
D I S S E R T A T I O N

**BETONTRAGWERKE OHNE BEWEHRUNG
AUS BETONSTAHL**

D O C T O R A L T H E S I S

**CONCRETE STRUCTURES WITHOUT
MILD STEEL REINFORCEMENT**

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines
Doktors der technischen Wissenschaften

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Dipl.-Ing. Sebastian-Zoran Bruschetini-Ambro
Matrikelnummer 0127069
Anton Scharffgasse 6/1D, 1120 Wien, Österreich

Referent: O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. Johann Kollegger, M.Eng.
Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau, Technische Universität Wien
Karlsplatz 13/212, 1040 Wien, Österreich

Koreferent: O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Lutz Sparowitz
Institut für Betonbau, Technische Universität Graz
Lessingstraße 25, 8010 Graz, Österreich

Wien, im November 2008

.....

Vorwort

Diese Dissertation ist im Rahmen meiner Tätigkeit als Assistent am Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau der Technischen Universität Wien entstanden. Der erste Teil beschäftigt sich mit der Optimierung des Zugtragverhaltens von Beton durch Beigabe von neuartigen nichtmetallischen Verstärkungselementen. Im zweiten Teil wird die Entwicklung einer Bauweise für Betondecken im Hochbau vorgestellt. Basierend auf einer Versuchserie, die ich während meiner Zeit am Institut durchführen konnte, entstand die Idee eine Brücke nach diesem Prinzip herzustellen, die eine verbesserte Dauerhaftigkeit aufweist.

An erster Stelle bedanke ich mich ganz herzlich bei Herrn Professor Dr.-Ing. Johann Kollegger, M.Eng., Ordinarius für Stahlbeton- und Massivbau an der Technischen Universität Wien, für die Chance zuerst eine Stelle als Doktoratsstudent und nachher als Assistent am Institut zu bekommen. Dank dieser Chance konnte ich mich in all diesen Jahren beruflich und menschlich entwickeln. Ich bedanke mich für die Betreuung dieser Arbeit und die großzügige Unterstützung sowie für die Übernahme des Hauptreferats. Außerdem danke ich für die angenehme Atmosphäre am Institut und die Möglichkeit, an interessanten experimentellen Arbeiten und Projekten mitzuarbeiten.

Ferner danke ich Herrn Professor Dr.techn. Lutz Sparowitz, Vorstand des Instituts für Betonbau an der Technischen Universität Graz für die Übernahme des Koreferats und für sein Interesse an dieser Arbeit.

Bei allen Kolleginnen und Kollegen am Institut für Tragkonstruktionen möchte ich ganz herzlich für die konstruktive und freundliche Zusammenarbeit bedanken. Ohne sie und ohne alle Diplomanden und Studenten von großen Projektarbeiten, die ich am Institut betreut habe, wäre die Durchführung und Auswertung der Versuche nicht möglich gewesen.

Und ganz besonders danke ich meiner Familie für ihre Unterstützung in all den Jahren.

Wien, im November 2008

Sebastian-Zoran Bruschetini-Ambro

Kurzfassung

Im ersten Teil der vorliegenden Arbeit wird eine Methode präsentiert, die das Zugtragverhalten von Beton durch Beigabe von nichtmetallischen Verstärkungselementen verbessert. Diese Elemente dienen als Zuschläge und gleichzeitig auch als Verstärkungselemente. Für die Herstellung der Elemente wurden drei Materialien (Epoxydharz, Polymerbeton und Glasfaserbeton) verwendet. Durch die Beigabe dieser Verstärkungselemente soll das Zugtragvermögen und die Duktilität des Betons verbessert werden.

Im zweiten Teil wurde eine neue Entwicklung für die Herstellung von Betondecken im Hochbau vorgestellt. Zu diesem Zweck wurden fünf unterschiedliche weitgespannte Deckenstreifen angefertigt und in einem Vierpunkt Biegezugversuch getestet. Die nach ÖNORM B4700 und B4750 bemessene Deckenstreifen werden mit vorgespannten Deckenstreifen ohne konstruktive Betonstahlbewehrung verglichen. Die Ergebnisse der Versuche zeigen, dass bei vorgespannten Decken auf die schlaaffe Bewehrung verzichtet werden kann und dadurch Betondecken im Hochbau effizienter und wirtschaftlicher gebaut werden können.

Ausgehend von dieser Versuchsserie ist ein Verfahren entstanden, das den Bau von Brücken mit verbesserter Dauerhaftigkeit ermöglicht. Die Brücken sind vorgespannt und enthalten keine Bewehrung aus korrosionsgefährdetem Stahl. Die Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit werden nur durch die Verwendung von Spanngliedern erfüllt. Da die Spannbewehrung in Kunststoffhüllrohren angeordnet und gut vor Korrosion geschützt ist, kann die Abdichtung auf der Tragwerksobenseite der Brücke eingespart werden. Somit kann auch auf einen Fahrbahnbelag zum Schutz der Abdichtung verzichtet werden. Der Vorteil des vorgestellten Verfahrens ist die viel höhere Lebensdauer dieser Brücken im Vergleich zu Brücken mit Bewehrung aus Betonstahl. Das Bauwerk kann länger genutzt werden wodurch Abrissarbeiten und Neuerstellungen eingespart werden können. Durch das Weglassen der Abdichtung und des Fahrbahnbelages entfallen zudem Verschleißelemente und es entstehen dadurch zusätzliche Einsparungen für den Brückenerhalter.

Anschließend wird ein Anwendungsbeispiel dieser Methode bei einer Betonbrücke ohne Bewehrung aus korrosionsgefährdetem Betonstahl präsentiert. Die Brückenbauabteilung des Landes Salzburg hat vorgeschlagen, diese neue Ausführungsmethode bei der Egg-Grabenbrücke erstmals anzuwenden. Die Egg-Grabenbrücke gehört zur Straße, die ins Tal von Großarl im Land Salzburg führt. Im Zuge des Ausbaues der L 109 (Großarler Landstraße) wird die Brücke in Frühjahr 2009 gebaut. Die Egg-Grabenbrücke ist als Stabbogenbrücke entworfen und hat in der Brückenachse eine Tragwerkslänge von 50,69 m. Im Grundriss ist die Brücke gekrümmt.

Abstract

In the first part of this thesis a method which allows to improve the tensile strength of concrete by use of non-metallic high strength elements is presented. The high strength elements presented in this work are aggregates that act simultaneously as a reinforcing element. In the presented test series the high strength elements were made of epoxy resin, polymer concrete and GFRC. The experimental results confirmed the assumption that it is possible to increase strength and ductility by casting high strength elements for most geometries.

In the second part the development of a construction method for concrete slabs in structural engineering is presented. The slab specimens designed according to the Austrian standards ÖNORM B4700 and B4750 were compared to the pre-stressed slab specimens without further reinforcement. For these purposes five different slab specimens were cast and tested in a four point bending test. The test results showed that the pre-stressed slab specimens without further reinforcement have roughly the same behaviour as the other tested specimens. It is possible by omitting reinforcement bars to build concrete slabs in structural engineering efficiently and economically.

Based on these test a bridge construction is proposed, which allows to improve the durability of the bridges. The pre-stressed concrete bridges fulfill the requirements of the serviceability limit state and the ultimate limit state without reinforcement bars which are endangered by corrosion. Tensile forces are carried by post-tensioning tendons only. They are encapsulated in plastic ducts and tight ancorages at both ends. During construction the economic advantage of the design method consists in savings with regard to construction materials, i.e. no reinforcing steel, insulation and coating are needed. Considering the future savings in operation and maintenance, the bridge built in this way will provide a superiour economic performance compared to conventional bridge structures.

Afterwards an example of this design method by the construction of a concrete bridge without reinforcing steel is presented. The Department of Bridges of the provincial government in Salzburg suggested to examine this new bridge design method for the construction of the Egg-Graben Bridge. This Bridge is part of the road leading into the valley of Großarl. The construction project will be started in springtime 2009. Egg-Graben Bridge is designed as an arch bridge with a lenght of 50,69 m in the axis of the bridge. The bridge girder is curved in plan.

Inhaltsverzeichnis

1	Allgemeines und Zielsetzung	1
1.1	Einleitung und Problemstellung	1
2	Stand der Technik	3
2.1	Allgemeines	3
2.2	Verbesserung der Dauerhaftigkeit	4
2.2.1	Brücken aus Hochleistungsbeton ohne Abdichtung	4
2.2.2	Beschichtete Bewehrung	5
2.2.3	Bewehrung aus glasfaserverstärkten und kohlenstofffaserverstärkten Kunststoffen	6
2.2.4	Bewehrung aus nichtrostendem Edelstahl	6
2.2.5	Brücken aus UHPC und Spanngliedern	7
2.2.6	Kathodischer Korrosionsschutz	8
3	Beton mit Verstärkungselementen	10
3.1	Allgemeines	10
3.2	Mögliche Formen der Verstärkungselemente	11
3.3	Verwendete Materialien	13
3.3.1	Epoxidharz	13
3.3.2	Polymerbeton	15
3.3.3	Beton mit einer Armierung aus Glasfasern	19
3.4	Auswahl, Kraftübertragung und Herstellung der Verstärkungselemente	22
3.4.1	Verstärkungselemente des Typs 1	22
3.4.2	Verstärkungselemente des Typs 2	24
3.4.3	Verstärkungselemente des Typs 3	24
3.4.4	Verstärkungselemente des Typs 4	28
3.4.5	Verstärkungselemente des Typs 5	28
3.4.6	Verstärkungselemente des Typs 6	30
3.5	Versuchsprogramm	31
3.6	Herstellung der Probekörper	32
3.6.1	Versuchsserie 1	33
3.6.2	Versuchsserie 2	34
3.6.3	Versuchsserie 3	35
3.6.4	Versuchsserie 4	36
3.6.5	Versuchsserie 5	37
3.7	Versuchseinrichtung und Versuchsdurchführung	39

3.7.1	Prüfanlage	39
3.7.2	Messtechnik	39
3.7.3	Belastungsgeschichte	40
3.8	Versuchsergebnisse	40
3.8.1	Allgemeines	40
3.8.2	Ergebnisse der Versuchsserie 1	41
3.8.3	Ergebnisse der Versuchsserie 2	41
3.8.4	Ergebnisse der Versuchsserie 3	42
3.8.5	Ergebnisse der Versuchsserie 4	42
3.8.6	Ergebnisse der Versuchsserie 5	43
3.9	Interpretation der Versuchsergebnisse	45
3.10	Zusammenfassung	51
4	Vorgespannte Betontragwerke	53
4.1	Allgemeines	53
4.2	Experimentelle Untersuchungen	54
4.3	Versuchsprogramm	55
4.3.1	Verwendete Materialien	55
4.3.2	Bemessung der Probekörper	56
4.3.3	Bewehrung der Prüfkörper	65
4.4	Herstellung der Probekörper	66
4.5	Versuchseinrichtung und Durchführung	66
4.5.1	Prüfanlage für die Versuche	66
4.5.2	Messtechnik	67
4.5.3	Belastungsgeschichte	68
4.6	Versuchsergebnisse	68
4.7	Zusammenfassung	81
5	Betonbrücken ohne Betonstahlbewehrung	83
5.1	Allgemeines	83
5.2	Betonbrücken ohne Betonstahlbewehrung	86
6	Anwendungsbeispiel	92
6.1	Allgemeines	92
6.2	Brückenentwurf	93
6.3	Normative Anforderungen	97
6.3.1	Allgemeines	97
6.3.2	Tragsicherheit	98
6.3.3	Gebrauchstauglichkeit	98
6.3.4	Dauerhaftigkeit	98
6.4	Bemessung der Egg-Grabenbrücke	99
6.4.1	Allgemeines	99
6.4.2	Fahrbahnplatte	101
6.4.3	Bogen	104
6.4.4	Wandscheiben	106
6.5	Zusammenfassung	106

7	Schlussfolgerungen und Ausblick	109
7.1	Schlussfolgerungen	109
7.2	Ausblick	110

Kapitel 1

Allgemeines und Zielsetzung

1.1 Einleitung und Problemstellung

Der Baustoff Beton wurde bereits in der Römerzeit für die Errichtung von Bauwerken verwendet. Aber erst mit der Erfindung des Portlandzements und des Stahlbetonbaus gelang es der Betonbauweise in den letzten hundert Jahren, in fast alle Bereiche des Bauens vorzudringen [Hilsdorf and Reinhardt, 1998].

Unbewehrter Beton weist im Vergleich zur Druckfestigkeit eine geringe Zugfestigkeit (ca. 5% bis 10% der Druckfestigkeit) und eine geringe Dehnfähigkeit auf. In Betonkonstruktionen, die auf Biegung und/oder Zug beansprucht sind, wird deshalb in den auf Zug beanspruchten Bereichen stets eine Bewehrung aus Baustahl angeordnet. Der Verbundwerkstoff Stahlbeton ist in der Lage Zugspannungen aufzunehmen, weil die im Falle eines Risses im Beton freiwerdenden Betonzugspannungen von der Bewehrung aufgenommen werden. Damit kann die hohe Druckfestigkeit des Betons gemeinsam mit der hohen Zugfestigkeit des Stahls wirtschaftlich ausgenutzt werden.

Im Hoch- und Brückenbau hat sich der Stahlbetonbau durchgesetzt und viele Bauaufgaben des Tief- und Ingenieurbaus konnten erst mit der Verfügbarkeit des "neuen Baustoffes" Stahlbeton wirtschaftlich realisiert werden.

Zudem wurde das Vorspannen ab ca. 1950 im Betonbau im großen Maßstab eingesetzt. Durch das Vorspannen kann die Rissbildung und die Durchbiegung reduziert werden. Vorgespannte Tragwerke können deshalb mit größeren Spannweiten und kleineren Querschnitten als vergleichbare Stahlbetontragwerke ausgeführt werden.

Sobald die Betonzugfestigkeit überschritten wird, entstehen Risse. Weit geöffnete, breite Risse beeinträchtigen den Korrosionsschutz der Bewehrung und können damit die langfristige Tragfähigkeit, d.h. die Dauerhaftigkeit eines Tragwerkes gefährden. Gleichzeitig wirken deutlich sichtbare Risse optisch störend und können bei Nutzern - zumeist unbegründete - Sicherheitsbedenken auslösen. Dauerhaftigkeit von Beton bedeutet, dass Bauteile aus Beton über die vorgesehene Nutzungsdauer gegenüber allen Einwirkungen (Lasten, Zwänge aus Verformungen, Umwelteinflüsse) bei ausreichender Wartung und Instandhaltung genügend beständig sind [Stark and Wicht, 2001].

In den letzten Jahren sind viele Mängel bzw. Schäden an Brücken aufgetreten. Im Unterschied zu Hochbauten besitzen Brücken keine schützende Hülle und sind

der Witterung und chemischen Angriffen (z.B. Tausalz, Kohlendioxid) ausgesetzt. Insbesondere an Brücken der Sechziger- und Siebziger-Jahre wurden in den letzten Jahren, also nach relativ kurzer Nutzungsdauer, Schäden festgestellt. Es handelt sich dabei nicht unmittelbar um Probleme der Tragsicherheit, sondern der Dauerhaftigkeit. Dadurch ist seit einigen Jahren die Dauerhaftigkeit von Bauteilen aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton in den Vordergrund gerückt.

Das Ziel dieser Arbeit ist es, neue Methoden zu finden, mit denen die oben genannten Probleme vermeiden werden können. Ein Ansatz war dabei das Zugtragverhalten von Beton durch Beigabe von Verstärkungselementen zu verbessern. Die entwickelten Verstärkungselemente dienen sowohl als Betonzuschlag als auch als Bewehrungselement.

Ein anderer Ansatz wurde durch vorgespannte Bauteile ohne Bewehrung aus Betonstahl verfolgt. Die Tragwirkung wird dabei nur durch die Spannlitzen erreicht, wobei diese durch Kunststoffhüllrohre optimal vor Korrosion geschützt sind und dadurch ein dauerhaftes Tragwerk entsteht.

Kapitel 2

Stand der Technik

2.1 Allgemeines

Der Mangel des Betons, geringe Zugkräfte aufnehmen zu können wird durch die, an entsprechender Stelle im Querschnitt angeordnete Bewehrung kompensiert. Das Zugtragvermögen von Beton kann durch folgenden Bewehrungsarten verbessert werden:

- Bewehrung aus Betonstahl
- Bewehrung aus Spannstahl
- Bewehrung aus Fasern

In gerissenen Stahlbetonkonstruktionen werden im Riss die Zugkräfte von der Bewehrung aufgenommen und über Verbund in den Beton eingeleitet. Je nach Durchmesser der Stahleinlagen ergeben sich große oder kleine Rissbreiten bzw. -abstände.

Die Idee, die Zugzonen der Betontragwerke durch Vorspannung unter Druck zu setzen, wurde bereits gegen Ende des 19. Jahrhunderts verfolgt. In vorgespannten Tragwerken müssen zuerst die Druckspannungen im Tragwerk abgebaut werden, bevor Zugspannungen im Beton entstehen.

Als Faserbewehrung sind generell Stahlfasern, Kunststofffasern, Glasfasern, Faserverbundstoffe und natürliche Fasern bekannt. Hauptsächlich werden in der Praxis Stahlfasern eingesetzt. Stahlfaserbeton weist eine zuverlässige Zugfestigkeit auch nach einer Rissbildung im Beton auf. Die Zugfestigkeit nach der Rissbildung kann bei der Bemessung von Bauteilen aus Stahlfaserbeton angesetzt werden. Allerdings ist zu beachten, dass bei üblichen Fasergehalten das Tragvermögen des gerissenen Querschnitts kleiner ist als das Tragvermögen des ungerissenen Querschnitts.

Um die angestrebte Lebensdauer des Tragwerks zu erreichen, müssen angemessene Maßnahmen ergriffen werden, die jeden Bestandteil des Bauteils (z.B. Armierung) vor den jeweiligen schädlichen Umgebungsbedingungen (Einwirkungen) schützen. Risse im Beton können auf unterschiedliche Ursachen zurückgeführt werden, unter anderem auf Einflüsse unmittelbar bei der Herstellung, auf direkte und indirekte Einwirkungen während der Nutzung oder auf Treiberscheinungen z.B. bei Frost oder Korrosion der Bewehrung.

Die Forschungsarbeit von Thomas Keller [Keller, 1991] beschäftigte sich mit der Auswirkung von Rissen auf die Bewehrungskorrosion. Es wurde gezeigt, dass neben der Rissbreite eine Vielzahl von anderen Begleitparametern zu berücksichtigen sind. Von großer Bedeutung sind Rissart (Normalriss/wasserführender Trennriss), Rissverlauf (quer oder längs zum Bewehrungsstab) und Dichtigkeit des Betons.

Der Dauerhaftigkeit von Betontragwerken wurde in den letzten Jahren zunehmend mehr Aufmerksamkeit geschenkt. Die Sicherstellung der Dauerhaftigkeit eines Betontragwerks ist die Grundlage der Sicherheitsphilosophie. Die Gewährleistung der Dauerhaftigkeit besitzt daher einen mit Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit vergleichbaren Stellenwert [Zilch and Zehetmaier, 2006].

Betontragwerke müssen die auftretenden Beanspruchungen sicher aufnehmen und über viele Jahrzehnte dagegen widerstandsfähig bleiben. Brücken sind hierbei besonders beansprucht. Sie müssen nicht nur dynamische Lasten (z.B. Verkehrslasten und Bremskräfte) widerstehen, sondern sind auch durch chemische Einflüsse (Chlorid, Kohlendioxid) stärker beansprucht als die meisten Betonbauteile. Um Betonbauwerke noch dauerhafter gegenüber chemischen Beanspruchungen zu machen, wurden bisher nachstehende Methoden angewendet.

2.2 Verbesserung der Dauerhaftigkeit

In diesem Abschnitt werden Brückentragwerke präsentiert, die nach verschiedenen Bauverfahren realisiert wurden, um ihre Lebensdauer zu erhöhen und Erhaltungskosten, Sanierungskosten, etc zu reduzieren.

2.2.1 Brücken aus Hochleistungsbeton ohne Abdichtung

Seit 1997 werden in Österreich Brückentragwerke aus Hochleistungsbeton ohne Abdichtung ausgeführt [Macht et al., 2005]. Es wurden bisher etwa 30 Brücken aus Hochleistungsbeton ohne Abdichtung in Österreich errichtet. Aufgrund der hohen Dichtigkeit des HL-Betons ist eine hohe Dauerhaftigkeit und Widerstandsfähigkeit gegenüber mechanischen und chemischen Einwirkungen gegeben.

Die Badhausbrücke Tulln (1997) ist die erste direkt befahrbare Brücke aus Hochleistungsbeton in Österreich (siehe Abb. 2.1). Das dreifeldrige Plattentragwerk wurde als zweischichtiger Querschnitt mit in Verbund liegender 15 cm dicker Deckschicht aus Hochleistungsbeton hergestellt. Durch den Einsatz von verbundloser Vorspannung konnte ein an der Oberseite rissfreies Tragwerk bei gleichzeitiger Einsparung von konstruktiver, schlaffer Bewehrung erzielt werden [Lindlbauer et al., 1998].

Durch die Verwendung von besonders dichtem Beton (Hochfester Beton oder Hochleistungsbeton) und den Einsatz von Vorspannung ist versucht worden, dichte und rissfreie Betonbrücken herzustellen. Risse sind im Betonbau allerdings kaum vermeidbar. Deshalb ist anzunehmen, dass die Bewehrung in Betonbrücken ohne Fahrbahnbelag und Abdichtung wegen des über die Risse eindringenden Wassers korrodieren wird.



(a) Spannkabel ohne Verbund



(b) Fertigstellung der Brücke

Abbildung 2.1: Badhausbrücke Tulln [Lindlbauer, 1997]

2.2.2 Beschichtete Bewehrung

Schon in den 70er Jahren traten viele Schadensfälle infolge Korrosion der Bewehrung auf. Bei Bauwerken, die nur wenige Jahre alt waren, entstanden durch Eindringen von Chloriden Korrosionsschäden. Damals begann man sich mit dem gegenwärtigen Thema der Dauerhaftigkeit von Stahlbetonbauteilen auseinanderzusetzen. Im Zuge dessen entstand der Lösungsvorschlag der beschichteten Bewehrung. Die Beschichtung besteht zumeist aus Epoxidharz. Epoxidharze werden als Pulverbeschichtung appliziert. Ihre Vorteile sind eine gute Korrosionsschutzwirkung, eine hohe Haftung, eine gute mechanische Stabilität und ihre große Widerstandsfähigkeit im alkalischen Bereich.



(a) aus der Ferne betrachtet



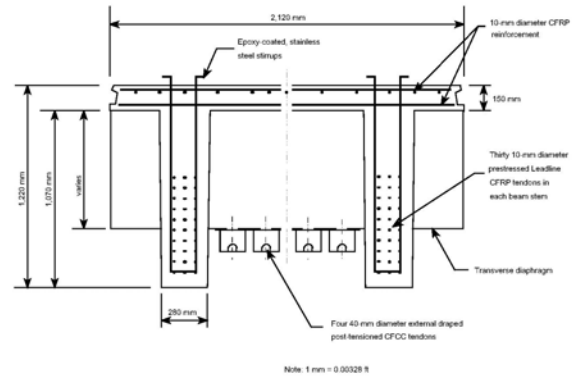
(b) aus der Nähe betrachtet

Abbildung 2.2: Epoxidharzbeschichtete Bewehrung [Xi et al., 2004]

Eine aktuelle Studie [Xi et al., 2004] zeigt, dass durch Fehler in der Beschichtung oder das lokale Abplatzen der Beschichtung (siehe Abb. 2.2) Korrosion der Bewehrung eintritt. Wird die Beschichtung verletzt bzw. entstehen in dieser Poren, können Chloride hindurch diffundieren und voluminöse Korrosionsprodukte bilden. Dadurch kommt es in diesem punktuellen Bereich zu einer Abplatzung. Nahe der geschädigten Stelle läuft gleichzeitig eine kathodische Halbzellenreaktion ab. Diese findet zwischen Beschichtung und Substrat statt und führt lokal zu einem sehr hohen pH-Wert, sodass es zu einer Ablösung der Beschichtung kommt. In diesem Fall ist die punktuelle Korrosion gefährlicher als die Oberflächenkorrosion. Wegen der



(a) Sicht von der Seite



(b) Querschnitt in Feldmitte Nähe

Abbildung 2.3: Bridge Street Bridge [Grace et al., 2005]

Umgebungsbedingungen (warme, feuchte und salzige Umgebung) und nicht auszu-schließende Fehler in der Beschichtung wurde in Florida die Verwendung der epoxid-harzbeschichteter Bewehrung in Unterbauten mittlerweile verboten.

2.2.3 Bewehrung aus glasfaserverstärkten und kohlenstofffa-serververstärkten Kunststoffen

Das Problem der Korrosion der Bewehrung wird vermieden, wenn nichtmetallische Bewehrung verwendet wird. Der Ersatz der konventionellen Stahlbewehrung durch nichtmetallische Bewehrung ist allerdings wesentlich teurer. Langzeiterfahrungen über die Dauerhaftigkeit der nichtmetallischen Bewehrung (z.B. Glasfaserstäbe oder Stäbe aus Kohlenstofffaser - Verbundwerkstoff) im alkalischen Beton liegen noch nicht vor. Deshalb sind auch Betonbrücken mit nichtmetallischer Bewehrung als Forschungsprojekte einzustufen.

Die erste Brücke mit Bewehrung aus kohlenstofffaserverstärkten Kunststoffen (Bridge Street Bridge)[Grace et al., 2005], die in Amerika 2002 gebaut wurde, besteht aus zwei nebeneinander parallel verlaufenden Brücken mit je drei Feldern mit einer Spannweite von je 20 m. Die Brücke ist mit 60 Kohlefaser Spanngliedern unter-spannt. Außergewöhnlich an dieser Brücke ist nicht nur die externe Unterspannung der Brückenkonstruktion sondern auch die schlaffe CFK – Längsbewehrung in den Doppel – T – Trägern (siehe Abb. 2.3).

2.2.4 Bewehrung aus nichtrostendem Edelstahl

Nichtrostende Materialien wie z.B. Edelstahl werden im Brückenbau in maritimen Orten immer öfter eingesetzt. Die Brücke von Stonecutters in Hong Kong ist ein Beispiel dafür [Walther, 2004]. Sie wird eine der längsten Schrägkabelbrücken sein, wenn sie im Jahr 2009 fertig gestellt wird (siehe Abb. 2.4). Die freie Spannweite beträgt 1018 m und die Gesamtlänge 1596 m. Der maritime Ort und das heiße Kli-ma von Hong Kong machen die Stonecutters Bridge im höchstem Maße anfällig für Korrosion, beim Einsatz von herkömmlicher Bewehrung aus Betonstahl. Es wurde deshalb in vielen Bereichen eine Edelstahlbewehrung verwendet. Obwohl die Edel-

Abbildung 2.4: Stonecutters Bridge (Foto: www.structurae.de)

(a) Gebaut von 1937-1941



(b) 1960 gebaute Brücke mit Betonstahlbewehrung

Abbildung 2.5: Brücken in Progreso Yucatan [Guiraud and Moulinier, 2007]

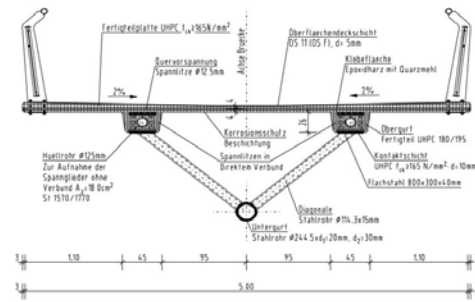
stahlbewehrung ca. zehnmal teurer als die normale Betonstahlbewehrung ist, lassen sich die Vorteile des nichtrostenden Edelstahls in maritimen Orten erkennen. In Progreso Yucatan in Mexico wurden zwei Brücken gebaut, eine mit Edelstahlbewehrung und eine mit Betonstahlbewehrung. Im Gegensatz zu der Brücke, die von 1937-1941 mit Edelstahlbewehrung gebaut wurde, steht die Brücke aus dem Jahr 1960 mit Betonstahlbewehrung nicht mehr (siehe Abb. 2.5).

