft im Bezug auf den unbehandelten Körper bestimmen zu können. Der Abfall des Druckwiderstandes des Körpers hat sich als linear proportional zum Temperaturanstieg ergeben. Mit steigender Temperatur fällt die Druckfestigkeit eines untersuchten Prismas Durchmesser 100mm mal 200mm Höhe von 300kg/m² bei Raumtemperatur bis unter 100kg/m² bei 600 Grad Celsius Oberflächentemperatur (450 Grad Celsius der unteren Lage der Bewehrung).

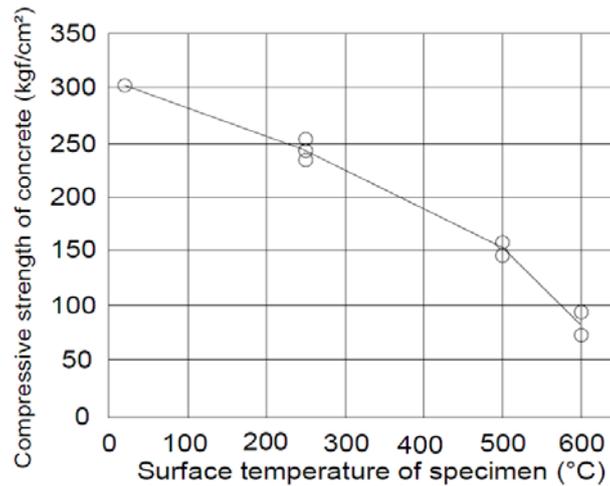


Abbildung 4.10: Druckfestigkeit des Probekörpers bei steigender Temperatur [9]

Neben dem Verhalten der Temperatur auf die Druckfestigkeit, wurde ebenfalls der Einfluss der Temperatur auf die Biegung des Körpers untersucht. Dazu hat man abgewartet bis der erhitzte Probekörper abgekühlt ist, um ihn dann einem einachsigen, zyklischen Biegeversuch an zwei Stellen zu unterziehen. Nach dem aufbringen der Last wurde die vertikale Durchbiegung in der Mitte und an den Stellen der Belastung ermittelt. Die Ergebnisse sind in der nachfolgenden Abbildung zusammengefasst.

Table 2 Test Results

Specimen No.	Heating Temperature (°C)	Stiffness at Midspan Deflection/ Span Ratio of l/300 ($\delta_l=8mm$) (tf/cm)	Maximum Strength (tf)	Pattern of Failure
AF-T	Not heated	6.02 (1.00)	17.7 (1.00)	A
AF-12ø-350	350	2.72 (0.45)	11.0 (0.62)	C
AF-8ø-250	250	4.18 (0.69)	16.3 (0.92)	A
CFW-8ø-350	350	5.89	16.9	A B C
CFW-8ø-450	450	1.71	10.0	A C
CFK-12ø-T	Not heated	9.58 (1.00)	26.5 (1.00)	A
CFK-12ø-350	350	6.18 (0.64)	21.4 (0.81)	A B
CFK-8ø-T	Not heated	9.30 (1.00)	26.0 (1.00)	A B C
CFK-8ø-250	250	7.50 (0.81)	24.4 (0.94)	A B
GF-12ø-T	Not heated	5.94 (1.00)	22.0 (1.00)	A
GF-12ø-250	350	4.95 (0.77)	17.0 (0.77)	A
GF-8ø-250	250	4.74 (0.80)	18.7 (0.85)	A B
GF-8ø-350	350	4.76 (0.80)	18.5 (0.84)	A B
CFT-15ø-T	Not heated	6.52 (1.00)	9.2 (1.00)	C
CFT-15ø-350	350	5.22 (0.80)	7.9 (0.86)	C
CFT-12ø-250	250	6.21 (0.95)	10.0 (1.09)	C
CFT-12ø-450	450	4.01 (0.62)	9.0 (0.98)	A B C
SD-D10-T	Not heated	10.26 (1.00)	10.2 (1.00)	A D
SD-D10-450	450	8.25 (0.87)	8.86 (0.87)	A D

Note 1) Explosive fracture occurred in the specimens marked with ✕ in the table.

2) The numbers in the parentheses are the ratios of preheating stiffness and strength to postheating stiffness and strength (rates of decrease in stiffness and strength) respectively.

3) The symbols in the column of 'Failure Mode' represent the following.

The maximum strength was determined by the destruction of the bottom line.

A:Crushing failure of concrete at the top. B:Fracture of upper reinforcement.

C: Fracture of lower reinforcement. D:Yielding of lower reinforcement.

Abbildung 4.11: Einfluss der Temperatur auf die Biegung [9]

4.5. Verbund und Ermüdungsverhalten

Im Stahlbeton unterscheidet man zwischen dem Haftverbund, Scherverbund und Reibungsverbund. Der Haftverbund wird bereits bei kleinen Relativverschiebungen zwischen Bewehrung und Beton überwunden. Der Scherverbund stellt im Gegensatz zu Haftverbund den wirksamsten Verbund durch die vorhandene Rippen an der Stahloberfläche.[4]

Für Bewehrung aus Faserverbundkunststoffen können abhängig von der Staboberfläche dieselben Verbundmechanismen aktiviert werden wie bei Betonstahl. Dabei können je nach Bewehrungstyp prinzipiell genauso hohe Verbundspannungen wie bei Betonstahlbewehrung erreicht werden. Die Größe der übertragenen Verbundspannungen von FVK-Bewehrung hängt von folgenden Parametern ab:

- Steifigkeit der Bewehrung radial und in Längsrichtung
- Oberfläche der Bewehrung (umflochten, besandet, aufgeraut, eingefräste Rippen etc.)
- Adhäsion zwischen Bewehrung und Beton
- Äußerer Querdruck
- Betondeckung
- Lage der Bewehrung im Bauteil
- Betonfestigkeit

Während die Verbundfestigkeit bei Betonstahlbewehrung immer durch ein Versagen des Betons begrenzt wird, sind bei FVK-Bewehrung folgende Versagensursachen oder Kombinationen dieser möglich [4]

- Versagen der Betonkonsolen; vergleichbar mit dem Versagen bei Betonstahlbewehrung
- Abscheren der Bewehrungsprofilierung, Verbund versagt zum Teil schlagartig
- Abrieb der besandeten Oberfläche; Reibungsverbund nimmt langsam ab

- Durchzwängen der profilierten FVK-Bewehrung durch den Bewehrungskanal infolge der geringen radialen Steifigkeit der Bewehrung; Reibungsverbund bleibt erhalten; Verbund versagt nicht schlagartig
- Verbundspalten

Infolge der verschiedenen Versagensursachen ergibt sich bei der FVK-Bewehrung im Unterschied zu Betonstahlbewehrung kein direkter Zusammenhang zwischen Beton- und der Verbundfestigkeit. Entscheidend für die Qualität des Verbundes zwischen Bewehrung und Beton ist neben dem Reibungsverbund bei gering profilierten oder nicht profilierten, besandeten Stäben der Scherverbund über die Profilierung. Die Verbundkräfte werden dabei unter einem zu Stabachse geneigten Winkel α in den Beton eingetragen (siehe Abbildung 4.12)[4]

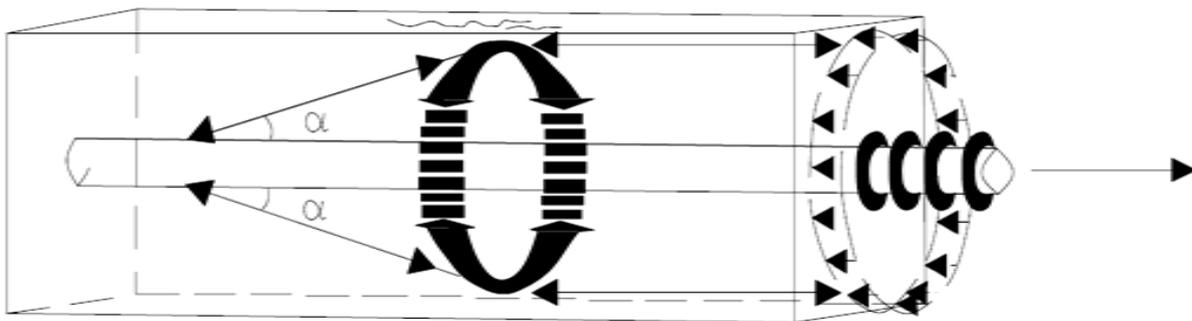


Abbildung 4.12: Verbundwirkung FVK [4]

Dieser Winkel ist nicht konstant, sondern steigt mit zunehmendem Schlupf an. Darum führt eine geringe Dehnsteifigkeit der Bewehrung zu einer erhöhten Verbundspaltwirkung. Des Weiteren ist der Winkel α auch von der Geometrie der Profilierung abhängig. Je flacher die Profilierung gegen den Beton geneigt ist, desto ungünstiger werden die Verbundspannungen eingetragen. Rippenabstand und Rippenhöhe besitzen analog zum Betonstahl ebenfalls einen Einfluss auf den Neigungswinkel. Der radiale Anteil der Verbundspannungen muss zur Einhaltung des inneren Kräftegleichgewichts von Beton in Zugringen aufgenommen werden. Um die Verbundtragfähigkeit abschätzen zu können bzw. zur Bestimmung einer Mindestbetondeckung zur Vermeidung von Längsrissen, ist die Tragfähigkeit der Betonzugringe zu bestimmen. Dazu sind für den Stahlbetonbau verschiedene Modelle bekannt. Um diese Modelle auf FVK-Bewehrung übertragen zu können, sind

an den unterschiedlichen FVK-Bewehrungsmaterialien experimentelle Untersuchungen erforderlich. [4]

Wegen der bis zu 10-mal so hohen Wärmedehnzahl in radialer Richtung von FVK-Bewehrung gegenüber Beton kann eine Längsrisseentwicklung bei unzureichender Betondeckung oder Querbewehrung durch Temperaturschwankungen zusätzlich begünstigt werden. Allerdings hat hier der geringe E-Modul der FVK in radialer Richtung einen günstigen Einfluss.[4]

Der Verlauf der Verbundspannungs-Schlupfbeziehung von FVK-Bewehrung ist trotz der oben beschriebenen unterschiedlichen Versagensursachen prinzipiell mit dem von Betonstahlbewehrung vergleichbar. Er lässt sich in Abbildung 4.13 dargestellte Bereiche unterteilen (A-E)[4]

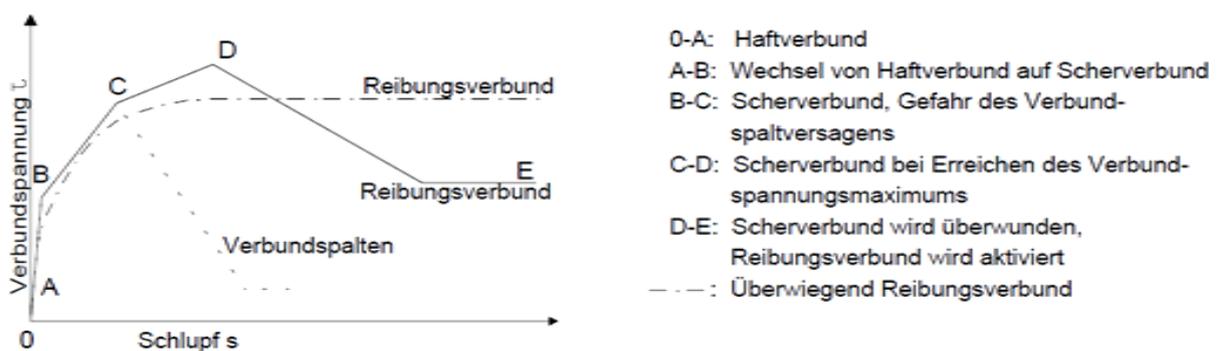


Abbildung 4.13: Verbundspannungs-Schlupfbeziehung FVK [4]

Die in [4] durchgeführten Versuche zeigten, dass je nach Oberflächenbeschaffenheit der Bewehrung das Verbundspannungsmaximum auch im Bereich des Reibungsverbundes liegen kann und ein ausgeprägter Scherverbund bis dahin nicht vorhanden ist. (in Abbildung 4.13 strichpunktierte Linie) In diesem Fall ist mit zunehmenden Schlupf so gut wie kein Spannungsverlust zu verzeichnen.[4]

Die mathematische Erfassung des Verbundverhaltens erfolgt durch Verbundgesetze, die den Zusammenhang zwischen einer gleichmäßig über den Umfang verteilten Verbundspannung und der lokalen Verschiebungsdifferenz zwischen Bewehrung und Beton (Schlupf) beschreiben. Sie gehen häufig aus der allgemeinen Form der Gleichung

$$\tau(x) = A \cdot F_c \cdot s(x) \quad \text{aus.}$$

- A,n Beiwerte zur Anpassung an die experimentell ermittelte
 Verbundspannungs-Schlupfbeziehung
- f_c Betonfestigkeit

Die Versuche werden dabei, wie in meinem Fall an Pull-Out-Körpern durchgeführt. Dabei wird der FVK-Stab stets als homogener Querschnitt angenommen, eventuelle Schubverzerrungen im Stabkern bleiben unberücksichtigt.[4]

Für die Entwicklung eines eigenen Rissbreitenansatzes, ist ein Verbundgesetz erforderlich, das die Verbundspannungs-Schlupfbeziehung im Bereich kleinen Schlupf gut beschreibt und darüber hinaus mathematisch nicht zu aufwendig für die Herleitung einer Rissbreitengleichung ist. Dazu wird das Verbundgesetz, das auf Bertero, Eligehausen und Popov (kurz BEP-Modell) zurückgeht, beschrieben. Dabei wird das Verbundspannungs-Schlupfbeziehung über vier Bereiche beschrieben.

$$\tau(s) = \begin{cases} \tau_{max} \cdot \left(\frac{s}{s_1}\right)^\alpha & 0 \leq s \leq s_1 \\ \tau_{max} & s_1 \leq s \leq s_2 \\ \tau_{max} - (\tau_{max} - \tau_f) \cdot \left(\frac{s-s_2}{s_3-s_2}\right) & s_2 \leq s \leq s_3 \\ \tau_f & s_3 < s \end{cases}$$

Abbildung 4.14: Mathematische Formulierung der Verbundspannungs-Schlupfbeziehung FVK [4]

Der Vergleich der prinzipiellen Verbundspannungs-Schlupfbeziehung für FVK-Bewehrung gegenüber in [4] beschrieben Verhalten wird durch eigene Versuche im Kap.5 genauer gegenübergestellt. Nun möchte ich noch kurz auf das Ermüdungsverhalten von FVK eingehen.

Faserverbundkunststoffe sind durch ein sehr gutmütiges Ermüdungsverhalten gekennzeichnet. Ermüdungsversuche an Aramidfaserkunststoffen mit einer Unterspannung von 50 % der Kurzzeitfestigkeit und einer Oberspannung von bis zu 80 % führten bei 2 Millionen Lastwechseln nicht zum Versagen der Proben.

Umgebungsbedingungen wie Feuchtigkeit, alkalisches oder saures Milieu, Frost-Tau-Wechsel und UV-Strahlung spielen beim Einsatz von FVK eine wichtige Rolle für die Dauerhaftigkeit. Insbesondere Glasfasern unterliegen je nach Fasertyp und verwendetem Harz einer spürbaren Alterung in alkalischer Umgebung. Um diesen Prozess im Labor abzubilden, werden Proben unter Wärmezufuhr in alkalischer Lösung beschleunigt gealtert. Vollständigen Aufschluss über den Einfluss der Umgebungsbedingungen und deren Wechselwirkungen untereinander sowie der Bewehrungsspannung können schließlich nur Untersuchungen an Bauteilen selbst geben. Da bis heute nur wenige Erfahrungen mit Bauwerken vorliegen, die älter als 25 Jahre sind, sollten die Bemessungsspannungen entsprechend konservativ gewählt werden.[4]

An der Technischen Universität in Delft hat man bereits Mitte der Neunziger Jahre eine Studie über das Verbund- und Ermüdungsverhalten von Arapree durchgeführt. Es wurden Aramidproben einem ein-axialem Zug- und Ausziehversuch bei sich wiederholender Last unterworfen. Auf den Ausziehversuch werde ich in diesem Kapitel nicht eingehen da diese Versuche von mir im experimentellen Teil ausführlich dokumentiert werden. Kurz möchte ich aber über die Ergebnisse der Ermüdungsversuche, der TU Delft, schreiben. Die Arapree Stäbe mit einer Länge von 300 mm wurden an beiden Enden an einem Gerät befestigt welcher die Ermüdungslast simulieren soll (Siehe Abbildung 4.15).

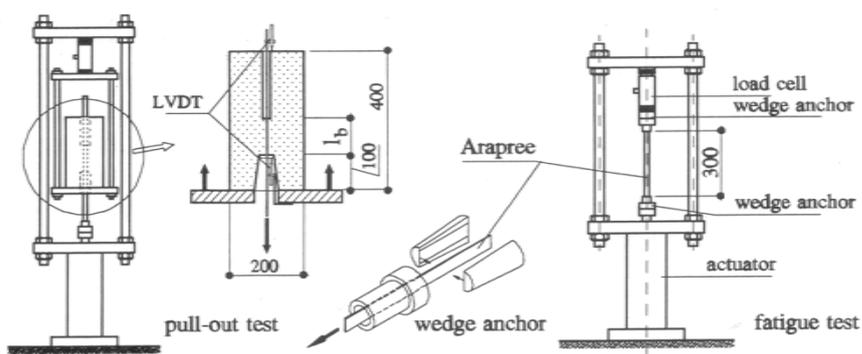


Abbildung 4.15: Auszieh- und Ermüdungsversuch [9]

Für den Versuch wurden insgesamt 11 Proben zur Verfügung gestellt. Die ersten sechs Stäbe wiesen eine erhöhte Oberflächenrauheit auf und hatten eine nominelle Versagenslast von 35kN. Die Proben sieben bis elf waren glatte Stäbe mit einer

Versagenslast von 32kN. Die Ergebnisse wurden in der Tabelle Abbildung 4.16 zusammengefasst.

Table 3 Survey and results of fatigue tests

test nr.	P_m [kN]	ΔP [kN]	f [s^{-1}]	$\sum n_i$ [10^6]	P_u [kN]	observations
1	12.5	0.75	5-10	2.29	26.5	-
2	12.5	0.75	5-10	3.76	-	ended by erron. setting
3	12.5-14.8	0.45-1.50	10	1.00	26.75	$(\Delta P)_m = 0,85 \text{ kN}^{1)}$
4	13.5-14.9	0.80-1.75	10	2.41	26.71	$(\Delta P)_m = 1.47 \text{ kN}^{1)}$
5	13.0	1.10	10	2.58	27.60	-
6	12.6-20.3	2.10-2.30	10	3.43	-	$(P_m)_m = 14.8 \text{ kN}^{2)3)}$
7	13.0-14.0	2.50-6.60	5	0.12	-	$(\Delta P)_m = 6.5 \text{ kN}^{1)4)}$
8	13.2	7.50	5	0.11	-	fatigue failure
9	11.8	6.25	5	2.59	30.00	anchor failure
10	13.0	7.50	5	0.36	-	fatigue failure
11	12.8	7.25	5	3.73	-	no failure, long, cracks

$$1) (\Delta P)_m = \frac{\sum \Delta P_i n_i}{\sum n_i} \quad 2) (P_m)_m = \frac{\sum P_{m,i} n_i}{\sum n_i} \quad 3) \text{ ended due to slip in anchor}$$

Abbildung 4.16: Die Ergebnisse des Ermüdungsfestigkeitsversuches 1 [9]

Um mögliche Ursachen für den Ermüdungsschaden zu finden, wurden die Belastung und die Temperatur durch zwei Thermoelemente und vier Dehnungsmessstreifen, von denen zwei in Längsrichtung und zwei in Querrichtung an der Probe geklebt wurden, gemessen. Diese Tests wurden bei einer Frequenz von 5 Hz und sofern es möglich war auch bei 10 Hz durchgeführt. Bei höherer Frequenz sind die Sensoren nach einigen Zyklen ausgefallen. Alle 30 Sekunden wurden alle Messpunkte neunmal in Abständen zu je 0,025 Sekunden gescannt. Die Daten wurden alle zwei Stunden gespeichert.

Bei den ersten fünf Tests, war der Belastungszustand vergleichbar, mit den Proben im vorgespannten Betongefüge, bei welchen kein Ermüdungsversagen beobachtet wurde. Die Proben wurden anschließend einem permanenten Zugversuch bis zum versagen ausgesetzt. Die resultierende Versagenslast war nur etwas niedriger, als der Wert welcher vom Anbieter des Arapree (Aramid), für ermüdungswirksame Beanspruchung bei einer Befestigung mit dem Ringanker, angegeben wurde. Bei den Testkörpern sechs und sieben wurde eine höhere Belastungsintensität angewendet. Dabei wurde ein Proportionalitätsfaktor der schrittweisen Laststeigerung zur Auslastung im Verhältnis zu der Anzahl der Zyklen angesetzt. (Siehe Tabelle Abbildung 4.16)

In den folgenden vier Tests war die Spannung im Aramidstab viel höher als bei einem Stab in einem regulären Spannbeton überhaupt möglich ist. Jedoch nur einzelne versagten unter wiederholender Lasteinwirkung.

Statische Belastung vor und nach der wiederholten Lasteinwirkung zeigte eine lineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung, jedoch stieg dabei der E-Modul von 115000 N/mm² bis auf 135000 N/mm².

Die längsorientierte Verformung hat sich mit der steigenden Anzahl der Spannungszyklen erhöht. Das Kriechen unter zyklischer Lasteinwirkung erwies sich als konstant im niedrigeren Frequenzbereich. Im höheren Bereich war die Bestimmung des Kriechwerts nicht möglich, da die Dehnungsmessstreifen ausgefallen sind.

Während der sich wiederholenden Belastungen am Aramidstab wurde desweiteren ein Temperaturanstieg um 5°C gemessen. Die anschließenden vier Diagramme (Abbildung 4.17) zeigen die einzelnen Ergebnisse der Untersuchung.

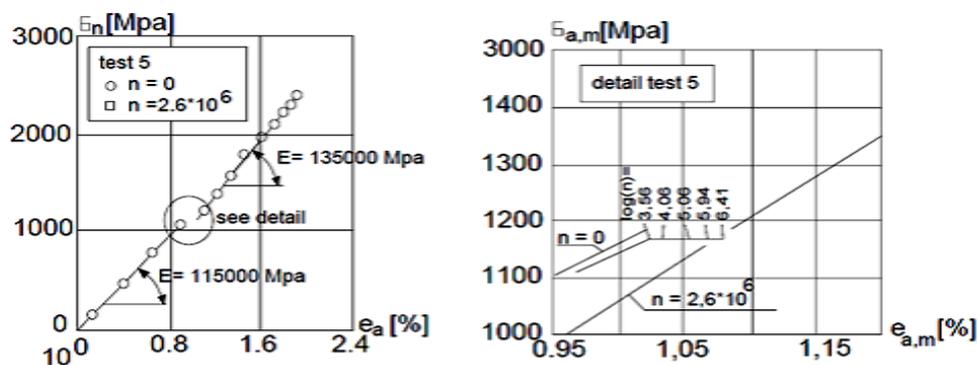


Fig. 5 Stress-strain relation before and after repeated loading (left) and strain increase during repeated loading (right)

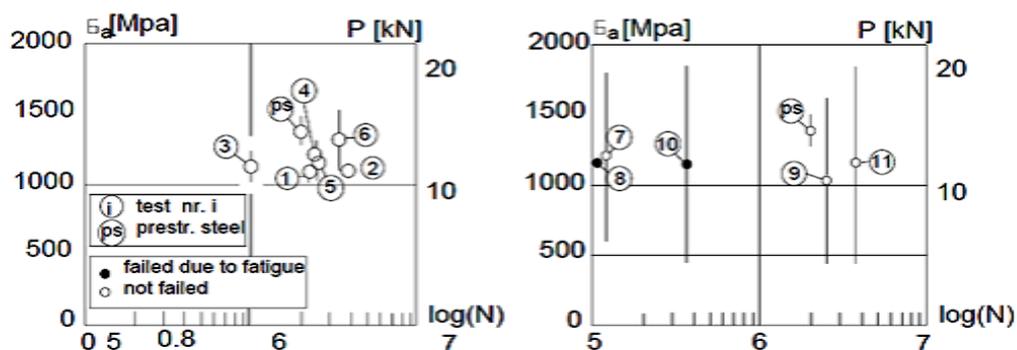


Fig. 6 Results of low (left) and high (right) amplitude fatigue tests; $\epsilon_a = P/A_{ARAMID}$

Abbildung 4.17: Die Ergebnisse des Ermüdungsfestigkeitsversuches 2 [9]

4.6. Scherverhalten

Im Vergleich mit dem Biegeverhalten, stellt das Scherverhalten beim bewehren mit den Faserverbundkunststoffen ein großes Problem dar.