2.2.5 Brücken aus UHPC und Spanngliedern

Ultra-Hochleistungsbeton (UHPC) ist wegen seiner hohen Druckfestigkeit von 200 N/mm² und wegen seines besonders hohen Korrosionswiderstandes ein idealer Baustoff für hochbeanspruchte, weitgespannte Bauteile. In den letzten Jahren wurden in Kanada, Korea und Japan Brücken mit diesem neuen Werkstoff errichtet. UHPC ist ohne zusätzliche Maßnahmen sehr spröde. Um die Duktilität im Nachbruchbereich des Betons zu verbessern, werden rd. 2 bis 4 V.-% Stahlfasern beigemischt. Erstmals wurde Ultrahochfester Beton im Jahr 1997 beim Bau der Sherbrooke Footbridge in



(a) Längsschnitt der Brücke



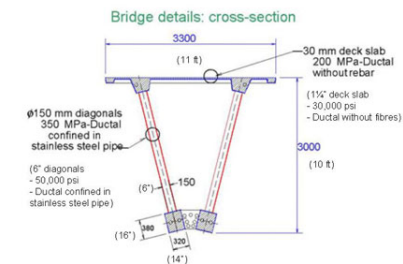
(b) Querschnitt der Brücke

Abbildung 2.7: Gärtnerplatzbrücke [Schmidt et al., 2007]

Kanada verwendet [Aitcin et al., 1998]. Bei dieser Konstruktion wurde keine schlaffe Bewehrung eingesetzt. Nur eine Vorspannung der Zugdiagonalen kombiniert mit einer externen Vorspannung wurde verwendet. Die Fahrbahnplatte ist als quer vorgespannte Rippenplatte ausgeführt und weist eine Dicke von nur 3 cm auf (siehe Abb. 2.6).



(a) Längsschnitt der Brücke



(b) Detail der Brücke

Abbildung 2.6: Sherbrooke Footbridge [Ductal]

Der UHPC wurde auch im größeren Umfang bei der Gärtnerplatzbrücke in Deutschland verwendet [Schmidt et al., 2007]. Diese Fußgänger- und Radbrücke in Kassel hat eine Länge von 136 m mit Einzelstützweiten von 12 m bis 36 m (siehe Abb. 2.7). In Längsrichtung besteht die Gärtnerplatzbrücke aus einem vorgespannten Tragwerk aus ultrahochfestem Beton und Stahlfachwerkbindern und in Querrichtung aus vorgespannten Faserbetonplatten aus ultrahochfestem Beton. Die Bauteildecke hat eine tragende Dicke von nur rd. 8 cm.

2.2.6 Kathodischer Korrosionsschutz

Aufgrund des hohen pH-Wertes des Betons bildet sich auf der Oberfläche des Stahles eine hauchdünne, stabile Oxydschicht, die sog. Passivschicht. Bei nicht sachgerechter Ausführung des Betons oder durch das Eindringen von Chloriden (z.B. Tausalz) findet jedoch eine Entpassivierung statt - der Betonstahl kann korrodieren. Der Kathodische Korrosionsschutz kann präventiv wie auch als Instandsetzungsmaßnahme

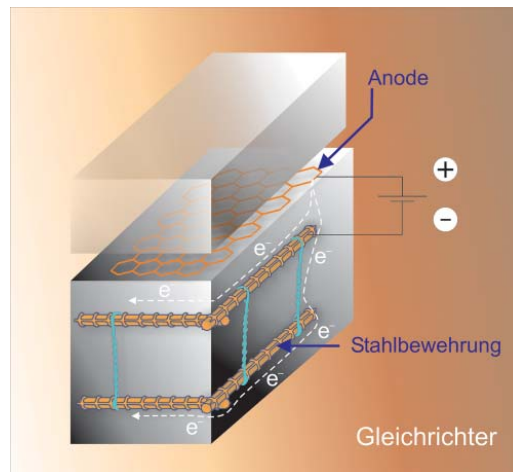


Abbildung 2.8: Prinzip des Kathodischen Korrosionsschutzes für Bewehrungsstahl (Foto: GCP)

eingesetzt werden. Es wird eine zusätzliche Anode eingebaut, die aus einem inerten, also einem sich nicht auflösendem Material besteht (siehe Abb. 2.8). Diese Anode wird mit dem Plus-Pol einer Gleichstromquelle verbunden, der zu schützende Bewehrungsstahl mit dem Minuspol. Dieser aufgezwungene Stromfluss bewirkt eine Potentialverschiebung und schwächt bzw. verhindert somit eine Korrosion der Bewehrung. Seit 1980 ist der kathodische Korrosionsschutz bei Meeresbauwerken, Brückenüberbauten, Parkhäusern und Tunneln sowohl in den USA als auch in Europa ein Mittel zur Instandsetzung und zum Schutz vor Bewehrungskorrosion bei Stahlbetonbauwerken.

Kapitel 3

Optimierung des Zugtragverhaltens von Beton durch Beigabe von nichtmetallischen Verstärkungselementen

3.1 Allgemeines

Unbewehrter Beton ist ein Zwei-Phasen-System. Er besteht aus Zuschlagskörnern (Phase 1) und Zementstein (Phase 2). Die Zugfestigkeit der Grenzfläche zwischen Zuschlagskörnern und Zementstein bestimmt in der Regel die Zugfestigkeit des Betons. Statisch bestimmt gelagerte Bauteile aus unbewehrtem Beton versagen bei Zug- oder Biegebeanspruchung ohne Ankündigung. Bei Erreichen der Zugfestigkeit bildet sich lediglich ein Riss. Die Zugfestigkeit ist eine stark streuende Größe, unter anderen weil im Bauteil Eigenspannungszustände infolge des Abfließens der Hydrationswärme und des nicht gleichmäßigen Schwindens im Bauvolumen vorhanden sind. Bei statisch unbestimmt gelagerten Bauteilen wäre nach der Erstrissbildung eine Umlagerung der im Rissquerschnitt freiwerdenden Schnittgröße möglich. Eine Ausbildung von zug- oder biegebeanspruchten Konstruktionen aus unbewehrtem Beton mit statischer Unbestimmtheit ist dennoch nicht zulässig.

Das Ziel ist, ein Betonzuschlagslement zu schaffen, welches es ermöglicht, im Beton eine Nachrisszugfestigkeit zu bewirken, die höher ist als die Erstrisszugfestigkeit. Der Beton mit nichtmetallischen Verstärkungselementen soll in der Lage sein, in Bauteilen mit Biegezugspannungen oder Normalzugspannungen, wie z.B. bei Balken, Deckenplatten oder Wänden, die auftretenden Zugspannungen auch nach einer Erstrissbildung zuverlässig zu übernehmen, so dass die Erstrissbildung nicht zum Versagen des Bauteiles führt. Der Effekt der Verstärkungselemente ist aus dem in Abbildung 3.1 dargestellten Diagramm zu ersehen. Die Linie a zeigt den Kraft-Durchbiegungsverlauf in einem Vierpunktbiegezugversuch für einen mit Verstärkungselementen versetzten Beton, die Linie b für einen konventionellen unbewehrten und die Linie c für einen Stahlfaserbeton mit etwa 30 kg Stahlfasern pro m^3 Beton.

Im vorliegenden Kapitel werden das Zugtragvermögen und die Duktilität des

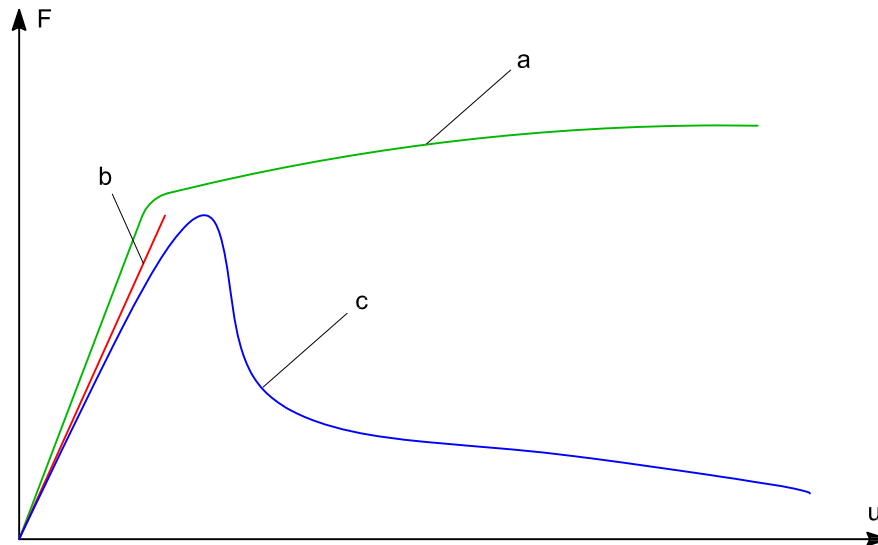


Abbildung 3.1: Kraft-Durchbiegungsverlauf

Betons mit nichtmetallischen Verstärkungselementen untersucht. Dazu werden Vierpunktbiegezugversuche an Probekörpern mit verschiedenen Verstärkungselementen durchgeführt. Diese Elemente werden dem Beton beigemischt. Sie dienen gleichzeitig sowohl als Zuschlag als auch als Bewehrungselemente. Die Form der Elemente wurde so festgelegt, dass die Kraft von der Betonmatrix auf die Verstärkungselemente über Druck- und Schubspannungen übertragen werden kann.

Das statische System und somit auch die Beanspruchung der Probekörper ist identisch mit jenem aus der Richtlinie „Faserbeton“ [Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik, 2002]. Für die Bewertung der Versuchsergebnisse wurde die Biegezugfestigkeit beim Erstriss und bei der Bruchlast ermittelt.

Insgesamt wurden 14 Vierpunktbiegezugversuche durchgeführt, die in Serien mit unterschiedlichen Versuchsparametern untergliedert wurden.

3.2 Mögliche Formen der Verstärkungselemente

Durch den Einbau der Verstärkungselemente soll einerseits eine Kraftsteigerung nach dem Erstriss und andererseits auch ein duktiler Materialverhalten der Betonkonstruktion erreicht werden. Beide Ziele hängen neben dem Material vor allem auch von der Form der Elemente und deren Einbau im Probekörper ab. Die Abbildung 3.2 zeigt mögliche Formen für die Verstärkungselemente.

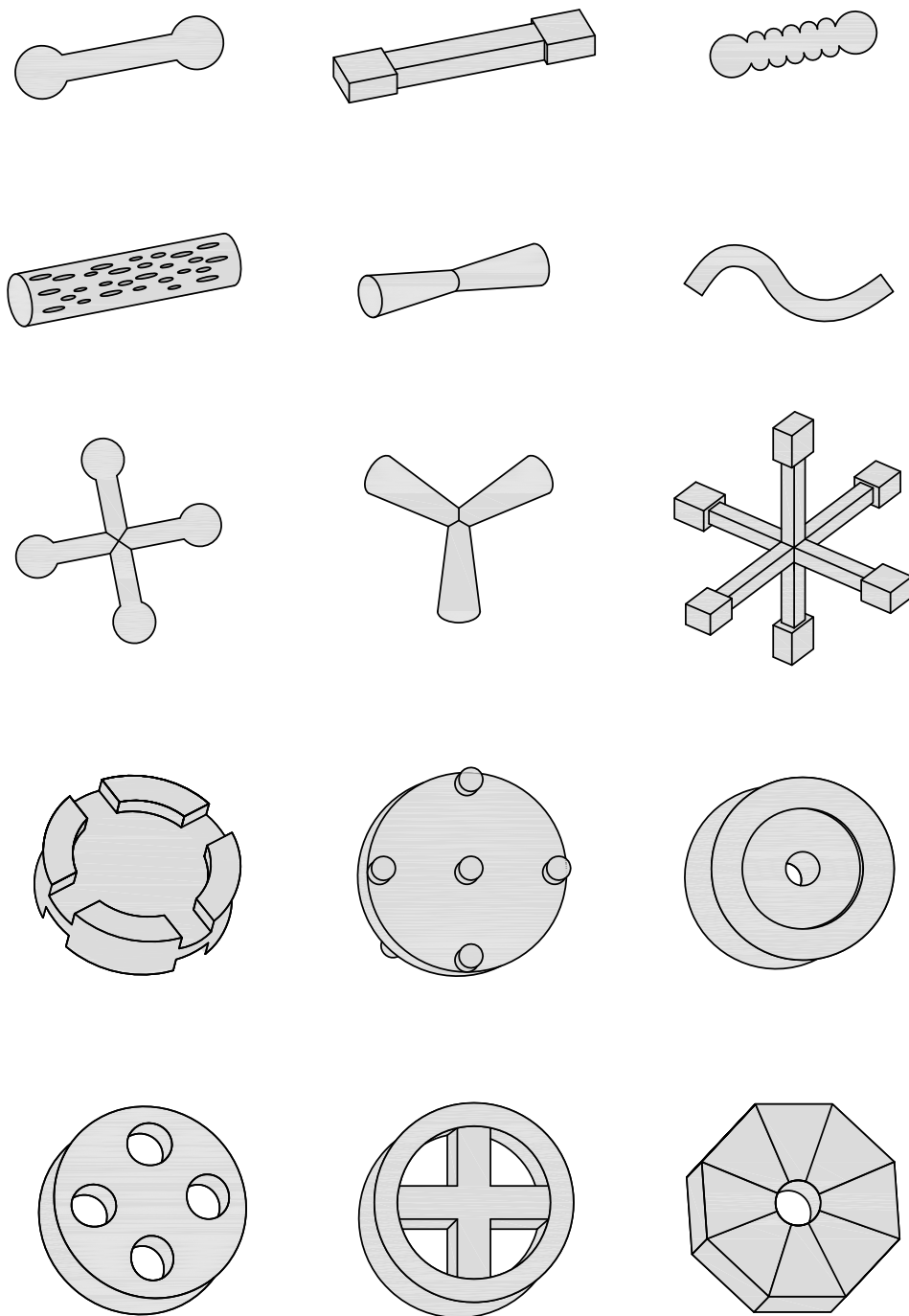


Abbildung 3.2: Mögliche Formen der Verstärkungselemente

Im eingebauten Zustand werden sie zur Zugkraftübertragung innerhalb des Balkens herangezogen. Außerdem müssen die Verstärkungselemente eine bestimmte Größe aufweisen, um mit dem Gesteinszuschlag ein optimales Gefüge eingehen zu können. Für die Entwicklung neuer Formen sind darüber hinaus folgende Punkte von Bedeutung:

- Ausbildung von Druckstreben zwischen den Elementen infolge der Zugkraftübertragung

- Direkte Kraftübertragung zwischen den Elementen durch Erhöhungen oder Noppen
- Reibungsverbund zwischen der Elementsoberfläche und dem Füllbeton des Probekörpers durch Vertiefungen oder besandete Oberflächen

3.3 Verwendete Materialien

Im Rahmen der vorliegenden Untersuchungen wurden drei verschiedene Materialien als Ausgangsmaterial für die Herstellung der Verstärkungselemente verwendet. Um die auftretenden Zugkräfte aufnehmen zu können, kamen wegen ihren guten Zugfestigkeiten Epoxidharz, Polymerbeton und Beton mit einer Armierung aus Glasfasern zum Einsatz. Die Eigenschaften dieser Materialien werden nachfolgend zusammenfassend beschrieben.

3.3.1 Epoxidharz

Epoxidharze gehören zu der Gruppe der so genannten reaktiven Polymerbindemittel, welche nach W.-P. Ettel [Ettel, 1998] 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 Polymer bilden.“

Eine Epoxidharzmischung besteht grundsätzlich aus drei Grundstoffen, nämlich dem Epoxidharz, einem Reaktivverdünner und einem Härter. Der Reaktivverdünner wird dem Harz in einer Größenordnung von 5-20 % zugegeben und dient zum Herabsetzen der Viskosität. Für die Erhärtung der Epoxidharzmischung (Polyaddition) werden Amine (Di- und Polyamine) und andere Härter verwendet. Beim Anmischen muss das Verhältnis zwischen Harz und Härter eingehalten werden, da andernfalls die Einzelkomponenten ohne Reaktionspartner bleiben und somit nicht vollständig ausreagieren können. Die Folgen sind dann neben einer klebrigen Oberfläche auch eine reduzierte Festigkeit. Ebenfalls negativ auf die Erhärtung des Epoxidharzes wirkt sich eine inhomogene Mischung infolge zu kurzer Durchmischungszeiten aus.

Epoxidharze sind reaktive Kunststoffe und die Polyaddition verläuft stark exotherm. Dabei entsteht eine hohe Reaktionstemperatur, weshalb entweder die angemischte Harzmenge nicht zu groß sein sollte, oder man auf die Verwendung niedrigreaktiver Harze zurückgreifen sollte.

Die Eigenschaften des Epoxidharzes können durch die Zugabe von Zuschlagstoffen, den so genannten Füllstoffen, verändert werden. Neben der Dichte kann dadurch auch das Brandverhalten, sowie die Schrumpfung modifiziert 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 beachten. Diese Dauer ist im Wesentlichen von der Zusammensetzung der Mischung abhängig, sowie der Temperatur beim Erhärtungsvorgang und liegt bei einer 500 g Mischung Zweikomponentenharz, bestehend aus einem Epoxidharz und einem

Tabelle 3.1: Mischungsverhältnis nach dem Rezept der Firma Dywipox

Mischungsverhältnis	Gewichtsanteile
Komponente A (Epoxidharz)	720
Komponente B (Reaktionskomponente)	280
Komponente C (Aluminiumoxidpulver)	1000
Gesamtmenge	2000

Härter aus Aminen, bei etwa 10 bis 60 Minuten. Grundsätzlich gilt, dass je höher die Temperatur ist, umso kürzer auch die Verarbeitungszeit wird. Die wesentlichen Vorteile dieses Materials sind:

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

Wie jedes andere Material besitzt auch Epoxidharz Nachteile:

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

Für die Herstellung der Verstärkungselemente aus Epoxidharz wurde ein so genanntes Dreikomponentenepoxidharz der Firma Dywipox GmbH verwendet. Dieses lösemittelfreie Dreikomponentenepoxidharz ist primär als Vergussystem für die Verankerung von CFK-Drähten in Ankerbüchsen entwickelt worden. Am Institut für Tragkonstruktionen wurde der Werkstoff bereits als Vergussmaterial für die Herstellung einer Verankerung von CFK-Spanngliedern eingesetzt [Horvatits and Kollegger, 2003]. Neben der guten Zugfestigkeit besitzt das Epoxidharz auch ein plastisches Materialverhalten, welches auch bei dem Beton mit Verstärkungselementen gewünscht wird. Das Produkt besteht aus den drei Ausgangskomponenten A, B sowie C, welche in einem bestimmten Verhältnis miteinander gemischt werden müssen (siehe Tabelle 3.1).

Tabelle 3.2: Eigenschaften und Materialkennwerte von Epoxidharz der Firma Dywipox

Verarbeitbarkeitsdauer bei 20°C	ca. 35 min
Mindestverarbeitungstemperatur	> 8°C
Dichte nach DIN 51757 bei 20°C	1,69 g/cm ³
Viskosität bei 23°C	zähflüssig
Druckfestigkeit (nach 28 Tagen)	ca. 80 N/mm ²
Zugfestigkeit (nach 28 Tagen)	ca. 20 N/mm ²

Die Komponente A ist das Epoxidharz, die Komponente B ist die Reaktionskomponente und die Komponente C ist die so genannte Füllstoffkomponente (Aluminiumoxidpulver). Bei den beiden Komponenten A und B handelt es sich um honigartige, zähe Flüssigkeiten, welche korrosiv sind und deshalb nur mit Schutzhandschuhen verarbeitet werden sollten. Zunächst werden diese beiden Komponenten solange gemischt, bis keine Schlieren mehr zu sehen sind. Danach wird der Füllstoff (Komponente C) in kleinen Portionen zugegeben und nochmals einige Minuten durchgemischt, bis eine homogene Masse entsteht. Die vanilleweiße Mischung kann anschließend problemlos innerhalb einer halben Stunde verarbeitet werden.

Einen Überblick über die Eigenschaften des Materials gibt das Produktinformationsblatt der Firma Dywipox (siehe Tabelle 3.2).

3.3.2 Polymerbeton

Unbewehrter Beton ist ein Gemisch aus Zement, Betonzuschlag bzw. Gesteinskörnung und Anmachwasser. Durch die Zugabe von Betonzusatzstoffen und Betonzusatzmittel können die Eigenschaften von Frisch- bzw. Festbeton positiv beeinflusst werden. Aus dem Bindemittel Zement und dem Anmachwasser entsteht der so genannte Zementleim, der im noch flüssigen Zustand die natürlichen oder künstlichen Zuschlagskörner umhüllt. Er stellt in gewisser Weise das Verkittungsmittel für das Korngerüst dar, welches primär für die Lastabtragung verantwortlich ist. Wird im Gegensatz zum normalen Beton ein Polymer (reaktionsfähiger Kunststoff) als Bindemittel verwendet, um die Gesteinskörnung (Zuschlag) zusammen zu halten, spricht man von einem Polymerbeton. Als Bindemittel dienen dabei vor allem Duomere wie Epoxidharze (EP), ungesättigte Polyester (UP) und Polyurethane (PUR), aber auch Thermoplaste wie Polymethylmethacrylat (PMMA). Als Füllstoffe dienen hauptsächlich rieselfähige, trockene mineralische Stoffe, z.B. Quarzsande in verschiedenen Körnungen in gut abgestimmter Sieblinie. Wird dem Mörtel und dem Beton ein Polymer zugegeben, spricht man von einem polymermodifiziertem Mörtel oder Beton (Polymer Cement Concrete - PCC). Die Eigenschaften verschiedener Polymere und deren Auswirkung auf die Mikrostrukturbildung organischer Bindemittel sind umfangreich in [Dimmig, 2002] publiziert.

In den letzten Jahrzehnten hat sich die Betontechnologie stark weiterentwickelt, wobei Kunststoffe im Allgemeinen für die Anwendung in Betonen immer mehr an Bedeutung gewinnen. Im Gegensatz zum Zementbeton mit seinem anorganischem Bindemittel und seinen sich daraus ergebenden Nachteilen, wie zum Beispiel die geringe Beständigkeit gegenüber aggressiven Wässern oder Böden, die lange Erhär-

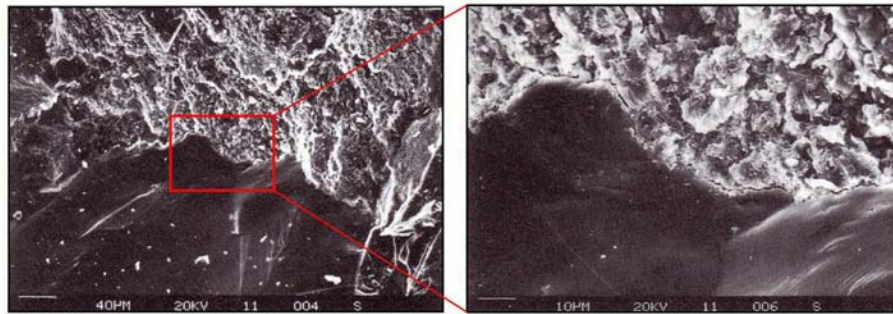


Abbildung 3.3: Gefügeschaubild eines Reaktionsharzbetons [Schorn, 1991]

tungszeit oder auch die unvermeidbare Porenbildung im Zuge der Aushärtung, bietet Reaktionsharzbeton folgende Vorteile [Klöcker, 1984]:

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

Ein großer Vorteil von Polymerbeton, im Gegensatz zum normalen Zementbeton, ist sicherlich die rasche Erhärtung und das damit verbundene frühzeitige Erreichen seiner Druckfestigkeit. Nach H. Schorn [Schorn, 1991] lässt sich sagen, dass Polymerbeton nach einem Tag genauso beanspruchbar ist wie ein normaler Beton gleicher Festigkeitsklasse nach 27 Tagen. Diesen Vorteil macht man sich vor allem bei raschen Bauabläufen oder bei der Herstellung von Fertigteilen zu Nutze. Wichtig ist im Zusammenhang mit der Erhärtung die so genannte Topfzeit, also jene Zeit, innerhalb welcher der Polymerbeton eingebaut und verarbeitet werden kann. Der Erhärtungsprozess beginnt, sobald die Komponenten Harz und Härter dem Zuschlag beigemischt werden.

Eine grundsätzliche Übersicht über den mikroskopischen Aufbau eines feinkörnigen Reaktionsharzbetons liefert die Abbildung 3.3 aus [Schorn, 1991]. Dabei erkennt man im oberen Bildteil das Reaktionsharz und im unteren Teil das Zuschlagskorn, welches vom Harz vollständig umschlossen wird.

Trotz unterschiedlicher Eigenschaften zwischen dem klassischen Zementbeton und dem Polymerbeton (PC), sind das Gefüge und die Zusammensetzung ähnlich. Auch bei PC wird ein abgestuftes Korngemisch als Zuschlagsstoff zur primären Lastabtragung herangezogen. Dieses, in möglichst kompakter und dichter Lagerung vorliegende Korngemisch, soll durch das Bindemittel miteinander verkittet werden. Harze die als Bindemittel in Polymerbetonen zur Anwendung kommen, weisen ein

Tabelle 3.3: Materialkennwerte von Polymerbeton im Vergleich zu einem Beton C100/115

Hersteller	Druckfestigkeit	Biegezugfestigkeit	E-Modul	Dichte
-, AT, DE, CH	$[N/mm^2]$	$[N/mm^2]$	$[N/mm^2]$	$[g/cm^3]$
Beton C100/115	100	5,2	~ 45.000	2,60
Duroton Polymerbeton	> 85	> 20	> 20.000	$\sim 2,15$
Meyer Rohr + Schacht	> 90	> 16	> 28.000	2,30
Fritschi Bauelemente	100 - 120	20 - 25	> 20.000	2,1 - 2,2

sehr viel größeres Adhäsionsvermögen auf als der Zementstein. Durch die starke Klebewirkung reicht meist auch schon eine relativ dünne Reaktionsharzschicht zwischen den Körnern aus, um nennenswerte Kräfte von Korn zu Korn übertragen zu können, selbst wenn diese sich nur punktuell berühren. Bei der Herstellung von Polymerbeton wird versucht die Reaktionsharzmenge so gering wie möglich zu halten, um die Verarbeitbarkeit des Betons mit einer entsprechend abgestuften Sieblinie zu erreichen.

Ebenso wichtig wie die Zusammensetzung und das sich daraus ergebende Werkstoffverhalten von Polymerbeton, sind seine Festigkeitseigenschaften. Hinsichtlich der Druckfestigkeit kann man sagen, dass mit Polymerbetonen auch Festigkeiten von $100 N/mm^2$ und höher erreicht werden können. Eine weitere Erhöhung ist allerdings nur schwer möglich, da bei so hohen Festigkeiten nicht das Bindemittel versagt, sondern die Druckfestigkeit des Zuschlags meist erreicht wird. Der Bruch erfolgt dann im Korn und nicht entlang der Korngrenze, wie dies bei Zementbetone normaler Festigkeit der Fall ist. Weitaus besser verhält es sich bei der Biegezugfestigkeit, die bis zu drei- bis vierfache Werte im Vergleich zu normalem Zementbeton erreicht. Die Tabelle 3.3 zeigt beispielhaft eine kurze Zusammenstellung einiger wichtiger Materialkennwerte verschiedener Polymerbetonhersteller aus Deutschland, Österreich und der Schweiz.