Der Beitrag der FVK Längsbewehrung an der Scherbeanspruchung kann unter Berücksichtigung des Unterschieds des E-Moduls zum Stahl, der Stahlbewehrung gleichgesetzt werden. Sobald man versucht FVK als Querkraftbewehrung einzusetzen, stellt sich allerdings das Problem mit der Bemessung dar. Herkömmlicher Ansätze sind auf das Scherverhalten nicht mehr anwendbar, da unter anderem die Faserverbundkunststoffe kein ausgeprägtes Fließverhalten wie der Stahl haben, sondern sind elastisch bis zum Bruch.

Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen mit Querkraftbewehrung wird hingegen in [4] nicht additiv, sondern indirekt über die Neigung der Druckstrebe berücksichtigt. Er wird unabhängig vom Längsbewehrungsgrad ermittelt. Da der Längsbewehrungsgrad unter Berücksichtigung der Dehnsteifigkeit der Bewehrung jedoch von entscheidender Bedeutung für den Betontraganteil ist, erscheint eine einfache Modifikation des Ansatzes der DIN 1045-1 für FVK-bewehrte Bauteile nicht möglich.

Des Weiteren ist der Fachwerktraganteil nicht durch das Fließen der Bügelbewehrung beschränkt, sondern durch die Zugfestigkeit der FVK-Bewehrung.

Im Folgenden wird daher aufbauend auf dem Ansatz von Görtz ein additiver Querkraftansatz für Bauteile mit FVK als Längs- und Querkraftbewehrung ohne Normalkraft abgeleitet.[4]

$$V = V_f + V_c$$

V_f Fachwerktraganteil
 V_c Betontraganteil bei querkraftbewehrten Bauteilen

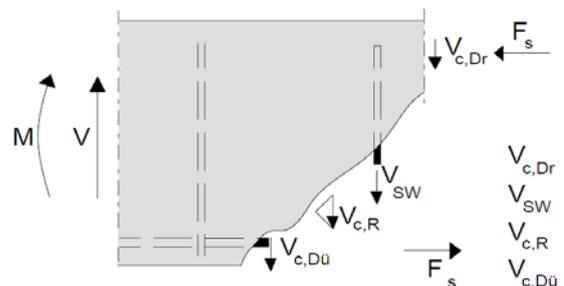


Abbildung 4.18: Traganteile am gerissenen Querschnitt [1]

Dazu wird der Traganteil V_f aus der Fachwerkanalogie heraus wie folgt angegeben:

$$V_f = a_{(f_w)} \cdot f_{(f_w)} \cdot z \cdot \cot(\theta)$$

a_{f_w} Querschnittsfläche der FVK-Querkraftbewehrung je Längeneinheit

- f_{fw} Zugfestigkeit der FVK-Querkraftbewehrung
- z Hebelarm der inneren Kräfte
- θ Druckstrebenwinkel

Zur Bestimmung des Bewehrungstraganteils der Querkrafttragfähigkeit V_f muss die Zugfestigkeit der FVK-Bügel bekannt sein. Aus Versuchen in der Literatur weiß man, dass die Zugfestigkeit der Bügel aufgrund von Querpressungen im Bereich der Bügelkrümmung erheblich reduziert wird.[4]

Die Technische Universität Nagaoka In Japan hat Versuche durchgeführt wie man am besten den Beitrag der FVK Bügel an der Lastabtragung beschreiben kann.

Bei dem Versuch wurde ein Probekörper (siehe Abbildung 4.19) mit Längsbewehrung aus Kohlenstoffaserverbund und mit Bügel abwechselnd aus Glasfaser- Kohlenstoffaserverbund und aus Stahl hergestellt. Die Faserverbundkunststoff Steigbügel wurden monolithisch in Form einer Endlosschleife hergestellt.

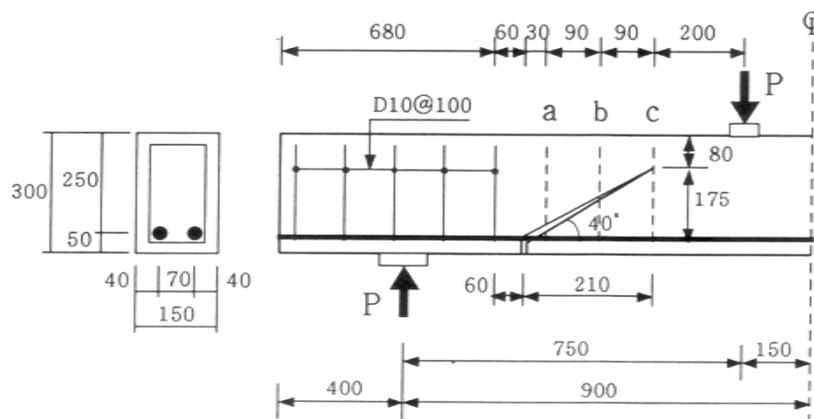


Fig. 1. Specimen.

Abbildung 4.19: Probekörper mit Bewehrungsanordnung und Kerbe [9]

Eine Kerbe wurde am Zielort des wahrscheinlichen Eintretens des Sprungs gesetzt um die Bügelwirkung an dieser Stelle prüfen zu können. Die typischen Sprungmuster werden im nächsten Bild zusammengefasst. Alle Probekörper mit Ausnahme von zwei (bei insgesamt 19 Proben) sind unter Scherkräfteinwirkung ausgefallen.

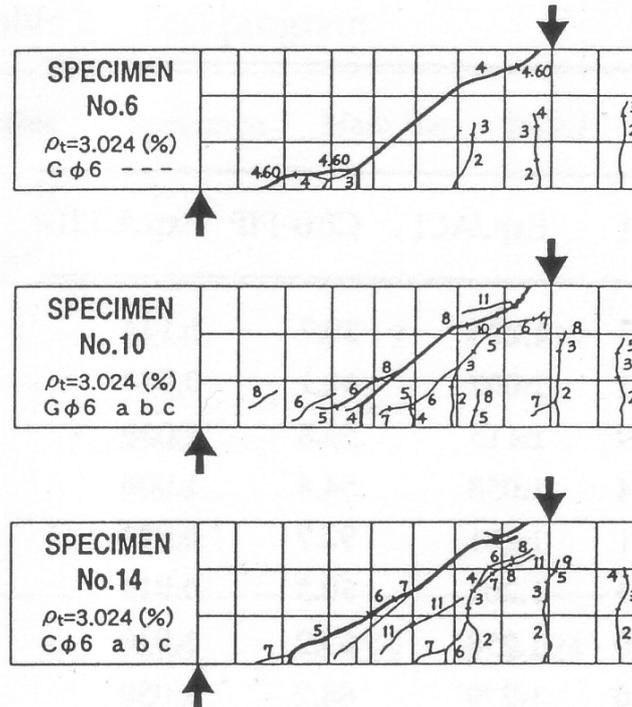


Abbildung 4.20: Sprungstellen am Probekörper [9]

Als Ursache für die Zerstörung der Bügel wurde der sogenannte „Scherkompressionsausfall“ angegeben, da bei keinem der Bügel ein Bruch festzustellen war. Die Bügel sind unter Last ausgeknickt. Die nächste Tabelle zeigt das elastische Verhalten der Bügel bis zur ihrer maximalen Last und die anschließende Auslenkung (Ausknicken).

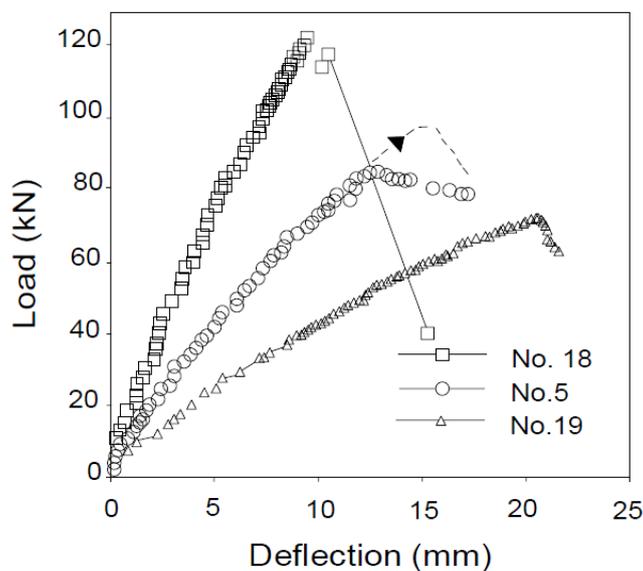


Abbildung 4.21: Lastauslenkung im Bereich der maximal aufnehmbaren Kraft [9]

Man hat mit den Ergebnissen der Versuche versucht die Berechnungs-Richtlinien für die Schubbewehrung anwendbar zu machen und rechnerisch die Ergebnisse des Versuchs nachzustellen. Die Richtlinien die dazu hergenommen wurden, waren die

- JSCE- Standard Specification for Design and Construction of Concrete Structures,
- ACI- Building Code Requirements for Reinforced Concrete, und
- CEB-FIB Model Code for Concrete Structures.

Für die Berechnung des aufnehmbaren Scherkraftvermögens des Betonbalkens ohne Querkraftbewehrung, wurde der Beitrag Längsbewehrung des Faserverbundkunststoffstabes durch das Verhältnis des elastischen Moduls von FVK zu Stahl abgemindert. Auf der anderen Seite die maximale Bügelbelastung wurde benötigt um den Steigbügelbeitrag auszuwerten, weil FVK Bügel nicht an der entscheidenden Last zerstört wurde. Die Vergleiche der Berechnungsergebnisse mit den Testergebnissen werden in Abbildung 4.22 dargestellt.

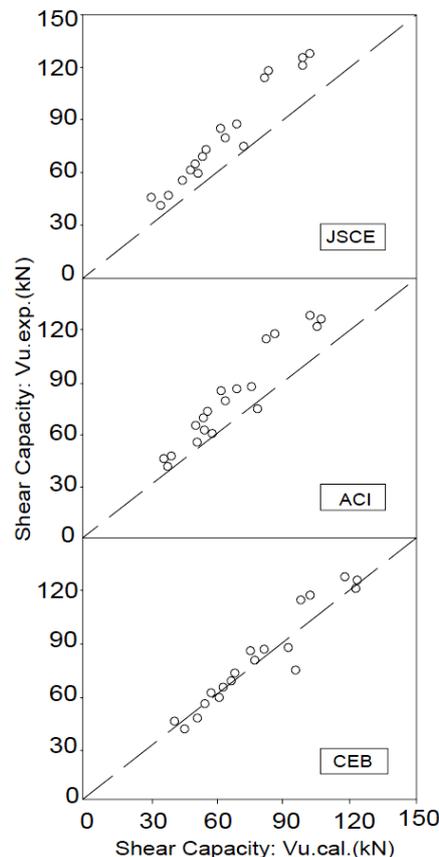


Abbildung 4.22: Vergleich der aufnehmbaren Querkraft gegenüber der gerechneten Kraft [9]

Solange der zulässige Bügelndruck gegenüber Stahlbügeln richtig ausgewertet wird, ist jede Berechnungsgleichung der oben angegebenen Norm anwendbar.

Mit der nächsten Abbildung wird der Einfluss der FVK – Längsbewehrungs-Verhältnisses in Prozent (pt) auf die Scherkapazität des Betonbalkens mit und ohne Bügel gezeigt. Das Verhältnis beeinflusste die Scherkapazität nicht sehr stark und die Ergebnisse konnten mit den gängigen Berechnungsmethoden, der genannten Normen erfasst werden.

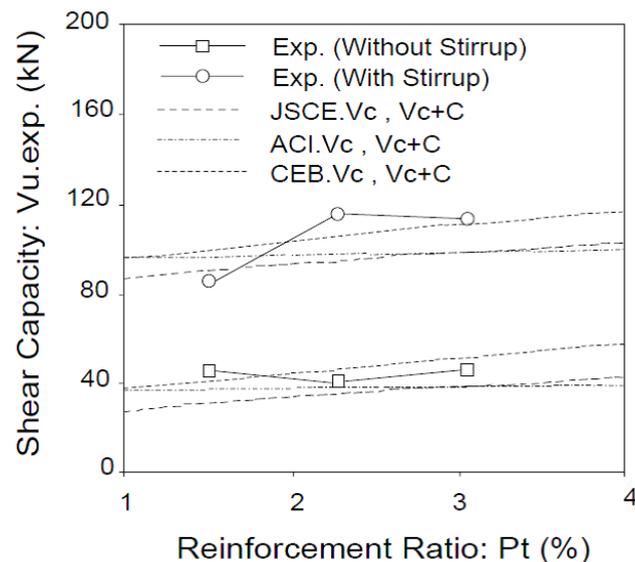


Abbildung 4.23: Einfluss der Längsbewehrung auf die Scherkapazität des Balkens [9]

Die Abbildung 4.23 zeigt den Einfluss der Bügelposition um sich einem diagonalen Sprung im Betonbalken zu widersetzen. Die Symbole a, b, und c zeigen die drei verschiedenen Stellen am Balken (siehe Abbildung 4.19) um den Beitrag an Querkraft an verschiedenen Stellen im gleichen Ausmaß betrachten zu können. Es sollte dabei wieder angemerkt werden, dass bei keinem der Bügel ein Versagen durch Erreichen der maximalen Kraft hervorgerufen wurde, sondern durch die Zerstörung des Betongefüges das Versagen eingetreten ist.

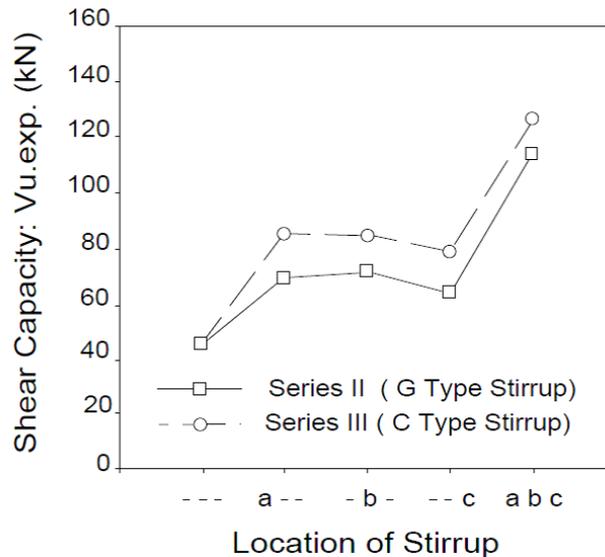


Abbildung 4.24: Einfluss der Lage der FVK Bügeln auf die Scherkapazität des Balkens [9]

Abschließend noch kurze Zusammenfassung der wichtigsten Punkte

- 1) Der Beitrag der Faserverbundkunststoffbewehrung kann mit üblichen Berechnungsverfahren ausgewertet werden, solange das Verhältnis der Steifheit des FVK zu dem des Stahls berücksichtigt wird.
- 2) Ist der Scherkompressionsmodul für das Versagen magebend, so bewirkt die höhere Steifigkeit des Bügels ein höheres Scherkraftubertragungsvermogen im Bereich des Grenzzustandes der Tragfähigkeit.
- 3) Die Belastungsverteilung entlang eines Risses im Balken zufolge Querkraft könnte durch eine Hyperbelfunktion ausgedrückt werden, und die zulässige Belastung des Bügels würde durch diese Funktion ausgedrückt werden.

Im experimentellen Teil der Arbeit möchte ich anhand der eigenen Versuche schreiben wie wirkungsvoll sowohl Glasfaserverbundbewehrung als auch Aramidfaserverbundbewehrung gegenüber konventioneller Stahlbewehrung auf Querkrafteinwirkung ist.

4.7. Biegeverhalten

Bei der wirtschaftlichen Bemessung von FVK-bewehrten Betonbauteilen ergeben sich unter Ausnutzung der Zugfestigkeit der FVK-Bewehrung größere Durchbiegungen als für stahlbewehrte Betonbauteile. Wegen des im Vergleich zu Betonstahl geringeren E-Moduls bei gleichzeitig höherer Zugfestigkeit erfährt die Dehnebene eine größere Rotation und die bezogene Betondruckzonenhöhe wird verringert. Um ein frühzeitiges Betonversagen zu vermeiden, sollte daher entweder eine hohe Betondruckfestigkeit gewählt oder im Entwurfsstadium ein profilierter Betonquerschnitt mit vergrößerter Druckzonbreite vorgesehen werden. Ein Vorspannen des Trägers mit FVK-Spanngliedern ist ebenfalls denkbar. Als Druckbewehrung ist FVK wegen des geringen E-Moduls und der Gefahr des Ausknickens der Faser weniger geeignet. Bei Biegezugbewehrung ist zu beachten, dass wegen des linear - elastischen Materialverhaltens von FVK bis zum Bruch die Grenztragfähigkeit eines Biegetraggliedes bereits dann erreicht ist, wenn die äußerste Bewehrungsfaser ihre Bruchdehnung erreicht.[4]

4.7.1 Bemessung auf Biegung

Prinzipielles Vorgehen bei der Biegebemessung von FVK-bewehrten Betonbauteilen ist in allen Bemessungsrichtlinien (USA, Kanada und Japan) ähnlich. Im Vergleich zum Stahlbetonbau beruht die Biegebemessung auf folgenden Annahmen:

- Ebenbleiben der Querschnitte
- Vollkommener Verbund
- Kein Ansatz der Betonzugfestigkeit
- Linear-elastisches Materialverhalten

In den Richtlinien der genannten Länder werden die Betondruckspannungen mit dem rechteckigen Spannungsblock bei der rechnerischen Bruchdehnung des Betons von 3,5 ‰ bzw. 3,0‰ abgebildet (siehe Bild 22). Über das Kräftegleichgewicht am betrachteten Querschnitt kann die Bemessung vorgenommen werden. Dabei wird zwischen einem Betondruckversagen und einem Versagen der FVK-Bewehrung auf Zug unterschieden. Wegen der Fähigkeit des Betons, in der Druckzone Spannungen umzulagern, wird das Betonversagen als das Bewehrungsversagen eingestuft. In

den Bemessungsrichtlinien der einzelnen Länder wird deswegen eine Bemessung auf Betonversagen empfohlen.[4]

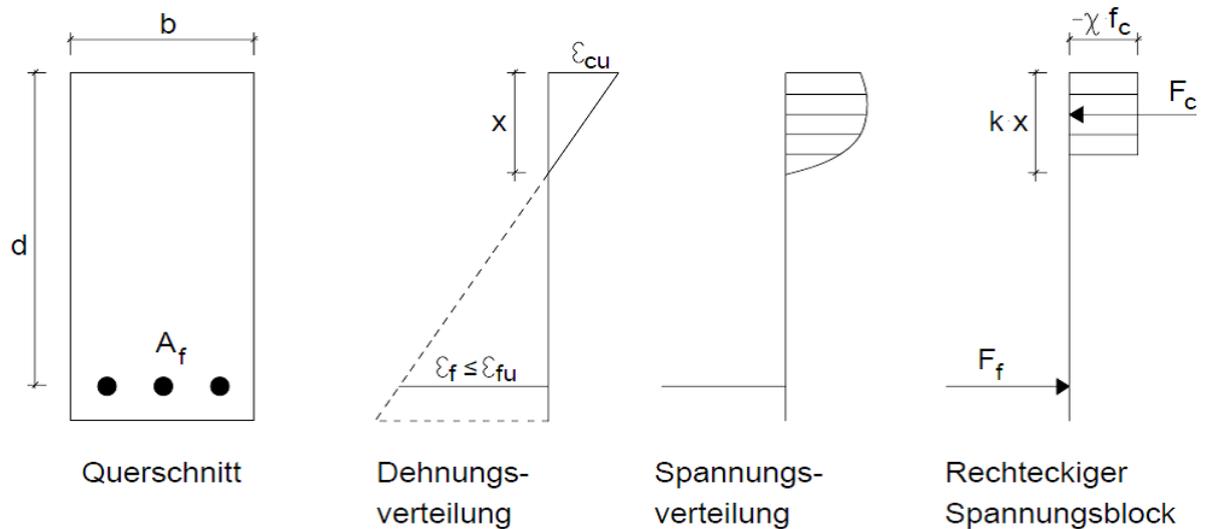


Abbildung 4.25: Spannungs- Dehnungsverhalten sowie rechteckiger Spannungsblock zur Biegebemessung [4]

Die Richtlinien basieren auf einem semiprobabilistischen Bemessungsansatz. In diesen Regelwerken wird das um einen Faktor Φ abgeminderte aufnehmbare Moment dem einwirkenden Moment unter Bemessungslasten gegenübergestellt.[4]

$$\Phi \cdot M_R \geq M_d$$

Φ Abminderungsbeiwert

M_R Widerstandsmoment

M_d Bemessungsmoment

Der Abminderungsbeiwert Φ wird in Abhängigkeit des „ausgeglichenen Bewehrungsgrades“ bestimmt. Dabei ist ρ_{fb} so zu bestimmen, dass sowohl der Beton als auch die Bewehrung im Grenzzustand der Tragfähigkeit ihre Bruchdehnung erreichen. Für einen Bewehrungsgrad $\rho \leq \rho_{fb}$ (Bewehrungsversagen) wird Φ mit 0,55 angegeben, für $\rho \geq 1,4\rho_{fb}$ (Betonversagen) wird Φ wie im Stahlbetonbau mit 0,65 angegeben. Die dazwischen liegenden Werte für Φ werden linear interpoliert. Der Abminderungsbeiwert für Bewehrungsversagen wurde dabei anhand von statistischen Untersuchungen so gewählt, dass die Versagenswahrscheinlichkeit in demselben Bereich wie Betonversagen liegt. [4]

Eine Mindestlängsbewehrung ist für das 1,8 fache Rissmoment zu bestimmen.

Generell ist in den Bemessungsrichtlinien eine kombinierte Belastung aus Biegung und Normalkraft zulässig. Aufgrund der geringen Steifigkeit und der Gefahr des Ausknickens der Fasern soll FVK-Bewehrung nicht als Druckbewehrung angerechnet werden. Eine Momentenumlagerung ist wegen des linear - elastischen Materialverhaltens von FVK bis zum Bruch ausdrücklich ausgeschlossen.[4]

Die hier beschriebene Bemessungsgrundlage basiert auf der Richtlinie des „American Concrete Institute“, kurz ACI und wurde als Beispiel für einen möglichen Bemessungsweg angegeben. Andere Richtlinien wie z.B. in Japan und Kanada haben etwas andere Vorgehensweisen bei der Bemessung. Darauf möchte ich allerdings nicht mehr eingehen.

5. Experimentelle Untersuchungen

5.1. Allgemeines

Die in den vorigen Kapiteln beschriebenen Grundlagen zum Thema der Aramidbewehrung möchte ich in diesem Kapitel durch praktische Versuche, die an der TU-Wien durchgeführt wurden ergänzen. Die zwei wichtigsten Bereiche die im Labor untersucht wurden, bilden die Ausziehversuche, also die Verbundfestigkeit, und die Biegezugversuche. Dazu kommen noch die Ermittlung der Feuerbeständigkeit der Aramidstäbe und die Überprüfung der verwendeten Betongüte durch Druckversuche.

Die Grundlage dieser Versuche bilden

- Die Ö-Norm EN 10080 für Verbundversuch für gerippten und profilierten Bewehrungsstahl Balkenversuch und
- Die Ö-Norm EN 12390-5 für die Prüfung von Festbeton Teil 5 Biegezugfestigkeit von Probekörpern

Dabei wurden jeweils drei Proben mit Aramidbewehrung, Glasfaserbewehrung und zu Vergleichszwecken drei Proben mit Stahlbewehrung hergenommen. Insgesamt wurden für die Verbundfestigkeitsprüfung 2x9 Proben und für die Biegezugfestigkeitsprüfung 9 Proben hergestellt.

5.2. Versuchsdokumentation

Mit der Versuchsdokumentation möchte ich den genauen Ablauf der einzelnen Schritte, die für die Untersuchungen notwendig waren, beschreiben. Dabei sind vor allem Fotos und in weiterer Folge Diagramme in die Dokumentation eingebaut worden um einen besseren Überblick und Verständnis der durchgeführten Arbeiten sicherzustellen. In weiterer Folge werden die Versuche ausgewertet und eine Gegenüberstellung der Festigkeitseigenschaften geschaffen. Der Abschluss wird der Interpretation der Ergebnisse gewidmet.

5.2.1. Messgeräte

Zur Bestimmung der Verbundfestigkeit und der Biegezugfestigkeit wurde das Messgerät Zwick 250, welches sich im Labor der TU-Wien befindet, verwendet. Es handelt sich dabei um eine elektromechanische Prüfmaschine mit einem Kugelumlaufspindeltrieb.



Abbildung 5.1: Materialprüfgerät Zwick 250 der TU-Wien

Des Weiteren wurden für die Ermittlung des Schlupfs der Bewehrung zwei Wegaufnehmer pro Probe verwendet.



Abbildung 5.2: Wegaufnehmer der TU-Wien

Wirkungsweise:

Die Wegaufnehmer sind elektromechanische Sensoren zur Messung von Längenänderungen. In der einfachsten Form wird eine Längendifferenz über ein mechanisch gekoppeltes Potentiometer in eine Spannungsdifferenz übersetzt. Entsprechend der Stellung des beweglichen Teiles (Schleifer) ändert sich der elektrische Widerstand zwischen Schleifer und den Enden. Schaltet man den Geber als Spannungsteiler, erhält man somit eine sich relativ zur Stellung ändernde elektrische Spannung. Der Sensor wird kalibriert, um einer bestimmten Spannung eine bestimmte Lage zuordnen zu können.*)

*) Quelle : Wikipedia und HBM

Für die Aufnahme der Kraft mit der die Proben belastet wurden, wurde eine Druckmessdose unterhalb des Auflagers angebracht. Diese Druckmessdose gehört zu der Typenreihe U10M der Firma HBM. Sie besitzt eine maximale Aufnahmekapazität von 125kN. Das nächste Bild zeigt die Grafik dieser Dose.



Abbildung 5.3: Druckmessdose U10M [33]

Dieses Gerät eignet sich für die Aufnahme von Zug- und Druckkräften und zum messen von statischen und dynamischen Kräften bei dem eine hohe Genauigkeit erfordert wird.

Die weiteren technischen Eigenschaften dieses Geräts sind lt. dem Datenblatt:

Nennkraft	kN	125
Gebrauchs-Temperaturbereich	°C	-30 bis +85
Max. Gebrauchskraft	%	230
Bruchkraft	%	> 400
Max. zul. Drehmoment	N.m	3175
Max. zul. Biegemoment	N.m	3175
Werkstoff Messkörper		Nichtrostendes Material
Gewicht	kg	11 (ohne Adapter) 23 (mit Adapter)

Tabelle 5.1: Datenblatt Druckmessdose U10M [33]

5.2.2. Betonzusammensetzung

Für die Proben wurde der konventionelle Beton C25/30 verwendet. Dieser wurde im Labor für die Herstellung der Proben angefertigt. Die genaue Zusammensetzung, wurde vom Assistenten zu Verfügung gestellt. Die nächste Tabelle zeigt diese Betonzusammensetzung.

DI Johannes Kimbauer		Datum: 30.08.2011	
MISCHUNGSBERECHNUNG			
Normalbeton Aramidbewehrung Auszugsversuch			
Baustelle/Zweck:	BETON	Bindemittelgehalt=	330 kg
Zement:	Cem II 42,5N A-L	W/B=	0,55
Zuschlag:	RK 0-8	k=	0,8
Zusatzmittel	LP	Zugabe von ZS in %=	0 %
Zusatzstoff	Keiner	ergibt=	330,0 kg Z
Festigkeitsklasse:	C30/37 B1 (XC3)	ergibt=	0,0 kg FA
Mindestzementgehalt:	322 (GK8)	Luftporen=	2 %
Konsistenz:	45 +/- 2 cm		
1. Stoffbedarf:			
	Masse [kg]	Rohdichte [kg/dm³]	Stoffraum [dm³]
			Gesteinskörnung < 0,125: 4,2 %
			Mehlkorn gesamt=
Wasser	181,5	1	181,5
Zement	330,0	3,1	106,5
Flugasche	0,0	2,2	0,0
Fasern	0,0	1,2	0,0
Zuschlag	1882,4	2,72	692,0
Luftporen	0,0	0	20,0
Frischbetonrohichte	2394		1000,0
Fb gemessen=			
2. Bestandteile			
	Anteil %	Trockeng. kg	Rohdichte kg/dm³
			dm³
			Wassergehalt [%]
			GESAMT kg/m³
RK 0/1	55	1035,3	2,729
RK 1/4	20	376,5	2,719
RK 4/8	25	470,6	2,719
RK 8/16	0	0,0	2,716
***	100	1882,4	690,9
Zement		330,0	3,1
FA		0,0	2,2
			Wasser gesamt: 181,5 l/m³
LP Mittel %- Zement	0	0,00	kg/m³
FM %- Zement	0	0,00	kg/m³
Frischbetonprüfung:			
VOLUMEN MISCHUNG	0,04	m³	
KOMPONENTEN			Rohdichte: kg/m³
RK 0/1	41,412	kg	
RK 1/4	15,059	kg	
RK 4/8	18,824	kg	Ausbreitmaß: cm
RK 8/16	0,000	kg	
***			Luftgehalt: %
Zement	13,200	kg	
FA	0,000	kg	
Wasser	7,260	l	
Fasern	0,000	kg	Wassergehalt:
LP Mittel	0,000	g	
FM %- Zement	0,000	g	

Abbildung 5.4: Mischungsberechnung Beton

5.2.3 Herstellung der Proben für den Verbundversuch

Als erstes wurden lt. EN 10080 die Schalungskörper für die benötigten Betonkörper zugeschnitten. Die Abmessungen der Probekörper sind in der folgenden Abbildung dargestellt.

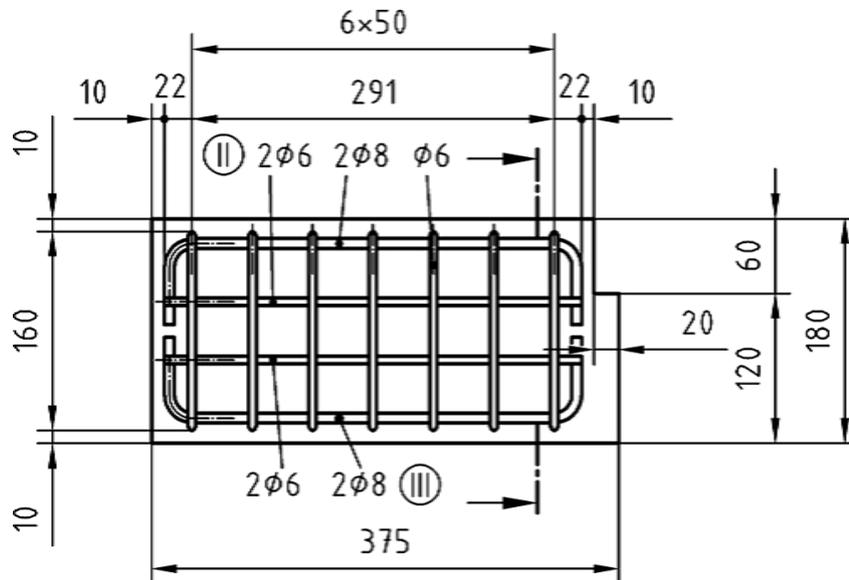


Abbildung 5.5: Bewehrungsangabe und Probengröße lt. EN 10080*)

Insgesamt wurden 18 Schalungskörper für den Verbundfestigkeitstest vorbereitet und zusammengebaut. Nun musste die Bewehrung zugeschnitten und gebogen werden. Leider war es nicht möglich Stahlbewehrung Durchmesser 6mm in Stabform zu erhalten, deswegen sind die Bewehrungskörbe mit Stahl Bst 550 Durchmesser 8mm zusammengestellt worden.



Abbildung 5.6: Bewehrungselemente vor dem Binden



Abbildung 5.7: Fertiger Bewehrungskorb



Abbildung 5.8: Fertiger Bewehrungskorb mit Schalung im Hintergrund

Die nächste Abbildung zeigt die zum betonieren fertiggestellte Proben mit Aramidbewehrungsstäben.



Abbildung 5.11: Fertiggestellte Probe zum betonieren

Es fällt auf, dass die Aramidbewehrungsstäbe in einer Manschette eingebaut sind (Blaues Hüllrohr). Dies soll verhindern dass der Verbund im Balken nicht größer ist als:

$$L = 10x \text{ Stabdurchmesser}$$

An dem anderen Teil des Stabes wird der Verbund verhindert.

Dadurch kann genau nach der Durchführung der Versuche die Spannung beim Versagen des Verbundes auf die zulässige Mantelreibung umgelegt werden. Des weiteren ist es wichtig, dass bei beiden Proben sowohl die Länge des Verbundbereichs, als auch der zubereitete Beton gleich sind, um im Falle des Versagens einer der Seiten der Probe ausschließen zu können, dass der Grund für das Versagen ein kürzerer Verbundbereich oder schlechtere Betongüte war.

Die Zubereitung des Betons erfolgte kurz nach dem fertigstellen aller Schalungen und das verfüllen der Schalungskörper wurde händisch unter Verwendung eines Plattenrüttlers durchgeführt.



Abbildung 5.12: Proben nach dem betonieren

Die fertigen Proben wurden zugedeckt und für eine Woche im Schalungskörper belassen, danach ausgeschalt und für weitere zwei Wochen zur Erreichung der minimalen Festigkeit für die Untersuchung der Verbundfestigkeit stehen gelassen. Nach insgesamt 21 Tagen konnte man mit den Versuchen anfangen. Das nächste Foto zeigt die nach einer Woche ab dem Betonieren ausgeschalteten Probekörper:



Abbildung 5.13: Ausgeschaltete Proben

5.2.4 Herstellung der Proben für den Biegezugversuch

Genauso wie beim Verbundspannungsversuch wurden zunächst die neun Schalungskörper angefertigt. Die Größe der Proben beträgt laut der Abbildung 5.14 35cm x 10cm x 10cm. Die genauen Anforderungen an die Proben und an die Durchführung der Biegezugversuche wurden der EN 12390 Teil 5 entnommen.

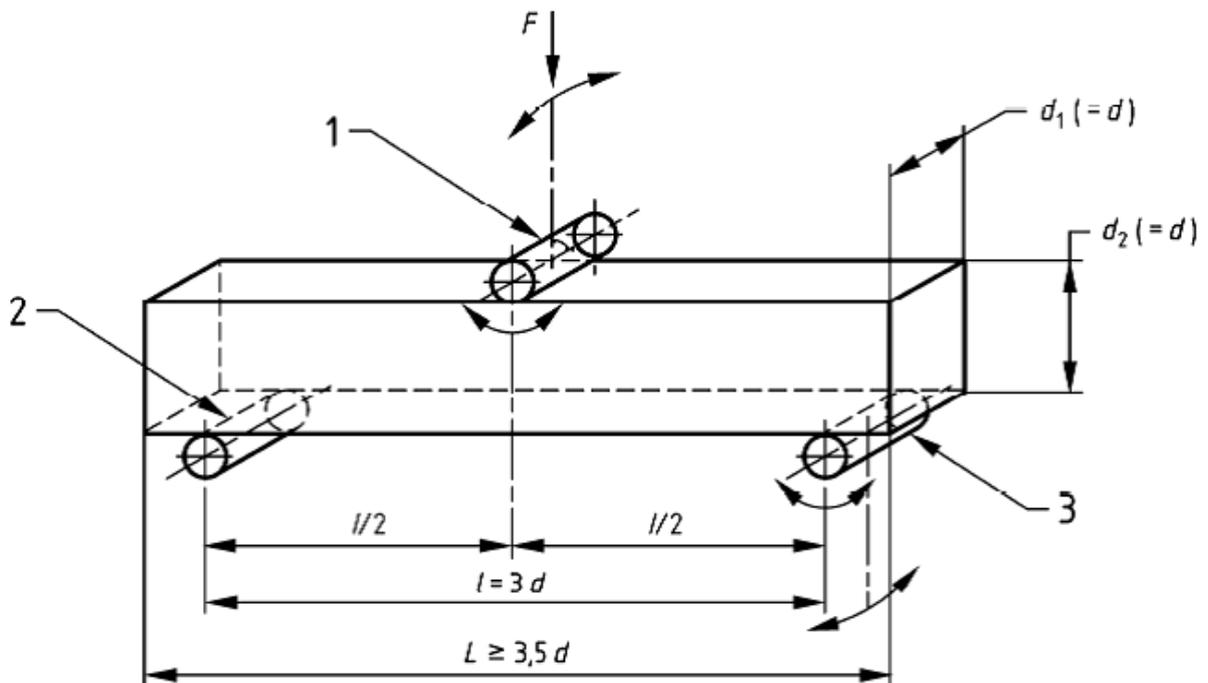


Abbildung 5.14: Anordnung der Lastaufbringung auf den Probekörper (mittiger Lastangriff *)

Legende

- 1 Belastungsrolle (dreh- und kippbar)
- 2 Auflagerrolle
- 3 Auflagerrolle (dreh- und kippbar)

Die Vorrichtung zur Lastaufbringung muss bestehen aus:

- 1) zwei Auflagerrollen;
- 2) einer oder zwei oberen Rollen, die von einem gelenkigen Kreuzstück getragen werden, das die aufgebrachte Last gleichmäßig auf eine oder bei zwei Rollen auf Beide verteilt. *)

Alle Rollen müssen aus Stahl bestehen und einen kreisförmigen Querschnitt mit einem Durchmesser von 20 mm bis 40 mm aufweisen;

*) Quelle: EN 12390-5 Seite 4 und 5

Sie müssen mindestens 10 mm länger als die Breite des Probekörpers sein.

Drei Rollen, einschließlich der beiden oberen Rollen, müssen um ihre Längsachse drehbar und in der zur Längsachse des Probekörpers senkrechten Ebene kippbar gelagert sein.*)

Der Abstand l zwischen den äußeren Rollen (d. h. die Stützweite) muss $3d$ betragen, wobei d die Breite des Probekörpers ist. Der Abstand zwischen den inneren Rollen muss d entsprechen. Die inneren Rollen müssen zwischen den äußeren Rollen in gleichem Abstand angeordnet sein, wie in der Abbildung 5.14 dargestellt. Alle Rollen müssen in ihre genaue Lage gebracht werden, wie in Abbildung 5.14 dargestellt, wobei die zulässige Abweichung aller Abstände $\pm 2,0$ mm beträgt.*)

Die Bewehrung wurde an der Unterseite unter Einhaltung der Mindestbetonüberdeckung eingelegt. In jeder Schalung wurden zwei Bewehrungsstäbe eingebracht. Insgesamt wurden wie beim Verbundversuch je drei Proben mit Aramidfaser-, Glasfaser- und Stahlbewehrung hergestellt.

Die folgenden Bilder zeigen den Aufbauprozess bis hin zu fertig vorbereiteten Proben zum betonieren.



Abbildung 5.15: Biegezugversuch – Proben Stahlbewehrung

*) Quelle: EN 12390-5 Seite 4 und 5



Abbildung 5.16: Biegezugversuch – Proben Aramidfaserverbundbewehrung

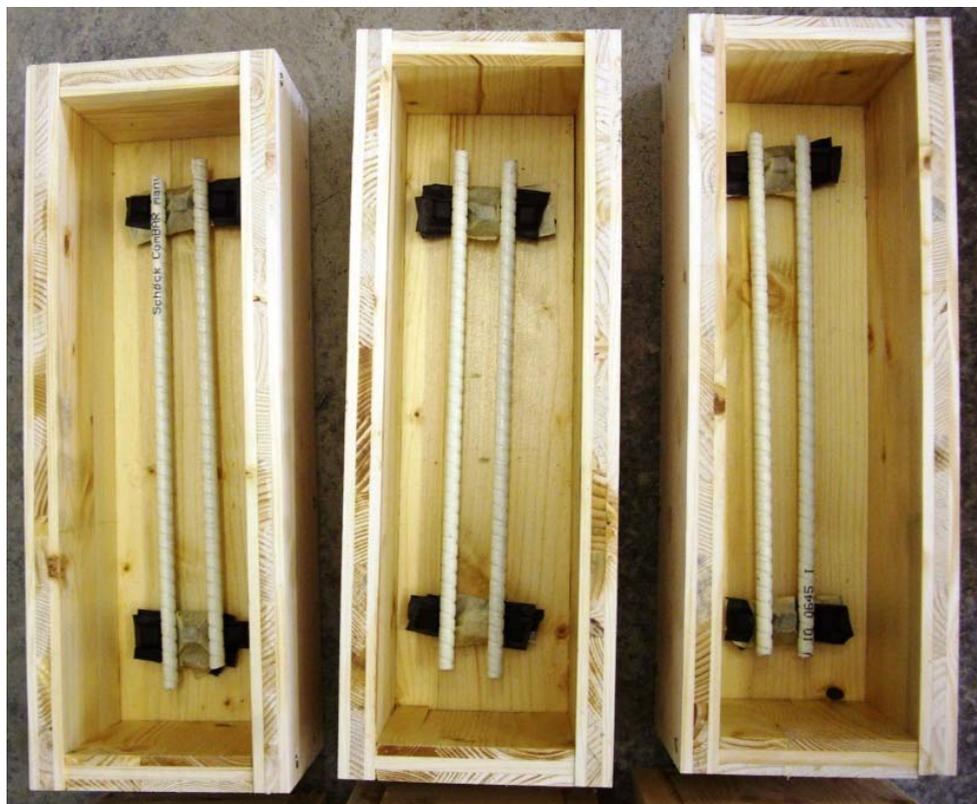


Abbildung 5.17: Biegezugversuch – Proben Glasfaserverbundbewehrung



Abbildung 5.18: Zum betonieren vorbereitete Probekörper



Abbildung 5.19: Ausgeschaltete Proben für Biegezugversuche mit Betonwürfeln für Druckfestigkeitsprüfung

5.4. Versuche

5.4.1. Verbundfestigkeitsprüfung

Das Prinzip dieses Versuches ist, einen in einem Betonprisma eingefügten Stab entlang einer definierten Länge durch eine Zugkraft zu beaufschlagen.*)

Die Beziehung zwischen der Zugkraft und dem Schlupf (d.h. der relativen Verschiebung zwischen Stahl und Beton) wird bis zum Versagen des Verbundes erhöht oder bis zum Versagen der Bewehrung selbst.*)

Der auf zwei Rollenlagern ruhende Probekörper wird mit zwei Kräften von gleicher Größe beaufschlagt, symmetrisch angeordnet bezüglich der Mitten-Spannweiten und ebenso aufgebracht durch bewegliche Rollen. *)

Die Verbundversuche wurden nach dem Erreichen der durch die Proben benötigten 21-Tage Festigkeit (Mindestalter des Betons) in folgenden Schritten untersucht:

- Verbundversuch 1 Stahlbewehrung
- Verbundversuch 2 Aramidbewehrung
- Verbundversuch 3 Glasfaserbewehrung

Die Belastung der Proben erfolgte nach der Gleichung der ÖNORM EN 10080 und lautet:

$$F_a = \frac{A_n \times \sigma_s}{1,25} \text{ für } d < 16\text{mm}$$

Wobei die Spannung des Stabes folgend definiert ist:

$$\sigma_s = \frac{1,25 \times F_a}{A_n}$$

Dabei ist A_n die Nettoquerschnittsfläche des Bewehrungsstahls.

*) Quelle: EN 10080

Die Belastung muss in aufeinander folgenden Zunahmen erfolgen, die Spannungen σ_s im Stab von 0 – 80, dann von 80 – 160, dann 160 – 240 N/mm², usw. entsprechen.*)

Die Kraftzunahme erfolgt in jeder Stufe kontinuierlich. Jede Zunahme wird innerhalb einer halben Minute erreicht und die Belastung solange beibehalten bis der Schlupf stabilisiert ist, nicht länger jedoch als zwei Minuten.*)

Der Schlupf muss lt. Norm am Anfang und am Ende jeder Belastungszunahme gemessen werden, wird bei uns kontinuierlich gemessen.

Der Versuch wird solange fortgesetzt bis das vollständige Verbundversagen des Stabes in beiden Halbbalken oder der Stab selbst versagt. Verbundversagen findet im Allgemeinen nicht in beiden Halbbalken gleichzeitig statt. Aus diesem Grunde muss der Halbstab dessen Verbund versagt hat, wenn er einen Schlupf von 3mm erreicht, in einer Greifvorrichtung gehalten werden, die gegen den Beton wirkt und jeden weiteren Schlupf verhindert.*)

Bei unserem Versuch hat die Maschine beim Versagen der Proben und Abnahme der Spannung um 60% automatisch den Belastungsversuch gestoppt.

5.4.1.1. Stahlbewehrung

Die erste Probe mit der Stahlbewehrung wurde nach der Einstellung der richtigen Auflagerabstände und nach der Montage der Druckmessdose unterhalb des Auflagerbalkens aufgestellt.

Ein Gelenk wurde an der oberen Seite der beiden Proben eingebaut (Abbildung 5.20). Dadurch war die Probe horizontal gehalten und das statische Grundsystem etabliert. An den herausragenden Enden der Bewehrung wurden Wegaufnehmer montiert. Die übernächste Abbildung 5.21 zeigt die eingebaute Probe kurz vor Beginn der Lasteinwirkung.

*) Quelle: EN 10080 Seite 46

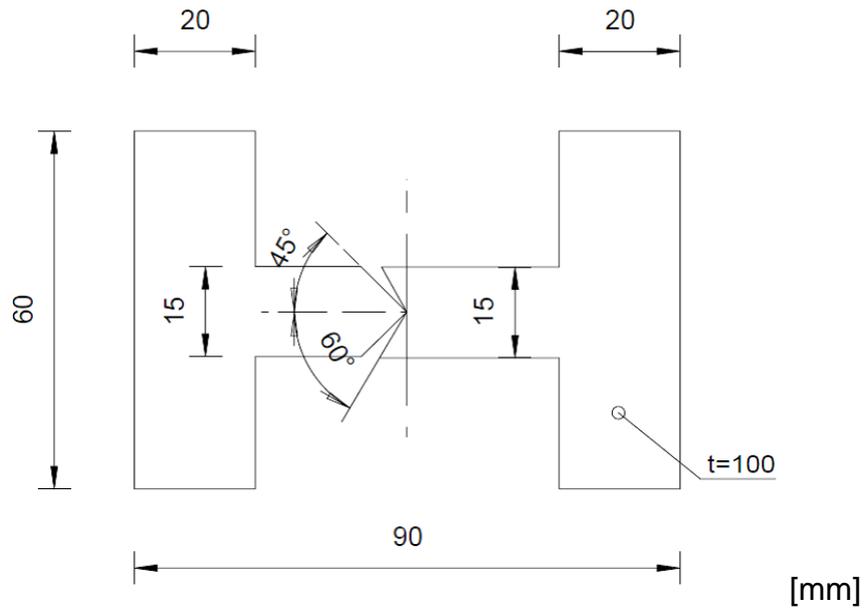


Abbildung 5.20: Grafik des Gelenks lt. Angabe Ö-Norm EN 10080*)

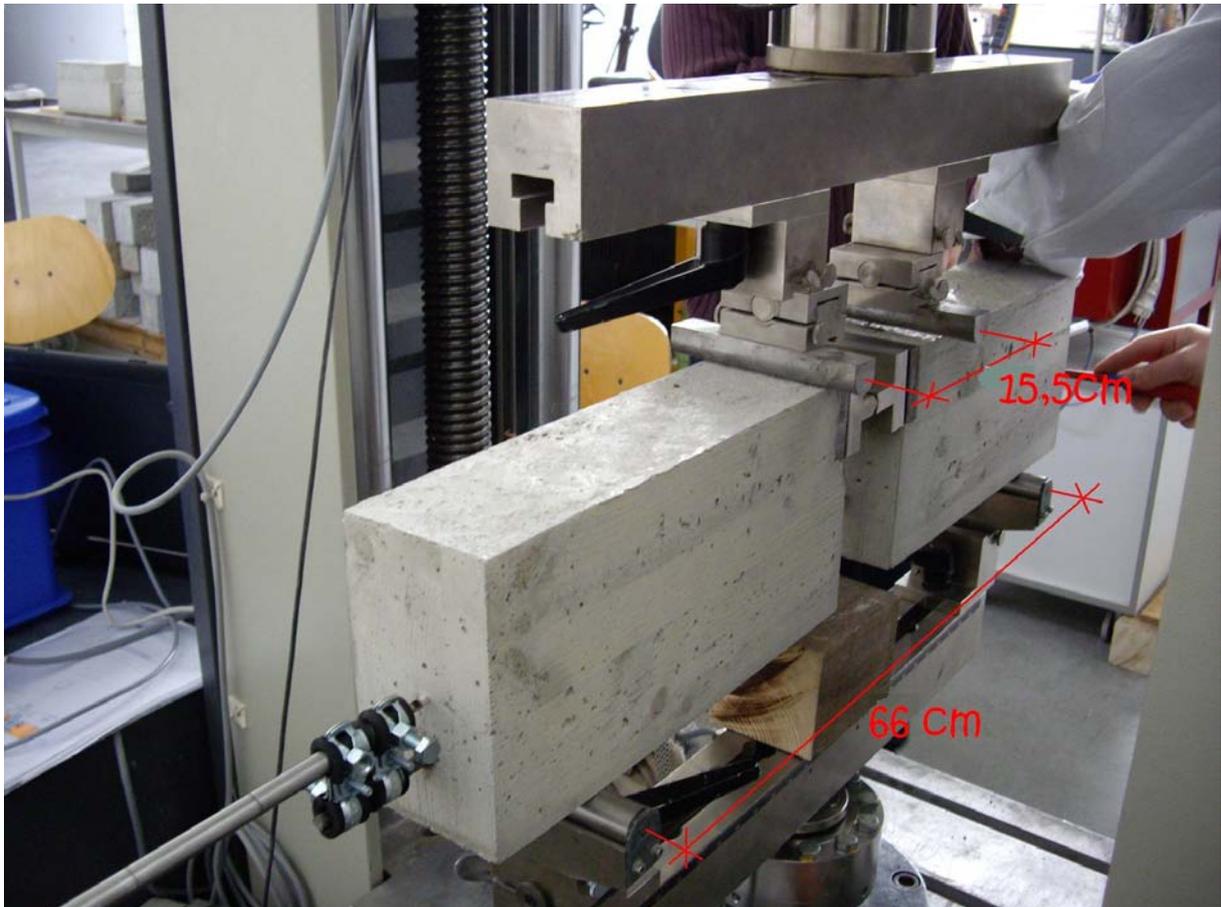


Abbildung 5.21: Eingebaute Probe vor der Belastung

Die rechnerisch ermittelten Auflagerabstände betragen 66cm und der Abstand der Pressen voneinander betrug 15,5cm. Die rechnerisch ermittelte Prüfgeschwindigkeit wurde lt. oben genannter Formel auf 42 N/mm² ermittelt. Ab der zweiten Probe wurde

statig eine Prüfgeschwindigkeit von 60 N/mm² gewählt, da bei 42 N/mm² der Belastungszeitraum für die vorhandene Auswertungssoftware zu lang war und dadurch Unterbrechungen in der Auswertungskurve die Folge waren.