Für die Herstellung der Verstärkungselemente wurde der Polymerbeton der Firma Duroton Polymerbeton GmbH verwendet.

Wie vorher erwähnt, ist die Zugfestigkeit des Materials für die Herstellung von Verstärkungselementen von größerer Bedeutung. Deswegen wurden im Vorfeld die Biegezugfestigkeit und der E-Modul an drei Polymerbetonprüfkörpern ($l/b/h = 746/61/61$ mm) der Firma Duroton Polymerbeton GmbH im Vierpunktbiegezugversuch ermittelt, um zu sehen, ob die vom Hersteller angegebenen Materialkennwerte (siehe Tabelle 3.3) erreicht werden. Die Abbildung 3.7 zeigt den Versuchsaufbau und das statische System. Die Versuchsgeschwindigkeit betrug, in Anlehnung an die Vorschriften der Richtlinie für Faserbeton [Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik, 2002], $0,20$ mm/min. Mit Hilfe der drei induktiven Wegaufnehmer (w_1 , w_2 und w_3) konnten im Zuge der Versuchsauswertung die entsprechenden Werte des Prüfkörpers berechnet werden. Die Biegezugfestigkeit im Bereich des konstanten Momentes wird berechnet mit

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{F \cdot l}{b \cdot h^2},$$

wobei die Spannweite $l = 600$ mm beträgt. Die Durchbiegung in Trägermitte kann

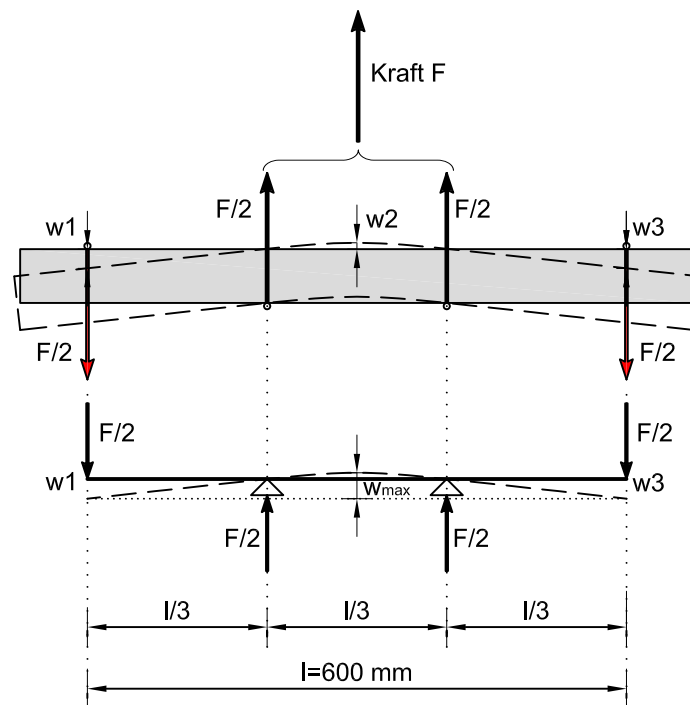


Abbildung 3.4: Versuchsaufbau

Tabelle 3.4: Versuchsergebnisse

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

rechnerisch mit

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

ermittelt werden. Mit den gemessenen Durchbiegungen in Trägermitte kann durch Umformen der Elastizitätsmodul mit

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

bestimmt werden. Für die Berechnung des Elastizitätsmoduls werden die Kraft (ΔF) und die Durchbiegung (Δw_m) zwischen 2 kN und 7 kN verwendet. Mit dieser Methode kann der Elastizitätsmodul genauer bestimmt werden, da die Ungenauigkeiten bei Versuchbeginn bzw. im niedrigen Kraftbereich (ungleichmäßige Auflagerpressungen) ausgeschlossen werden können.

Tabelle 3.4 gibt eine Übersicht über die beiden im Rahmen der Versuche festgestellten Materialkennwerte Biegezugfestigkeit $\sigma_{\max}$ sowie Elastizitätsmodul E.

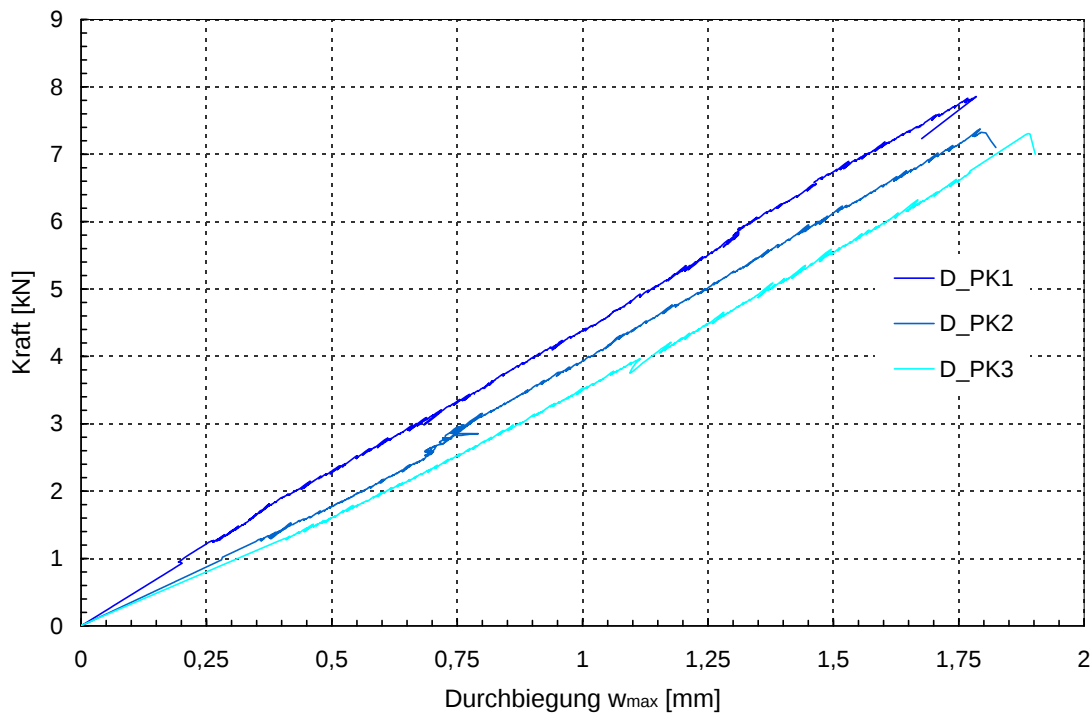


Abbildung 3.5: Kraft-Durchbiegungsdiagramm der Prüfkörper

Im Gegensatz zur Biegezugfestigkeit, welche die von der Firma Duroton angegebene Größenordnung von 20 N/mm^2 erreicht, liegt der Elastizitätsmodul ca. 5.000 bis 6.000 N/mm^2 unter dem von der Firma Duroton angegebenen Wert. Wie erwartet, zeigt der Vierpunktbiegezugversuch ein schlagartiges Versagen des Prüfkörpers beim Erreichen der maximalen Bruchlast. Das Überschreiten der Biegezugfestigkeit des Polymerbetons führt zu einem Erstriss und in weiterer Folge zu einem sofortigen Versagen des Prüfkörpers ohne jeglichem Nachrissverhalten (siehe Abb. 3.5).

3.3.3 Beton mit einer Armierung aus Glasfasern

Wenn die Betonstahlbewehrung durch eine Bewehrung aus Glas-, Carbon- oder Kunstfasertextilien ersetzt wird, spricht man von einem Verbundwerkstoff genannt „Textilbewehrter Beton“. Da diese Bewehrung im Gegensatz zum Betonstahl nicht korrosionsanfällig ist, kann sie oberflächennah angeordnet werden. Glasfaserbewehrter Beton ist gut geeignet für dünnwandige großformatige Flächentragwerke, wie Platten, Scheiben oder Schalen. Derartige Platten aus glasfaserbewehrtem Beton sind imstande Momente aufzunehmen, die je nach Lage und Menge der Bewehrung unterschiedlich groß sein können. Glasfaserbewehrter Beton kann in Form von dünnen vorgefertigten Platten mit Abmessungen bis zu $1,25 \times 3,6 \text{ m}$ und einer Dicke von 6 bis 40 mm kostengünstig hergestellt werden. Diese Platten werden dann zugeschnitten und als Fassadenplatten oder Abdeckplatten, die auf einer Unterkonstruktion befestigt werden, eingesetzt.

Für die Herstellung der Verstärkungselemente wurden die Fassadenplatten der Firma Betonwerk Rieder GmbH verwendet. Das verwendete Produkt trägt die Be-

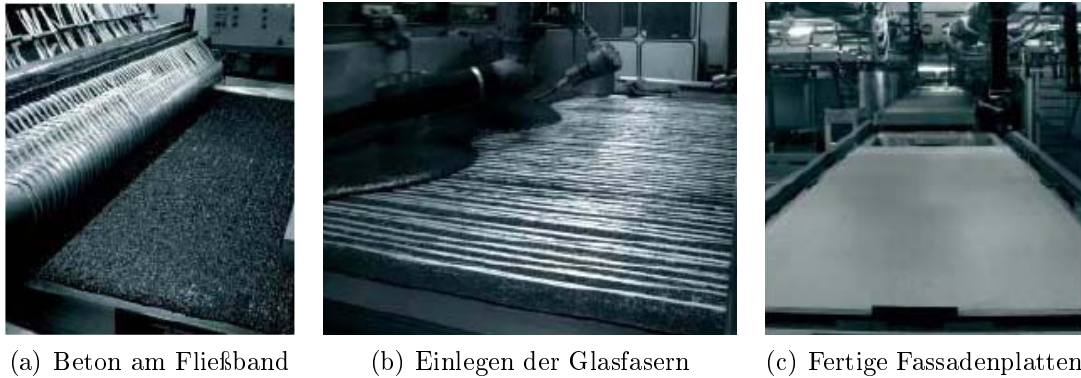


Abbildung 3.6: Herstellung der Fassadenplatten

Tabelle 3.5: Mechanische Eigenschaften der Fassadenplatten

max. Plattenlänge	3.600 mm
max. Plattenbreite	1.250 mm
Dickentoleranzen	max. ± 1 mm
Dichte ρ	1,9 g/cm ³
Elastizitätsmodul	20.000 N/mm ²
Biegezugfestigkeit f_{bz}	25 N/mm ²

zeichnung „fibre C“ und ist abgeleitet von glass fibre und concrete. Die Herstellung der Fassadenplatten erfolgt im Fertigbetonwerk (siehe Abbildung 3.6).

Auf einer Förderstraße wird der feinkörnige Beton eingebracht, und gleichzeitig verdichtet. Danach werden die Glasfasern eingelegt und mit einer Schicht Mörtel überzogen. Am Ende besteht jede Fassadenplatte aus zwei Glasfaserlagen. Die Betonüberdeckung beträgt beidseits ca. 3 mm. Am Ende der Förderstraße wird die Platte zugeschnitten. Es entsteht eine 1,25 m breite Platte mit einer Stärke von 13 mm. Aus diesen Platten wurden die Verstärkungselemente mit Hilfe eines Wasserstrahls herausgeschnitten. Die folgenden mechanischen Eigenschaften sind vom technischen Blatt des Herstellers entnommen worden (siehe Tabelle 3.5).

Eine Versuchserie diente zur Feststellung der wesentlichen mechanischen Kennwerte der verwendeten glasfaserbewehrten Platten. Es wurden 6 Platten mit einer Dicke von 13 mm getestet. Diese Platten wurden auf 25 x 25 cm zugeschnitten und im Vierpunkt-Biegezugversuch mit einer Spannweite von 20 cm getestet. Für die Lasteinleitungen, genauso wie für die Auflager, wurden Rollen verwendet. Die Abbildung 3.7 zeigt den Versuchsaufbau und die Abmessungen. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug 0,10 mm/min. Abbildung 3.8 zeigt die Last-Durchbiegungskurven der einzelnen Prüfkörper. Das Verhalten der geprüften Platten ist nahezu bilinear. So ist die Steifigkeit bis zum Erstriss sehr hoch und fällt danach ab. Die Laststeigerung nach dem Erstriss ist jedoch immer noch sehr ausgeprägt und nahezu linear. Bei Erreichen der Maximallast kommt es zu einem starken Abfall, der jedoch ohne große Energiefreisetzung stattfindet. Nach diesem Abfall sind die Platten immer noch imstande einen Bruchteil ihrer Last, in etwa die Hälfte der Last bei Erstriss, zu halten. Eine Auflistung der wesentlichen Versuchsdaten ist in Tabelle 3.6 angegeben.

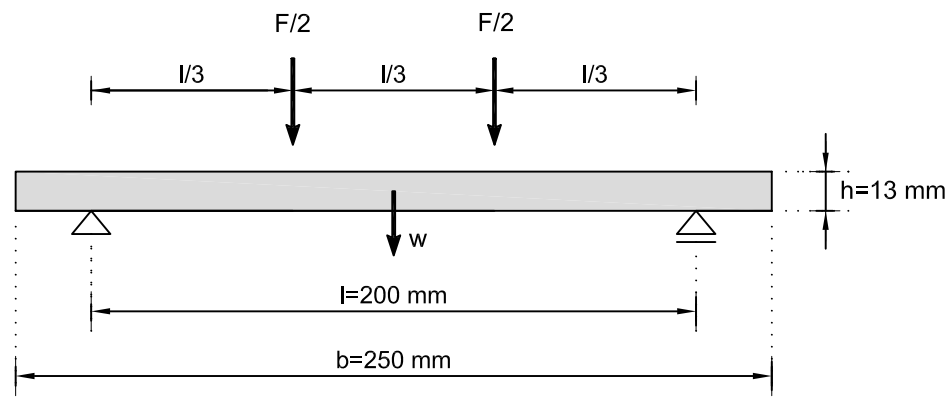


Abbildung 3.7: Versuchsaufbau

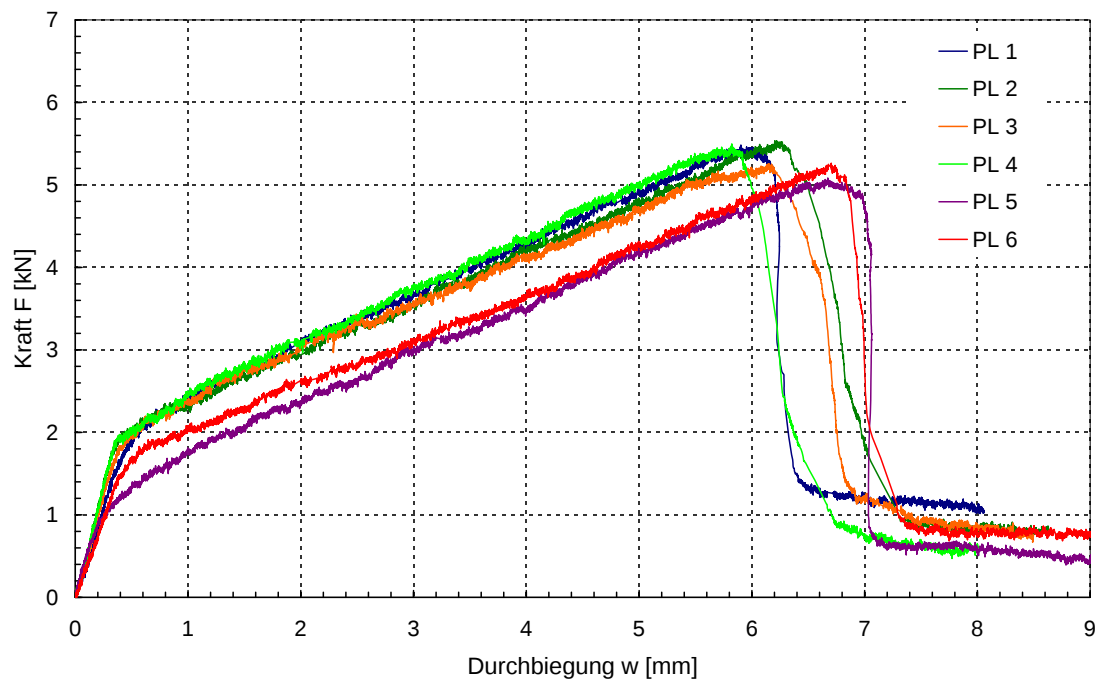


Abbildung 3.8: Kraft-Durchbiegungsdiagramm der Betonkörper

Tabelle 3.6: Versuchsergebnisse der glasfaserbewehrten Platten

Probekörper	b	h	l	F_{Erstiss}	F_{max}	σ_{Erstiss}	σ_{max}
-	[mm]	[mm]	[mm]	[N]	[N]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
PL1	250	13	200	1800	5480	8,5	26,0
PL2	250	13	200	1900	5540	9,0	26,2
PL3	250	13	200	1800	5260	8,5	24,9
PL4	250	13	200	1900	5500	9,0	26,0
PL5	250	13	200	1200	5080	5,7	24,0
PL6	250	13	200	1600	5260	7,6	24,9

Die mittlere Biegezugfestigkeit beim Erstriss war zwischen 5,7 und 9,0 N/mm², bei Erreichen der Maximallast zwischen 24,0 und 26,2 N/mm². Die Durchbiegung bei Erreichen der Maximallast war über 6 mm. Bemerkenswert ist, dass bei Maximallast ca. die 3-fache Tragfähigkeit des Erstrisses erreicht werden kann. Dies zeigt ein Vergleich der Lasten bzw. Biegezugfestigkeiten bei Erstriss und maximaler Last in Tabelle 3.6. Beim Erreichen der Maximallast konnten auf der gezogenen Seite viele Risse festgestellt werden.

3.4 Auswahl, Kraftübertragung und Herstellung der Verstärkungselemente

Die Verstärkungselemente müssen die auftretenden Zugkräfte übernehmen und von einem Element zum nächsten so weiterleiten, dass es zu keinem Kraftabfall kommt. Für eine Kraftübertragung stehen grundsätzlich drei prinzipielle Mechanismen zur Verfügung, und zwar Kraftübertragung durch direkten Kontakt, Kraftübertragung durch ein einfaches Fachwerkmodell und die Kraftübertragung durch Reibung in der Verbundfuge. Bei der Auswahl der Verstärkungselemente wurde Rücksicht auf die mögliche Kraftübertragung genommen.

Die besten Ergebnisse wird man sich von dreidimensionalen sternförmigen Verstärkungselementen erhoffen können. Da jedoch die Herstellung solcher Elemente nicht einfach ist, wurde entschieden einfache geometrische Formen zu verwenden. Die Größe der Elemente ist in Abhängigkeit des zu prüfenden Probekörpers festzulegen. Dabei handelt es sich um Prismen mit den Abmessungen 150 x 150 x 600 mm, wodurch sich für die einzelnen Verstärkungselemente Grenzabmessungen ergeben. Für diese Versuchsserie wurden eindimensionale und zweidimensionale Verstärkungselemente ausgewählt. Die eindimensionalen Verstärkungselemente wirken nur in einer Richtung, wobei die zweidimensionalen ebenen Flächenelemente in zwei Richtungen wirksam sind.

3.4.1 Verstärkungselemente des Typs 1

Beim Verstärkungselement des Typs 1 handelt es sich um eindimensionale Elemente aus Epoxydharz, die einen kreisförmigen Querschnitt und eine Erweiterung an beiden Enden haben. Die beiden Verbreiterungen an den Enden übertragen die Kraft vom Element in den Füllbeton. Die Länge des Elements ist 80 mm und der Durchmesser in der Mitte ist 16 mm (siehe Abb. 3.9).

Die prinzipielle Wirkungsweise der Verstärkungselemente in einem Probekörper, der in einem Vierpunktbiegezugversuch geprüft wird, ist in der Abbildung 3.10 dargestellt. Bei zunehmender Belastung steigt die Zugspannung in der gezogenen Faser des Probekörpers bis die Biegezugfestigkeit des Füllbetons schließlich erreicht ist und der erste Riss eintritt. Die Elemente liegen, wie der Füllbeton auch, in der Zugzone des Probekörpers und stehen dadurch ebenfalls unter Zug. Dadurch bilden sich, ausgehend von den Verstärkungselementen, Druckstreben innerhalb des Füllbetons aus. Ähnlich wie bei einer Kette greifen die Elemente ineinander und ergeben dadurch eine von Auflager zu Auflager durchgehende „Bewehrung“. Durch den Kontakt der

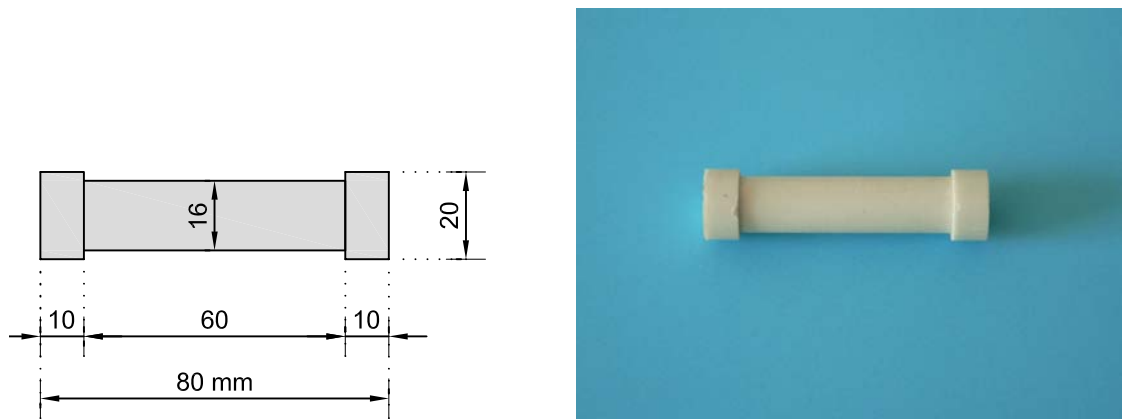


Abbildung 3.9: Verstärkungselement des Typs 1

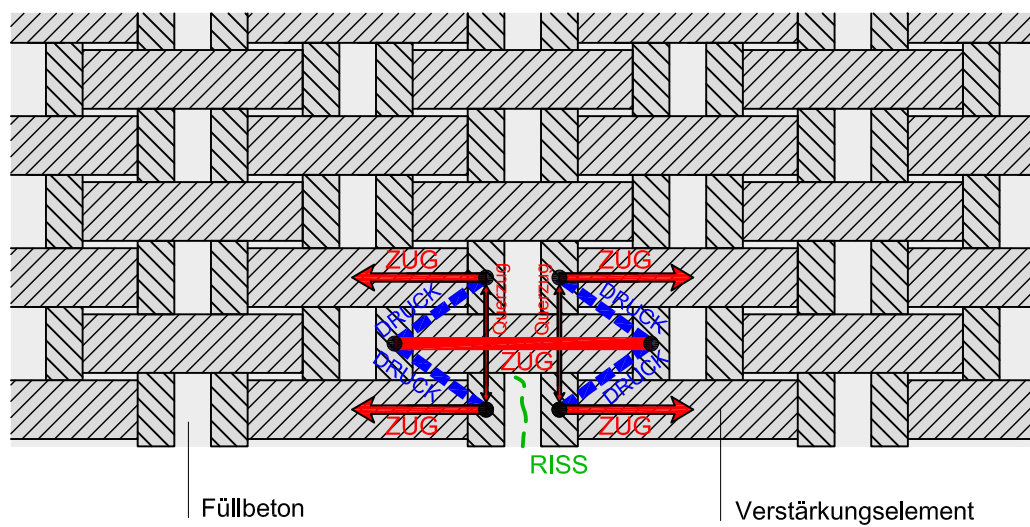


Abbildung 3.10: Fachwerkmodell zur Kraftübertragung



Abbildung 3.11: Schalung für die Verstärkungselemente des Typs 1

Elemente können die Druck- und Zugkräfte direkt über Kontakt übertragen werden. Durch eine dichte Lagerung ist sichergestellt, dass sich die Druckstreben, dort wo sie auftreten, auch sicher zwischen den Elementen ausbilden können.

Für die Herstellung der Elemente wurde eine Schalung aus Stahl angefertigt, da Epoxydharz beim Abbinden sehr hohe Temperaturen erreicht. Eine Holzschalung würde zu brennen beginnen. Die Schalung besteht aus 11 Teilen, in denen jeweils die halbe Form der Verstärkungselemente ausgefräst wurde. Zur Verbindung der Stahlteile werden drei Stahlstangen mit beidseitigem Gewinde und Schraubmuttern verwendet (siehe Abb. 3.11). Mit der verwendeten Schalung können täglich 100 Stück Elemente hergestellt werden. Das Ausschalen der Elemente erfolgte nach 24 Stunden. Die Stahlschalung weist einige Rillen auf, wodurch die Oberfläche der Elemente eine Rauigkeit aufweist.

3.4.2 Verstärkungselemente des Typs 2

Die Verstärkungselemente des Typs 2 sind ebenfalls eindimensionale Elemente, die aus den Fassadenplatten der Firma Rieder mit Hilfe eines Wasserstrahls herausgeschnitten wurden. Dadurch konnte der Schalungsaufwand für diese Elemente entfallen. Der Querschnitt der Elemente ist quadratisch mit den Abmessungen 13 x 13 mm. Die Verbreiterung an den Enden weist Abmessungen von 19 x 13 mm auf (siehe Abb. 3.12). Die Verbreiterungen sind jedoch nur in einer Ebene und dadurch gibt es in der anderen Ebene nur einen eingeschränkten Verbund. Die Länge war mit 80 mm gleich groß wie bei den Verstärkungselementen des Typs 1.

Die prinzipielle Wirkungsweise dieser Verstärkungselemente in einem Probekörper, der in einem Vierpunktbiegezugversuch geprüft wird, ist ähnlich wie bei den Verstärkungselementen des Typs 1. Bei dem Vierpunktbiegezugversuch entstehen im Probekörper Zugspannungen. Nachdem der Erstriss eintritt, wird die Zugkraft durch die entstehenden Druckstreben in die Verstärkungselemente eingeleitet. Ein einfaches Fachwerk zur Kraftübertragung ist Abbildung 3.13 zu entnehmen.