Die nächste Tabelle stellt die Ergebnisse der drei Probekörper mit der maximalen Kraft die zum Versagen des Verbundes führt. Dazu die zulässige Spannung und die Größe des Schlupfs beim Versagenseintritt abgebildet in Form eines Diagramms.

Nr.	Bezeichnung	Prüfgeschw.	Max F	σ	Schlupf
1	Betonstahl 1	42 N/s	20172,57 N	14,52 N/mm ²	12 mm
2	Betonstahl 2	60 N/s	17525,00 N	12,62 N/mm ²	7 mm
3	Betonstahl 3	60 N/s	16772,24 N	12,08 N/mm ²	6 mm

Tabelle. 5.2 Auswertung Verbundversuch Stahl

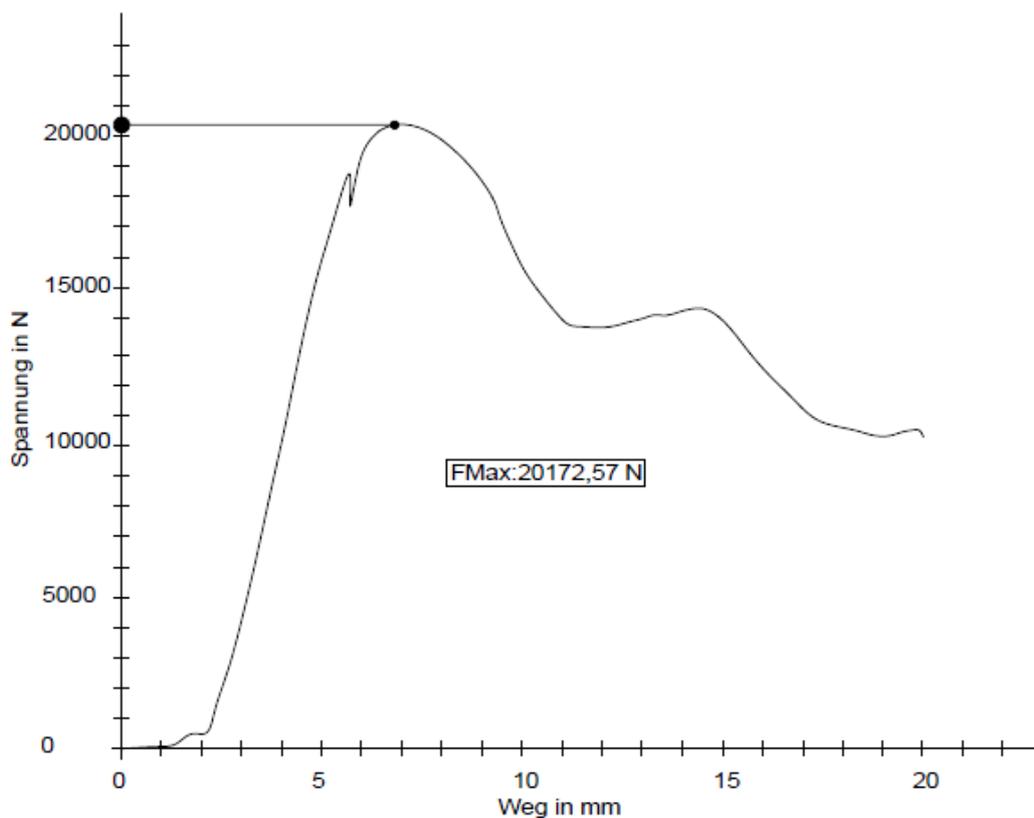


Abbildung 5.22: Kraft-Weg Diagramm Probe 1

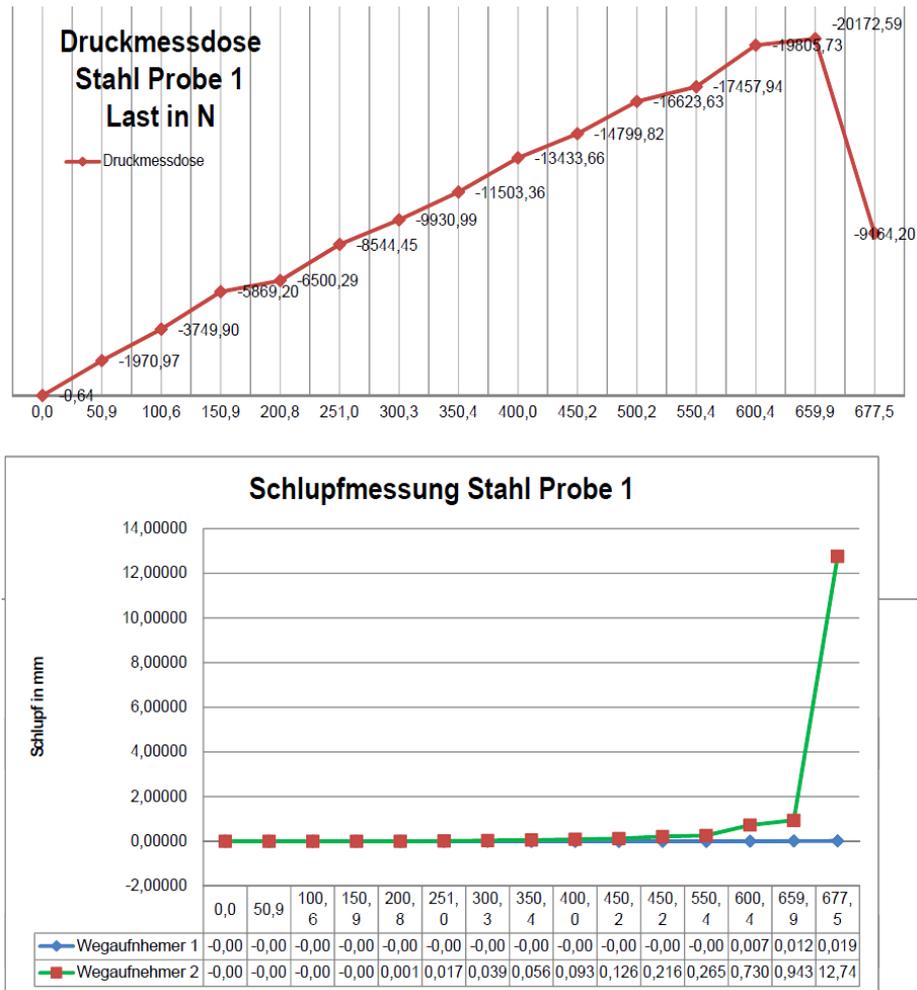


Abbildung 5.23: Messung des Schlupfs Probe 1

Das obere Diagramm zeigt die kontinuierliche Messung des Schlupfs und zum Vergleich mit dem oberen Diagramm die aufgebrauchte Last, die durch die Druckmessdose registriert und aufgenommen wurde. Die Unterteilung des Diagramms lautet:

Zeile 1: Stifffarbe: Rot; Bezeichnung: Kraft 125 kN; Aufnehmer: Druckmessdose

Zeile 2: Stifffarbe: Blau; Bezeichnung: Wegaufnehmer 1; Aufnehmer: Wegaufnehmer Probe rechts

Zeile 3: Stifffarbe: Grün; Bezeichnung: Wegaufnehmer 2; Aufnehmer: Wegaufnehmer Probe links

Diesem Diagramm kann man entnehmen, dass der Schlupf bei der Kraft von 20172 N bei Wegaufnehmer 2 mit 12mm am größten ist und somit ist in der Probe links das Versagen des Verbundes eingetreten. Das nächste Bild zeigt die zerstörte Probe 1.

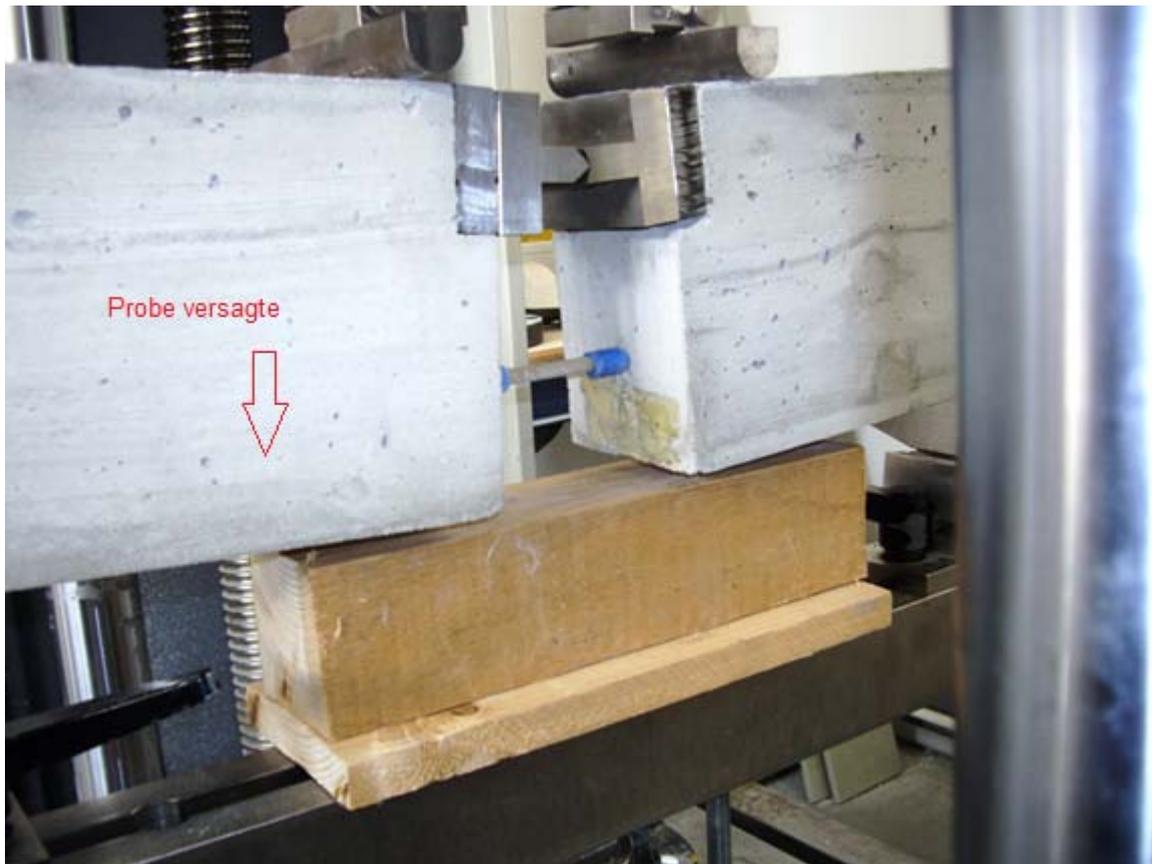


Abbildung 5.24: Probe 1 nach dem Versagen

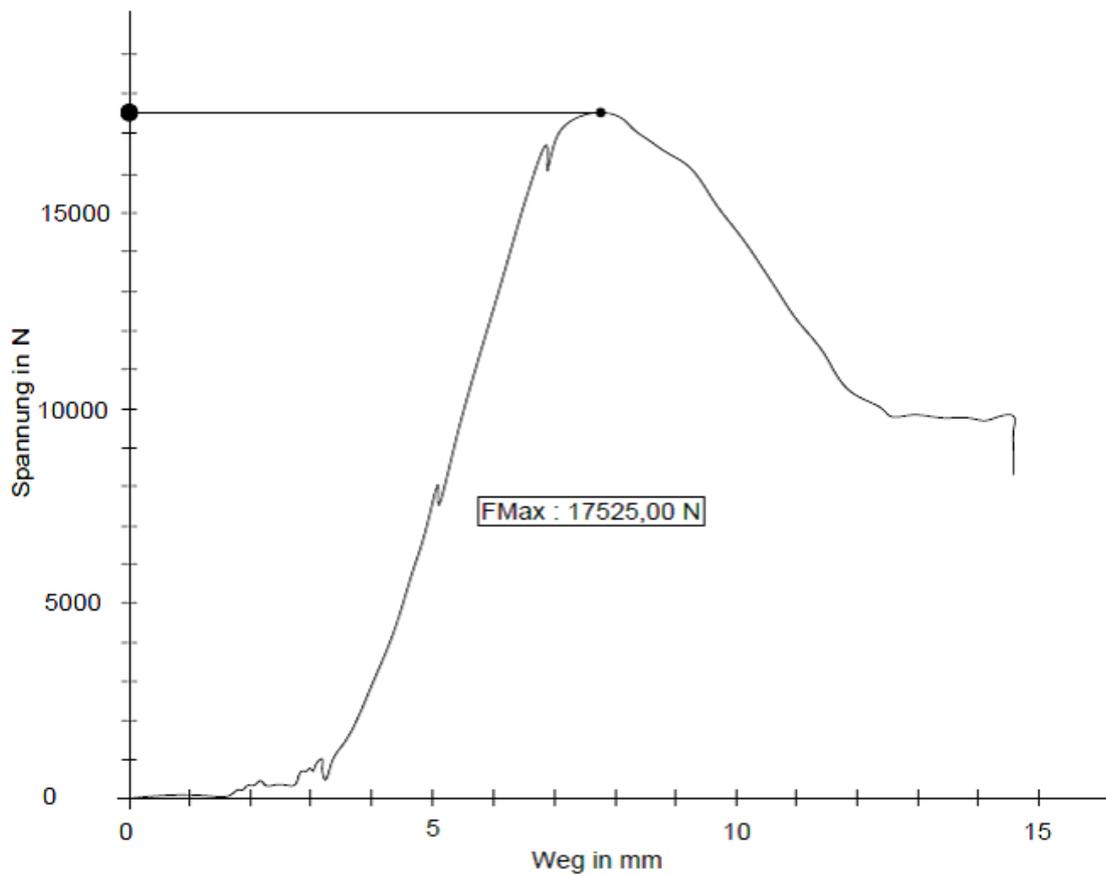


Abbildung 5.25: Kraft-Weg Diagramm Probe 2

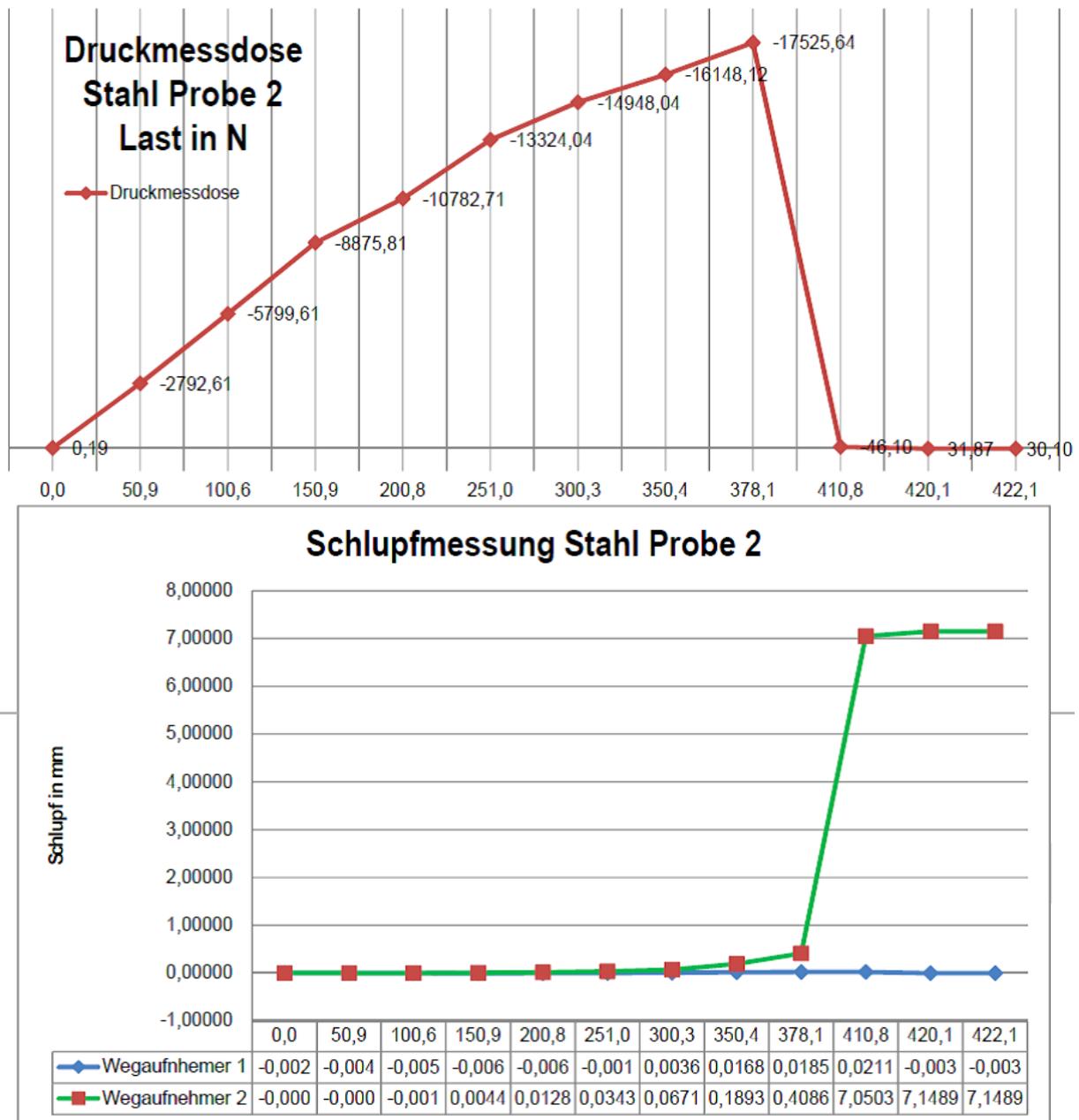


Abbildung 5.26: Messung des Schlupfs Probe 2

Diesem Diagramm kann man entnehmen, dass der Schlupf bei der Kraft von 17525N bei Wegaufnehmer 2 mit 7mm am größten ist und somit ist in der Probe links das Versagen des Verbundes eingetreten. Das nächste Bild zeigt die zerstörte Probe 2.

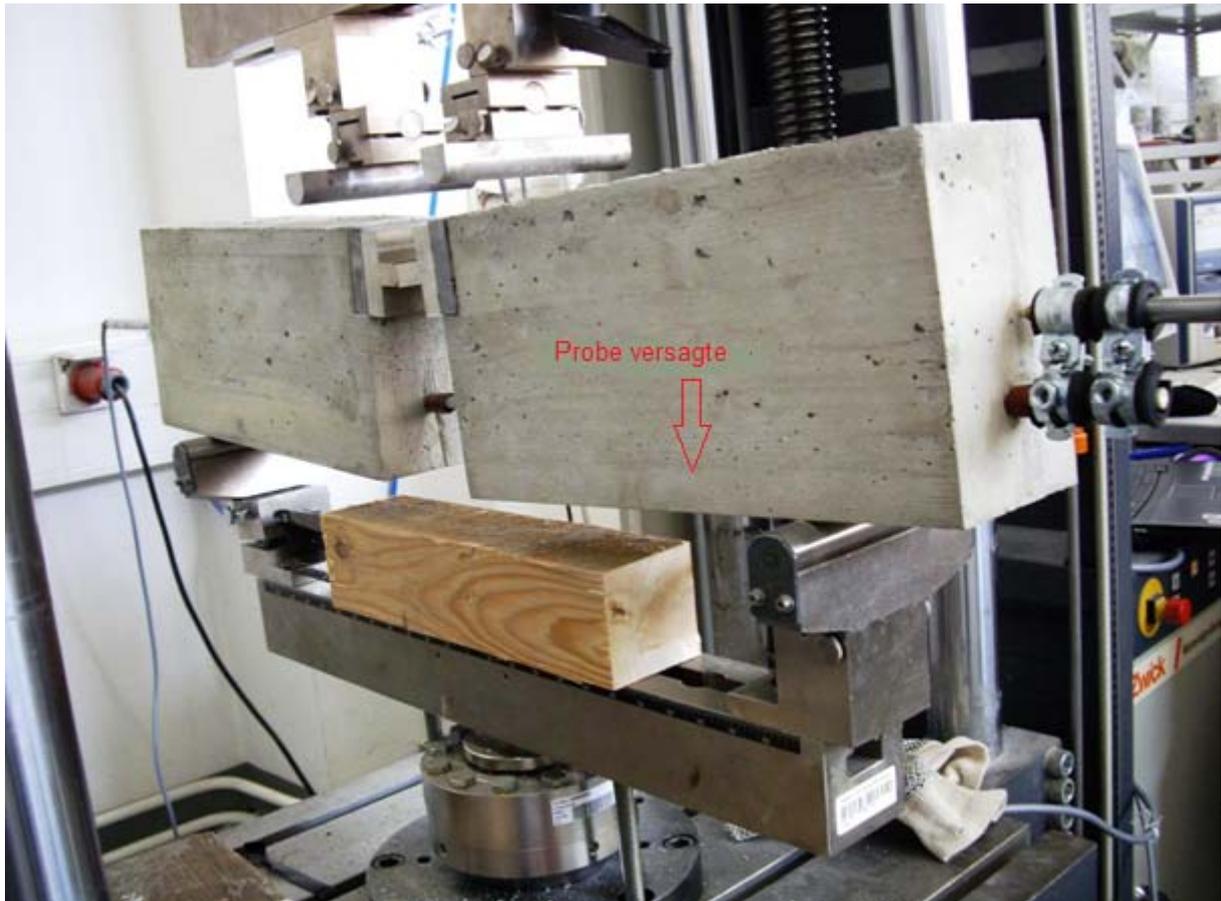


Abbildung 5.27: Probe 2 nach dem Versagen

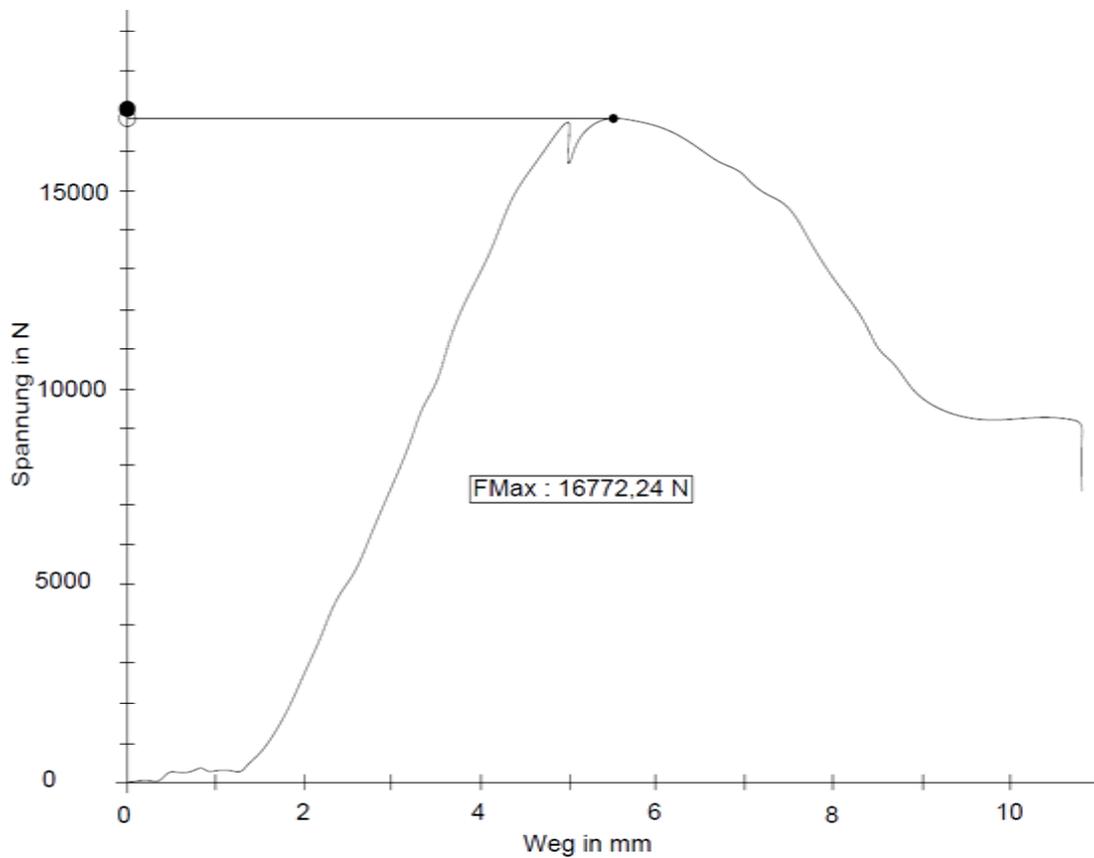


Abbildung 5.28: Kraft-Weg Diagramm Probe 3

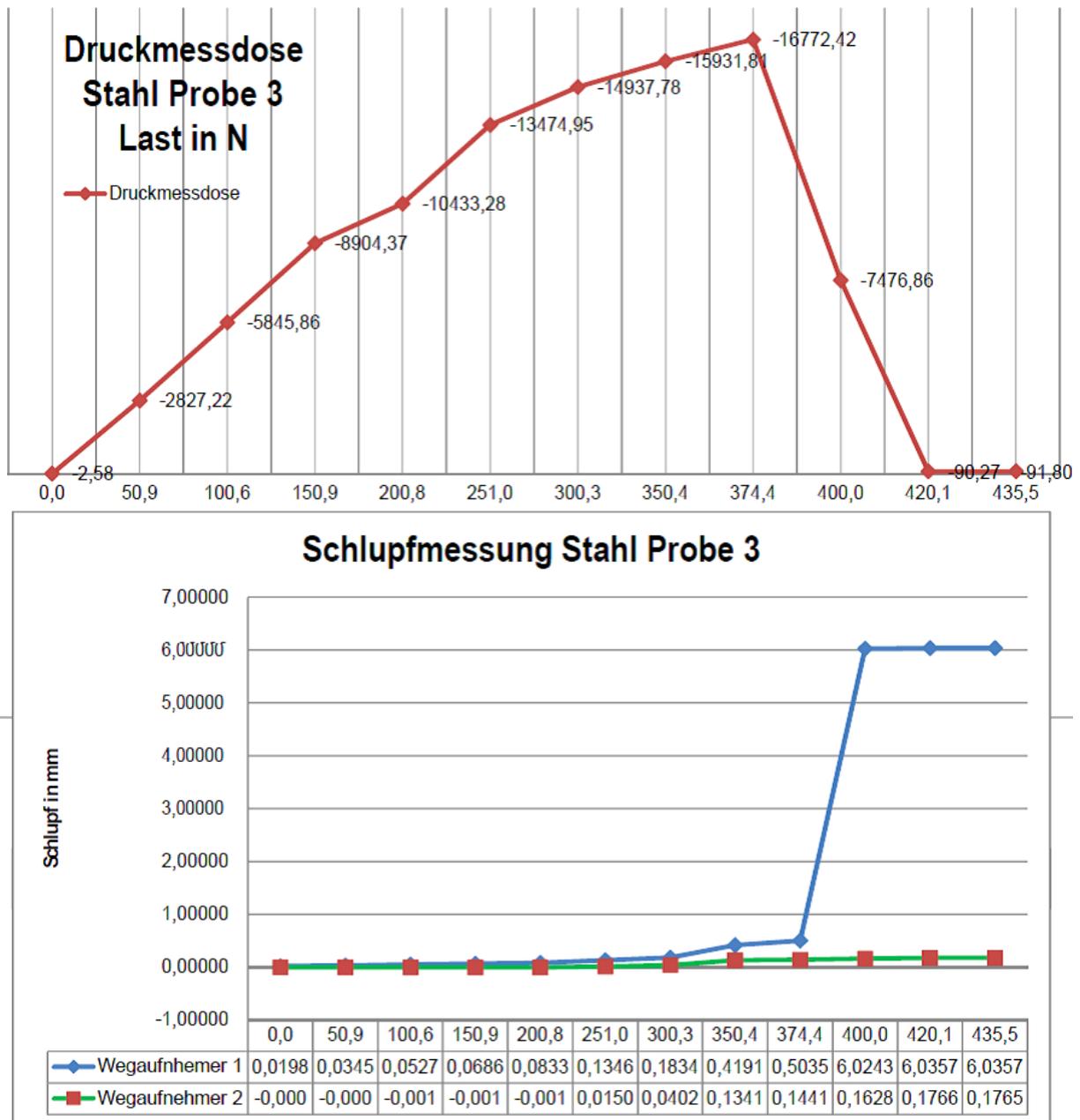


Abbildung 5.29: Messung des Schlupfs Probe 3

Diesem Diagramm lässt sich entnehmen, dass der Schlupf bei der Kraft von 16772 N bei Wegaufnehmer 1 mit 6mm am größten ist und somit ist in der Probe rechts das Versagen des Verbundes eingetreten. Das nächste Bild zeigt die zerstörte Probe 3.



Abbildung 5.30: Probe 3 nach dem Versagen

5.4.1.2. Aramidbewehrung

Den zweiten Zyklus der Versuche stellen die Proben mit der Aramidbewehrung dar. Die nächste Tabelle stellt die Auflistung der maximalen Kraft, die zum Versagen der Proben geführt hat.

Nr.	Bezeichnung	Prüfgeschw.	Max F	σ	Schlupf
1	Aramid 1	60 N/s	20444,61 N	14,72 N/mm ²	5,5 mm
2	Aramid 2	60 N/s	19555,55 N	14,08 N/mm ²	7,0 mm
3	Aramid 3	60 N/s	23518,64 N	16,93 N/mm ²	5,0 mm

Tabelle 5.3 Auswertung Verbundversuch Aramid

Auffallend als Unterschied zum Versagen der Proben mit Stahlbewehrung war, dass bei Stahl das Versagen der Proben schlagartig aufgetreten ist, da der Scherverbund des Betons im Bezug auf die Stahlrippen überwunden wurde und dadurch sofortige Zerstörung eingetreten ist.

Bei Aramid hingegen konnte eine stetige Zunahme des Schlupfs gemessen werden und somit kein schlagartiges Versagen wurde beobachtet. Dies bedeutet, dass die besandete Oberfläche der Aramidbewehrung kein plötzliches Verbundversagen zulässt, sondern nur ein allmähliches entfestigen auftritt. Dieser Unterschied fällt auf im Vergleich z.B des Diagramms Abbildung 5.29 mit dem Diagramm Abbildung 5.32. Wie in der oberen Tabelle ersichtlich wird, konnten dadurch etwas größere Kräfte von dem Aramidstab aufgenommen werden. Ein zerstören des Faserverbunds ist, an der Oberfläche, nicht eingetreten. Was genau im Inneren des Verbundes passiert ist, müsste durch ein Zerschneiden des Betonprofils etwas näher gebracht werden. Eine mögliche Versagensursache kann auch ein Verbundversagen im Bereich der Faser und Kunststoffmatrix sein. Die nächsten Grafiken stellen den Kraft Weg Diagramm der drei Aramidproben dar, gefolgt von Ergebnissen der Druckmessdose und der zwei Wegaufnehmer, die wie im ersten Fall an den Enden der Bewehrung befestigt und gegen das Betonprisma ausgerichtet wurden.

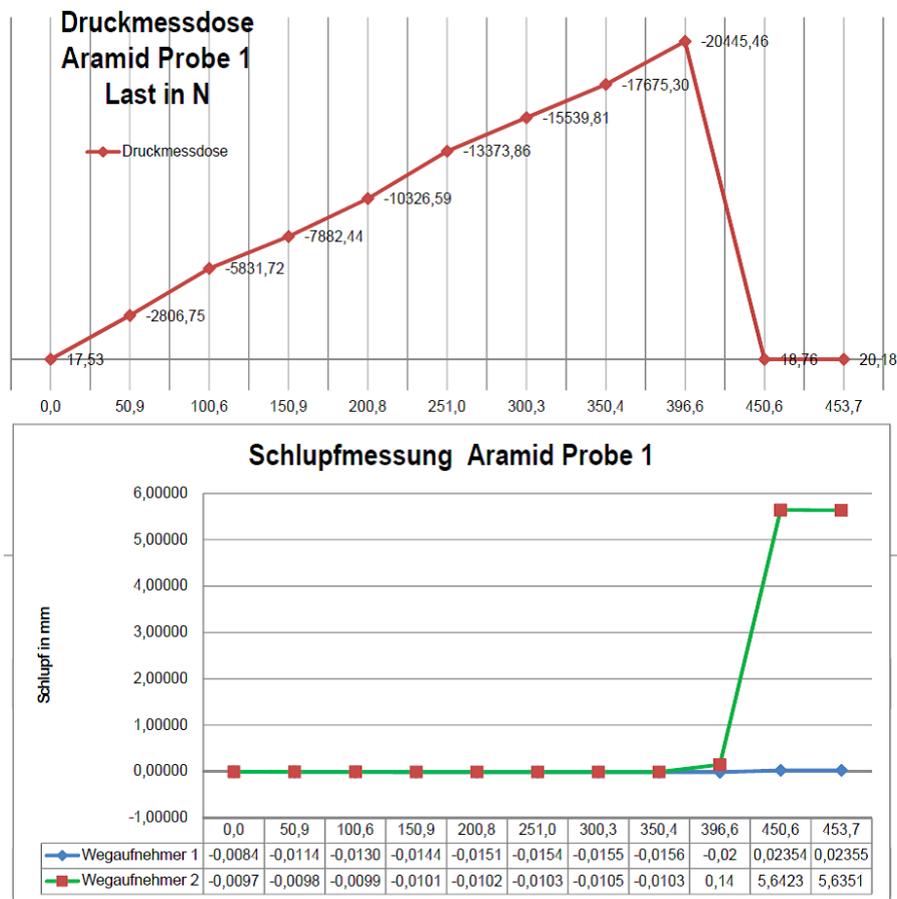
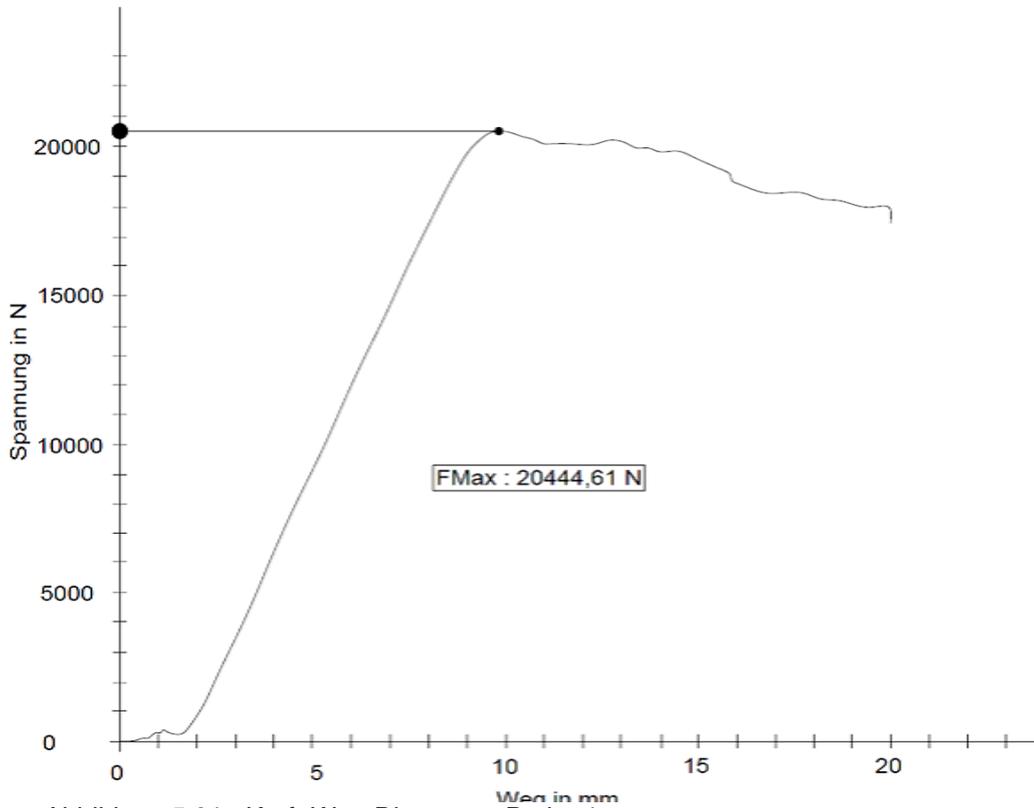


Abbildung 5.32: Messung des Schlupfs Probe 1

Diesem Diagramm kann man entnehmen, dass der Schlupf bei Erreichen der Kraft von 20444 N bei Wegaufnahme 2 mit 5,5mm am größten ist und somit ist in der Probe links das Versagen des Verbundes eingetreten.

Das nächste Bild zeigt die zerstörte Probe mit der rot beschriebenen Seite der Probe, die versagt hat.

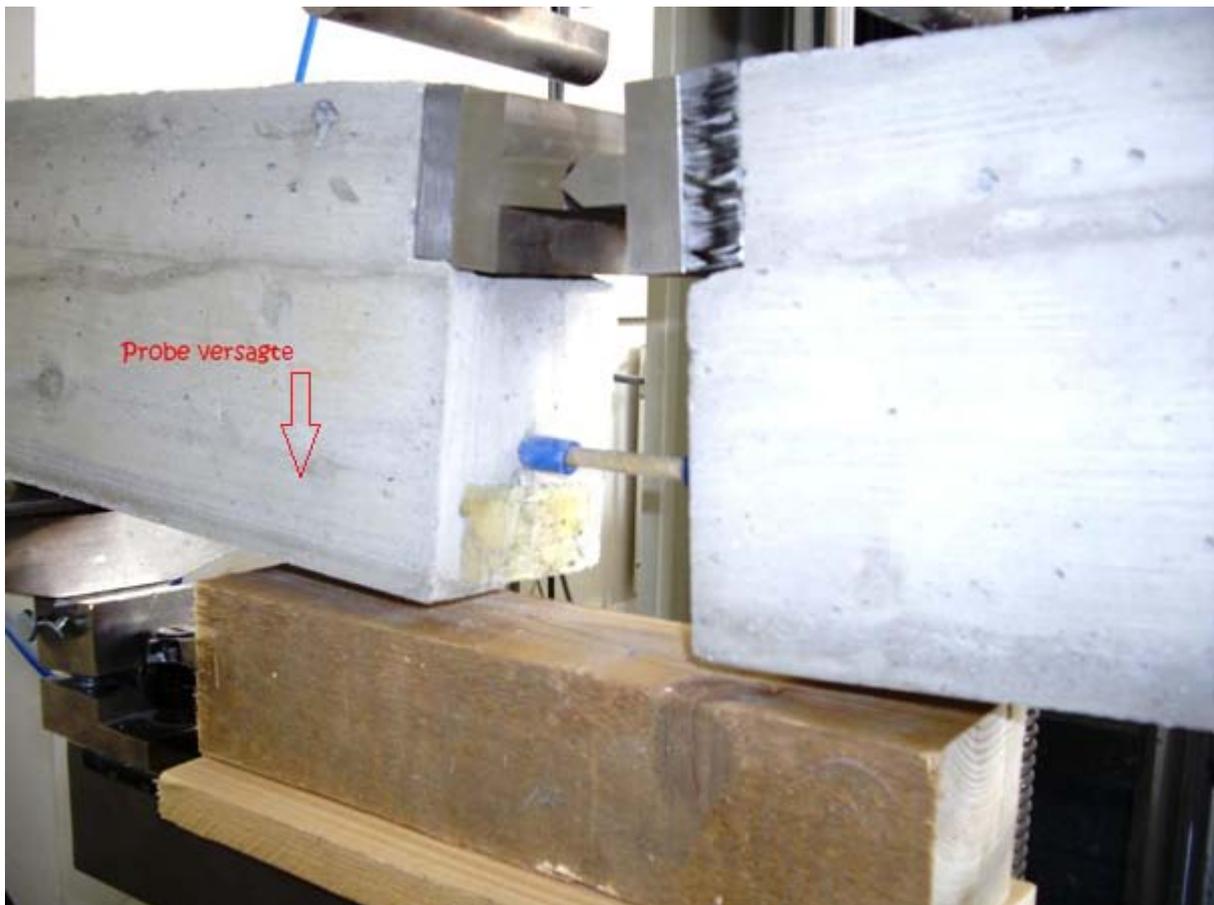


Abbildung 5.33: Probe 1 nach dem Versagen

Die folgenden Diagramme zeigen die Ergebnisse der nächsten zwei Proben mit Aramidbewehrung. Bei allen Proben wurde etwa derselbe Schlupf und die Kraft, bei der das Versagen eingetreten ist, gemessen.

Die größte aufgenommene Kraft, bei etwa gleich bleibendem Schlupf im Vergleich zu anderen Proben, wurde durch den Verbund der dritten Probe erzielt.

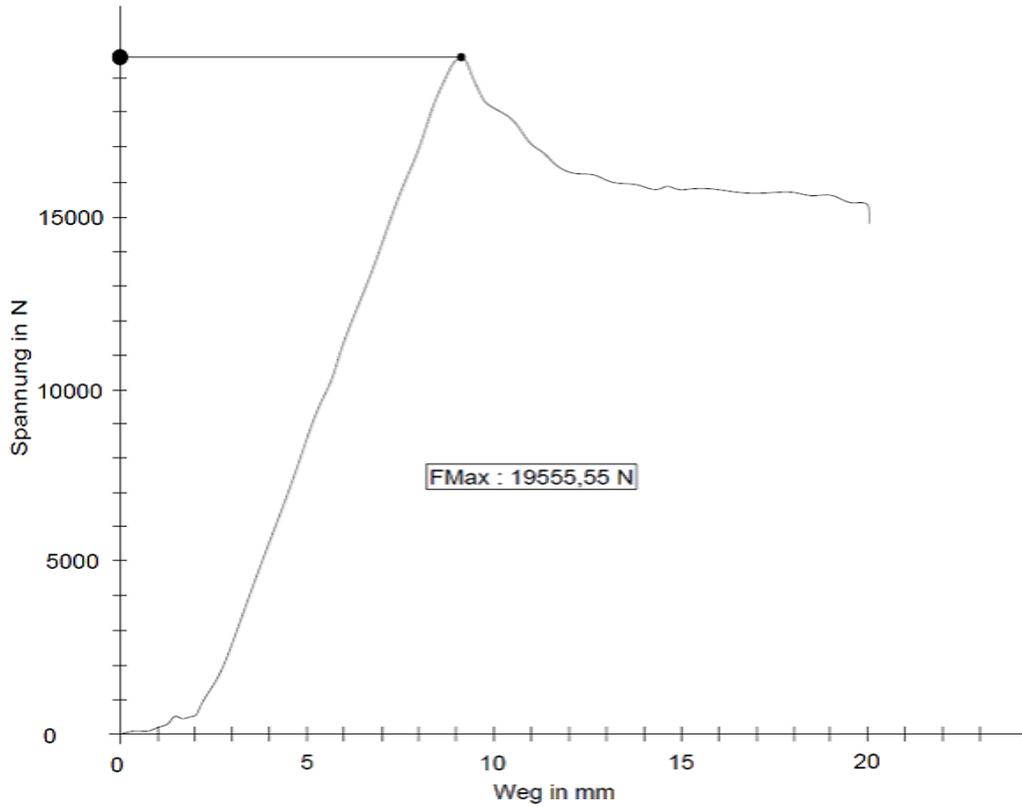


Abbildung 5.34: Kraft-Weg Diagramm Probe 2

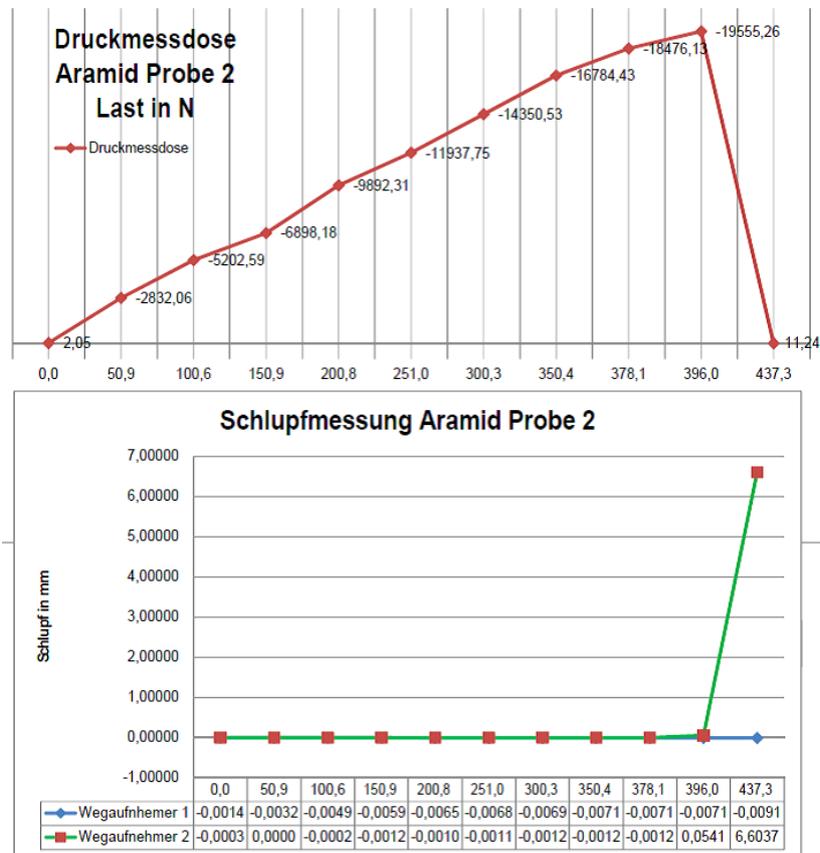


Abbildung 5.35: Messung des Schlupfs Probe 2

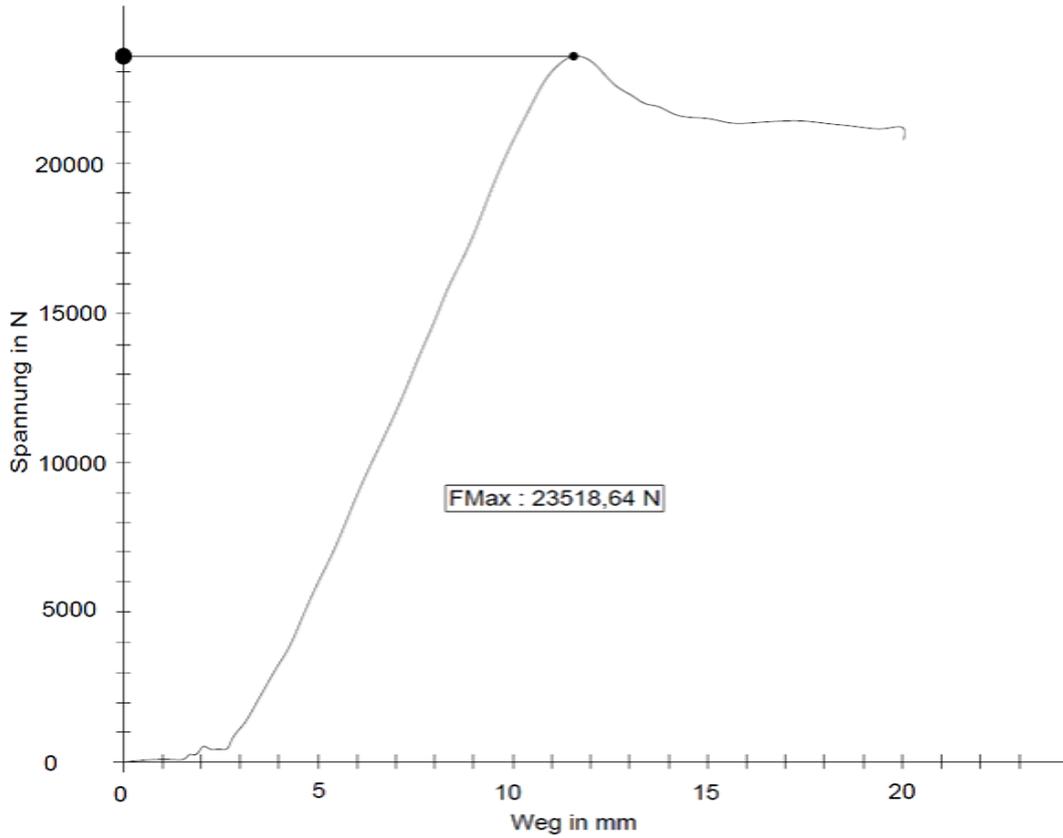


Abbildung 5.36: Kraft-Weg Diagramm Probe 3

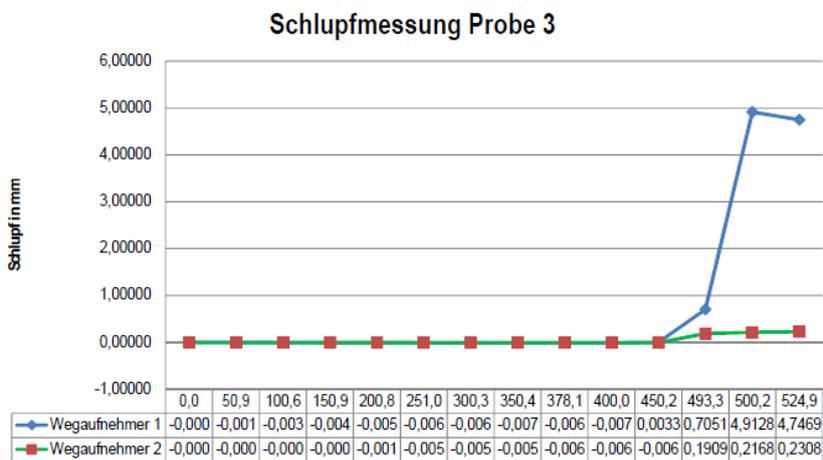
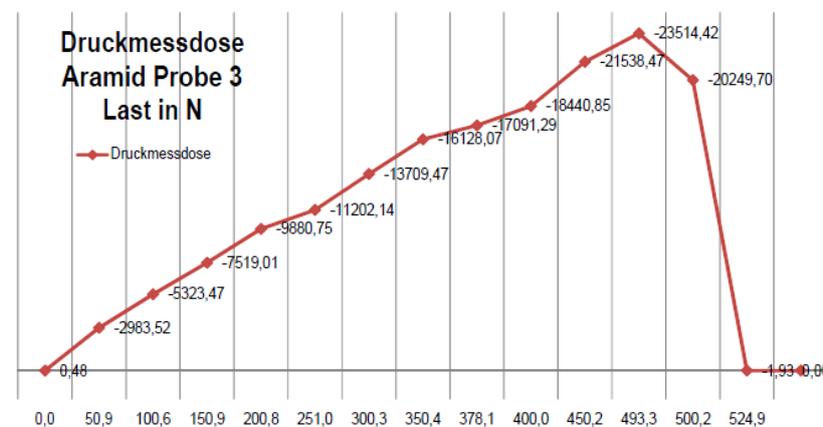


Abbildung 5.37: Messung des Schlupfs Probe 3

5.4.1.3. Glasfaserbewehrung

Den dritten Zyklus der Versuche stellen die Proben mit der Glasfaserbewehrung dar. Die nächste Tabelle stellt die Auflistung der maximalen Kraft die zum Versagen der Proben geführt hat.