3.4.3 Verstärkungselemente des Typs 3

Beim Verstärkungselement des Typs 3 handelt es sich um kreisrunde Scheiben aus Polymerbeton mit zentrischem Loch. Die Verstärkungselemente haben folgende Ab-

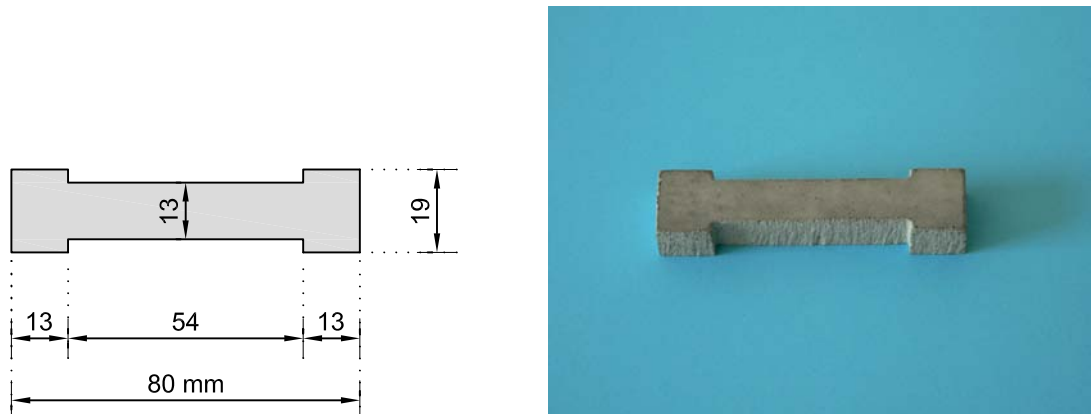


Abbildung 3.12: Verstärkungselement des Typs 2

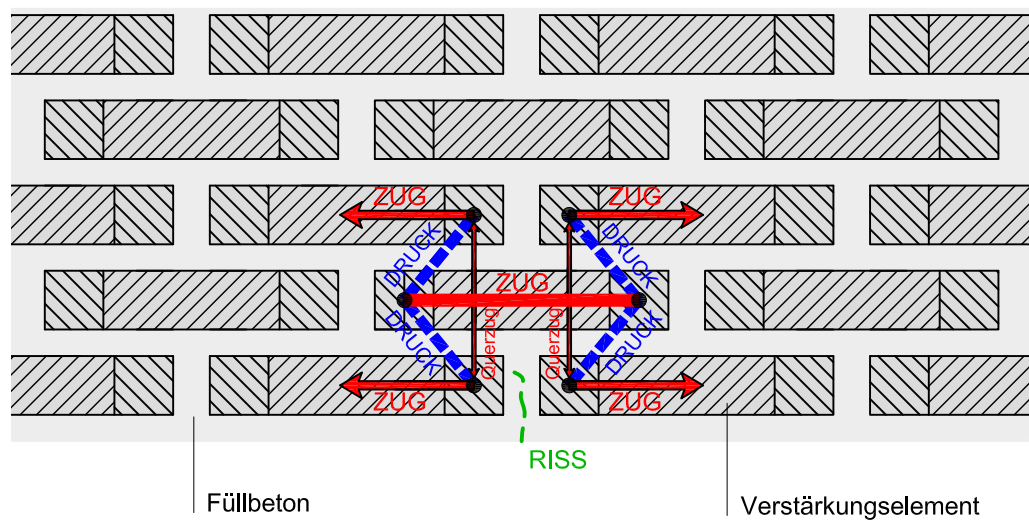


Abbildung 3.13: Fachwerkmodell zur Kraftübertragung

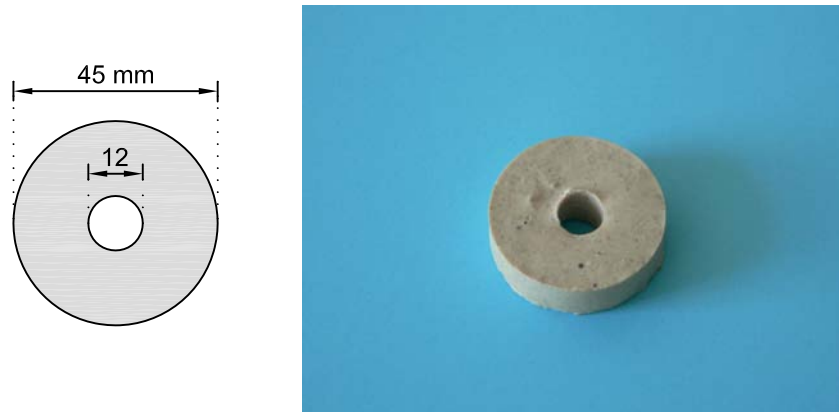


Abbildung 3.14: Verstärkungselement des Typs 3

messungen: $D_{\text{Aussen}}/D_{\text{Innen}}/h = 45/12/14$ mm (siehe Abb. 3.14). Die Oberfläche des Elements ist relativ glatt und weist keinerlei Vertiefungen oder anderweitige Maßnahmen zur Vergrößerung der Verbundwirkung zwischen Füllbeton und Element auf.

Die Kraftübertragung bei diesen Verstärkungselementen lässt sich am einfachsten mit Hilfe der Abbildung 3.15 erläutern. Während des Versuchs wirken im Probekörper Zugspannungen. Dadurch stehen die Verstärkungselemente, wie der Füllbeton auch, in der Zugzone des Probekörpers unter Zug. Ausgehend von den Verstärkungselementen bilden sich Druckstreben innerhalb des Füllbetons aus. Diese entstehen planmäßig zwischen den zentrischen Löchern der Polymerbetonscheiben. Würden alle Elemente wie in Abbildung 3.15 vollkommen exakt versetzt zueinander liegen, dann käme es zu einer Art Kettenreaktion, bei der die dem Riss am nächsten gelegenen Scheiben durch das Ausbilden von Druckstreben alle anderen Elemente an der Zugkraftübertragung mitaktivieren lassen würden. Durch die Oberfläche der Scheiben soll über Verbundkräfte zwischen dem Beton und den Elementen die Zugkraft den Verstärkungselementen zugewiesen werden. Je profilierter die Oberfläche dabei ist, umso höher sind auch die erzielbaren Verbundspannungen. Diese wirken der Zugkraft entgegen und sollen dadurch das Fortschreiten des Risses verlangsamen.

Für die Herstellung der Elemente wurde eine furnierte Holzschalung mit den Abmessungen 50 x 50 cm und einer Füllhöhe von ca. 1,5 cm angefertigt. Nach dem Einstreichen mit einem Trennmittel erfolgte der Verguss des Polymerbetons in einer Stärke von etwa 15 mm. Für die Verdichtung des Betons in der Schalung wurde ein vibrierendes Förderband (hochfrequenter Rütteltisch) herangezogen. In die plastische Masse wurden ca. 5 cm hohe Polypropylenrohre mit einem Außendurchmesser von 50 mm gesteckt und so die Scheiben quasi ausgestanzt. Das zentrische Innenloch wurde ebenfalls mit Hilfe von Röhrchen, allerdings mit einem Durchmesser von 12 mm hergestellt. Nach einer Wartezeit von ca. 15 bis 20 Minuten konnten alle Polypropylenrohre aus der Betonmasse gezogen und die Scheiben aus der Schalung herausgenommen werden. Die Herstellung der Elemente erfolgte im Werk der Firma Duroton mit industriell hergestelltem Polymerbeton. Die Abbildung 3.16 zeigt die Herstellung dieser Elemente.

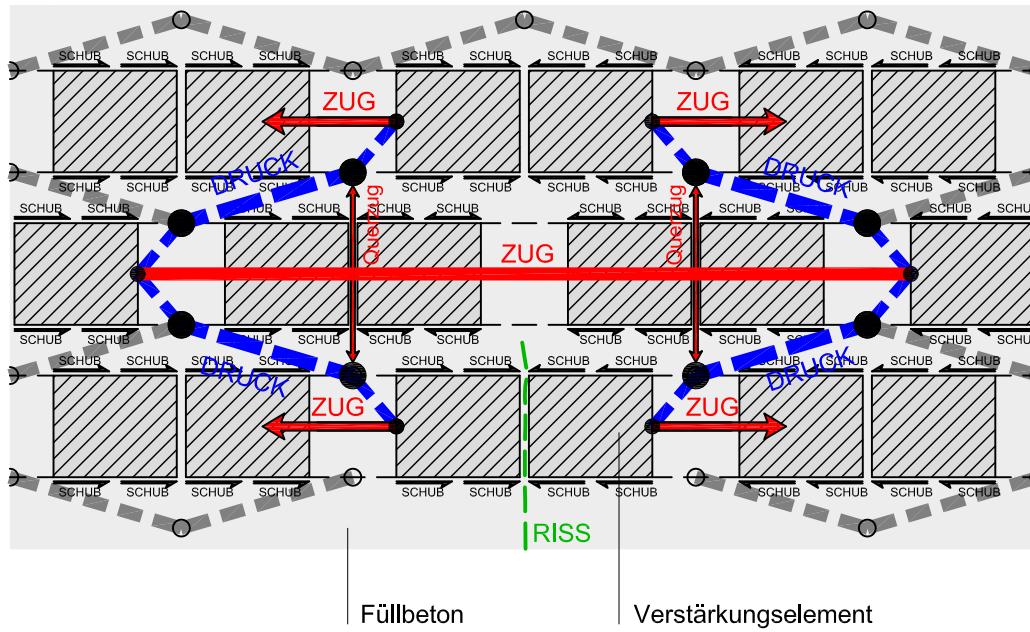


Abbildung 3.15: Fachwerkmodell zur Kraftübertragung



Abbildung 3.16: Schalung für die Verstärkungselemente des Typs 3

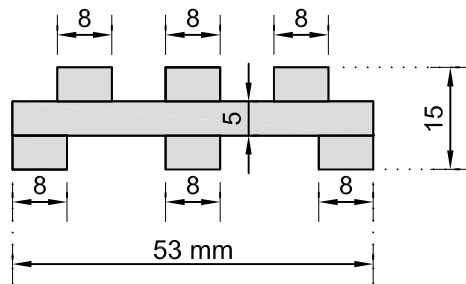


Abbildung 3.17: Verstärkungselement des Typs 5

3.4.4 Verstärkungselemente des Typs 4

Die Verstärkungselemente des Typs 4 haben die gleichen Abmessungen wie jene des Typs 3. Sie wurden auf die gleiche Art und Weise hergestellt, nur mit dem Unterschied, dass auf die Polymerbetonoberfläche vor dem Aushärten eine Sandschicht gestreut wurde (Körnung 0 – 1 mm). Dies ist allerdings nur auf jener Seite möglich, die nicht direkt auf der Holzschalung aufliegt, also der luftzugewandten Seite. Diese Verstärkungselemente haben den selben Wirkungsmechanismus wie die Elemente des Typs 3. Dank der einseitig mit Sand beschichteten Oberfläche besteht die Möglichkeit, höhere Verbundspannungen zwischen der Oberfläche und dem Füllbeton aktivieren zu können.

Das Einstreuen der Sandschicht in die noch nicht betonbefüllte Schalung erweist sich als nicht praktikabel, da der Sand infolge der Verdichtung am Rütteltisch in den Polymerbeton aufsteigt und sich dadurch die Betoneigenschaften ändern würden. Deshalb geht auch der positive Effekt einer Aufrauung der Oberfläche für einen besseren Reibungsverbund zwischen den Elementen und dem Füllbeton verloren. Der Tatsache einer nur einseitigen Beschichtung mit Sand wird beim Einbau der Elemente in den Probekörper Rechnung getragen.

3.4.5 Verstärkungselemente des Typs 5

Bei dem Verstärkungselement des Typs 5 handelt es sich um ein kreisrundes scheibenförmiges Element mit beidseitigen Noppen. Der Außendurchmesser der 5 mm starken Basisscheibe beträgt herstellungsbedingt 53 mm. An beiden Seiten befinden sich je fünf Noppen mit einer Höhe von etwa 5 mm und einem Durchmesser von je 8 mm (siehe Abb. 3.17). Die Noppen sind gegeneinander versetzt, um ein besseres Ineinandergreifen der Elemente im eingebauten Zustand zu garantieren. Lediglich die mittig gelegene Noppe ist sowohl an der Ober- als auch an der Unterseite zentrisch angeordnet. Die Gesamtstärke des Verstärkungselements beträgt in Summe 15 mm. Die Scheiben sind aus Polymerbeton hergestellt, welcher von der Firma Duroton zur Verfügung gestellt wurde. Durch die industrielle und gleichmäßige Herstellung des Betons, sind eine gleich bleibende Qualität und dadurch auch gleiche Festigkeitseigenschaften sichergestellt.

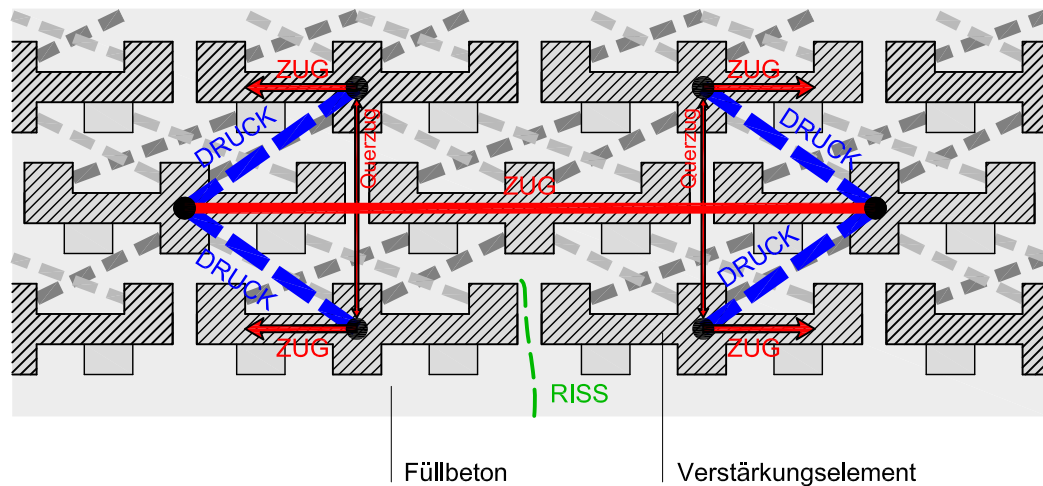


Abbildung 3.18: Fachwerkmodell zur Kraftübertragung

Die einbetonierten Verstärkungselemente werden im Vierpunktbiegezugversuch auf Zug beansprucht. Dadurch bilden sich, ausgehend von den vorstehenden Noppen, sowohl über- als auch unterhalb der Scheiben Druckstreben aus, die im Zwischenbeton von Element zu Element laufen. Da die Elemente nicht direkt ineinander greifen und somit auch nicht verhaken können, muss die Zugkraft zwischen dem Element und dem Beton über Verbund übertragen werden. Bei steigender Kraft wird irgendwann die Biegezugfestigkeit des Betons erreicht und der erste Riss bildet sich. Der Riss schreitet von der Zug- in die Druckzone fort und teilt den Probekörper lokal in ein linkes und ein rechtes Rissufer, welche sich von einander weg entfernen (siehe Abb. 3.18). Die Lage der Elemente im Beton ist zwar aufgrund der Noppen fix, die Zugkraft muss aber letztlich über Verbund von Element zu Element übergeleitet werden. Das heißt, dass die Zugkraft vom Element auf den Beton und wieder zurück geleitet werden muss. Ist die Zugfestigkeit des Betons erreicht, entsteht ein Erstriss. Wird die Kraft gesteigert, wandert der Riss in Richtung der Druckzone weiter. Erreicht der Riss den Zwischenbereich der Elemente, kann die Kraft nicht mehr von Element zu Element übertragen werden, und der Probekörper versagt. Anders verhält es sich bei Elementen die ineinander greifen. Diese wirken wie eine Kette und können erst dann keine Zugkraft mehr von Element zu Element übertragen, wenn zum Beispiel die Noppen abreißen oder die Polymerbetonscheibe reißt. Da hier die Kraftübertragung direkt von Element zu Element erfolgt, sind sie nicht unmittelbar von der Zugfestigkeit des Zwischenbetons abhängig, denn wenn die Verstärkungselemente nicht zusammenhängen, muss die Kraft letztlich durch den Beton geleitet werden.

Die Herstellung der Elemente erfolgte in einer dreiteiligen Schalung aus Polypropylenplatten. Die fertig zusammengebaute Schalung ist in Abbildung 3.19 dargestellt. Jede Platte für sich ist 5 mm stark. Die Verdichtung des Betons erfolgte auf einem hochfrequenten Rütteltisch. Entgegen allen Erwartungen ist der Beton auch bis in die untersten Noppen geflossen. Probleme entstehen vor allem beim Ausschalen der Elemente aus der Polypropylenchalung. Anders als bei den Elementen des Typs 3 und 4 schwindet der Beton aufgrund der relativ kleinen Abmessung der Noppen

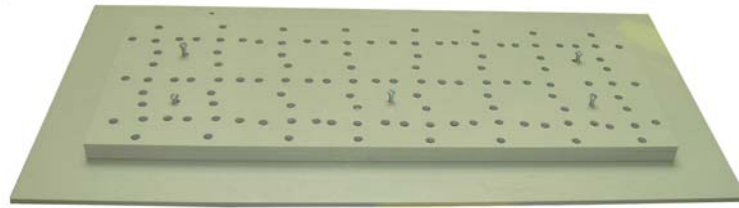


Abbildung 3.19: Schalung für die Verstärkungselemente des Typs 5

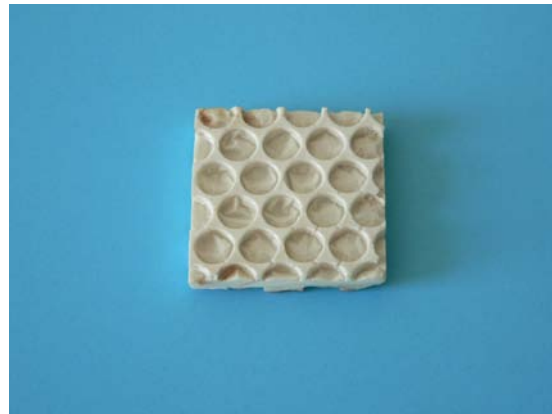
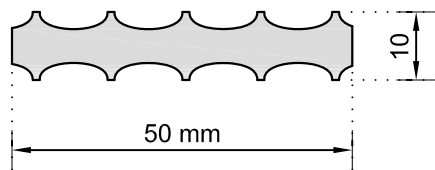


Abbildung 3.20: Verstärkungselement des Typs 6

nicht ausreichend, um sich von der Schalung lösen zu können. Deshalb reißen viele Noppen vom Scheibenelement ab und bleiben in der Schalung stecken. Verwendet man zuviel Trennmittel, werden die Löcher verschlossen und der Beton kann trotz ausreichender Verdichtung nicht in die Noppenlöcher eindringen.

3.4.6 Verstärkungselemente des Typs 6

Das Verstärkungselement des Typs 6 ist ein ca. 50 x 50 mm großes Plättchen aus Epoxidharz mit noppenartigen Vertiefungen an der Ober- und der Unterseite. Die Elemente sind ca. 10 mm stark, wobei die Vertiefungen einen Durchmesser von ebenfalls ca. 10 mm haben und in etwa 3 mm in die Tiefe reichen (siehe Abb. 3.20). Bei der Dreikomponentenkunstharzmischung handelt es sich um eine Rezeptur der Firma Dywipox.

Die prinzipielle Wirkungsweise von diesen Verstärkungselementen ist in Abbildung 3.21 dargestellt. Wie auch schon zuvor wirken die Zugkräfte im Probekörper nicht nur im Beton sondern auch auf die Verstärkungselemente selbst. Werden die Verstärkungselemente nun gezogen, so bilden sich von den Vertiefungen ausgehend Druckstreben aus, die von Element zu Element gehen. Die auf Zug beanspruchten Elemente bilden untereinander Druckstreben aus, welche im Füllbeton verlaufen. Wenn auf der gezogenen Seite ein Riss entsteht, wird der Riss zwischen den Elementen bis zur Zwischenbetonschicht wandern. Das unmittelbar unterhalb des Risses gelegene Element wird direkt auf Zug beansprucht, denn die Druckstreben stützen sich unmittelbar auf ein und demselben Element ab.

Für die Herstellung der Elemente wurden eine ebene Schalung und eine so ge-

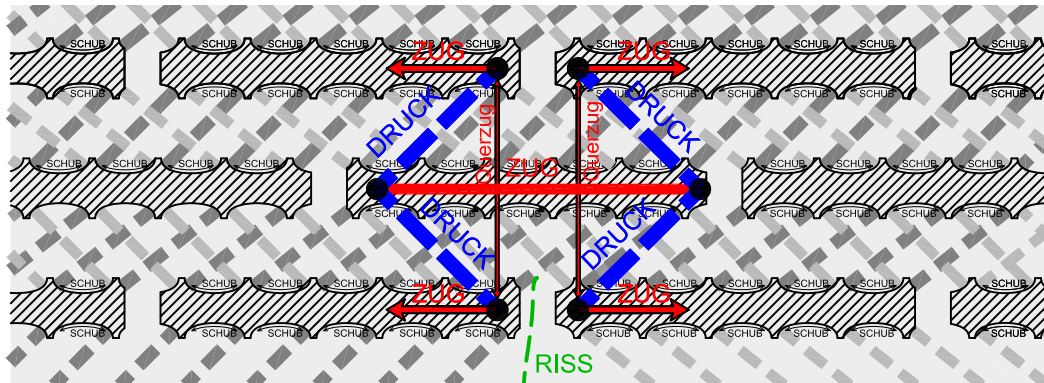


Abbildung 3.21: Fachwerkmodell zur Kraftübertragung

nannte Luftpolsterfolie verwendet. In erstem Schritt wurde die Luftpolsterfolie auf die Schalung aufgelegt. Danach erfolgte das Übergießen mit der Epoxidharzmischung. Nachdem das Harz gleichmäßig verteilt wurde und eine gleichmäßige Dicke aufwies, konnte in die noch plastische Masse ebenfalls eine Luftpolsterfolie eingelegt und festgedrückt werden. Nach einer Aushärtezeit von ca. 24 Stunden erfolgte das problemlose Abziehen beider Folien von der Kunstharzplatte. Mit dieser Methode wurden mehrere ca. 50 x 50 cm große Platten mit Vertiefungen in beiden Oberflächen hergestellt. Anschließend konnten diese dann mit Hilfe einer Flex auf die gewünschte Größe von ca. 50 x 50 mm zugeschnitten werden.

3.5 Versuchsprogramm

Bei den Versuchen wurden Verstärkungselementtyp, verwendetes Material für die Herstellung der Elemente und die Anordnung der Elemente in Probekörpern variiert. Anhand dieser Parameter ergab sich ein Versuchsprogramm mit insgesamt 14 Probekörpern. Nachfolgend ist das Versuchsprogramm dargestellt (siehe Tabelle 3.7).

Die Herstellung der Probekörper erfolgte im Rahmen zweier Diplomarbeiten [Kainz, 2006], [Hackspiel, 2006]. Die Abmessungen und die Versuchsanordnung waren gemäß der Richtlinie „Faserbeton“ [Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik, 2002]. Die Abmessungen der Probekörper waren 15 x 15 x 60 cm und die Spannweite war 45 cm. Die Probekörper wurden in einer Holzschalung vergossen. Zuerst wurden die Elemente in die Schalung gelegt und anschließend der Zementleim eingefügt. Die Komponenten des Zementleims aus Zement der Festigkeitsklasse CEM II A-S 42,5 R, Fließmittel und Sand waren für alle Probekörper gleich. Nach einem Tag wurde die Schalung entfernt. In einem Alter von 9 Tagen wurden die Probekörper getestet. Die Druckfestigkeit des Zementsteins am Tag der Prüfung wurde an Zylindern mit einem Durchmesser von 35 mm und einer Länge von 70 mm bestimmt. Die mittlere Druckfestigkeit war 20 N/mm².

Tabelle 3.7: Versuchsprogramm

Versuchsserie	Bezeichnung	Elementtyp	Anordnung der Elemente	Anzahl
1	PK1	Typ 1	ungeschlichtet	280
	PK2	Typ 1	ungeschlichtet	280
	PK3	Typ 1	mitteldicht geschlichtet	305
	PK4	Typ 1	dicht geschlichtet	336
2	PK5	Typ 2	ungeschlichtet	310
	PK6	Typ 2	mitteldicht geschlichtet	336
	PK7	Typ 2	dicht geschlichtet	384
3	PK8	Typ 3	mitteldicht	144
	PK9	Typ 4	mitteldicht geschlichtet	144
	PK10	Typ 3+4	dicht geschlichtet	186
4	PK11	Typ 5	mitteldicht geschlichtet	152
	PK12	Typ 5	dicht geschlichtet	272
5	PK13	Typ 6	mitteldicht geschlichtet	76
	PK14	Typ 6	dicht geschlichtet	189

3.6 Herstellung der Probekörper

Für die Herstellung der Probekörper mit Verstärkungselementen wurde ein Beton der Güte C30/37 verwendet. In weiterer Folge wird dieser Beton als Füllbeton bezeichnet. Bei der Festlegung der Rezeptur wurden besondere Anforderungen an die Druckfestigkeit, die Konsistenz und die Zugfestigkeit gestellt.

Der Füllbeton soll nach ca. 7-8 Tagen eine Druckfestigkeit von 20 N/mm² aufweisen, sodass Druckstrebenversagen zwischen den Elementen, erst unter einer hohen Laststufe (Bruchlast) eintritt. Es darf zu keinem frühzeitigem Druckversagen des Füllbetons vor einem Zugversagen der Elemente kommen.

Die Konsistenz des Füllbetons soll derart beschaffen sein, dass ein Verfüllen aller Hohlräume zwischen den Elementen möglich wird. Eine ausreichende Verdichtbarkeit des Betons in der Probekörperschalung soll ebenfalls garantiert sein. Aus den oben genannten Gründen wurde ein Größtkorn von 1 mm gewählt und zusätzlich ein Fließmittel zum Erreichen eines flüssigen Betons eingesetzt.

Selbst bei einem normalen Druckversuch an einem Zylinder tritt letztlich ein Zugversagen ein, da sich der Zementstein vom Zuschlagskorn aufgrund von Querspannungen löst. Die übertragbare Verbundspannung zwischen Füllbeton und Element muss deshalb zumindest so groß sein, dass eine Zugkraftübertragung von einem Element zum anderen möglich wird.

In Tabelle 3.8 ist die Rezeptur des Füllbetons nach [Schäffler et al., 2000] angeführt. Bei dieser Rezeptur wurde ein Zement CEM II A-S 42,5 R verwendet. Hierbei handelt es sich um einen Portland(komposit)zement, mit einem Portlandzementklinkeranteil von 80-94% und einem Hüttensandanteil von 6-20%. Bei dem verwendeten Zuschlag handelt es sich um einen feinkörnigen Sandzuschlag. Zum Einsatz kam ein Feinsand mit Körnung 0/1 mm. Um die Verarbeitungseigenschaften zu verbessern und eine Wasserreduktion um 5-30% zu erreichen, wurde ein Fließmittel der Firma Sika mit der Bezeichnung ViscoCrete-1025 VP verwendet. Dem Füllbeton wurden

Tabelle 3.8: Rezeptur des Füllbetons [Schäffler et al., 2000]

Füllbeton	Dichte	Masse	Volumen
-	$[kg/dm^3]$	$[kg]$	$[dm^3]$
Wasser	1,00	295	295
Zement	3,00	590	196,67
Sand	2,62	1307,33	493,33
Luftporen	-	-	15,00
Summe		2192,33	1000

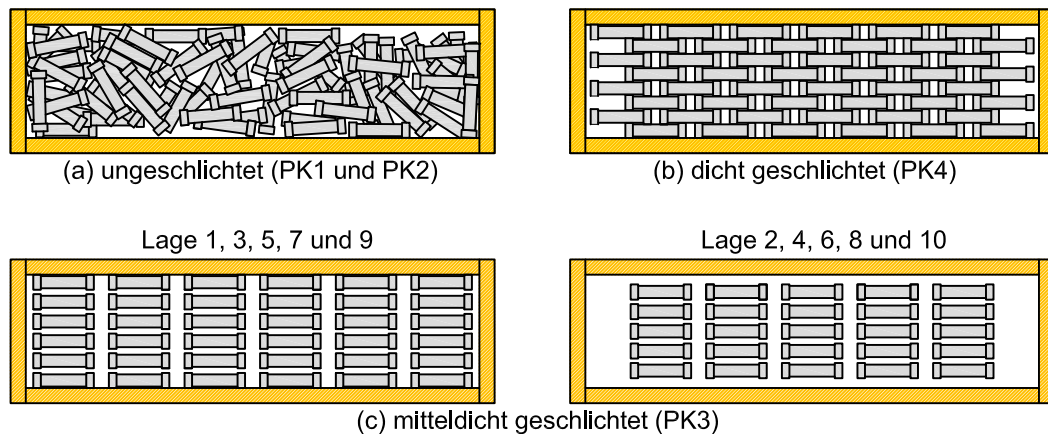


Abbildung 3.22: Anordnung der Verstärkungselemente für PK1, PK2, PK3 und PK4

2% bezogen auf das Zementgewicht Fließmittel zugegeben. Dadurch konnte die gewünschte Konsistenz erzielt werden und die Anmachwassermenge um 20% reduziert werden. Durch die Reduzierung der Anmachwassermenge betrug der W/Z -Wert bei dieser Rezeptur 0,4.