Nr.	Bezeichnung	Prüfgeschw.	Max F	σ	Schlupf
1	Glasfaser 1	60 N/s	18998,10 N	13,68 N/mm ²	11 mm
2	Glasfaser 2	60 N/s	19758,10 N	14,23 N/mm ²	11 mm
3	Glasfaser 3	60 N/s	19154,04 N	13,79 N/mm ²	11 mm

Tabelle 5.4 Auswertung Verbundversuch Glasfaser

Die untersuchten Proben mit Glasfaserverbundstäben verhalten sich in etwa gleich wie die Proben bei Verbundversuchen mit Stahlbewehrung.

Die Glasfaserstäbe verfügen über gerippte Oberfläche ähnlich wie die Stahlbewehrung. Auch in aufnehmbare Kraft bis zum Versagen, verhält sich der Glasfaserstab in etwa gleich wie die Stahlbewehrung. Da aber die Rippen der Glasfaserstäbe aus einer Kunststoffmatrix profiliert wurden, ist die Tatsache interessant, dass die Ergebnisse so gut sind im Vergleich zum Stahl und dass die Rippen so gut auf das Abscheren wirkten. Das Versagen erfolgte plötzlich durch Überwinden des Scherverbundes der Rippen und des Betons.

Alle drei Proben wurden mit der gleichen Prüfgeschwindigkeit von 60N/s belastet. Dabei konnte ungefähr derselbe Schlupf bei allen drei Proben gemessen werden und auch die Kraft die zum Versagen geführt hat, liegt bei allen drei Proben bei ungefähr 19000 N.

Die nächsten Diagramme stellen die Ergebnisse aus den durchgeführten Belastungsversuchen der drei Probekörper.

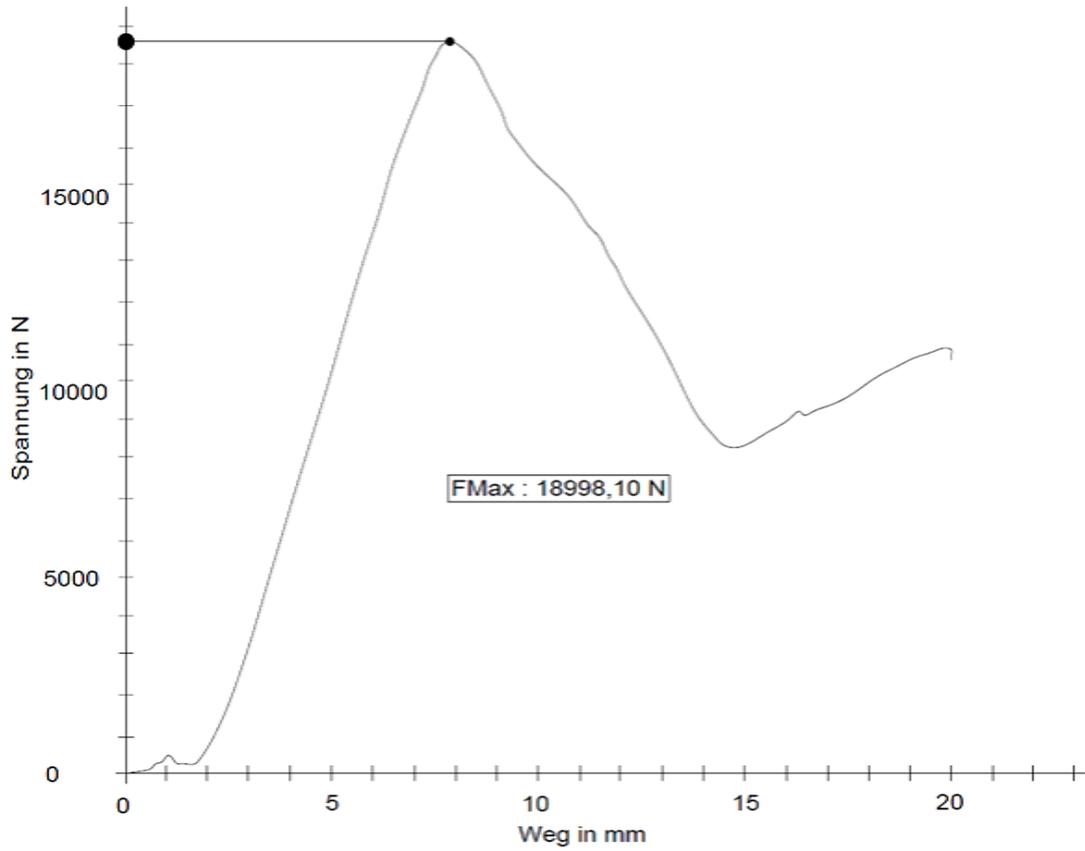


Abbildung 5.38: Kraft-Weg Diagramm Probe 1

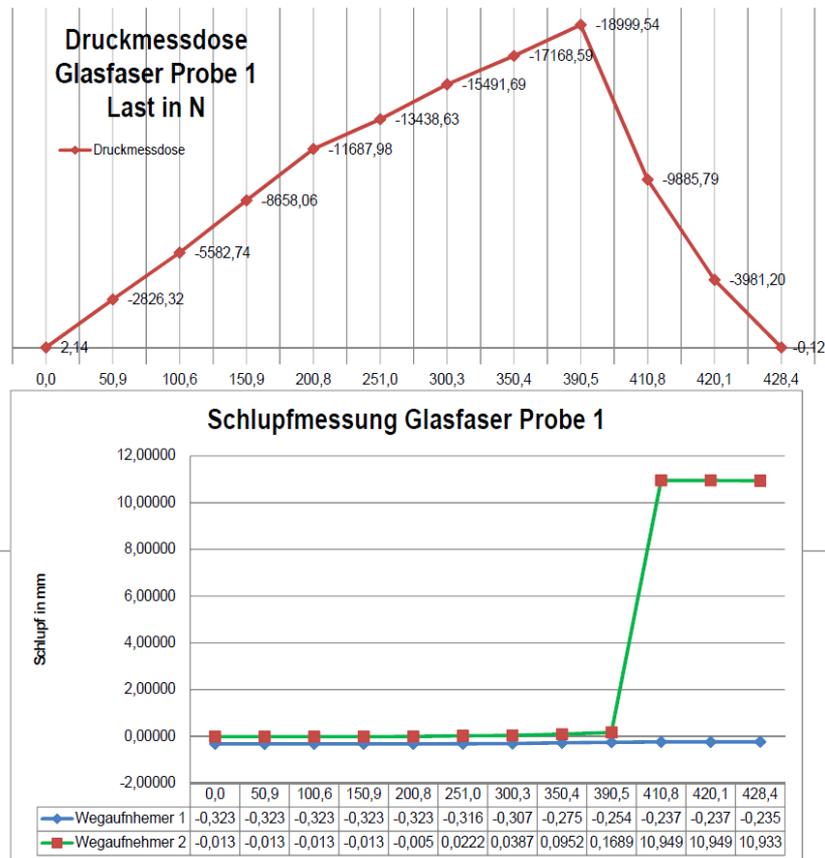


Abbildung 5.39: Messung des Schlupfs Probe 1

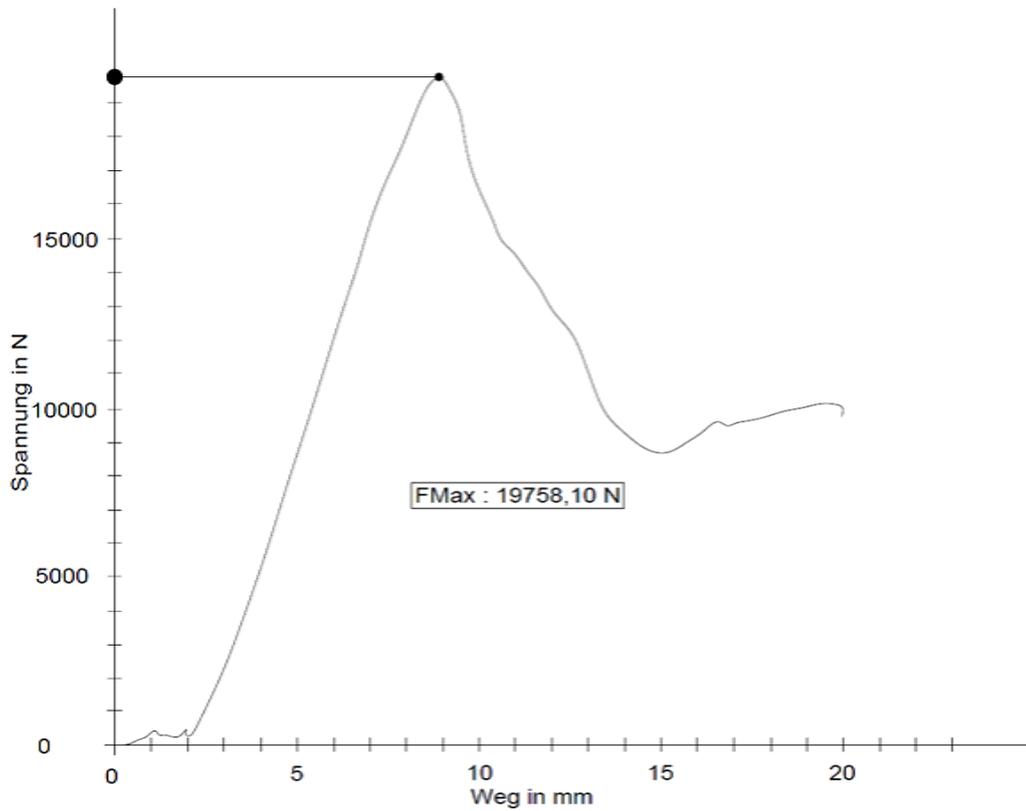


Abbildung 5.40: Kraft-Weg Diagramm Probe 2

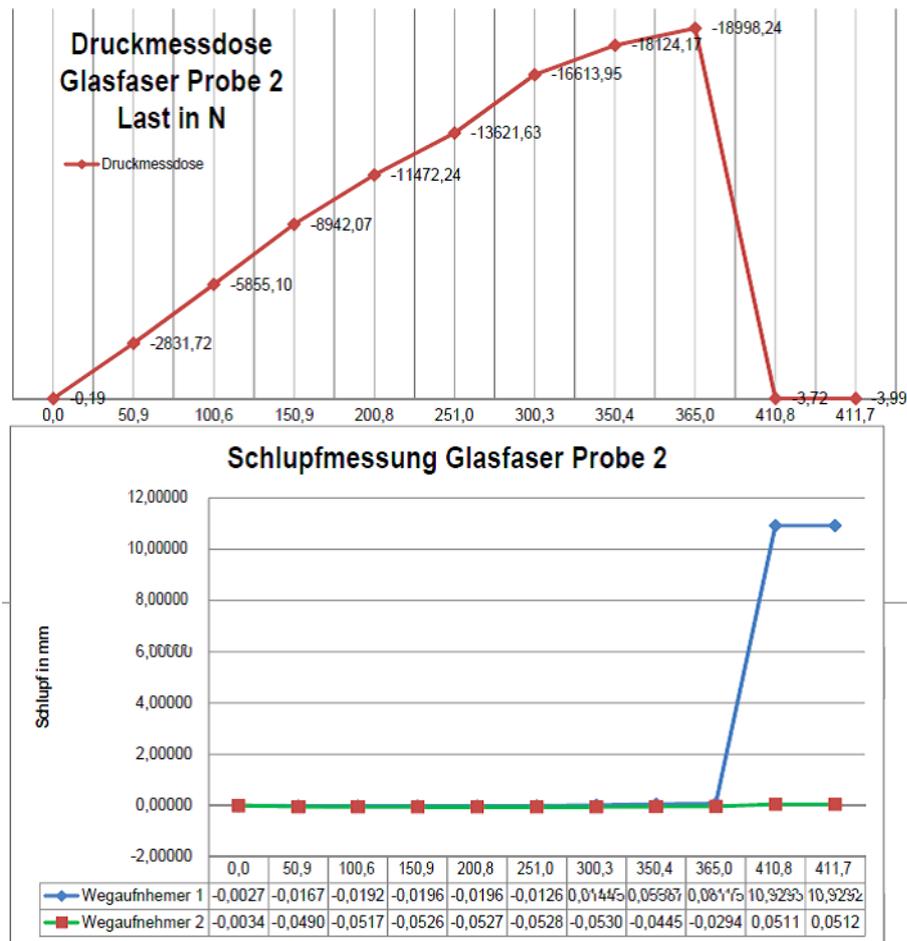


Abbildung 5.41: Messung des Schlupfs Probe 2

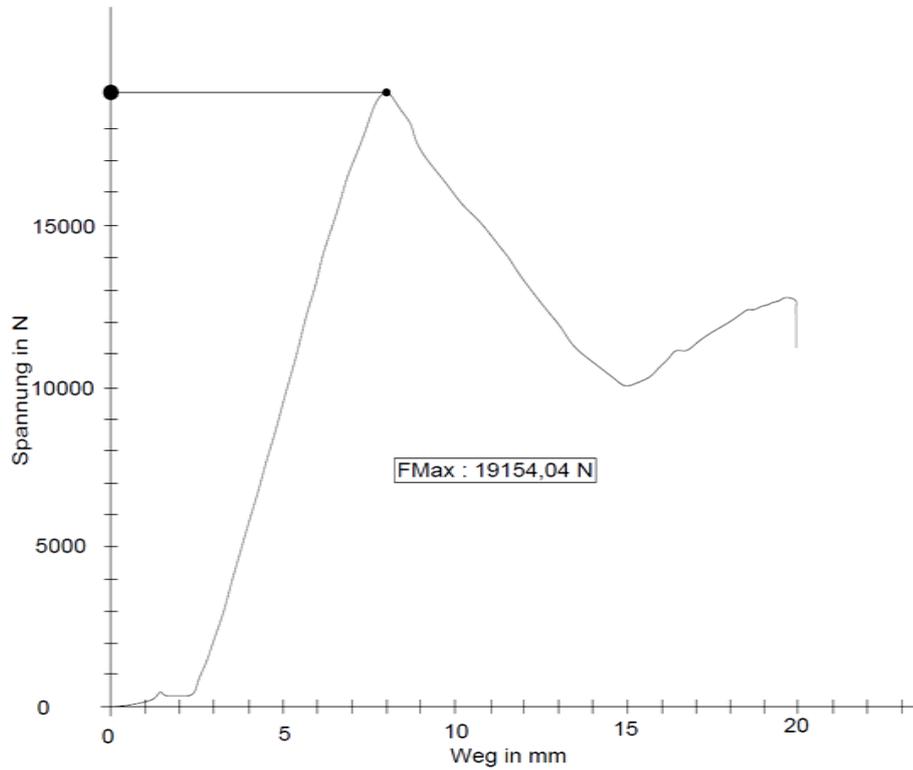


Abbildung 5.42: Kraft-Weg Diagramm Probe 3

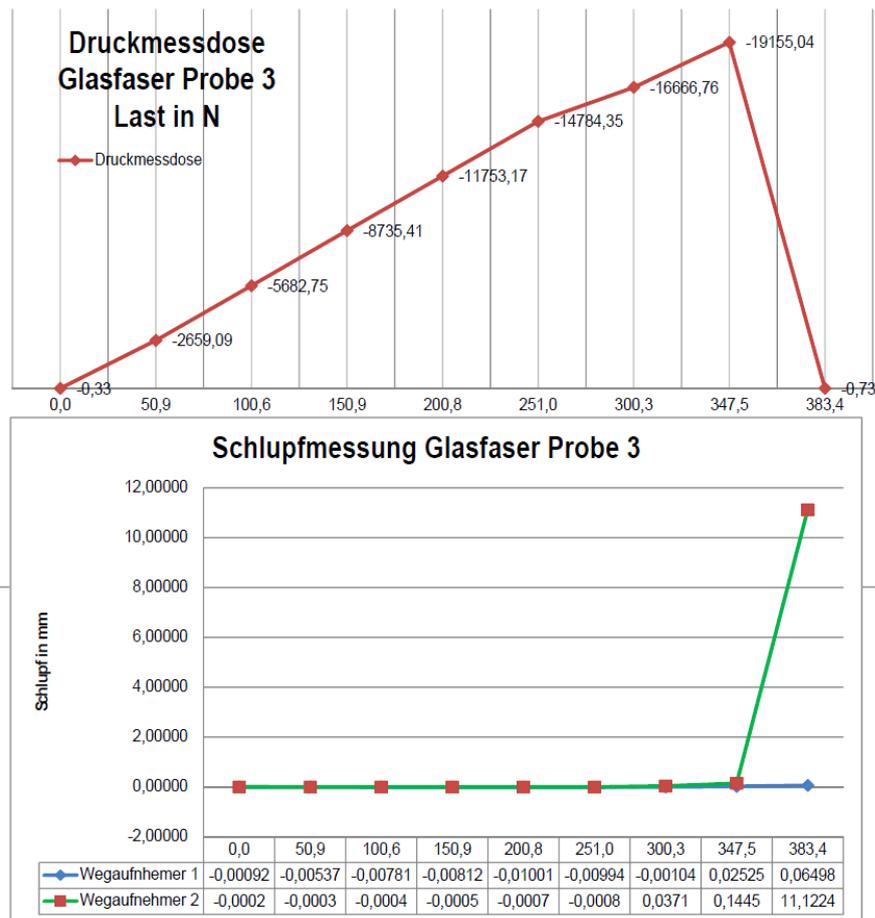


Abbildung 5.43: Messung des Schlupfs Probe 3

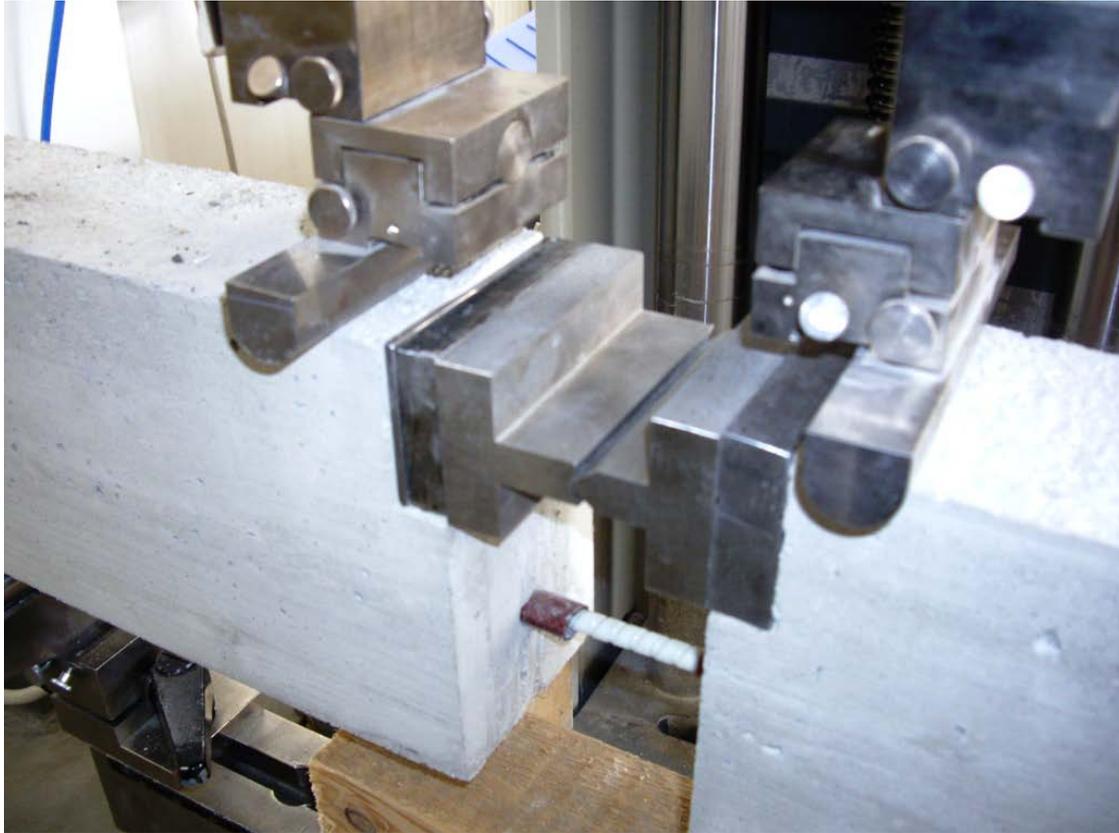


Abbildung 5.44: Probe mit Glasfaserstab vor der Belastung

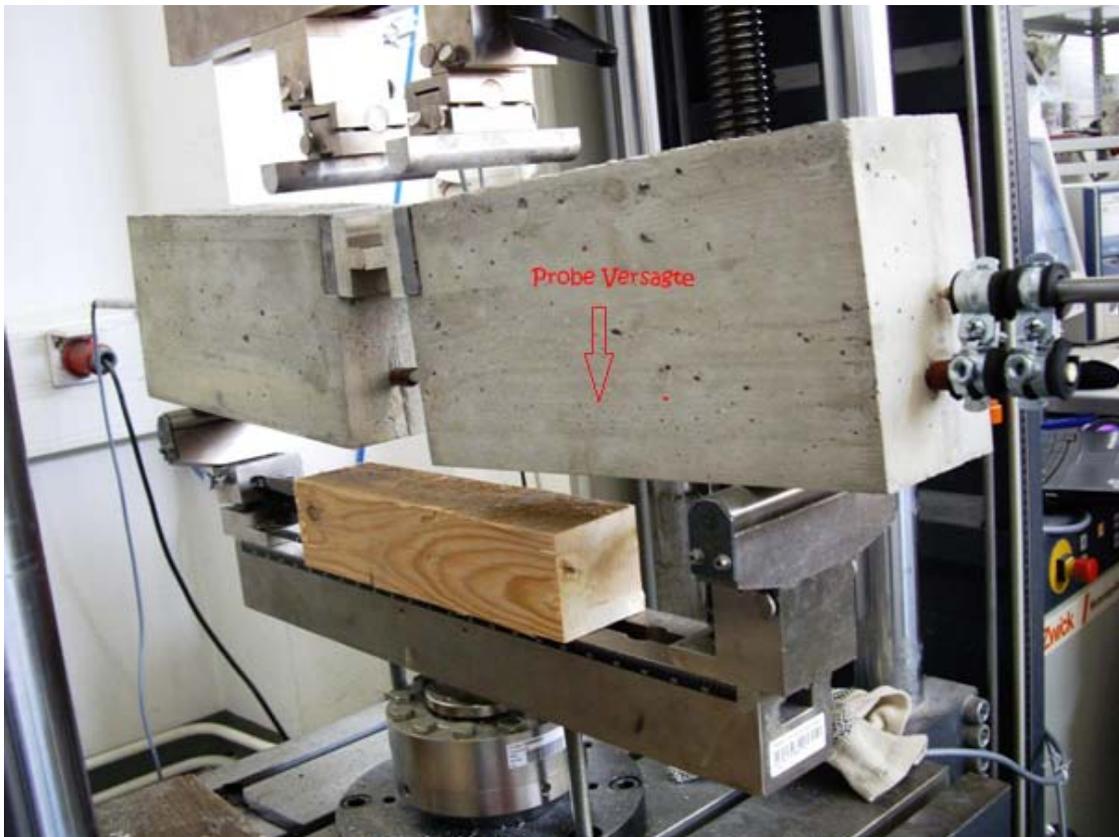


Abbildung 5.45: Probe mit Glasfaserstab nach dem Verbundversagen

Abschließend möchte noch ich eine Gegenüberstellung der Ergebnisse der drei Materialien in einer Tabelle zusammenstellen.

Probe	Max F [N]	Bruch- spannung [N/mm ²]	Schlupf [mm]	E- Modul [N/mm ²]	M zul σ^* [N/mm ²]	F zul σ^* [N/mm ²]
Stahl 1	20172,57	14,52	12	210000	-	550
Stahl 2	17525,00	12,62	7	210000	-	550
Stahl 3	16772,24	12,08	6	210000	-	550
Aramid 1	20444,61	14,72	5,5	60000	90	2800
Aramid 2	19555,55	14,08	7,0	60000	90	2800
Aramid 3	23518,64	16,93	5,0	60000	90	2800
Glasf. 1	18998,10	13,68	11	60000	80	1000
Glasf. 2	19758,10	14,23	11	60000	80	1000
Glasf. 3	19154,04	13,79	11	60000	80	1000

Tabelle 5.5 Gegenüberstellung der Ergebnisse mit Materialkennwerten

Das **M zul σ** ist die charakteristische Zugfestigkeit der Matrix und **F zul σ** die charakteristische Zugfestigkeit der eingebetteten Fasern.

Dabei wird verdeutlicht, wie ähnlich die Ergebnisse der einzelnen Materialien zueinander, trotz der unterschiedlichen Festigkeitswerte und Oberflächenbeschaffenheit sind.

5.4.2. Biegezugfestigkeitsprüfung

Bei der Biegezugfestigkeitsprüfung wurden die Proben nach dem Umbau der Auflagerrollen und Belastungsrollen lt. Ö-Norm EN 12390-5 und nach ermitteln der zum Probekörper passenden Belastungsgeschwindigkeit auf Biegezugbelastbarkeit geprüft.

Die zum Bruch erforderliche von der Prüfmaschine angezeigte Bruchlast wird durch das Widerstandsmoment des Bruchquerschnitts dividiert und als Biegezugfestigkeit in N/mm² angegeben. [34]

Die erforderliche Belastungsgeschwindigkeit wird nach der folgenden Gleichung berechnet.*)

$$R = \frac{s \times d_1 \times d_2^2}{I}$$

Dabei ist

- R die erforderliche Belastungsrate, in N/s,
- s die Spannungszunahme, in Mpa/s (N/mm².s);
- d₁ und d₂ die Seitenmaße des Probekörpers in mm;
- I der Abstand zwischen den unteren Rollen, in mm

Der Querschnitt der Probe beträgt

$$d_1 (=d) 100 \text{ mm} / d_2 (=d) 100 \text{ mm} / L 350 \text{ mm}$$

Der Abstand der Auflagerrollen beträgt $I = 3 \cdot d$ 300mm

Die daraus ermittelte Prüfgeschwindigkeit beläuft sich auf 167 N/s

Mit der ermittelten Belastungsgeschwindigkeit wurden die Proben in folgender Reihenfolge belastet:

- Biegezugversuch 1 Stahlbewehrung
- Biegezugversuch 2 Aramidbewehrung
- Biegezugversuch 3 Glasfaserbewehrung

*) Quelle: EN 12390-5 Seite 6

Stahlbewehrung und Aramidbewehrung als Betonbewehrung im Hochbau - ein Vergleich

Zu jeder Bewehrungsart wurden wie bei Verbundspannungsversuch je drei Proben untersucht und ausgewertet.



Abbildung 5.46: Proben vor dem Biegezugversuch

Die Proben wurden in das Prüfgerät eingebaut und unter konstanter Belastungsgeschwindigkeit bis zum Bruch der Probe belastet.



Abbildung 5.47: Eingebaute Probe vor Belastung

Stahlbewehrung und Aramidbewehrung als Betonbewehrung im Hochbau - ein Vergleich

Die untere Tabelle zeigt die Ergebnisse der Belastungstests der Proben mit Stahlbewehrung.

Nr.	Bezeichnung	Querschnitt [mm]	Prüfgeschw. [N/s]	Max F [N]	σ [N/mm ²]
1	Betonstahl 1	100 x 100	167 N/s	31071,92 N	13,98
2	Betonstahl 2	100 x 100	167 N/s	29912,15 N	13,46
3	Betonstahl 3	100 x 100	167 N/s	30177,45 N	13,58

Tabelle 5.6: Auswertung Biegezugversuch Balken mit Stahlbewehrung

Während der Belastungstests sind bei allen drei Proben zunächst leichte Biegerisse in der Mitte an der Unterseite der Probe entstanden und haben sich senkrecht von unten nach oben fortgepflanzt bis der Beton durch plötzliches Versagen des Materials, mit einem Bruch auf das Abscheren von Kraftquelle bis zum Auflager, zerstört wurde. Das nächste Foto zeigt den zerstörten Probekörper:

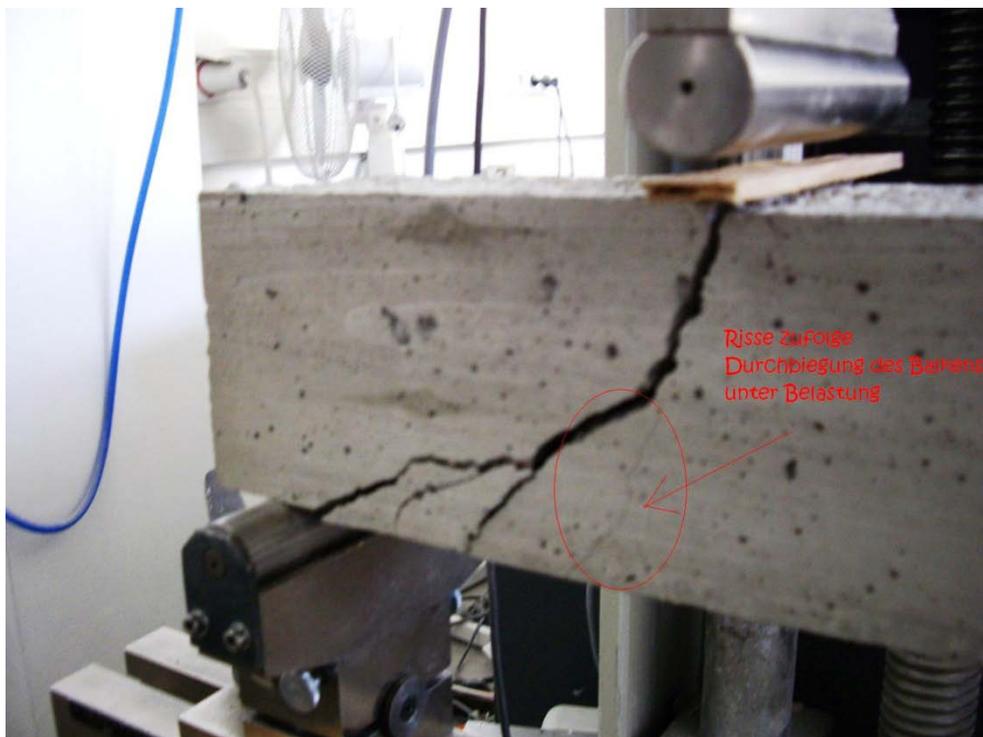


Abbildung 5.48: Zerstörte Probe mit Stahlbewehrung

Hierzu kann ein Modell aus der Statik das Versagen des Betonkörpers zufolge des Schubs am besten darstellen.

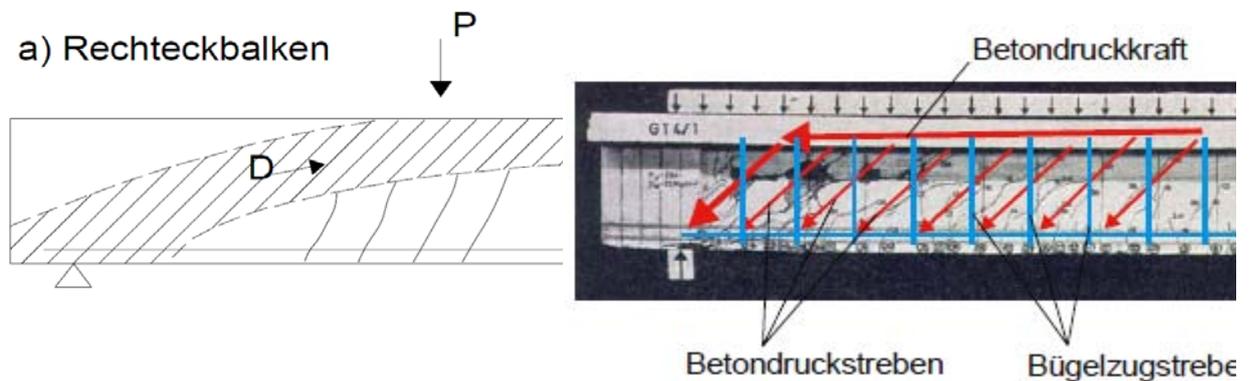


Abbildung 5.49: Fachwerksmodell mit Rissbild von Leonhardt

Auf der linken Seite sehen wir den belasteten Probekörper mit dem Druckbogen, der sich von einem Auflager zum anderen unter Belastung ausbildet und auf der rechten Seite das idealisierte Fachwerksmodell nach Leonhardt mit eingetragener Betondruckkraft, Betondruckstreben und den Bügelzugstreben. In dem Moment, in dem die Schubtragfähigkeit vom Beton der Druckstrebe überstiegen wird, kommt es zum Versagen des Materials wie in unserem Fall.

Die Anordnung einer Querkraftbewehrung ermöglicht die Steigerung der Tragfähigkeit weit über die Schubbrisslast hinaus. Die Rissufer werden durch die Bewehrung zugfest miteinander verbunden und die freiwerdenden Zugkräfte in den umliegenden Beton eingetragen. [4]

Als nächstes wurden die drei Proben mit Aramidbewehrung untersucht. Die untere Tabelle zeigt die Ergebnisse der Belastungstests der Proben.

Nr.	Bezeichnung	Querschnitt [mm]	Prüfgeschw. [N/s]	Max F [N]	σ [N/mm ²]
1	Aramidstab 1	100 x 100	167 N/s	25966,76 N	11,69
2	Aramidstab 2	100 x 100	167 N/s	27791,57 N	12,51
3	Aramidstab 3	100 x 100	167 N/s	25256,92 N	11,37

Tabelle 5.7: Auswertung Biegezugversuch Balken mit Aramidbewehrung

Bei der Belastung der Proben konnte ähnliches Verhalten wie bei den Betonkörpern mit Stahlbewehrung ermittelt werden. Auch die Risse sind vergleichbar mit den ersten drei Proben. Lediglich die aufgenommenen Spannungen, und dem nach auch die Kraft, sind um etwa 15 % geringer gegenüber der Stahlbewehrung. Das nächste Foto zeigt die zerstörte Betonprobe als Vergleich gegenüber dem letzten Versuch.



Abbildung 5.50: Zerstörte Probe mit Aramidbewehrung

Nach dem Zerstören dieser Proben war es mir möglich aufgrund der faserigen Beschaffenheit der Stäbe die Proben zu zerteilen und die Verbundwirkung der Aramidstäbe optisch zu begutachten. Es fällt auf, dass die raue Beschaffenheit der Oberfläche der Stäbe eine sehr gute Haftwirkung erreicht. Nach der manuellen Zerteilung wurden die Stäbe zwar durch die Scherwirkung zerstört, Teile davon waren aber trotzdem sehr gut mit dem Betongefüge verbunden. Am nächsten Foto sieht man genau die zerteilte Probe mit der integrierten Aramidbewehrung.



Abbildung 5.51: Aramidbewehrung im Gefüge nach der Zerstörung der Probe

Man erkennt am Foto, dass der Beton noch am Rande der freigelegten Bewehrung sehr gut mit der Kunststoffmatrix verbunden ist

Im Bezug auf die Tragwirkung, wird hier die Behauptung des Einflusses der Längsbewehrung auf das Schubverhalten des Betonkörpers bewiesen. Die Balken verfügen über keine zusätzliche Querkraftbewehrung, und der Beton ist bei allen Proben von gleicher Festigkeit. Dennoch sind die Festigkeitswerte unterschiedlich. Der Unterschied der Biegezugfestigkeit kann nur aufgrund der unterschiedlichen Bewehrungsmaterialien und somit der additiven Wirkung der Längsbewehrung auf Schubverhalten die Ursache sein. Dadurch kann der, im Kapitel 4.6, angegebene Bemessungsansatz für Querkraftbewehrung sehr wohl angewendet werden.

Die letzte Etappe der Versuchsreihe der Biegezugfestigkeitsprüfung stellen die Proben mit Glasfaserbewehrung dar.

Nr.	Bezeichnung	Querschnitt [mm]	Prüfgeschw. [N/s]	Max F [N]	σ [N/mm²]
1	Glasfaserstab 1	100 x 100	167 N/s	27431,27 N	12,34
2	Glasfaserstab 2	100 x 100	167 N/s	24339,13 N	10,95
3	Glasfaserstab 3	100 x 100	167 N/s	28411,79 N	12,79

Tabelle 5.8: Auswertung Biegezugversuch Balken mit Glasfaserbewehrung

Das Verhalten der Probekörper weist gegenüber den vorigen zwei Probearten keine gravierenden Unterschiede. Auch die aufgebrachte Belastung die zum Versagen führte, entspricht verhältnismäßig der Aramidbewehrung. Die zweite Probe der Versuchsreihe erreichte sogar etwas schlechtere Werte als die Werte der Proben mit Aramidbewehrung.

Erwähnenswert ist allerdings der Unterschied der Verbundwirkung. Die Glasfaserstäbe verfügen genauso wie die Stahlbewehrung über gerippte Oberfläche. Somit kann der Scherverbund im vollen Ausmaß aktiviert werden. Dennoch erweist sich die Aramidbewehrung als zumindest gleichwertig im Verbund, obwohl an der Oberfläche dieser Stäbe nur die Oberfläche der Kunststoffmatrix besandet ist.

Die Gegenüberstellung der Stahlbewehrung und der Glasfaserbewehrung, sagt aufgrund der Ähnlichkeit der Oberfläche der beiden Materialien aus, dass die Wirkung der Matrix in die, die Glasfaser eingebettet sind und somit die Rippen der Stäbe daraus profiliert wurden, weniger wirkungsvoll ist, im Bezug auf den Scherverbund, als bei dem Stahl.

Dennoch sind die aufgenommenen Kräfte bei Glasverbundstäben nur etwa 10 bis 15 Prozent geringer, was eigentlich kein schlechter Erfolg für dieses Material ist.

Das nächste Foto zeigt die eingebaute Probe nach der Zerstörung.



Abbildung 5.52: Zerstörte Probe mit Glasfaserbewehrung

Das nächste Bild zeigt die Verbundwirkung der zerstörten Probe nach der Zertrennung. Es fällt bei diesem Bild auf, dass die Betonreste in den Rillen nur noch teilweise erhalten sind.



Abbildung 5.53: Glasfaserbewehrung im Gefüge nach der Zerstörung der Probe

5.4.3. Prüfung der Brandfestigkeit

Der nächste Teil der Prüfungen an den Aramid- und Glasfaserverbundstäben beläuft sich auf die tatsächliche Brandbeständigkeit.

In vorigen Kapiteln ist öfters das Problem der geringen Brandbeständigkeit erwähnt worden und zwar der Verlust der Tragfähigkeit und Festigkeit der Kunststoffmatrix. Aus diesem Grund wurden, am Institut für Hochbau, mehrere Proben der Stäbe im Ofen untersucht.

Die Aramidfaserverbundstäbe und die Glasfaserverbundstäbe wurden zunächst auf 100 Grad Celsius erhitzt und bei dieser Temperatur eine Stunde im Ofen belassen. In weiterer Folge wurden die Proben auf 250 Grad Celsius erwärmt und drei Stunden bei dieser Temperatur gehalten.

Das Ergebnis dieser Untersuchung stellt bei Aramidstäben optisch keine starke Zerstörung der Kunststoffmatrix. Bei einer von zwei Proben hat sich die Oberfläche ausgebeult und stark verfärbt (Abbildung 5.54). Der andere Stab erfuhr außer der Verfärbung keine Gefügeveränderung (Abbildung 5.55).

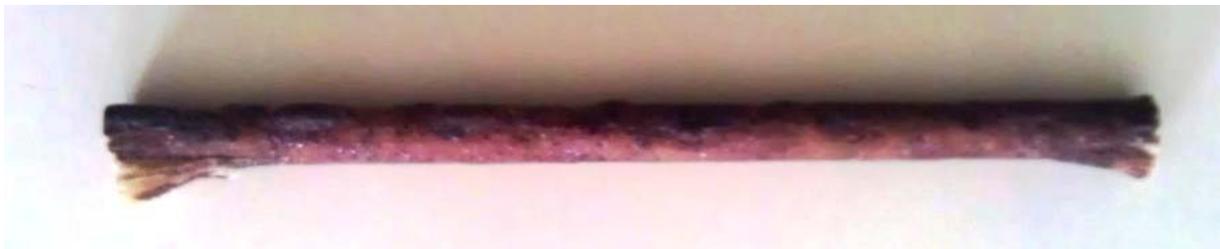


Abbildung 5.54: Probe 1 nach Brandversuch



Abbildung 5.55: Probe 2 nach Brandversuch

Die Glasfaserstäbe wurden nur an der Oberfläche leicht braun. Der Querschnitt blieb überhaupt nicht verfärbt und das Gefüge blieb komplett intakt. (Abbildung 5.56)



Abbildung 5.56: Probe 3 nach Brandversuch

Diese Ergebnisse widersprechen, so wie es aussieht den in der Literatur angegebenen Brandeigenschaften des Aramidfaserverbundes. Die 70 Grad Entfestigungstemperatur vom Epoxidharz stellen zwar die untere Schranke des Temperaturbereichs dar, jedoch auch bei der oberen Schranke der Entfestigungstemperatur ist nichts Derartiges bemerkt worden. Auch wenn die Proben bei 250 Grad Celsius zerstört werden, was hier anscheinend nicht der Fall ist, würde so eine Temperatur am Stab im Betonverbund erst bei viel höherer Umgebungstemperatur erreicht werden.

Natürlich sind diese Erkenntnisse nur durch optische Erkundung bestimmt worden. Man müsste in weiterer Folge die Stäbe den Belastungstests unterziehen um auf die tatsächlichen Festigkeitsverluste gegenüber dem ursprünglichen Material schließen zu können.

5.4.4. Prüfung der Druckfestigkeit des Betons

Der letzte Teil der Versuche beinhaltet die Prüfung der vorhandenen Betongüte C25/30 auf die Druckfestigkeit. Dazu wurden, im Zuge der Herstellung der Proben für Verbund- und Biegezugversuche, drei normierte Schalungen mit dem vorhandenen Beton verfüllt und für den Druckversuch vorbereitet.

Die Druckfestigkeit sollte an Betonprismen oder Betonzylindern ermittelt werden, da sie am ehesten die tatsächlichen Verhältnisse im Bauwerk beschreibt. Sie wird als Prismendruckfestigkeit oder Zylinderdruckfestigkeit genannt. Aus praktischen Gründen wird die Druckfestigkeit im Allgemeinen in Österreich aber nicht an Prismen sondern an Würfeln geprüft. Die dabei ermittelte Druckfestigkeit wird als Würfeldruckfestigkeit $f_{c,cube}$ bezeichnet. [8]

Die Vorgehensweise bei der Durchführung der Druckversuche ist folgende:

Ein zwischen den beiden sich aufeinander zu bewegenden Druckplatten einer Druckprüfmaschine befindlicher Probekörper wird bis zum Bruch zusammengedrückt. Dabei entsteht ein typischer Bruchkegel (Siehe Abbildung 5.57). Die dazu erforderliche, von der Prüfmaschine angezeigte Bruchlast wird durch die Querschnittsfläche des Probekörpers dividiert und als Druckfestigkeit in N/mm^2 angegeben. Dabei wird auch die Festbetonrohddichte der Probewürfel mitbestimmt. [34]

Bei Beurteilung der Ergebnisse der Würfeldruckprüfung ist zu berücksichtigen, dass die Reibung zwischen den Lastplatten und dem Würfel die Querdehnung des Würfels behindert. Sie verursacht damit beim Versuch eine Erhöhung der Druckfestigkeit, die beim Versuch an einem Prisma nicht eintritt, da hier der Bruchbereich so weit von den Lastplatten entfernt ist, dass keine Behinderung der Querdehnung gegeben ist. Nach genaueren Untersuchungen beträgt die Zylinderdruckfestigkeit ca. 80 bis 85% der Würfeldruckfestigkeit. [8]



Abbildung 5.57: Druckversuch an einem Betonwürfel und ein zerstörter Betonkörper [34]

Die Probekörper werden mittig auf die untere Druckplatte der Prüfmaschine gesetzt. Die Druckplatten werden dabei auf Ölrreste und sonstige Verschmutzungen geprüft. Der Messbereich der Prüfmaschine wird so eingestellt, dass die Bruchlast $> 1/10$ des Messbereichs ist. Der Nullpunkt bei der Manometeranzeige bei herausgefahrenem Kolben wird auf null gesetzt. Der Kolben wird nun so weit herausgefahren, bis der Probekörper langsam ganzflächig an die obere Druckplatte der Prüfmaschine angelegt hat. Ab diesem Moment wird die Last bis zum Bruch so gesteigert, dass die Druckspannung um $0,5 \text{ N}/\text{mm}^2$ in der Sekunde zunimmt. [34]

Die Ergebnisse der Untersuchung sind in der folgenden Tabelle zusammengefasst.

Nr.	Probe- nummer	Querschnitt [mm]	Max F [kN]	σ_m [N/mm ²]	ϵ_m [mm]	ρ [g/cm ³]
1	1	150 x 150	815,98	36,27	1,15	2,25
2	2	150 x 150	836,87	37,19	1,36	2,23
3	3	150 x 150	857,91	38,13	1,12	2,24

Tabelle 5.9: Betondruckversuch Einfachstandardprotokoll Toni Technik

Wie man in der Tabelle 5.8 sieht entsprechen die Werte der durchgeführten Druckversuche aller drei Proben, unter Berücksichtigung der behinderten Querdehnung des Würfels, den Anforderungen der Betongüte C25/30. Des Weiteren möchte ich mit der nächsten Abbildung die Kurve darstellen, die die Beziehung der aufgetragenen Kraft zur Stauchung (ϵ_m) während des Belastungsablaufs bis zum Versagen eines Betonwürfels zeigt.

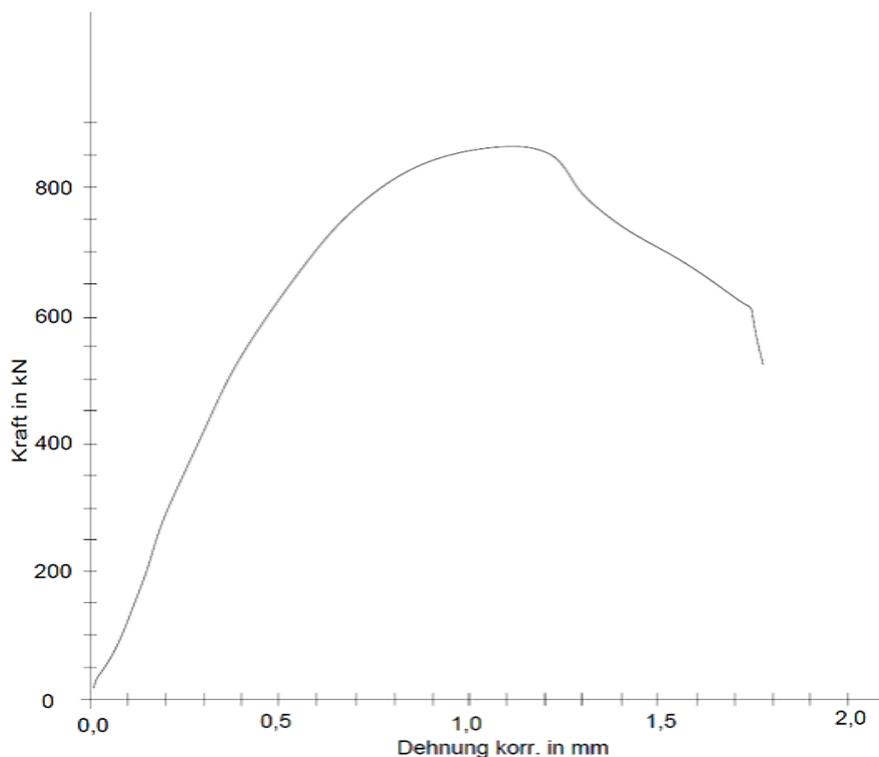


Abbildung 5.58: Kraft-Dehnungs Diagramm des Betonwürfels

6. Erkenntnisse und Zusammenfassung

Das Thema der Nutzung der gebündelten Faserbewehrung als Ersatz für konventionelle Stahlbewehrung im Bauwesen, stellt eine interessante Novität im Bauwesen dar.

Seit Mitte der achtziger Jahre beschäftigen sich die Technologen mit der Einsetzung dieser besonderen Faser im Beton. Sei es nur als loses Fasermaterial als Beimengung für das Betongemisch oder wie im Falle meiner Diplomarbeit als gebündelter, ausgerichteter Faser die im Harz getränkt sind und als vollwertiger Bewehrungsstab eingesetzt werden.