3.6.1 Versuchsserie 1

Für die Versuchsserie 1 wurden vier Probekörper mit Verstärkungselementen des Typs 1 hergestellt. Wie in der Tabelle 3.7 zu sehen ist, war die Anzahl und die Anordnung der Elemente in den Probekörpern unterschiedlich.

In den Probekörpern PK1 und PK2 wurden die Verstärkungselemente ungeschichtet eingebaut (siehe Abb. 3.22 (a)). Zuerst wurden 100 Elemente in die Schalung geleert. Danach wurde kurz gerüttelt und die nächsten 100 Elemente hineingelegt. Insgesamt waren in jedem Probekörper 280 Verstärkungselemente aus Epoxidharz vorhanden. Am Ende wurde der Füllbeton eingefüllt. Die ungeschichtete Anordnung simuliert das Untermischen der Elemente wie beim Mischvorgang. Diese Möglichkeit stellt die wirtschaftlichste Art dar Verstärkungselemente dem Beton beizugeben.

Beim Probekörper PK3 waren die Verstärkungselemente mitteldicht geschichtet. Sie wurden mit der Hand geschichtet. In der 1. Lage wurden 6 x 6 Elemente angeordnet. In der 2. Lage 5 x 5. Jeweils um ein halbes Element, in Längs- und

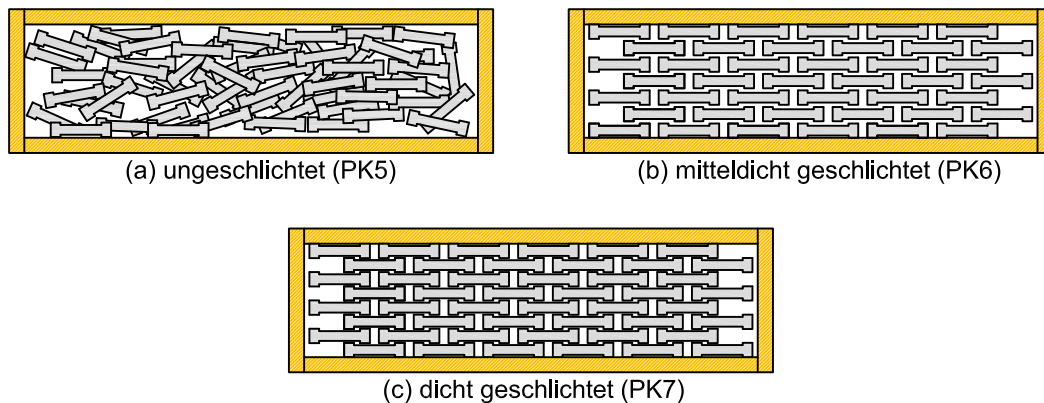


Abbildung 3.23: Anordnung der Verstärkungselemente für PK5, PK6 und PK7

Querrichtung, versetzt. Die Elemente in der 3. Lage sind wieder wie jene der 1. Lage angeordnet. Insgesamt gibt es 10 Lagen ($5 \times 5 \times 5$ und $5 \times 6 \times 6$ Elemente). Somit befinden sich im Versuchskörper 305 Epoxydharzelemente.

In Probekörper PK4 wurden die Verstärkungselemente sehr dicht angeordnet. Pro Lage waren 8×6 Elemente vorhanden. Die Elemente wurden immer um eine halbe Elementlänge versetzt angeordnet, sodass sich diese in alle Richtungen verzahnen. Insgesamt gab es 7 Lagen. Somit befinden sich im Versuchskörper 336 Epoxydharzelemente. In der Höhe sind diese auch um die Hälfte versetzt. Die Elemente sind so dicht geschichtet, dass es zu Verkeilungen und Verspreizungen zwischen den Elementen kommt.

3.6.2 Versuchsserie 2

Für die Versuchsserie 2 wurden drei Probekörper mit unterschiedlicher Elementanordnung betoniert (siehe Abb. 3.23). Die Verstärkungselemente des Typs 2 aus Fassadenplatten wurden ungeschichtet, mitteldicht geschichtet und dicht geschichtet in den Probekörpern eingebaut.

Beim Probekörper PK5 wurden zuerst ein paar Elemente in die Schalung geworfen. Danach wurde der Füllbeton zugegeben und kurz verdichtet. Währenddessen werden wieder Elemente beigegeben. Das Ganze setzte sich so lange fort, bis die Schalung vollgefüllt war. Insgesamt befanden sich 310 Elemente im Probekörper.

In den Probekörper PK6 (mitteldicht geschichtet) wurden je Lage 6×7 Elemente versetzt angeordnet. Es wurden 8 Schichten untergebracht und somit befanden sich 336 Verstärkungselemente im Probekörper. Damit die Elemente nicht trocken aufeinander aufliegen, wurde wieder ein Füllbetonfilm bei Vollendung einer Lage hergestellt auf welchem die nächste Lage eingebettet wurde.

Der Probekörper PK7 (dicht geschichtet) hat in einer Lage 6×8 Elemente. Sie wurden versetzt angeordnet und der Versatz betrug je eine halbe Elementlänge. Auf die Höhe der Probekörper wurden 8 Reihen eingeschichtet. Bei Fertigstellung einer Lage wurde der Füllbeton eingegossen, sodass die Elemente mit einer 2 mm dicken Betonschicht umhüllt waren. Insgesamt wurden im Probekörper PK7 384 Verstärkungselemente eingebaut.

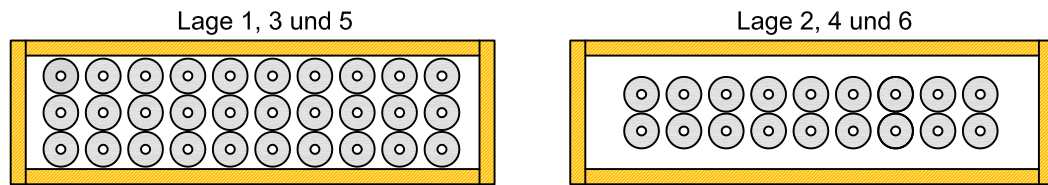


Abbildung 3.24: Anordnung der Verstärkungselemente für PK8 und PK9

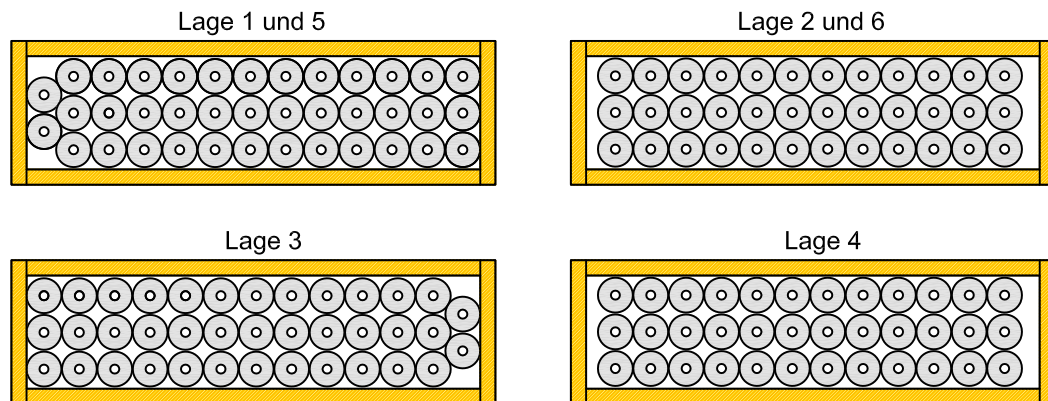


Abbildung 3.25: Anordnung der Verstärkungselemente für PK10

3.6.3 Versuchsserie 3

Die drei Probekörper für diese Versuchsserie wurden mit den Verstärkungselementen des Typs 3 und 4 hergestellt. In den Probekörper PK8 wurden die Verstärkungselemente des Typs 3 eingebaut. Der Einbau erfolgte in sechs Lagen, wobei die Anordnung der Verstärkungselemente in Probekörper der Abbildung 3.24 zu entnehmen ist. In den Lagen 1, 3 und 5 wurden 10×3 Elemente angesetzt und in den Lagen 2, 4 und 6 wurden 9×2 Elemente angeordnet. Die untere Betondeckung im Zustand der Probekörperherstellung betrug ca. 2 cm und die Stärke der Betonschicht zwischen den Lagen in etwa 1 cm. Schwierig gestaltete sich allerdings der Einbau einer jeden zweiten Reihe (2., 4. und 6. Lage), da die Elemente zur Schalung hin viel Platz haben und beim Einfüllen des Betons ihre Lage in der Mitte der Schalung nicht behielten. Es musste sichergestellt sein, dass der Füllbeton die zentrischen Löcher in den Elementen auch vollständig ausfüllen kann, um eine sichere Kraftübertragung zu garantieren.

Der Probekörper PK9 ist dem PK8 ähnlich, denn es handelt sich um die gleiche Anordnung der Verstärkungselemente. Im Gegensatz zum Probekörper PK8 wurden hier die Elemente des Typs 4 verwendet. Diese Elemente sind an einer Seite mit einer Sandschicht der Körnung 0/1 mm beschichtet und sie wurden mit der besandeten Oberfläche nach unten in die Probekörperschalung eingebaut. Im eingebauten Zustand liegt die besandete Seite dann an der gezogenen Faser.

Der Probekörper PK10 wurde mit einer so genannten dichten Lagerung der Verstärkungselemente hergestellt (siehe Abb. 3.25). Da hier drei Elemente nebeneinander liegen und somit die gesamte Breite der Schalung ausfüllen, können sich diese beim Einfüllen des Füllbetons nicht mehr verschieben. Zudem betrug die Stärke der Betonschicht zwischen den sechs eingebauten Lagen nur etwa 0,5 cm. Für diesen

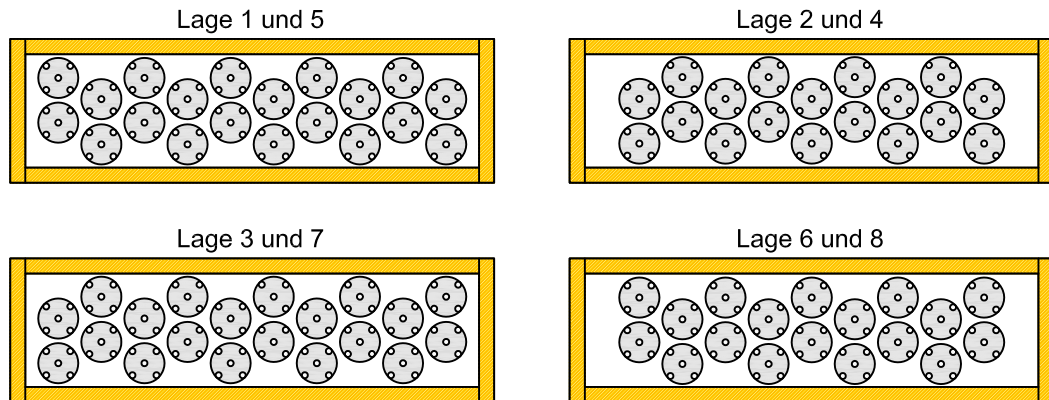


Abbildung 3.26: Anordnung der Verstärkungselemente für PK11

Probekörper wurden die Elemente des Typs 3 und 4 kombiniert. Die ersten beiden Lagen wurden vom Element des Typs 4 (einseitig besandete Oberfläche) gebildet, die restlichen vier Lagen jeweils vom Typ 3 (glatte unbesandete Oberfläche).

3.6.4 Versuchsserie 4

Für diese Versuchsserie wurden zwei Probekörper (PK11 und PK12) hergestellt. In diesen Probekörpern wurden die Verstärkungselemente des Types 5 eingebaut. Dabei handelt es sich um kreisrunde Scheiben aus Polymerbeton, die an beiden Seiten je fünf Noppen aufwiesen.

In den Probekörper PK11 wurden die Verstärkungselemente mitteldicht geschichtet. Der Einbau erfolgte in acht Lagen, wobei die Anordnung der Verstärkungselemente im Probekörper Abbildung 3.26 zu entnehmen ist. Wie man anhand der Abbildung sieht, sind in einer Lage je zwei Elemente immer in Längsrichtung zueinander versetzt. Da diese Elemente etwas größer sind als jene des Typs 3 bzw. 4, können keine drei Verstärkungselemente wie beim PK8 bzw. PK10 nebeneinander eingebaut werden. Die nächste darüber liegende Lage wurde so eingebracht, dass sie jeweils zwei Reihen der darunter liegenden Lage übergreift. Dadurch soll eine Kraftübertragung von Element zu Element ermöglicht werden. Durch das leichte Eindrücken der Elemente in den frischen Beton konnte sichergestellt werden, dass sämtliche Noppen von Füllbeton umgeben waren und sich keine Lufteinschlüsse zwischen den Verstärkungselementen bilden konnten.

Im Gegensatz zum PK11 wurden in dem Probekörper PK12 gleiche Verstärkungselemente eingebaut, aber in einer dichteren Lagerung. Wie man in der Abbildung 3.27 sehen kann, liegen die Elemente so dicht nebeneinander, dass sie sich berühren und nahezu die gesamte Schalung ausfüllen. Die neun eingebauten Lagen sind dabei so zueinander versetzt, dass die Noppen der Elemente ineinander greifen und sich quasi miteinander verhaken. Die Noppen liegen dabei so am Element, dass nur eine einzige Ausrichtung der Scheiben möglich ist. Der Einbau gestaltete sich daher auch nicht sehr schwer, da die Typen nur kurz verschoben oder gedreht werden müssen, bis sie gegenseitig „einrasten“. Die untere Betondeckung betrug ca. 2,0 cm und zwischen den Lagen wurde immer eine ca. 0,5 cm starke Füllbetonschicht eingegossen, sodass nur mehr die Noppen zu sehen waren. In der letzten Lage wur-

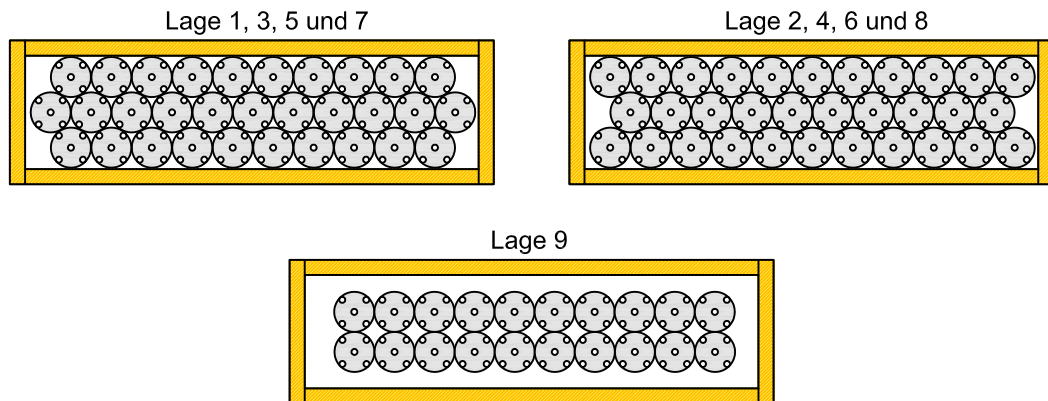


Abbildung 3.27: Anordnung der Verstärkungselemente für PK12

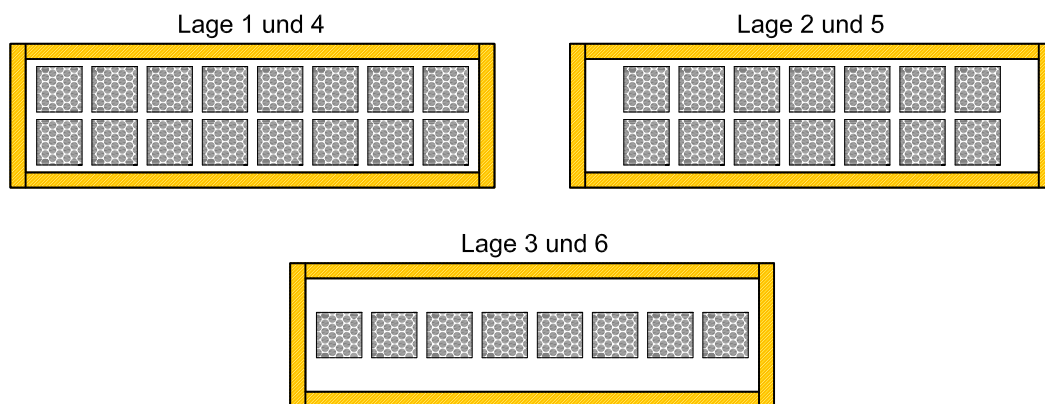


Abbildung 3.28: Anordnung der Verstärkungselemente für PK13

de, da in der Druckzone gelegen, nur eine Lage mit zwei nebeneinander liegenden Elementen eingebaut.

3.6.5 Versuchsserie 5

Diese Versuchsserie besteht aus zwei Probekörpern (PK13 und PK14), die mit Verstärkungselementen des Typs 6 hergestellt wurden. Beim PK13 wurden die Plättchen aus Epoxidharz in einer mitteldichten Lagerung angeordnet. Insgesamt wurden sechs Lagen verlegt (siehe Abb. 3.28). Beim Verdichten des Füllbetons wurde festgestellt, dass die Elemente die Tendenz haben, im Probekörper aufzuschwimmen.

Beim Probekörper PK 14 wurden die Verstärkungselemente in einer dichten Lagerung eingebaut. Die dichtere Lagerung sollte es den Elementen ermöglichen, ihre volle Wirkung zu entfalten. Sie wurden vielmehr so eingebaut, dass die gesamte Schalungsgrundfläche mit Plättchen ausgefüllt war. Danach wurde die Füllbetonschicht in einer Stärke von ca. 0,8 – 1,0 cm eingebaut und die nächste Lage an Elementen verlegt. Insgesamt wurden sieben Lagen in den Probekörper eingebaut (siehe Abb. 3.29). Die Elemente sind nicht alle gleich groß, da versucht wurde, die Grundfläche der Schalung bestmöglich mit Verstärkungselementen auszufüllen.

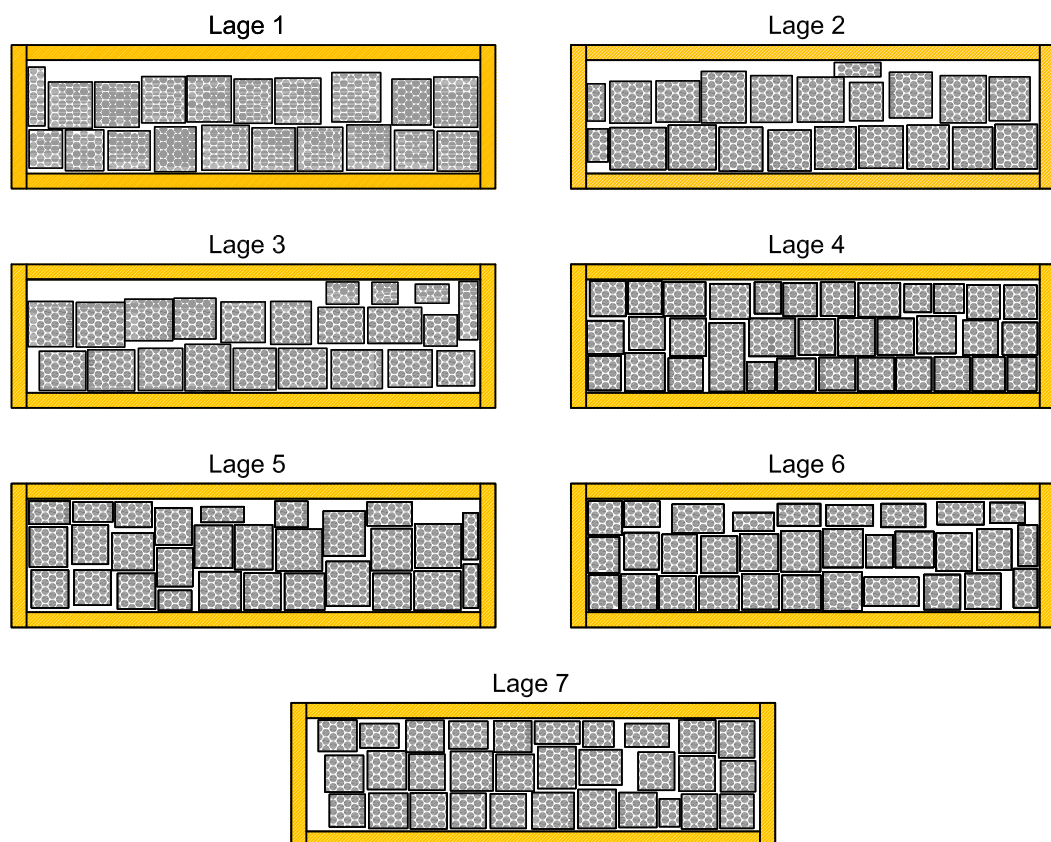


Abbildung 3.29: Anordnung der Verstärkungselemente für PK14

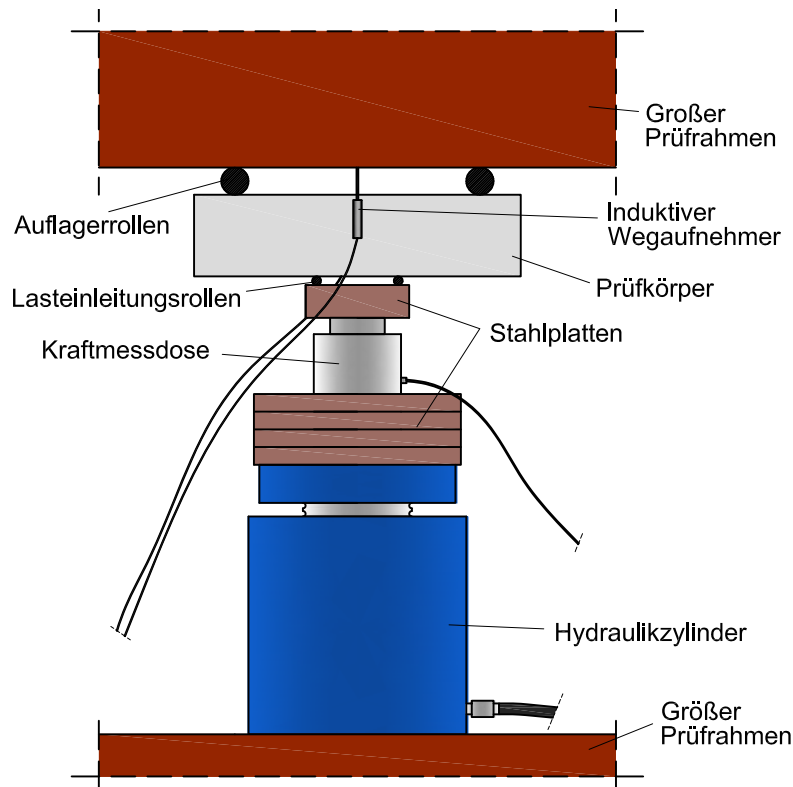


Abbildung 3.30: Versuchsaufbau

3.7 Versuchseinrichtung und Versuchsdurchführung

3.7.1 Prüfanlage

Die Versuche wurden im großen Prüfrahmen des Labors für Bauteilversuche (Institut für Tragkonstruktionen) durchgeführt. Weil es für diese Art von Versuchen keine eigene Prüfmaschine mit ausreichender Steifigkeit gibt, wurde ein entsprechender Versuchsaufbau entwickelt (siehe Abb. 3.30). Dieser weist die nötige Steifigkeit auf, um unbeabsichtigte Einflüsse aus dem Prüfrahmen auszuschließen. Der Hydraulikzylinder drückt von unten gegen den Prüfkörper, der nach oben hin durch den großen Prüfrahmen in vertikaler Richtung gehalten wird. Diese ca. 7,2 t schwere Platte aus massivem Stahl kann für diesen Versuch als unverschieblich und unverformbar angesehen werden. Es wurde ein Hydraulikhubzylinder der Firma Eberspächer mit einer maximalen Druckkraft von 6000 kN verwendet, der mit einem Hydraulikaggregat der Firma Walter+Bai AG verbunden wurde.

3.7.2 Messtechnik

Zur Ermittlung der Biegezugfestigkeiten der geprüften Probekörper wurden die aufgebrachten Kräfte und die dabei auftretenden Verformungen gemessen. Die Kraftmessung erfolgte mit einer Kraftmessdose RTN C3 der Firma HBM, die einen Messbereich von 100 t und eine Genauigkeit von 0,03% aufweist. Sie wurde zwischen den Hydraulikzylinder und den Lasteinleitungsstäben eingebaut. Die Verformungen der

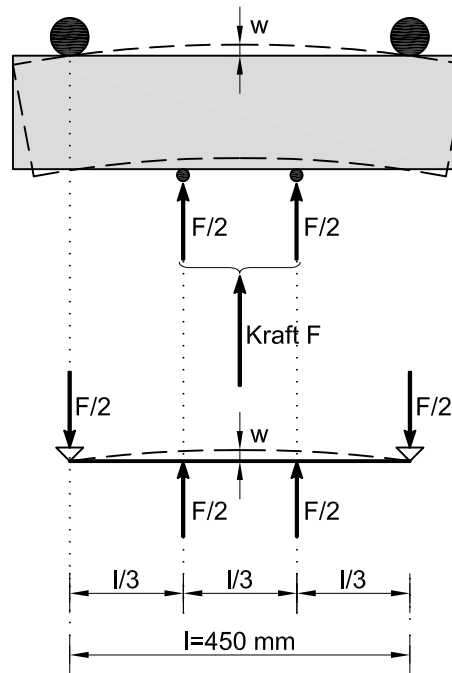


Abbildung 3.31: Statisches System

Probekörper wurden mit induktiven Wegaufnehmern gemessen. Zum Einsatz kamen zwei Wegaufnehmer, die an beiden Seiten des Probekörpers montiert wurden. Die resultierende Verformung des Probekörpers berechnet sich in weiterer Folge als arithmetisches Mittel aus den auf beiden Seiten aufgezeichneten Durchbiegungswegen. Die Daten wurden mit einer Anlage der Firma Dewetron und der Software Dasy-Lab erfasst.

3.7.3 Belastungsgeschichte

Die Versuchsdurchführung erfolgte weggesteuert mit einer Geschwindigkeit von 0,20 mm/min. Der Versuch wurde solange fortgeführt, bis eine Durchbiegung von mindestens 3 mm erreicht wurde. Nach Erreichen des gesamten Endwertes der Durchbiegung wurde der Prüfkörper entlastet.

3.8 Versuchsergebnisse

3.8.1 Allgemeines

In diesem Abschnitt werden die Versuchsergebnisse der Vierpunktbiegezugversuche ausgewertet und interpretiert. Auf Basis der Messwerte werden die Biegezugfestigkeit beim Erstriss und die Biegezugfestigkeit bei der Bruchlast ermittelt. Nach dem Erreichen der Bruchlast wird der Einfluß der verwendeten Verstärkungselemente auf das Nachbruchverhalten ausgewertet. Das statische System ist in Abbildung 3.31 dargestellt. Die Biegezugfestigkeit im Bereich des konstanten Momentes wird

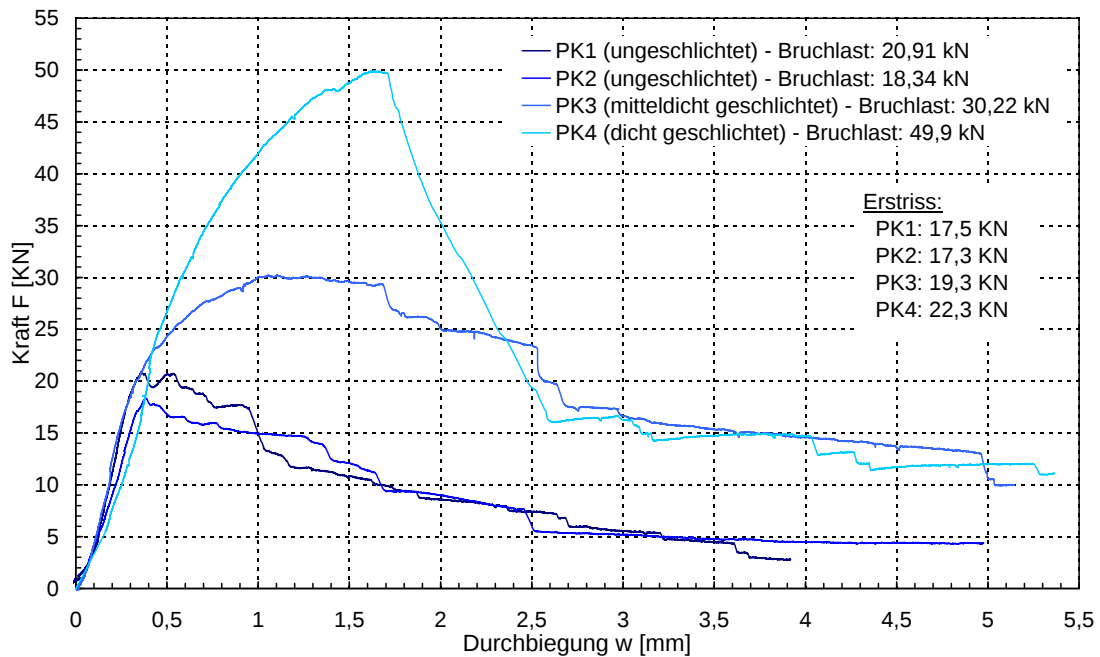


Abbildung 3.32: Kraft-Durchbiegungsdiagramme aller Probekörper der Versuchsserie 1

berechnet mit

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{F \cdot l}{b \cdot h^2},$$

wobei die Spannweite $l = 600 \text{ mm}$ beträgt.

3.8.2 Ergebnisse der Versuchsserie 1

Bei dieser Versuchsserie verhalten sich die Probekörper ziemlich gleich bis zum Erreichen der Erstrisslast (siehe Abb. 3.32). Alle Probekörper reißen bei ungefähr der gleichen Last. Danach ist das Verhalten der Probekörpern jedoch erheblich anders.

Die Kraft ist bei allen Probekörpern nach der Erstrissbildung mit zunehmender Durchbiegung gestiegen. Die maximale Bruchlast wurde mit den dicht geschlichteten Elementen erreicht (PK4). Die kleinste Durchbiegung bei der maximalen Bruchlast wurde mit den ungeschlichteten Elementen bei den Probekörpern PK1 und PK2 erreicht. Der Abfall der Kraft erfolgt danach jedoch nicht sehr abrupt. Eine bestimmte Last kann konstant gehalten werden. Es kommt zu keinem plötzlichen Versagen wie z.B. bei Faserbeton. Ausserdem treten beim Kraftabfall mehrere Risse auf. Das Kraft-Durchbiegungsdiagramm von PK3 mit mitteldichtgeschlichteten Elementen befindet sich zwischen PK1, PK2 und PK4.

3.8.3 Ergebnisse der Versuchsserie 2

Die Kraft-Durchbiegungsdiagramme für die Probekörper mit Elementen aus Fassadenplatten mit einer Armierung aus Glasfasern ist in Abbildung 3.33 dargestellt. Wie bei der Versuchsserie 1 mit Verstärkungselementen aus Epoxidharz ist die Kraft

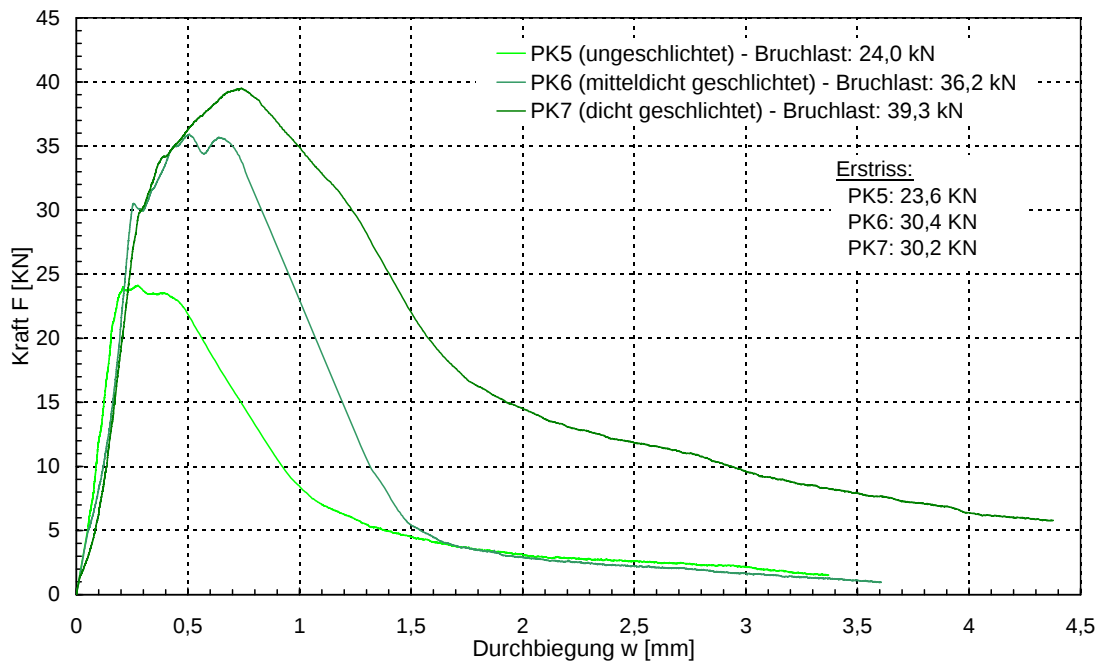


Abbildung 3.33: Kraft-Durchbiegungsdiagramme aller Probekörper der Versuchsserie 2

bei dem Erstriss ähnlich und das Verhalten nach der Erstrissbildung erheblich anders. Der Probekörper PK7 mit dicht geschlichteten Elementen erreichte die maximale Bruchlast. Die maximale Bruchlast beim Probekörper PK6 mit mitteldicht geschlichteten Elementen war nur wenig geringer. Der Probekörper PK5 mit ungeschlichteten Elementen hat die kleinste Kraft beim Erstriss erreicht und hat das geringste Duktilverhalten aufgewiesen.

3.8.4 Ergebnisse der Versuchsserie 3

Die nachfolgende Abbildung 3.34 zeigt die Kraft-Durchbiegungsdiagramme der Probekörper PK8, PK9 und PK10. Der Probekörper PK9 hat die maximale Bruchlast erreicht. Nach Erreichen der Bruchlast fällt die Last ab und es ist kein Nachrissverhalten zu erkennen. Bezogen auf diese Bruchlast erreichte der Probekörper PK8 nur ca. 62% und der Probekörper PK10 nur etwa 80% der maximalen Bruchlast vom PK9. Der Probekörper PK8 zeigt nach dem Überschreiten der Bruchlast allerdings ein Nachrissverhalten, wenn auch nicht auf dem Niveau der Bruchlast. Bei dem Probekörper PK10 mit dicht geschlichteten Elementen kann die Last nach dem Erstriss zumindest noch kurzfristig weiter gesteigert werden, bis sie schließlich abfällt. Die Last sinkt zwar auf die Hälfte der Bruchlast ab, diese kann aber dann deutlich länger gehalten werden als vergleichsweise bei PK8.

3.8.5 Ergebnisse der Versuchsserie 4

Bei dieser Versuchsserie wurden zwei Probekörper geprüft. Beide wurden mit Verstärkungselementen des Typs 5 (kreisrunde scheibenförmige Elemente mit beidseitigen Noppen) hergestellt, einmal mitteldicht und einmal dicht geschlichtet. Die

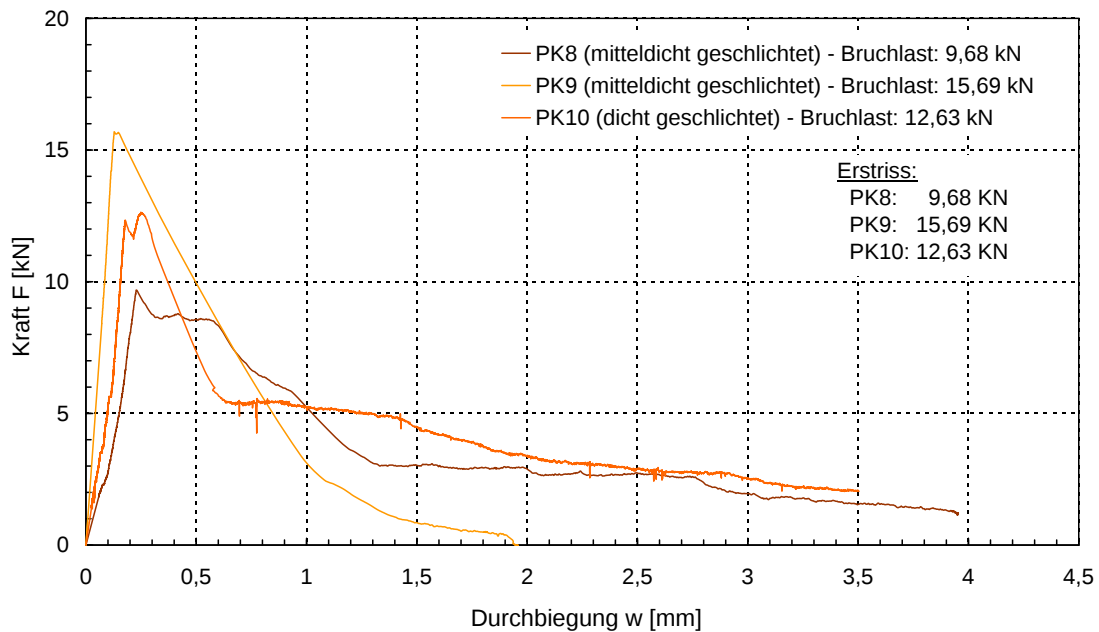


Abbildung 3.34: Kraft-Durchbiegungsdiagramme aller Probekörper der Versuchsserie 3

beiden Kraft-Durchbiegungsdiagramme vom Probekörper PK11 und PK12 sind in Abbildung 3.35 dargestellt.

Auffallend sind vor allem die unterschiedlich großen Bruchlasten sowie ein ähnlicher Lastabfall im Nachrissbereich. Der Erstriss beim Probekörper PK12 mit dicht geschichteten Elementen tritt bei ca. 9,7 kN ein und liegt damit im Bereich der Bruchlast vom Probekörper PK11. Beim Probekörper PK11 mit mitteldicht geschichteten Elementen fällt die Kraft kurz ab, bevor sie auf die endgültige Bruchlast von etwa 9,75 kN weiter steigt. Im Gegensatz dazu steigt die Last nach dem Erstriss beim PK12 ohne Lastabfall weiter auf den zweifachen Wert der Last des Erstrisses an. Darüber hinaus kann man aus dem Kraft-Durchbiegungsdiagramm auch ein günstiges Nachrissverhalten nach dem Überschreiten der Bruchlast feststellen.

3.8.6 Ergebnisse der Versuchsserie 5

Die Abbildung 3.36 zeigt die Kraft-Durchbiegungsdiagramme der Probekörper PK13 und PK14. Beim Probekörper PK13 kommt es nach dem Erreichen der Bruchlast zu einem Lastabfall. Danach ist jedoch eine Stabilisierung und in weiterer Folge ein Lastanstieg zu erkennen. Die Bruchlast war bei Probekörper PK14 fast doppelt so groß wie jene bei PK13. Nach dem Erreichen der Bruchlast kann die Kraft effektiv nicht mehr gesteigert werden, aber die Last wird auf sehr hohem Niveau gehalten. Dies entspricht einem äußerst gutem duktilem Verhalten. Nachdem die maximale Bruchlast überschritten ist, fällt die Kraft ebenso wie bei Probekörper PK13 mit mitteldicht geschichteten Elementen ab.

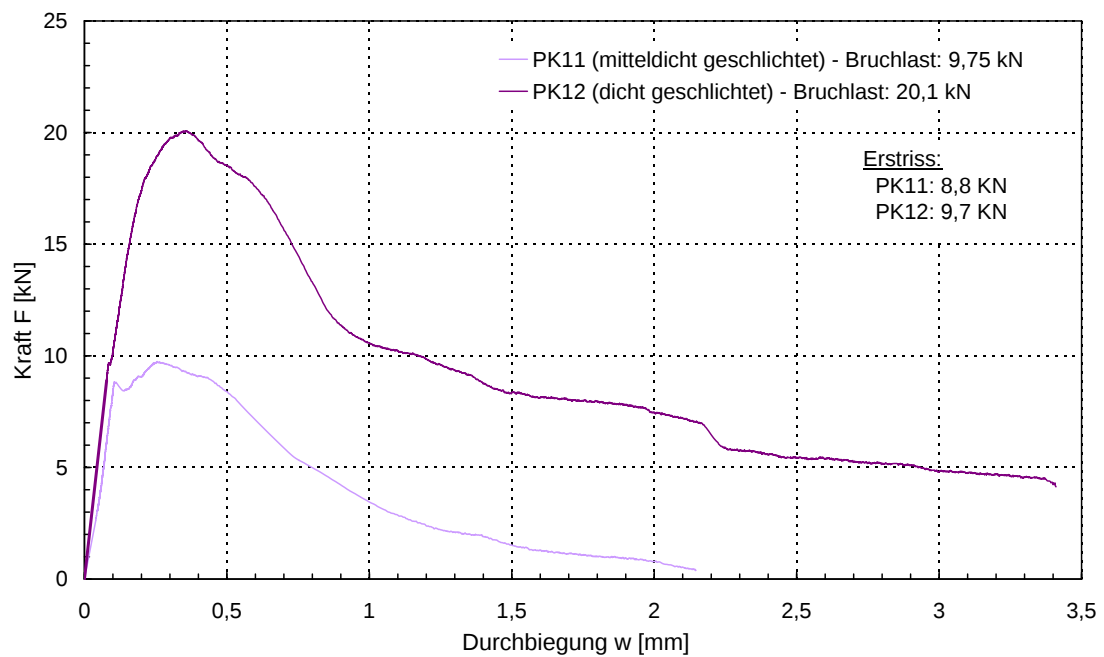


Abbildung 3.35: Kraft-Durchbiegungsdiagramme aller Probekörper der Versuchsserie 4

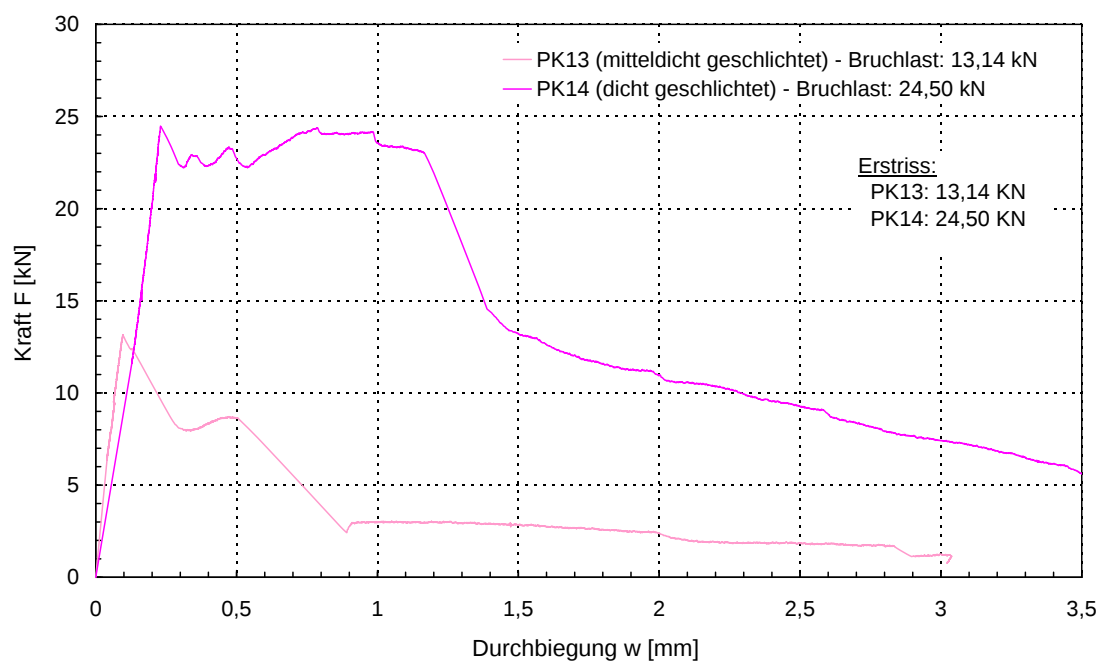


Abbildung 3.36: Kraft-Durchbiegungsdiagramme aller Probekörper der Versuchsserie 5

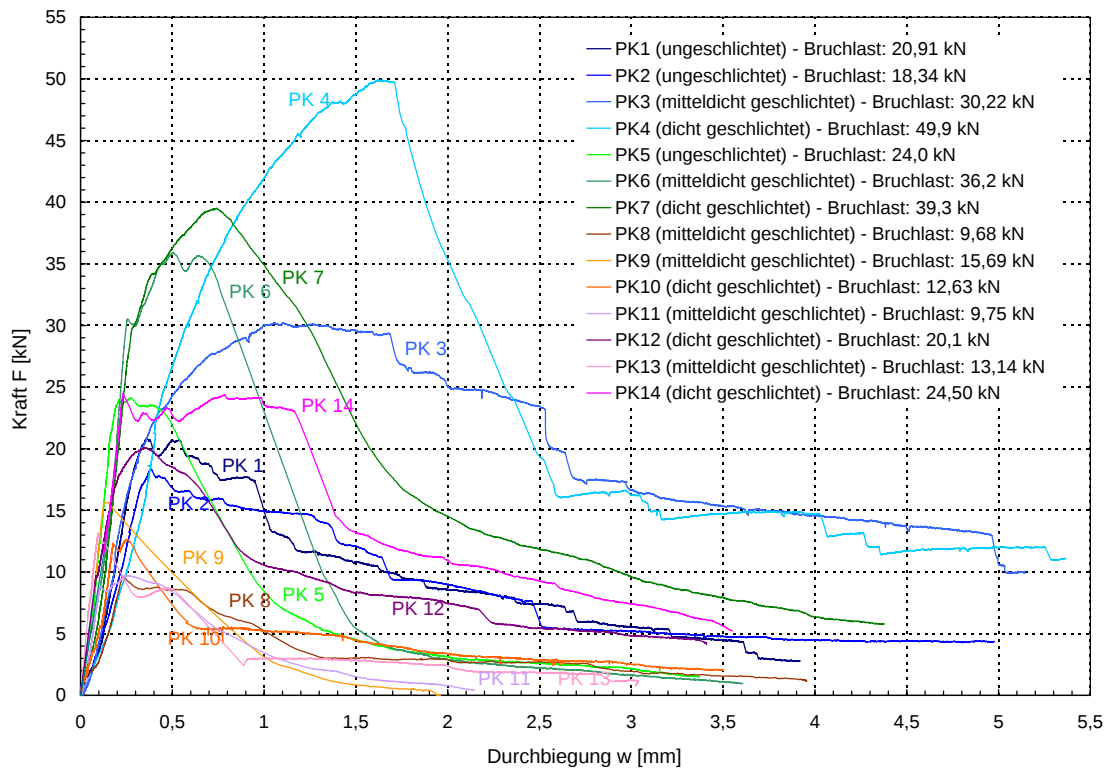


Abbildung 3.37: Kraft-Durchbiegungsdiagramme aller Probekörper

3.9 Interpretation der Versuchsergebnisse

Im Rahmen der Untersuchungen wurden insgesamt 14 Versuchskörper mit unterschiedlichen Verstärkungselementen geprüft. An dieser Stelle werden die Kraft - Durchbiegungsdiagramme aller 14 Probekörper gegenübergestellt (siehe Abb. 3.37). Wie man bereits im Diagramm erkennt, unterscheiden sich die Ergebnisse der Vierpunktbiegezugversuche von der Probekörper mit Verstärkungselementen des Typs 1 (PK1-PK4) und des Typs 2 (PK5-PK7) deutlich von den anderen Probekörpern. Vor allem bei den Probekörpern mit den geschlichteten Verstärkungselementen (PK3, PK4, PK6, PK7) kommt es nach dem Erstriss zu einer weiteren Laststeigerung. Aber nicht nur die Last nach dem Erstriss wird gesteigert, sondern auch die Erstrisslast. Zusätzlich kommt es nach dem Versagen zu einem Nachrissverhalten. Im Vergleich dazu ist die Betonzugfestigkeit bei ca. 18 kN erreicht.

Die Biegezugfestigkeit und das Nachrissverhalten sind stark von den Elementtypen und deren Anordnung abhängig. Um einen Überblick zu erlangen, werden die ausgerechneten Biegezugfestigkeiten gemäß linear-elastischer Theorie beim Erstriss und bei Erreichen der Bruchlast tabellarisch (siehe Tabelle 3.9) und graphisch (siehe Abb. 3.38) dargestellt.

Probekörper mit Verstärkungselementen des Typs 1 (PK1-PK4)

Für alle Probekörper mit Verstärkungselementen aus Epoxidharz waren die Durchbiegungen w_{ct} und die Biegezugfestigkeiten f_{ct} beim Erstriss im gleichem Bereich. Bei

Tabelle 3.9: Zusammenfassung der Versuchsergebnisse

Probekörper	F_{ct}	f_{ct}	w_{ct}	F_u	f_u	w_u	f_u/f_{ct}	w_u/w_{ct}
-	[kN]	[N/mm ²]	[mm]	[kN]	[N/mm ²]	[mm]	-	-
PK1	17,50	2,33	0,27	20,91	2,79	0,36	1,19	1,33
PK2	17,30	2,31	0,35	18,34	2,45	0,39	1,06	1,11
PK3	19,30	2,57	0,33	30,22	4,03	1,07	1,57	3,24
PK4	22,30	2,97	0,42	49,90	6,65	1,65	2,24	3,93
PK5	23,60	3,15	0,10	24,00	3,20	0,28	1,02	2,80
PK6	30,40	4,05	0,22	36,20	4,83	0,50	1,19	2,27
PK7	30,20	4,03	0,22	39,30	5,24	0,71	1,30	3,23
PK8	9,68	1,29	0,23	9,68	1,29	0,23	1,00	1,00
PK9	15,69	2,09	0,14	15,69	2,09	0,14	1,00	1,00
PK10	12,15	1,62	0,18	12,63	1,68	0,27	1,04	1,50
PK11	8,80	1,17	0,11	9,75	1,30	0,27	1,11	2,45
PK12	9,70	1,29	0,09	20,1	2,68	0,36	2,07	4,00
PK13	13,14	1,75	0,10	13,14	1,75	0,10	1,00	1,00
PK14	24,50	3,27	0,24	24,50	3,27	0,24	1,00	1,00

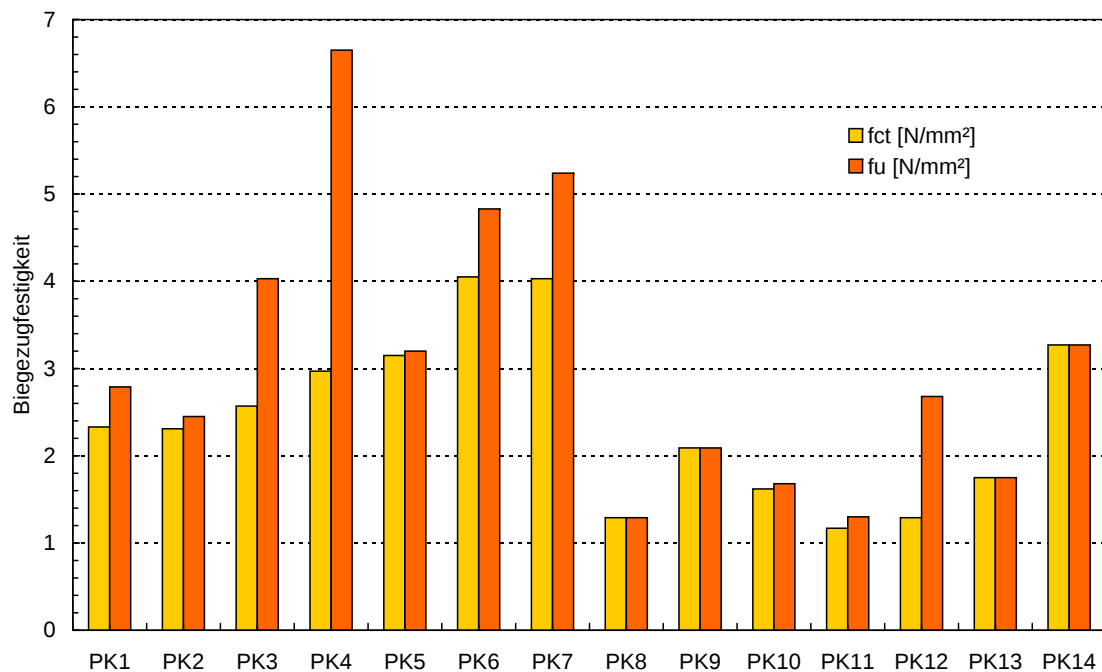


Abbildung 3.38: Biegezugfestigkeiten aller Probekörper

Erreichen der Bruchlast war die Biegezugfestigkeit f_u bei allen Probekörpern größer als die Biegezugfestigkeit f_{ct} beim Erstriss. Man kann sehen, dass die Durchbiegungen bei der Bruchlast zwischen 1,11 mm und 3,93 mm höher als die Durchbiegungen beim Erstriss waren. Danach fällt die Kraft langsam ab und es kommt zu keinem plötzlichem Versagen. Bei den Probekörpern mit ungeschlichteten Elementen (PK1 und PK2) kommt es nach dem Erstriss zu einer kleinen Laststeigerung. Es treten anschließend mehrere Risse auf, was durch die zwischenliegenden Elemente begründet ist.