Diese Idee hat aber zu Beginn viele Probleme bereitet, da sie im Gegensatz zu dem bereits erprobten Material Stahl, offensichtlich viele Nachteile nach sich zieht. Dazu zählen unter anderem die fehlende Steifigkeit auf den Schub, der um die Hälfte geringere E-Modul als beim Stahl und ein Wärmeausdehnungskoeffizient welcher bei Erwärmung unter Umständen Stauchungen des Materials verursacht was wiederum bei Ausdehnung des Betons zu Relativverschiebungen führt und in weiterer Folge der Grund für das Verbundversagen sein kann.

Auf der anderen Seite zieht die Aramidfaserverbundbewehrung nicht unbedeutende Vorteile nach sich. Sie ist ein elektrischer Nichtleiter, sehr leicht hat hohe Zugfestigkeit, und rostet nicht. Diese Vorteile haben bei speziellen Bauwerken wie z.B. im Brückenbau einen hohen Anwendungspotenzial.

Mit dieser Diplomarbeit habe ich versucht das Wichtigste was in der Weltliteratur über die Anwendung dieses Materials zu finden ist, zusammenzufassen, eigene Versuche durchzuführen und mit dem vorhandenen Literaturwissen zu vergleichen.

Aramidfaserbewehrung stellt heutzutage im Bezug auf die Festigkeit, aber auch Verbundfestigkeit einen würdigen Ersatz für die Stahlbewehrung. Es ist ersichtlich, dass die aufnehmbaren Lasten während der, an der Technischen Universität, durchgeführten Versuche vergleichbar sind zu den, der konventionellen Bewehrung.

Der Preis, der etwa zehnmal so hoch ist wie der, der Stahlbewehrung und das noch relativ schwache Angebot der Firmen in Europa, stellen eine Barriere für die Vermarktung dieses Materials. Dazu kommt noch, das fast unbegrenzte Vertrauen

der Kunden in die Stahlbewehrung, welche lieber zum Stahl als zum Kunststoff greifen. Diese Einstellung ist natürlich durch das noch momentan geringe Wissen auf diesem Gebiet im Baubereich verantwortlich.

Die wichtigsten in der Diplomarbeit erlangten Erkenntnisse, kann ich in dem Fall folgende nennen:

- Die Verbundwirkung, die sich annähernd so gut wie bei der Stahlbewehrung verhält, was eine Bestätigung des Stand des Wissens aus der Literatur ist
- Das Brandverhalten, welches bei nicht umgebetteten Stab untersucht wurde und sich viel besser gegenüber Feuer verhält als erwartet und die Behauptung widerlegt, Aramidfaserverbundstäbe wären für die brandbeständigen Bauten nicht anwendbar
- Gute Eignung auf Biegezugbeanspruchung, nur etwa zehn bis fünfzehn Prozent schlechtere Festigkeitswerte bei Belastungstests als bei Probekörpern mit Stahlbewehrung.
- Sehr schlechter Widerstand gegenüber Schub
- Lückenhafte Bemessungsansätze für die Aramid Bewehrung
- Der zehnmal so hohe Preis der Aramidfaserverbundbewehrung gegenüber Stahlbewehrung
- Geringe Differenzierung der Aramidbewehrungsstab-Durchmesser am Markt

Im Großen und Ganzen stellt diese Art des Bewehrens einen neuen Bereich der Forschung dar, der in der Zukunft möglicherweise die Lücke der alternativen Bewehrungsarten füllen wird. Bis es allerdings dazu kommt wird noch eine lange Periode vergehen bis das Material konkurrenzfähig wird und ein breiteres Spektrum an verschiedenen Bewehrungsstäben dieser Art bei geringerem Preis zur Verfügung stehen wird.

7. Exkurs Glasfaserbewehrung

Glasfaserverbundbewehrung ist in dieser Diplomarbeit zu Vergleichszwecken herangezogen worden. Dieser zu Aramid alternative Art der Bewehrung stellt zwar nicht einen Teil der Diplomarbeit dar, dennoch möchte ich kurz in einem Exkurs auf dieses Thema eingehen um eventuell ein mögliches Material für weitere Diplomarbeiten zu empfehlen.

Die Glasfaserbewehrung ist im Bezug auf die Festigkeitseigenschaften, also z.B. des E-Moduls und der Zugfestigkeit vergleichbar mit der Aramidbewehrung. Der Verbund der Glasfaser besteht ebenfalls aus einer Kunststoffmatrix. Die Oberflächen-gestaltung ist allerdings nicht wie bei Aramid aufgeraut oder besandet, sondern wie bei Stahlbewehrung mit Rippen versehen. Die nächste Tabelle zeigt die Festigkeitseigenschaften der Glasfaserbewehrung einer in Österreich bekannten Firma, die seit kurzem dieses Material als Bewehrung im Produktangebot führt.

Materialeigenschaften gerader Stäbe nach DIN 1045-1	Betonstahl Bst 500S	Gerippter Edelstahl Bst500NR	HALFEN Glasfaser
Charakteristische Zugfestigkeit f_{tk} [N/mm ²]	550	550	1000
Bruchdehnung ϵ_u [%]	> 10	> 40	2,5...3,0
Zug E-Modul E_z [N/mm ²]	200.000	170.000	60.000
Betondeckung	Nach DIN 1045-1	ds + 10mm	ds + 10mm
Dichte γ [kg/dm ³]	7,85	7,9	2,2
Wärmeleitfähigkeit λ [W/(mK)]	60	15	<0,5
Wärmedehnzahl α [1/K]	$10 \cdot 10^6$	$16 \cdot 10^6$	$7 \cdot 10^6$ (axial) $18 \cdot 10^6$ (radial)
Elektrische Leitfähigkeit	ja	gering	nein
Magnetismus	Ja	Sehr gering	nein

Tabelle 7.1: Gegenüberstellung der Festigkeitseigenschaften der Stahlbewehrung und Glasfaserverbundbewehrung [29]

Diese Art der Glasfaserbewehrung wird in Europa nur in zwei Ländern hergestellt und zwar in Großbritannien und in Frankreich. Die Vermarktung erfolgt durch in jeweiligem Land vorhandene Baumaterialfirmen. Die nächste Tabelle zeigt kurz die Eigenschaften, Vorteile und Anwendungen im Überblick.

EIGENSCHAFTEN	VORTEILE	ANWENDUNGEN
Hoher Korrosions- und Chemikalienwiderstand	<ul style="list-style-type: none"> - Nachhaltig und langlebig trotz schwieriger Einsatzbedingungen - Geringere Betonüberdeckung möglich - Längere Lebensdauer 	Geeignet in korrosiven Umgebungen und als oberflächennahe Bewehrung zur Rissbreitenbeschränkung: Parkhäuser, Tiefgaragen, Brückenkappen und -brüstungen, dünne Fassadenplatten, Uferbefestigungen, Wasserbau, Industriebodenplatten, Industriebehälter, Kläranlagen, Agrarbauwerke
Schneid- und Zerspannbar	<ul style="list-style-type: none"> - Zeit- und Kostenersparnis mit vereinfachter Verfahrenstechnik: Leicht zu schneiden ohne Zeitverlust z.B. bei Tunnelbohrungen oder Schlitzwänden mit Bohrwerkzeugen durchtrennbar 	Schachtwände im Tunnelbau, Softeye Schalungsanker, planmäßiger Rückbau
Elektrisch nicht leitfähig, nicht elektrostatisch aufladbar, nichtmagnetisch	<ul style="list-style-type: none"> - Keine Mischung von Bauweisen erforderlich, vereinfachte Bauverfahren, keine Beeinflussung von elektrostatischen Feldern 	Verwendbar in Umgebungen mit sensiblen Messgeräten, bei Kalibrierungen, Geräte mit hohen Feldstärken, Signalanlagen und Weichen im Bahnbau, empfindliche Messgeräte, Baubiologie, für explosionsgefährdete Räume
Hohe Zugfestigkeit	<ul style="list-style-type: none"> - Übertragung hoher Zugkräfte bei geringen Querschnitten und niedrigem Eigengewicht 	Tiefbau und temporäre Baukonstruktionen, Zusatzbewehrung für außergewöhnliche Beanspruchungen
Geschlossene Staboberfläche: Bewehrte Rippen und durchgehende Glasfasern, da Rippen nicht nachträglich gefräst werden. Glasfasern sind vollständig in Harz eingeschlossen und geschützt	<ul style="list-style-type: none"> - Optimierung der chemischen Beständigkeit - Gutes und einfaches Handling 	Baustellenanwendungen

Tabelle 7.2: Eigenschaften, Vorteile und Anwendungen der Glasfaserbewehrung im Überblick
 Produktdatenblatt [29]

Die Herstellung der Glasfaserverbundprofile erfolgt aus endlos gezogenen hochwertigen Glasfasern in einem Pultrusionsprozess mit hohem Fasergehalt bis über 80%. Das Produktdatenblatt gibt hierzu einen näheren Herstellungsprozess an: „ Die Fasern werden in einer Matrix aus Vinylesterharz eingeschlossen. Feinste

Glasfäden mit \varnothing 12 - 30 μm werden im Direktverfahren gezogen und mit Haftvermittler oberflächenbehandelt, zu Rovings gebündelt und verspult.

Ein GFK-Stab besteht aus mehr als einhundert Rovingsträngen, wird durch ein Harzbad gezogen und imprägniert. Dies verleiht dem Profil seine hohe Festigkeit und Steifigkeit. Das Harz fixiert und schützt alle Glasfasern. Die Oberfläche des Stabes wird im laufenden Prozess zu einer wellenartigen Profilierung ausgeformt. Dieser Herstellungsprozess schützt das Material gegen mechanische und chemische Beschädigung und gewährleistet eine einfache und sichere Handhabung. Eine zusätzliche Schutzbeschichtung ist nicht erforderlich.“ [29]

Genauere Eigenschaften und die Zusammensetzung konnte ich von der Firma nicht erhalten, da sie durch Patentrechte geschützt sind und geheim gehalten werden. Nicht einmal genaue Bemessungsansätze stehen dem Kunden zu Verfügung sondern werden intern durch Angabe der Schnittgrößen vom Kontrahenten in der Firma bemessen.

Tatsache ist, dass dieses Material genauso wie Aramid sehr teuer ist. Nur die Differenzierung der Durchmesser der Glasfaserstäbe scheint im Vergleich zum Aramidstäben größer zu sein. Die Konkurrenz am Markt scheint auch sehr gering zu sein. Darum kann noch in diesem Bereich viel gemacht werden.

Abschließend möchte ich noch erwähnen, dass mit der Forschungsarbeit das Institut für Massivbau der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule in Aachen (kurz RWHS Aachen) vertraut ist. Eventuell ist möglich im Rahmen eine Diplomarbeit von dort eine genauere Dokumentation des untersuchten Materials zu erhalten.

8. Literaturverzeichnis

- [1] Niewels Jörg, Diss., Zum Tragverhalten von Betonbauteilen mit Faserverbundkunststoff-Bewehrung, 2008
- [2] Krüger Markus, Diss., Vorgespannter Textilbewehrter Beton, Essen 2004
- [3] Burtscher L. Stefan, Faserverbundwerkstoffe Betonbau 3 Vorlesung TU - Wien 2008
- [4] Niewels Jörg, Hegger Josef, Betonbauteile mit Bewehrung aus Faserverbundwerkstoff (FVK), Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e.V. – DafStb, Beuth Verlag GmbH, 2010
- [5] Bruschetini-Ambro Sebastian-Zoran, Diss., Betontragwerke ohne Bewehrung aus Betonstahl, 2008
- [6] Feeser W.K. and Brown V.L., Guide Examples for Design of Concrete Reinforced with FRP Bars
- [7] Reinhardt W., Gollas Liane, Verbund von Aramidstäben in Beton nach Temperaturwechsellagerung, Otto-graf-Journal Vol.9, 1998
- [8] Valentin G., Potoucek W., Kidery G.F., Fritze R. Stahlbetonbau Teil 1 Grundlagen und Beispiele, Manz Verlag Schulbuch GmbH, Wien 2009
- [9] Taerwe L., Non Metallic (FRP) Reinforcement For Concrete Structures, Proceedings of the Second International Rilem Symposium (FRPRCS-2)
- [10] K. Zilch, G. Zehetmaier, Bemessung im konstruktiven Betonbau, Springer 2010
- [11] U. Schneider, Bausanierung, Wiener Baustofflehre Blätter, TU-Wien 2005
- [12] U. Schneider, Sondergebiete der Werkstoffe im Bauwesen, Wiener Baustofflehre Blätter, TU-Wien 2004
- [13] U. Schneider, Brandschutz, Wiener Baustofflehre Blätter, TU-Wien 2005
- [14] Burgoyne, C.J. Should FRP Be Bonded To Concrete?, International Symposium „Fiber-Reinforced-Plastic Reinforcement for concrete Structures

- [15] Burgoyne, Chris J., Fibre-reinforced plastics for reinforced concrete structures : FRPRCS-5 ; Proceedings of the fifth International Conference on Fibre-Reinforced for Reinforced Concrete Structures, Cambridge, UK, 16 - 18 July 2001
- [16] Makitani, E., Irisawa, I. and nishiura, N., Investigation of Bond in Concrete Member with Fiber Reinforced Plastic Bars, International Symposium „Fiber-Reinforced-Plastic Reinforcement for concrete Structures
- [17] Uijl, J. A. den (1987) Mechanical properties of Arapree. Part 5: Static and dynamic bond strength TU Delft, Stevin Report 25-87-32
- [18] Uijl, J. A. den (1990) Mechanical properties of Arapree Part 2: Fatigue strength TU Delft, Stevin Report 25-87-29
- [19] Uijl, J. A. den (1992) Bond and splitting action of prestressing strands, in International conference BOND IN CONCRETE, from research to practice, Riga, Oct. 15-17, Vol. 1 S. 2/79-2/88.
- [20] Concrete Library International (1992): Application of Continuous Fiber Reinforcing Materials to Concrete structures, JSCE, S. 89-130
- [21] Concrete Engineering Series (1993): State-of-the-Art Report on continuous Fiber Reinforcing Materials, JSCE
- [22] L.C. Hollaway (Ed), J. R. Crowder and C. M. Howard (1990): End use performance and time-dependent characteristics, in Polymers and polymer composites in construction, Thomas telford Ltd., London, S. 139-165
- [23] Fumiyoshi S., Takashil., Takehiro Y., Myo K. (1994): Anchoring Behavior at End Parts of Pretensioned PC Panel with FRP Tendon, Proc. Of the JCI Vol.16, No2, S. 847-852
- [24] S. Daniali (1992): Development length for fibre-reinforced plastic bars, Proc. of 1st intl. Conf. on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, CSCE, S. 179-188
- [25] Yamasaki, Y., Masuda, Y. Tanano, H., And shimizu, A.: Fundamental Properties of Continuous Fiber Bars, ACI SP-138, S. 715-730, 1993

- [26] Kumahara, S., Masuda, Y., Tanano, H., and Shimizu, A.: Tensile Strength of Continuous Fiber Bar Under High Temperature, ACI SP-138, S. 731-742, 1993
- [27] Kumahara, S., Masuda, Y., Tanano, H., and Shimizu, A.: Experiment on bond strength between concrete and continuous fiber reinforcement, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting AIJ S. 693-694, 1991
- [28] Tanan, H., Masuda, Y., Kage, T., and Furusawa, M.: Experiments on repeat tensile strength characteristics of continuous fiber bars, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting AIJ, S.
- [29] Produktdatenblatt für Glasfaserverbundbewehrung der Firma HALFEN: "Halfen HFR Glasfaserbewehrung FiReP Rebar Produktinformation Technik"
- [30] Wulfhorst, B., Buesgen, A: Faserstofftabellen: Aramidfasern, Chemiefasern / Textilindustrie. Zeitschrift für die gesamte Textilindustrie, 39 (1989), 91, S. 1263-1276
- [31] Neitzel, M. (1986). High Strength Composites. Sonderdruck zur Modern Plastics International K86 Ore-Show Conference.
- [32] Ehrenstein, Gottfried W. (2006): Faserverbundkunststoffe, Werkstoffe – Verarbeitung – Eigenschaften. München, Carl Hanser Verlag.
- [33] Datenblatt der Kraftmessdose U10M
- [34] Hiese, W., Knoblauch, W., Baustoffprüfungen Versuche – Erläuterungen – Beispiele , Werner Verlag 1. Auflage 1988

9. Abbildungsverzeichnis

Abbildung 3.1. Betrachtungsebenen des Betons und der Struktur	S6
Abbildung 3.2 . Spannungs-Dehnungs Diagramm von Normalbeton mit quarzhaltigem Zuschlag bei unterschiedlichen Temperatureinwirkungen.....	S10
Abbildung 3.3. Hochtemperaturfestigkeit von Normalbeton mit quarzhaltigem Zuschlag bei verschiedenen Vorlasten.....	S11
Abbildung 3.4. Thermische Dehnung von Betonen mit verschiedenen Zuschlägen und Betonstahl.....	S12
Abbildung 3.5. Zugfestigkeit von Beton bei zwei verschiedenen Aufheizgeschwindigkeiten	S13
Abbildung 4.1. CFK Verbund	S15
Abbildung 4.2. Gegenüberstellung FVK Polymere mit unterschiedlicher Oberflächenbehandlung	S16
Abbildung 4.3. Strangziehverfahren – Pultursion.....	S16
Abbildung 4.4. Spannungs- Dehnungsverhalten der FVK Bewehrung und Stahl .	S18
Abbildung 4.5. Wasserstoffbrückenbildung in p-Aramidfasern und Herstellung ...	S18
Abbildung 4.6. Ungeordnete Moleküle und Moleküle mit eindim. Bindungen und starker Ausrichtung	S19
Abbildung 4.7. Produktion der Aramidfaser	S21
Abbildung 4.8. Harzarten und Ihre Eigenschaften	S23
Abbildung 4.9. Prüfkörper samt untersuchter Materialien	S25
Abbildung 4.10. Druckfestigkeit des Probekörpers bei steigender Temperatur	S27
Abbildung 4.11. Einfluss der Temperatur auf die Biegung.....	S27
Abbildung 4.12. Verbundwirkung FVK	S29
Abbildung 4.13. Verbundspannungs-Schlupfbeziehung FVK.....	S30
Abbildung 4.14. Mathematische Formulierung der Verbundspannungs-Schlupfbeziehung FVK.....	S31
Abbildung 4.15. Auszieh- und Ermüdungsversuch	S32
Abbildung 4.16. Die Ergebnisse des Ermüdungsfestigkeitsversuches 1	S33
Abbildung 4.17. Die Ergebnisse des Ermüdungsfestigkeitsversuches 2.....	S34

Abbildung 4.18. Traganteile am gerissenen Querschnitt	S35
Abbildung 4.19. Probekörper mit Bewehrungsanordnung und Kerbe	S36
Abbildung 4.20. Sprungstellen am Probekörper	S37
Abbildung 4.21. Lastauslenkung im Bereich der maximal aufnehmbaren Kraft....	S37
Abbildung 4.22. Vergleich der aufnehmbaren Querkraft gegenüber der gerechneten Kraft.....	S38
Abbildung 4.23. Einfluss der Längsbewehrung auf die Scherkapazität des Balkens.....	S39
Abbildung 4.24. Einfluss der Lage der FVK Bügeln auf die Scherkapazität des Balkens.....	S40
Abbildung 4.25. Spannungs- Dehnungsverhalten sowie rechteckiger Spannungsblock zur Biegebemessung	S42
Abbildung 5.1. Materialprüfgerät Zwick 250 der TU-Wien	S45
Abbildung 5.2. Wegaufnehmer der TU-Wien	S46
Abbildung 5.3. Druckmessdose U10M.....	S47
Abbildung 5.4. Mischungsberechnung Beton.....	S48
Abbildung 5.5. Bewehrungsangabe und Probengröße lt. EN 10080.....	S49
Abbildung 5.6. Bewehrungselemente vor dem Binden	S49
Abbildung 5.7. Fertiger Bewehrungskorb.....	S50
Abbildung 5.8. Fertiger Bewehrungskorb mit Schalung im Hintergrund.....	S50
Abbildung 5.9. Längsschnitt Probe	S51
Abbildung 5.10. Querschnitt Probe.....	S51
Abbildung 5.11. Fertiggestellte Probe zum betonieren	S52
Abbildung 5.12. Proben nach dem betonieren.....	S53
Abbildung 5.13. Ausgeschaltete Proben.....	S53
Abbildung 5.14. Anordnung der Lastaufbringung auf den Probekörper (mittiger Lastangriff)	S54
Abbildung 5.15. Biegezugversuch – Proben Stahlbewehrung.....	S55
Abbildung 5.16. Biegezugversuch – Aramidfaserverbundbewehrung	S56

Abbildung 5.17. Biegezugversuch – Proben Glasfaserverbundbewehrung.....	S56
Abbildung 5.18. Zum betonieren vorbereitete Probekörper	S57
Abbildung 5.19. Ausgeschaltete Proben für Biegezugversuche mit Betonwürfeln für Druckfestigkeitsprüfung.....	S57
Abbildung 5.20. Grafik des Gelenks lt. Angabe Ö-Norm EN 10080.....	S60
Abbildung 5.21. Eingebaute Probe vor der Belastung	S60
Abbildung 5.22. Kraft-Weg Diagramm Probe 1.....	S61
Abbildung 5.23. Messung des Schlupfs Probe 1	S62
Abbildung 5.24. Probe 1 nach dem Versagen	S63
Abbildung 5.25. Kraft-Weg Diagramm Probe 2.....	S63
Abbildung 5.26. Messung des Schlupfs Probe 2	S64
Abbildung 5.27. Probe 2 nach dem Versagen	S65
Abbildung 5.28. Kraft-Weg Diagramm Probe 3.....	S65
Abbildung 5.29. Messung des Schlupfs Probe 3	S66
Abbildung 5.30. Probe 3 nach dem Versagen	S67
Abbildung 5.31. Kraft-Weg Diagramm Probe 1.....	S69
Abbildung 5.32. Messung des Schlupfs Probe 1	S69
Abbildung 5.33. Probe 1 nach dem Versagen	S70
Abbildung 5.34. Kraft-Weg Diagramm Probe 2.....	S71
Abbildung 5.35. Messung des Schlupfs Probe 2	S71
Abbildung 5.36. Kraft-Weg Diagramm Probe 3.....	S72
Abbildung 5.37. Messung des Schlupfs Probe 3	S72
Abbildung 5.38. Kraft-Weg Diagramm Probe 1.....	S74

Abbildung 5.39. Messung des Schlupfs Probe 1	S74
Abbildung 5.40. Kraft-Weg Diagramm Probe 2.....	S75
Abbildung 5.41. Messung des Schlupfs Probe 2	S75
Abbildung 5.42. Kraft-Weg Diagramm Probe 3.....	S76
Abbildung 5.43. Messung des Schlupfs Probe 3	S76
Abbildung 5.44. Probe mit Glasfaserstab vor der Belastung	S77
Abbildung 5.45. Probe mit Glasfaserstab nach dem Verbundversagen	S77
Abbildung 5.46. Proben vor dem Biegezugversuch.....	S80
Abbildung 5.47. Eingebaute Probe vor Belastung	S80
Abbildung 5.48. Zerstörte Probe mit Stahlbewehrung	S81
Abbildung 5.49. Fachwerksmodell mit Rissbild von Leonhardt.....	S82
Abbildung 5.50. Zerstörte Probe mit Aramidbewehrung	S83
Abbildung 5.51. Aramidbewehrung im Gefüge nach der Zerstörung der Probe ...	S84
Abbildung 5.52. Zerstörte Probe mit Glasfaserbewehrung	S86
Abbildung 5.53. Glasfaserbewehrung im Gefüge nach der Zerstörung der Probe	S86
Abbildung 5.54. Probe 1 nach Brandversuch	S87
Abbildung 5.55. Probe 2 nach Brandversuch	S87
Abbildung 5.56. Probe 3 nach Brandversuch	S88
Abbildung 5.57: Druckversuch an einem Betonwürfel und ein zerstörter Betonkörper.....	S89
Abbildung 5.58. Kraft-Dehnungs Diagramm des Betonwürfels.....	S90

10. Tabellenverzeichnis

Tabelle 5.1. Datenblatt Druckmessdose U10M	S47
Tabelle 5.2. Auswertung Verbundversuch Stahl.....	S61
Tabelle 5.3. Auswertung Verbundversuch Aramid.....	S68
Tabelle 5.4. Auswertung Verbundversuch Glasfaser.....	S73
Tabelle 5.5. Gegenüberstellung der Ergebnisse mit Materialkennwerten.....	S78
Tabelle 5.6. Auswertung Biegezugversuch Balken mit Stahlbewehrung	S81
Tabelle 5.7. Auswertung Biegezugversuch Balken mit Aramidbewehrung	S83
Tabelle 5.8. Auswertung Biegezugversuch Balken mit Glasfaserbewehrung.....	S85
Tabelle 5.9. Betondruckversuch Einfachstandardprotokoll Toni Technik	S90
Tabelle 7.1. Gegenüberstellung der Festigkeitseigenschaften der Stahl- bewehrung und Glasfaserverbundbewehrung.....	S93
Tabelle 7.2. Eigenschaften, Vorteile und Anwendungen der Glasfaserbewehrung im Überblick Produktdatenblatt.....	S94