Die mitteldicht geschlichteten Verstärkungselemente (PK3) übernehmen die Zugkraft und geben diese durch Haftreibung und Verkeilung der Enden an den Füllbeton wieder ab. Dieser leitet die Kraft weiter zum nächsten Element. Weil die Elemente in jeder Lage und in jeder Richtung um eine halbe Elementlänge versetzt angeordnet sind, verläuft nicht ein Riss durch den gesamten Probekörper, sondern es werden die Bereiche neben den Elementen mit Rissen durchtrennt und somit aufgelockert. Durch die vielen Risse wird der Versuchskörper weicher, was sich in der Kraft-Durchbiegungslinie als horizontale Linie abbildet. Durch die Elementanordnung ist eine sehr ausgeprägte Versagensankündigung sichergestellt. Diese Vorankündigung ist ähnlich wie bei einem Probekörper mit Betonstahlbewehrung.

Die hohe Laststeigerung bei den dicht geschlichteten Elementen (PK4) ist auf eine Verkeilung der Epoxydharzelemente untereinander zurückzuführen. Der Bruch führte zu einem großen Abfall der aufnehmbaren Last, da die Verzahnung gelöst wird. Die Kraft-Durchbiegungslinie verläuft somit in weiterer Folge wie jene bei mitteldicht geschlichteten Elementen.

Probekörper mit Verstärkungselementen des Typs 2 (PK5-PK7)

Für die Probekörper mit Verstärkungselementen aus Fassadenplatten mit einer Armierung aus Glasfasern war die Steifigkeit der ungerissenen Probekörper größer als bei den Probekörpern mit Verstärkungselementen des Typs 1. Wie in der Tabelle 3.9 zu sehen ist, waren die Durchbiegungen w_{ct} beim Eintritt des Erstrisses kleiner, die erreichte Kraft und damit verbundene Biegezugfestigkeit f_{ct} größer als bei den Probekörpern des Typs 1. Widerum waren die maximal erreichten Biegezugfestigkeiten f_u bei der Bruchlast zwischen 1,02 und 1,3 mal höher als die Biegezugfestigkeiten f_{ct} beim Erstriss und die Durchbiegungen waren zwischen 2,27 und 3,23 höher als die Durchbiegungen beim Erstriss.

Durch die Einlage der Verstärkungselemente aus Fassadenplatten konnte der Erstriss hinausgezögert werden, sodass dieser erst bei einer Last von 30 kN auftritt. Nach dem Erstriss treten mehrere Risse auf und die Last wird so lange gesteigert, bis die Fassadenplattenelemente brechen. Diese Laststeigerung ist durch die Übertragung der Zugkräfte über die Glasfasereinlagen der Verstärkungselemente begründet. Die Laststeigerung erfolgt also bis zum Bruch der Elemente und nicht wie bei den Probekörpern mit Epoxydharzelementen, durch Bruch des Füllbetons. Da die Elemente bei Erreichen der Bruchlast brechen, fällt auch die aufnehmbare Kraft nach dem Bruch sehr stark ab.

Probekörper mit Verstärkungselementen des Typs 3 (PK8-PK10)

Anhand des Diagramms in Abbildung 3.37 kann man feststellen, dass alle Probekörper mit Verstärkungselementen des Typs 3 ein ähnliches Verhalten aufweisen. Es ist nicht gelungen die Biegezugfestigkeiten f_{ct} nach dem Erstriss weiter zu erhöhen. Beim PK9 wurde die maximale Biegezugfestigkeit f_{ct} erreicht, die der Biegezugfestigkeit f_u entspricht. Der Grund, warum bei diesem Probekörper die höchste Biegezugfestigkeit bereits beim Erstriss erreicht wurde, liegt in der geringeren Anzahl der Elemente, die im Rissquerschnitt wirksam sind. Nach dem Erreichen der Bruchlast fällt die Kraft plötzlich ab und fängt sich erst wieder einigermaßen auf einem vernachlässigbaren niedrigem Niveau von ca. 1,0 kN. Ein duktileres Materialverhalten kann sich nicht mehr einstellen.

Im Vergleich mit den Probekörpern mit Verstärkungselementen des Typs 1, ist die Biegezugfestigkeit f_{ct} um ungefähr 50% kleiner. Das Verhalten erklärt sich zum einen aus der Anordnung und der Lage der Elemente im Probekörperquerschnitt und zum anderen aus der Oberflächenbeschaffenheit der Verstärkungselemente. Je regelmäßiger die Polymerbetonscheiben angeordnet sind, das heißt je genauer sie zueinander versetzt sind, umso eher kann das angestrebte Fachwerksmodell wirken und funktionieren. Je schiefere die Elemente zueinander liegen und je weiter sie voneinander entfernt sind, umso schlechter können sich Druckstreben ausbilden und das planmäßige Tragverhalten bleibt aus.

Probekörper mit Verstärkungselementen des Typs 4 (PK11, PK12)

Die Probekörper mit Verstärkungselementen des Typs 4 waren in der Lage die auftretenden Zugspannungen auch nach der Erstrissbildung zu übernehmen, so dass bei Erstrissbildung nicht das Versagen eintritt. Die Durchbiegungen bei der Bruchlast waren zwischen 2,45 und 4,0 höher als die Durchbiegungen beim Erstriss. Aus dem Kraft-Durchbiegungsdiagramm kann man auch ein günstiges Nachrissverhalten nach dem Überschreiten der Bruchlast feststellen. Die Last fällt nicht schlagartig ab wie bei den Probekörpern mit Verstärkungselementen des Typs 3, sondern kontinuierlich wobei im Prüfkörper immer eine Kraft übertragen werden kann. Obwohl die Biegezugfestigkeiten f_{ct} beim Erstriss um 50% kleiner als bei den Probekörpern mit Verstärkungselementen des Typs 1 waren, wurde bei dem Probekörper PK12 mit dicht geschichteten Elementen eine gleiche Biegezugfestigkeit f_u wie bei den Probekörpern PK1 und PK2 erreicht.

Probekörper mit Verstärkungselementen des Typs 5 (PK13, PK14)

Die Biegezugfestigkeiten f_{ct} beim Erstriss entsprechen der Biegezugfestigkeiten f_u der Bruchlast. Beim Probekörper PK14 mit dicht geschichteten Elementen ist die Biegezugfestigkeit f_{ct} beim Erstriss um ungefähr 28% größer als bei den Probekörpern mit Verstärkungselementen des Typs 1. Der Probekörper weist ein gutes Nachrissverhalten auf. Wie im Kraft-Durchbiegungsdiagramm zu sehen ist, wird ein langer Weg durchlaufen bis die Kraft wieder zu sinken beginnt. Besonders bemerkenswert ist der dritte und letzte Kraftanstieg nach dem Erstriss, denn die Last

erreicht hier wieder jene Größe, die sie auch schon beim Eintreten des ersten Risses hatte. Zwischen diesen beiden Zeitpunkten liegt allerdings eine Durchbiegung von ca. 1,0 mm und die Kraft kann danach auf dem Niveau der Bruchlast für weitere etwa 0,5 mm gehalten werden. Zurückzuführen ist dies nur auf eine verdichtete Anordnung der Verstärkungselemente im Mittelteil des Querschnitts. Das Versagen einer möglichen Betonkonstruktion würde sich in diesem Fall lange vorher vorankündigen.

Vergleich zwischen dem Probekörper PK4 mit dicht geschichteten Verstärkungselementen aus Epoxydharz und dem Probekörper PK1 mit Betonstahlbewehrung

Der Probekörper PK4 mit dicht geschichteten Verstärkungselementen war imstande eine Bruchlast F_u von 49,9 kN aufzunehmen, die um 2,24 mal größer als die Kraft beim Erstriss war. Die Durchbiegung beim Erreichen der Bruchlast $F_u = 49,9 \text{ kN}$ war gleich 1,65 mm. Die mittlere Biegezugfestigkeit von diesem Probekörper beim Erreichen der Bruchlast F_u betrug $f_u = 6,65 \text{ N/mm}^2$.

Der Probekörper PK1 (siehe Kapitel 4) hat die Abmessungen $l/b/h = 700/40/25 \text{ cm}$ und wurde mit 6 Stäbe Ø14 bewehrt. Der Probekörper wurde auch in einem Vierpunktbiegezugversuch geprüft.

Anhand der Versuchsergebnisse wird weiters die maximale mögliche Spannweite l eines Probekörpers mit Verstärkungselementen ermittelt, der die gleichen Abmessungen des betonstahlbewehrten Probekörpers PK1 hat und der gleichen Belastung ausgesetzt ist. Mit Hilfe der mittleren Biegezugfestigkeit f_u aus dem Versuch, wird zuerst der Bemessungswert der Biegezugfestigkeit f_{ud} wie folgt bestimmt.

Charakteristischer Wert der Biegezugfestigkeit:

$$f_{uk} = 0,7 \cdot f_u = 0,7 \cdot 6,67 = 4,67 \text{ N/mm}^2$$

Bemessungswert der Biegezugfestigkeit:

$$f_{ud} = \frac{f_{uk}}{\gamma_c} = \frac{4,67}{1,5} = 3,11 \text{ N/mm}^2$$

Aus der Gleichung

$$\sigma = \frac{M}{W}$$

wird das Widerstandsmoment des Probekörpers mit Verstärkungselementen ausgerechnet.

$$\rightarrow M_{Rd} = f_{ud} \cdot W = 3,11 \cdot \frac{0,4 \cdot 0,25^2}{6} = 0,01296 \text{ MNm}$$

Der Probekörper PK1 wurde auf die Belastung infolge des Eigengewichts g und zwei Nutzlasten $F = 14,2 \text{ kN}$ bemessen. Die zwei Nutzlasten F wirken in den Drittelpunkten des Probekörpers und erzeugen ein konstantes Moment in Feldmitte.

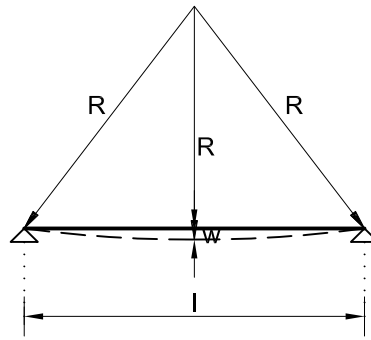


Abbildung 3.39: Bestimmung der Krümmung eines Bauteils

Die zwei Nutzlasten F werden auf eine Linienlast q umgerechnet, die ein gleiches Moment in Feldmitte hervorruft.

$$M_F = \frac{l}{3} \cdot F = M_q$$

$$\frac{l}{3} \cdot F = \frac{q \cdot l^2}{8}$$

$$\rightarrow q = \frac{F \cdot 8}{3 \cdot l} = \frac{14,2 \cdot 8}{3 \cdot 7} = 5,4 \text{ kN/m}$$

Um die Belastung infolge des Eigengewichts g und der Nutzlast q aufzunehmen, kann ein Probekörper mit Verstärkungselementen und einem Querschnitt von $b/h = 40/25 \text{ cm}$ folgende Spannweite l aufweisen:

$$M_{Sd} = (1,35 \cdot g + 1,5 \cdot p) \cdot \frac{l^2}{8} = M_{Rd}$$

$$(1,35 \cdot 2,5 + 1,5 \cdot 5,4) \cdot \frac{l^2}{8} = 12,96$$

$$\rightarrow l = \sqrt{\frac{12,96}{1,43}} = 3,0 \text{ m}$$

Aus anderer Sicht kann man für den geprüften Probekörper PK4 mit Verstärkungselementen beim Erreichen der Bruchlast $F_u = 49,90 \text{ kN}$ und der Durchbiegung $w = 1,65 \text{ mm}$ die Summe der aufgetretenen Dehnungen $\varepsilon_o + \varepsilon_u$ über den gesamten Querschnitt wie folgt ermitteln.

$$R^2 = (l/2)^2 + (R - w)^2$$

$$\rightarrow R = \frac{l^2 + 4 \cdot w^2}{8 \cdot w}$$

$$k = \frac{1}{R} = \frac{\varepsilon_o + \varepsilon_u}{h}$$

Für den Probekörper PK4 mit dicht geschichteten Verstärkungselementen:

$$l = 450 \text{ mm}; h = 150 \text{ mm}; w = 1,65 \text{ mm}$$

$$\rightarrow k = \frac{8 \cdot 1,65}{450^2 + 4 \cdot 1,65^2} = 6,5 \cdot 10^{-5}$$

$$\rightarrow \varepsilon_o + \varepsilon_u = 9,78 \cdot 10^{-3}$$

Für den Probekörper PK1 mit 6 Stäben Ø14 wird die Durchbiegung w bei der gleichen Summe der Dehnungen $\varepsilon_o + \varepsilon_u = 9,78 \cdot 10^{-3}$ wie beim Probekörper PK4 ermittelt.

Für den Probekörper PK1 mit 6 Stäben Ø14:

$$\bullet l = 7000 \text{ mm}; h = 250 \text{ mm}; \varepsilon_o + \varepsilon_u = 9,78 \cdot 10^{-3}$$

$$k = \frac{8 \cdot w}{7000^2 + 4 \cdot w^2} = 3,91 \cdot 10^{-5}$$

$$0,00015648 \cdot w^2 - 8 \cdot w + 1916,88 = 0$$

$$\rightarrow w = 240,78 \text{ mm}$$

$\Rightarrow$ In einem Balkenversuch ($l = 3 \text{ m}$, $h = 0,25 \text{ m}$, $b = 0,4 \text{ m}$) mit Verstärkungselementen aus Epoxydharz wären beim Auftreten von $\varepsilon_o + \varepsilon_u = 9,78\text{‰}$ unter einer Belastung infolge Eigengewicht g und Nutzlast $q = 5,4 \text{ kN/m}$ schon Durchbiegungen über 240,78 mm zu erwarten.

3.10 Zusammenfassung

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass einige Probekörper mit Verstärkungselementen das gewünschte Verhalten eines Betonprobekörpers erreichten. Die besten Ergebnisse wurden mit den Probekörpern erreicht, die mit eindimensionalen mitteldicht und dicht geschichteten Verstärkungselementen hergestellt wurden (PK3, PK4, PK6, PK7). Bei diesen Probekörpern wurde gezeigt, dass die Zugfestigkeit und die Duktilität des Betons durch die Verwendung der Verstärkungselemente erhöht werden kann. Die Probekörper mit zweidimensionalen Verstärkungselementen des Typs 3, 4 und 5 (PK8-PK14) haben ein schlechteres Verhalten als die Probekörper mit Verstärkungselementen des Typs 1 und 2 gezeigt.

Die Probekörper mit mitteldicht und dicht geschichteten Verstärkungselementen wie z.B. PK3 und PK4 sind in der Lage die auftretenden Zugspannungen auch nach der Erstrissbildung zuverlässig zu übernehmen, so dass bei Erstrissbildung das Versagen nicht eintritt. Die Neuheit ist, dass die Nachrisszugfestigkeit höher ist als die Erstrisszugfestigkeit. Dies stellt einen wesentlichen Vorteil dieser Technologie im Gegensatz zu Faserbeton dar. Bei dieser Technologie entsteht ein duktiler Materialverhalten. Bei Faserbeton bleibt die Lokalisierung in einem Riss und die Fasern wirken lediglich als Rissbremse, nicht als Rissverteilung. Für diese Versuchsserien waren die Abmessungen der Elemente sehr groß in Vergleich mit den Abmessungen der Probekörper. Ein Element, das nicht in der Wirkungsrichtung angeordnet ist, bildet eine deutliche Fehlstelle im Querschnitt. Das langfristige Ziel kann nur sein, die Elemente soweit zu modifizieren, dass sie der Betonmischung nur mehr

beigemengt werden müssen und trotzdem das in den Versuchen gezeigte Verhalten bringen. Nur so können diese eine echte Alternative zu dem heute gebräuchlichen Stahlfaserbeton sein. Dazu müssen die Verstärkungselemente allerdings so klein werden, dass ein Untermischen in den Beton während der Herstellung möglich wird. Durch den Verdichtungsvorgang sollten sie sich gegenseitig so ausrichten, dass eine Verstärkungswirkung erreicht werden kann.

Wenn die oben genannten Voraussetzungen erfüllt werden, könnte der Beton mit Verstärkungselementen für die Herstellung von tragenden Bauteilen und Betonkonstruktionen ohne zusätzliche Bewehrung verwendet werden. Mögliche Anwendungsgebiete wären: Platten mit geringer Spannweite, Platten mit Spanngliedern ohne Bewehrung, Wände, Bodenplatten, Industrieböden, Fassadenplatten und Fertigteil-elemente. Das Zeichnen von Bewehrungsplänen und das Verlegen der Bewehrung entfällt. Diese Ausführung ist in den oberflächennahen Betonschichten korrosionsbeständiger als Stahlfaserbeton oder Stahlbeton.

Kapitel 4

Vorgespannte Betontragwerke ohne Bewehrung aus Betonstahl

4.1 Allgemeines

Die niedrige Zugfestigkeit des Betons führt bereits bei geringen Belastungen zum Auftreten von Rissen. Die Steifigkeit eines Stahlbetonbauteiles nimmt deutlich ab und dadurch werden die Verformungen immer größer. Die Idee, die Zugzonen der Betontragwerke durch Vorspannung unter Druck zu setzen, wurde bereits gegen Ende des 19. Jahrhunderts verfolgt, so dass die Zugkräfte im Tragwerk zuerst diese Druckspannungen abbauen müssen, bevor Zugspannungen im Beton entstehen. Das Verfahren hat sich erst nach dem 2. Weltkrieg durchgesetzt.

Die Vorspannung von Bauwerken und Bauteilen ist eine Bauart, die Beanspruchungen und Verformungen von Bauwerken gezielt beeinflusst. Man hat sofort erkannt, dass sich durch Vorspannen des Bewehrungsstahls, die Risse im Beton vermeiden lassen. Diese Bauweise hat besonders im Brückenbau großen Erfolg. Obwohl die Vorteile der Vorspannung im Hochbau in den USA und Australien sehr gut ausgenützt werden, wird in Europa das gesamte Potential der Vorspanntechnik im Hochbau noch nicht ausgeschöpft. In Australien wird die Methode der vorgespannten Decken ohne Betonstahlbewehrung schon seit längerem erfolgreich eingesetzt [Warner et al., 1998], [Society, Technical Report No. 43] und die hierfür notwendigen Bemessungsregeln sind im AS 3600 (Australian Standard) festgehalten. Im Unterschied zu Amerika, werden in Australien nur Spannglieder mit Verbund verwendet.

Die wesentlichsten Vorteile vorgespannter Decken sind, dass die Durchbiegungen reduziert werden können, größere Spannweiten hergestellt werden können und weniger Bewehrung eingelegt werden muss, als dies bei Decken mit Betonstahlbewehrung der Fall ist. Die Nachteile sind ein zusätzlicher Arbeitsaufwand für das Vorspannen der hochfesten Stahllitzen und die Normen ÖNORM B 4750 [Österreichisches Normungsinstitut, 2000] bzw. ÖNORM B 4700 [Österreichisches Normungsinstitut, 2001] und ÖNORM EN 1992-1-1 [Österreichisches Normungsinstitut, 2005], die eine Mindestbewehrung vorschreiben, die durch Betonstahl abgedeckt werden muss. Ein Beispiel einer vorgespannten Decke mit einer nach ÖNORM B 4750 ermittelten Betonstahlbewehrung ist in Abbildung 4.1 dargestellt. Durch den hohen Stahlpreis



(a) in Österreich

(b) in Australien (Foto: VSL)

Abbildung 4.1: Vorgespannte Decken

und den zusätzlichen Arbeitsaufwand führt diese konstruktive Bewehrung zu wesentlichen Mehrkosten. Da meist nur die Herstellungskosten für die Auswahl der Bauweise in Betracht gezogen werden, erscheint die Anwendung von Vorspannung für gewöhnliche Deckenspannweiten im Hochbau meist nicht wirtschaftlich zu sein.

In anderen Ländern, wie z.B. Australien, wird nach den dort gültigen Bemessungsregeln deutlich weniger konstruktive Bewehrung benötigt. In Abbildung 4.1 ist eine Decke mit stark reduzierter konstruktiver Bewehrung dargestellt. Der Unterschied an eingesetztem Bewehrungsstahl ist offensichtlich. Durch den Wegfall der hohen Bewehrungsmengen ist es möglich Decken mit Vorspannung kostengünstiger herzustellen. Diese Bauweise könnte somit eine kostengünstigere Alternative zu den herkömmlichen Bauweisen darstellen.

Der französische Ingenieur Freyssinet beschäftigte sich schon in den 30er Jahren des 20. Jahrhunderts mit der Entwicklung des Spannbetons. Er meinte schon damals, daß Spannbeton ein neuer zugfester Baustoff ist und daß es bei einem Spannbetonbauteil möglich ist die geforderte Tragfähigkeit ohne zusätzlichen schlaff eingelegten Bewehrungsstahl zu erreichen [Buschmeyer and Fastabend, 1999]. Um das Tragverhalten, die Durchbiegungen und die Rissbildung zu untersuchen, wurden fünf unterschiedlich weit gespannte Deckenstreifen angefertigt, wobei drei Probekörper nach ÖNORM B 4700 bzw. ÖNORM B4750 bewehrt wurden. Die restlichen zwei Probekörper wurden abweichend von den gültigen österreichischen Normen ohne Betonstahlbewehrung ausgeführt.

4.2 Experimentelle Untersuchungen

Vorgespannte Decken werden üblicherweise in Skelettbauten mit vergleichsweise regelmäßigem Stützenraster wie Bürogebäuden, Parkhäusern und Lagerhäusern eingesetzt. Nach dem Stand der Technik liegen die Deckenspannweiten zwischen 7 und 12 m, die Nutzlast zwischen 3,5 und 10 kN/m² [Eibl et al., 1995]. Ausgehend von dieser Tatsache wurde eine Versuchsserie mit fünf unterschiedlich bewehrten, weit gespannten Deckenstreifen angefertigt. Die Herstellung der Probekörper erfolgte im Rahmen einer Diplomarbeit [Löffler, 2004] am Institut für Tragkonstruktionen-Betonbau der Technischen Universität Wien. Bei der Planung der Versuche standen zwei wesent-

Tabelle 4.1: Betonkennwerte B40

f_{cwk}	f_{ck}	f_{cd}	f_{ctm}	f_{ctk}	τ_d	E_c
$[N/mm^2]$	$[N/mm^2]$	$[N/mm^2]$	$[N/mm^2]$	$[N/mm^2]$	$[N/mm^2]$	$[N/mm^2]$
40	30	20	3,0	2,1	0,28	32500

Tabelle 4.2: Spannstahlkennwerte St 1570/1770

f_{pk}	$f_{\text{p0,2k}}$	E_p
$[N/mm^2]$	$[N/mm^2]$	$[N/mm^2]$
1770	1570	200000

liche Aspekte im Vordergrund:

- zum einen sollten die Versuche nach Möglichkeit so weit wie möglich die Situation im Bauwerk widerspiegeln
- zum anderen sollten die Probekörper so beschaffen sein, dass sie mit vertretbarem Aufwand unter Laborbedingungen geprüft werden können.

Um eine gute Annäherung des Tragverhaltens in einem Bauwerk zu erhalten, wurden die Probekörper in einem Vierpunktbiegezugversuch getestet.

4.3 Versuchsprogramm

Diese Versuchsserie sollte zeigen, dass bei vorgespannten Decken auf die Betonstahlbewehrung verzichtet werden kann. Um einen besseren Überblick zu bekommen, wurde angestrebt, fünf verschiedene Probekörper zu prüfen. Die Probekörper wurden für die im Hochbau üblichen Spannweiten, Deckendicken und Belastungen konzipiert. Die Abmessungen betrugen 7,30 m/ 40 cm/ 25 cm (Länge/Breite/Höhe). Die Bewehrungsmengen wurden für alle Probekörper so gewählt, dass eine ähnliche Traglast im Bruchversuch erreicht werden konnte.

4.3.1 Verwendete Materialien

Für die Herstellung der Probekörper wurde ein Beton der Festigkeitsklasse B40 verwendet. Die Betonkennwerte sind in der Tabelle 4.1 dargestellt. Für die Spannglieder wurden 7-drähtige Spanndrahtlitzen St 1570/1770 mit einem Nenndurchmesser von 15,7 mm (0,62") und einem Nennquerschnitt von 150 mm² verwendet. Die Spannstahlkennwerte sind der Tabelle 4.2 zu entnehmen. Bei den zum Einsatz kommenden Spanngliedern handelte es sich um VT 01-150 S, welche aus einer Litze bestehen. Als Hüllrohr dienten Wellrohre mit einer Dicke des Ausgangsmaterials von 0,25 mm, einem Innendurchmesser von 30 mm und einem Außendurchmesser von 35 mm. Die Hüllrohre für die Spannglieder mit nachträglichem Verbund wurden mit einem Einpressmörtel, der mit einem Portlandhüttenzement EN 197-1-CEM II/A-S 42,5 R WT 42 hergestellt wurde, verpresst. Als Betonstahlbewehrung kam ein Stahl der

Tabelle 4.3: Betonstahlkennwerte BSt 550

f_{yk}	f_{yd}	E_s
$[N/mm^2]$	$[N/mm^2]$	$[N/mm^2]$
550	478	200000

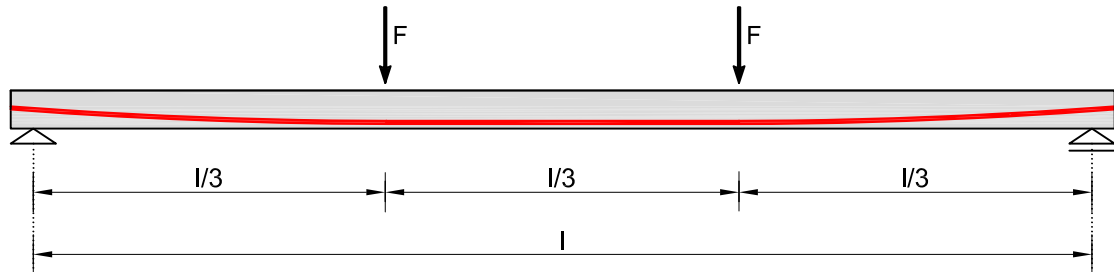


Abbildung 4.2: Statisches System

Festigkeit BSt 550 zum Einsatz. In Tabelle 4.3 sind die Bewehrungseigenschaften dargestellt. Für die Herstellung von Probekörper PK5 wurden 30 kg/m^3 Dramix Stahlfasern 45/50 verwendet. Diese Fasern besitzen zwei ausgeprägte Endverankerungen und haben eine Länge von 50 mm und einen Durchmesser von 1,05 mm.

4.3.2 Bemessung der Probekörper

Alle Probekörper wurden in einem Vierpunktbiegezugversuch getestet. Die fünf Probekörper wurden für das Eigengewicht ($g = 2,5 \text{ kN/m}$) und zwei Einzellasten F bemessen. Die Spanngliedführung der Probekörper PK2-PK5 war zwischen den Belastungspunkten gerade und in den Endbereichen parabolisch bis zur Schwerachse verlaufend. Wegen dem Platzbedarf im Labor wurden alle Probekörper auf einer Baustelle der Firma PORR hergestellt. Nach 30 Tagen wurden die Probekörper ins Labor gebracht. Beim Transportlastfall treten Biegezugspannungen infolge Eigengewicht auf. Um dem entgegen zu wirken, wurden im oberen Bereich der Probekörper PK2-PK5 gerade durchlaufende Spannglieder ohne Verbund angeordnet. Diese Transportspannglieder wurden vor Versuchsbeginn durch einen Trennschnitt spannungslos gemacht.

Für die Bestimmung der Nutzlast F wurde der Probekörper PK4 herangezogen, der nur mit zwei Spanngliedern VT 01-150 S bewehrt wurde. Die Belastung und das statische System für die Ermittlung der Nutzlast F sind in Abbildung 4.2 dargestellt. Unter der Annahme, dass der Bemessungswert des Biegemoments in Feldmitte M_{Sd} gleich mit dem Widerstandsmoment M_{Rd} ist, wurde die Belastung in den Drittelpunkten ermittelt.

Probekörper PK4

Kurzfristig darf während des Spannvorganges planmäßig die Höchstkraft P_0 aufgebracht werden. Diese Überspannmöglichkeit dient der Reduktion der Reibungs-

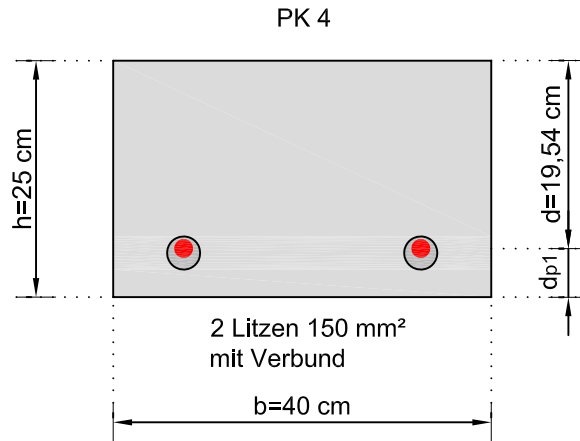


Abbildung 4.3: Querschnitt in Feldmitte

verluste.

$$P_0 = A_p \cdot \sigma_{0,max}$$

Der maßgebende Wert für $\sigma_{0,max}$ ist der kleinere Wert aus der folgenden Bedingungen:

$$\sigma_{0,max} = 0,8 \cdot f_{pk} = 0,8 \cdot 1770 = 1416 \text{ N/mm}^2 \text{ bzw.}$$

$$\sigma_{0,max} = 0,88 \cdot f_{p0,2k} = 0,88 \cdot 1570 = 1381,6 \text{ N/mm}^2$$

$$A_p = 2 \cdot 1,5 \cdot 10^{-4} = 0,0003 \text{ m}^2; \rightarrow P_0 = 0,0003 \cdot 1381,6 = 0,4145 \text{ MN}$$

Nach Abschluss des Spannvorganges darf an keiner Stelle x des Trägers die Vorspannkraft $P_{(x)}$ die zulässige Vorspannkraft P_{m0} überschreiten.

$$P_{m0} = A_p \cdot \sigma_{pm0}$$

Der maßgebende Wert für σ_{pm0} ist der kleinere Wert aus der folgenden Bedingungen:

$$\sigma_{pm0} = 0,7 \cdot f_{pk} = 0,7 \cdot 1770 = 1239 \text{ N/mm}^2 \text{ bzw.}$$

$$\sigma_{pm0} = 0,78 \cdot f_{p0,2k} = 0,78 \cdot 1570 = 1224,6 \text{ N/mm}^2$$

$$A_p = 2 \cdot 1,5 \cdot 10^{-4} = 0,0003 \text{ m}^2; \rightarrow P_{m0} = 0,0003 \cdot 1224,6 = 0,3674 \text{ MN}$$

Das horizontale Fließplateau ist durch den Bemessungswert f_{pd} definiert.

$$f_{pd} = 0,9 \cdot \frac{f_{pk}}{\gamma_p} = 0,9 \cdot \frac{1770}{1,15} = 1385,2 \text{ N/mm}^2$$

$$\rightarrow F_p = A_p \cdot f_{pd} = 0,0003 \cdot 1385,2 = 0,4156 \text{ MN}$$

Nach Abziehen der sofortigen und zeitabhängigen Spannkraftverluste beträgt die Vorspannkraft zum Zeitpunkt $t = \infty$ im Feldmitte $P_\infty = 344,1 \text{ kN}$.

Weiters wurde das Widerstandsmoment an der maßgebenden Stelle im Feldmitte ausgerechnet.

$$M_{Rd} = x_B \cdot b \cdot f_{cd} \cdot (d_p - 0,5 \cdot x_B)$$

Die Dehnung der Spannbewehrung beträgt

$$\varepsilon_{py}^{(1)} = \frac{F_p - P_\infty}{A_p \cdot E_p} = \frac{0,4156 - 0,3441}{0,0003 \cdot 200000} = 0,0012.$$

$$x_{limp} = \frac{3,5 \cdot d_p}{3,5 + \varepsilon_{py}^{(1)}} = \frac{3,5 \cdot 0,1954}{3,5 + 1,2} = 0,145 \text{ m}; \quad x_{B,limp} = 0,8 \cdot x_{limp} = 0,116 \text{ m}$$

$$x_B = \frac{F_p}{b \cdot f_{cd}} = \frac{0,415}{0,4 \cdot 20} = 0,052 \text{ m} < x_{B,limp}$$

$$M_{Rd} = 0,052 \cdot 0,4 \cdot 20 \cdot (0,1954 - 0,5 \cdot 0,052) = 0,0704 \text{ MN} = 70,4 \text{ kNm}$$

Infolge der Belastung beträgt die Auflagerreaktion

$$A = 1,5 \cdot F + 1,35 \cdot g \cdot \frac{l}{2} = 1,5 \cdot 14,2 + 1,35 \cdot 2,5 \cdot \frac{7}{2} = 33,11 \text{ kN}.$$

→ Bemessungswert des Biegemoments beträgt in Feldmitte

$$M_{Sd} = -1,35 \cdot \frac{g \cdot l^2}{8} - 1,5 \cdot \frac{F \cdot l}{6} + A \cdot \frac{l}{2}.$$

$$\rightarrow F = \left(M_{Rd} - 1,35 \cdot \frac{g \cdot l^2}{8} \right) \cdot \frac{3}{l \cdot 1,5}$$

$$F = \left(70,4 - 1,35 \cdot \frac{2,5 \cdot 7^2}{8} \right) \cdot \frac{3}{7 \cdot 1,5} = 14,2 \text{ kN}$$

→ in den Drittelpunkten wirkt die Einzellast $F = 14,2 \text{ kN}$. Die beiden Einzellasten F entsprechen bei den gewählten Abmessungen einer Nutzlast von 10 kN/m^2 .

- Querkraftbemessung

Grundsätzlich ist nachzuweisen, dass der Bemessungswert der einwirkenden Querkraft V_{Sd} den Bemessungswert des Widerstandes gegen Querkraft V_{Rd} nicht überschreitet. Der Nachweis eines ausreichenden Querkraftwiderstandes ist erbracht, wenn folgende zwei Bedingungen

$$V_{Rdc} \geq V_{Sd}$$

$$V_{Rds} \geq V_{Sd}$$

erfüllt sind.

Für Bauteile wie Platten ist eine Schrägzugbewehrung nicht erforderlich, wenn

$$V_{Rd1} \geq V_{Sd}$$

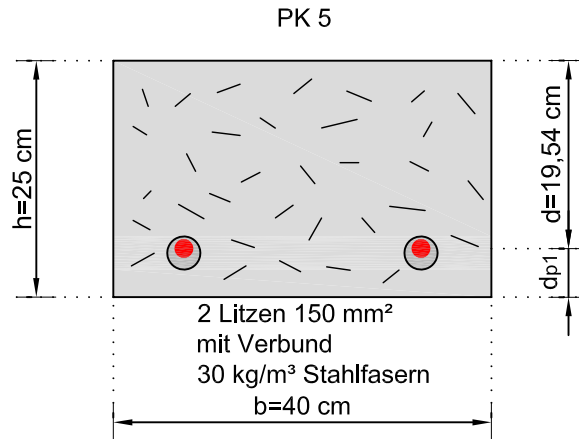


Abbildung 4.4: Querschnitt in Feldmitte

ist.

$$V_{Rd1} = [\tau_d \cdot k_c \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b \cdot d_p$$

Der Bemessungswert der Querkraft am Auflagerrand beträgt

$$V_{Sd} = V_{od} - V_{pd}$$

$$V_{od} = A = 33,11 \text{ kN}$$

$$V_{pd} = P_{\infty} \cdot \sin \alpha$$

$$\alpha = \arctan \frac{2 \cdot e_p}{l/3} = \arctan \frac{2 \cdot 0,0704}{2,333} = 3,45^\circ$$

$$V_{pd} = 344,1 \cdot \sin 3,45^\circ = 20,71 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_{Sd} = 33,11 - 20,71 = 12,4 \text{ kN}$$

$$k_c = 1,6 - d_p = 1,6 - 0,125 = 1,475; \quad \rho = \frac{A_{s,vorh}}{b \cdot d_p} = \frac{3}{40 \cdot 12,5} = 0,006$$

$$\sigma_{cp} = \frac{P_{\infty} \cdot \cos \alpha}{A_c} = \frac{0,3441 \cdot \cos 3,45^\circ}{0,4 \cdot 0,25} = 3,435 \text{ MN/m}^2$$

$$V_{Rd1} = [0,28 \cdot 1,475 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,006) + 0,15 \cdot 3,435] \cdot 0,4 \cdot 0,125$$

$$V_{Rd1} = 0,05549 \text{ MN}$$

$$\rightarrow V_{Rd1} = 55,49 \text{ kN} > V_{Sd} = 12,4 \text{ kN}$$

$\rightarrow$ keine Querkraftbewehrung ist erforderlich.

Probekörper PK5

Der Probekörper PK5 unterscheidet sich vom Probekörper PK4 nur dadurch, dass er zusätzlich zu den zwei Spanngliedern VT 01-150 S mit nachträglichem Verbund noch ein Fasergehalt von 30 kg/m³ beinhaltet.

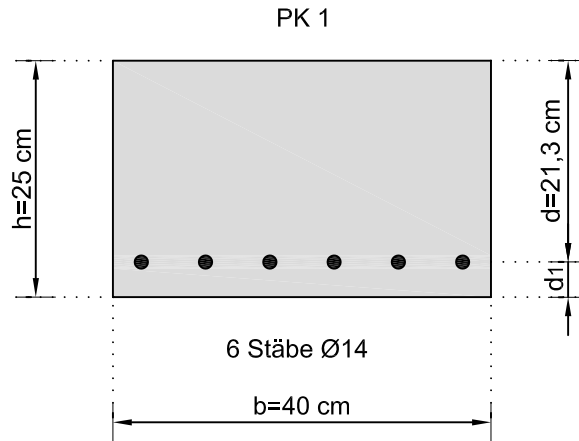


Abbildung 4.5: Querschnitt in Feldmitte

Probekörper PK1

Der Probekörper PK1 wurde nur mit Betonstahlbewehrung hergestellt.

- Biegebemessung

Belastung:

Eigengewicht: $g = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Einzellasten in den Drittelpunkten: $F = 14,2 \text{ kN}$

Bemessungswert des Biegemoments M_{Sd} in Feldmitte beträgt

$$M_{Sd} = -1,35 \cdot \frac{g \cdot l^2}{8} - 1,5 \cdot \frac{F \cdot l}{6} + A \cdot \frac{l}{2}$$

$$M_{Sd} = -1,35 \cdot \frac{2,5 \cdot 7^2}{8} - 1,5 \cdot \frac{14,2 \cdot 7}{6} + 33,11 \cdot \frac{7}{2} = 70,4 \text{ kNm}$$

$$x_{lim} = \frac{700 \cdot d}{700 + f_{yd}} = \frac{700 \cdot 0,213}{700 + 478} = 0,1266 \text{ m}; \quad x_{B,lim} = 0,8 \cdot x_{lim} = 0,1013 \text{ m}$$

$$x_B = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_{Sd}}{b \cdot f_{cd}}}$$

$$x_B = 0,213 - \sqrt{0,213^2 - \frac{2 \cdot 0,0704}{0,4 \cdot 20}} = 0,0463 \text{ m} < x_{B,lim}$$

$$\rightarrow \text{erf. } A_{S1} = \frac{x_B \cdot b \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,0463 \cdot 0,4 \cdot 20}{478} = 7,75 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 7,75 \text{ cm}^2$$

$\rightarrow$ gewählt 6Ø14 ($9,24 \text{ cm}^2$)

- Querkraftbemessung

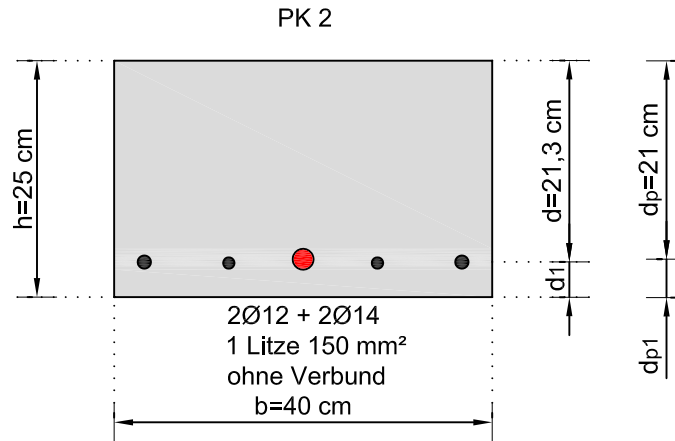


Abbildung 4.6: Querschnitt in Feldmitte

Die Querkraft an der maßgebenden Stelle (in Abstand d vom Auflagerrand) beträgt

$$V_{Sd} = A - 1,35 \cdot g \cdot d = 33,11 - 1,35 \cdot 2,5 \cdot 0,213 = 32,39 \text{ kN}.$$

Querkraftwiderstand ohne Schrägzugbewehrung

$$V_{Rd1} = [\tau_d \cdot k_c \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b \cdot d$$

$$k_c = 1,6 - d = 1,6 - 0,231 = 1,369; \quad \rho = \frac{A_{s,vorh}}{b \cdot d} = \frac{9,24}{40 \cdot 23,1} = 0,01; \quad \sigma_{cp} = 0$$

$$V_{Rd1} = [0,28 \cdot 1,369 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,01) + 0,15 \cdot 0] \cdot 0,4 \cdot 0,213 = 0,05225 \text{ MN}$$

$$\rightarrow V_{Rd1} = 52,25 \text{ kN} > V_{Sd} = 32,39 \text{ kN}$$

$\rightarrow$ keine Querkraftbewehrung erforderlich.

Probekörper PK2

Der Probekörper PK2 wurde mit einem Spannglieder VT 01-150 S ohne Verbund vorgespannt. Um das Bemessungsmoment M_{Sd} aufnehmen zu können, wurde zusätzlich noch eine Betonstahlbewehrung eingelegt.

- Biegebemessung

Belastung:

$$\text{Eigengewicht: } g = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Einzellasten in den Drittelpunkten: } F = 14,2 \text{ kN}$$

$$\text{Bemessungswert des Biegemoments beträgt in Feldmitte } M_{Sd} = 70,4 \text{ kNm}.$$

$$A_p = 1 \cdot 1,5 \cdot 10^{-4} = 0,00015 \text{ m}^2; \quad \rightarrow P_0 = 0,00015 \cdot 1381,6 = 0,2072 \text{ MN}$$

$$F_p = A_p \cdot f_{pd} = 0,00015 \cdot 1385,2 = 0,2078 \text{ MN}$$

Nach Abziehen der sofortigen und zeitabhängigen Spannkraftverluste beträgt die Vorspannkraft zum Zeitpunkt $t = \infty$ im Feldmitte $P_\infty = 180 \text{ kN}$.

Weiters wurde der Widerstandsmoment an der maßgebenden Stelle im Feldmitte ausgerechnet.

$$M_{Rd} = x_B \cdot b \cdot f_{cd} \cdot (d_p - 0,5 \cdot x_B)$$

Die Fließgrenze der Spannbewehrung beträgt

$$\varepsilon_{py}^{(1)} = \frac{F_p - P_\infty}{A_p \cdot E_p} = \frac{0,2078 - 0,180}{0,00015 \cdot 200000} = 0,0009.$$

$$x_{limp} = \frac{3,5 \cdot d_p}{3,5 + \varepsilon_{py}^{(1)}} = \frac{3,5 \cdot 0,21}{3,5 + 0,9} = 0,167 \text{ m}; \quad x_{B,limp} = 0,8 \cdot x_{limp} = 0,134 \text{ m}$$

$$x_B = \frac{F_p}{b \cdot f_{cd}} = \frac{0,2078}{0,4 \cdot 20} = 0,026 \text{ m} < x_{B,limp}$$

$$M_{Rd} = 0,026 \cdot 0,4 \cdot 20 \cdot (0,21 - 0,5 \cdot 0,026) = 0,04098 \text{ MN} = 40,98 \text{ kNm}$$

$$M_{Sd} = 70,4 \text{ kNm} > M_{Rd} = 40,98 \text{ kNm}$$

→ eine zusätzliche Zugbewehrung ist notwendig

$$d'_{p1} = d - d_p = 0,213 - 0,21 = 0,003 \text{ m}$$

$$M_{Sd,s1} = M_{Sd} + F_p \cdot d'_{p1} = 70,4 + 207,8 \cdot 0,003 = 71,02 \text{ kNm}$$

$$x_{lim} = \frac{700 \cdot d}{700 + f_{yd}} = \frac{700 \cdot 0,213}{700 + 478} = 0,1266 \text{ m}; \quad x_{B,lim} = 0,8 \cdot x_{lim} = 0,1013 \text{ m}$$

$$x_B = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_{Sd,s1}}{b \cdot f_{cd}}}$$

$$x_B = 0,213 - \sqrt{0,213^2 - \frac{2 \cdot 0,07102}{0,4 \cdot 20}} = 0,0483 \text{ m} < x_{B,lim}$$

$$erf. A_{S1} = \frac{x_B \cdot b \cdot f_{cd} - F_p}{f_{yd}}$$

$$\rightarrow erf. A_{S1} = \frac{0,0483 \cdot 0,4 \cdot 20 - 0,2078}{478} = 3,74 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 3,74 \text{ cm}^2$$

→ gewählt 2Ø12 + 2Ø14 (5,34 cm²)

- Querkraftbemessung

Der Bemessungswert der Querkraft am Auflagerrand beträgt

$$V_{Sd} = V_{od} - V_{pd}.$$

$$V_{od} = A = 33,11 \text{ kN}$$

$$V_{pd} = P_\infty \cdot \sin \alpha$$

$$\alpha = \arctan \frac{2 \cdot e_p}{l/3} = \arctan \frac{2 \cdot 0,085}{2,333} = 4,17^\circ$$

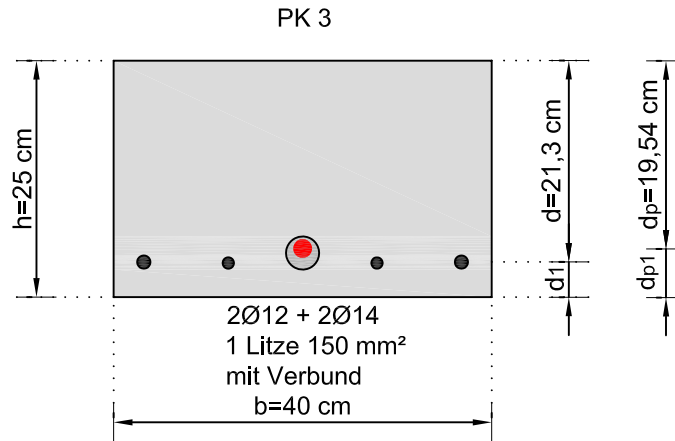


Abbildung 4.7: Querschnitt in Feldmitte

$$V_{pd} = 180 \cdot \sin 4,17^\circ = 13,08 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_{Sd} = 33,11 - 13,08 = 20,03 \text{ kN}$$

$$V_{Rd1} = [\tau_d \cdot k_c \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b \cdot d_p$$

$$k_c = 1,6 - d_p = 1,6 - 0,125 = 1,475; \quad \rho = \frac{A_{s,vorh}}{b \cdot d_p} = \frac{6,84}{40 \cdot 12,5} = 0,014$$

$$\sigma_{cp} = \frac{P_\infty \cdot \cos \alpha}{A_c} = \frac{0,180 \cdot \cos 4,17^\circ}{0,4 \cdot 0,25} = 1,795 \text{ MN/m}^2$$

$$V_{Rd1} = [0,28 \cdot 1,475 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,014) + 0,15 \cdot 1,795] \cdot 0,4 \cdot 0,125$$

$$V_{Rd1} = 0,0498 \text{ MN}$$

$$\rightarrow V_{Rd1} = 49,8 \text{ kN} > V_{Sd} = 20,3 \text{ kN}$$

→ keine Querkraftbewehrung ist erforderlich.

Probekörper PK3

Der Probekörper PK3 wurde mit einem Spannglieder VT 01-150 S mit nachträglichem Verbund vorgespannt. Um das Bemessungsmoment M_{Sd} aufnehmen zu können, wurde zusätzlich noch eine Betonstahlbewehrung eingelegt.

- Biegebemessung

Belastung:

$$\text{Eigengewicht: } g = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Einzellasten in den Drittelpunkten: } F = 14,2 \text{ kN}$$

$$\text{Bemessungswert des Biegemoments beträgt in Feldmitte } M_{Sd} = 70,4 \text{ kNm.}$$

$$A_p = 1 \cdot 1,5 \cdot 10^{-4} = 0,00015 \text{ m}^2; \rightarrow P_0 = 0,00015 \cdot 1381,6 = 0,2072 \text{ MN}$$

$$F_p = A_p \cdot f_{pd} = 0,00015 \cdot 1385,2 = 0,2078 \text{ MN}$$

Nach Abziehen der sofortigen und zeitabhängigen Spannkraftverluste beträgt die Vorspannkraft zum Zeitpunkt $t = \infty$ im Feldmitte $P_\infty = 179,6 \text{ kN}$.

Weiters wurde das Widerstandsmoment an der maßgebenden Stelle in Feldmitte ausgerechnet.

$$M_{Rd} = x_B \cdot b \cdot f_{cd} \cdot (d_p - 0,5 \cdot x_B)$$

Die Fließgrenze der Spannbewehrung beträgt

$$\varepsilon_{py}^{(1)} = \frac{F_p - P_\infty}{A_p \cdot E_p} = \frac{0,2078 - 0,1796}{0,00015 \cdot 200000} = 0,00094.$$

$$x_{limp} = \frac{3,5 \cdot d_p}{3,5 + \varepsilon_{py}^{(1)}} = \frac{3,5 \cdot 0,1954}{3,5 + 0,94} = 0,154 \text{ m}; \quad x_{B,limp} = 0,8 \cdot x_{limp} = 0,123 \text{ m}$$

$$x_B = \frac{F_p}{b \cdot f_{cd}} = \frac{0,2078}{0,4 \cdot 20} = 0,026 \text{ m} < x_{B,limp}$$

$$M_{Rd} = 0,026 \cdot 0,4 \cdot 20 \cdot (0,1954 - 0,5 \cdot 0,026) = 0,0379 \text{ MN} = 37,9 \text{ kNm}$$

$$M_{Sd} = 70,4 \text{ kNm} > M_{Rd} = 37,9 \text{ kNm}$$

→ eine zusätzliche Zugbewehrung ist notwendig

$$d'_{p1} = d - d_p = 0,213 - 0,1954 = 0,0176 \text{ m}$$

$$M_{Sd,s1} = M_{Sd} + F_p \cdot d'_{p1} = 70,4 + 207,8 \cdot 0,0176 = 74,05 \text{ kNm}$$

$$x_{lim} = \frac{700 \cdot d}{700 + f_{yd}} = \frac{700 \cdot 0,213}{700 + 478} = 0,1266 \text{ m}; \quad x_{B,lim} = 0,8 \cdot x_{lim} = 0,1013 \text{ m}$$

$$x_B = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_{Sd,s1}}{b \cdot f_{cd}}}$$

$$x_B = 0,213 - \sqrt{0,213^2 - \frac{2 \cdot 0,07405}{0,4 \cdot 20}} = 0,0491 \text{ m} < x_{B,lim}$$

$$erf. A_{S1} = \frac{x_B \cdot b \cdot f_{cd} - F_p}{f_{yd}}$$

$$\rightarrow erf. A_{S1} = \frac{0,0491 \cdot 0,4 \cdot 20 - 0,2078}{478} = 3,87 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 3,87 \text{ cm}^2$$

→ gewählt $2\text{Ø}12 + 2\text{Ø}14 (5,34 \text{ cm}^2)$

- Querkraftbemessung

Der Bemessungswert der Querkraft am Auflagerrand beträgt

$$V_{Sd} = V_{od} - V_{pd}$$

$$V_{od} = A = 33,11 \text{ kN}$$

$$V_{pd} = P_\infty \cdot \sin \alpha$$

Tabelle 4.4: Bewehrung der Probekörper

PK	Bewehrung	Spannglied	P ₀ pro Spannglied	Zusätze
PK1	6Ø14	-	-	-
PK2	2Ø12 + 2Ø14	1 x VT01-150 S o.V	207,2 kN	-
PK3	2Ø12 + 2Ø14	1 x VT01-150 S m.V	207,2 kN	-
PK4	-	2 x VT01-150 S m.V	207,2 kN	-
PK5	-	2 x VT01-150 S m.V	207,2 kN	30 kg/m ³ Fasern



Abbildung 4.8: Querschnitte der Prüfkörper in Feldmitte

$$\alpha = \arctan \frac{2 \cdot e_p}{l/3} = \arctan \frac{2 \cdot 0,0704}{2,333} = 3,45^\circ$$

$$V_{pd} = 179,6 \cdot \sin 3,45^\circ = 10,81 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_{Sd} = 33,11 - 10,81 = 22,3 \text{ kN}$$

$$V_{Rd1} = [\tau_d \cdot k_c \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b \cdot d_p$$

$$k_c = 1,6 - d_p = 1,6 - 0,125 = 1,475; \quad \rho = \frac{A_{s,vorh}}{b \cdot d_p} = \frac{6,84}{40 \cdot 12,5} = 0,014$$

$$\sigma_{cp} = \frac{P_\infty \cdot \cos \alpha}{A_c} = \frac{0,1796 \cdot \cos 3,45^\circ}{0,4 \cdot 0,25} = 1,793 \text{ MN/m}^2$$

$$V_{Rd1} = [0,28 \cdot 1,475 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,014) + 0,15 \cdot 1,793] \cdot 0,4 \cdot 0,125$$

$$V_{Rd1} = 0,0498 \text{ MN}$$

$$\rightarrow V_{Rd1} = 49,8 \text{ kN} > V_{Sd} = 22,3 \text{ kN}$$

→ keine Querkraftbewehrung ist erforderlich.

4.3.3 Bewehrung der Prüfkörper

Die Bewehrungen der fünf Prüfkörper in Feldmitte sind in Tabelle 4.4 aufgelistet und in Abbildung 4.8 dargestellt. Prüfkörper PK 1 wurde nur mit Betonstahlbewehrung, Prüfkörper PK 2 mit Vorspannung ohne Verbund, Prüfkörper PK 3 mit Vorspannung mit nachträglichem Verbund, Prüfkörper PK 4 mit Vorspannung mit nachträglichem Verbund, jedoch ohne konstruktive Betonstahlbewehrung, und Prüfkörper PK 5 mit Vorspannung mit nachträglichem Verbund wiederum ohne konstruktive Bewehrung, jedoch mit Stahlfaserbeton (30 kg/m³) hergestellt.



Abbildung 4.9: Schalung für die Probekörper

4.4 Herstellung der Probekörper

Die Probekörper wurden in Wien auf einer Baustelle der Firma PORR hergestellt. Für die fünf Probekörper wurde eine zusammenhängende Holzschalung, die durch Holzstege zur Trennung der einzelnen Probekörper geteilt war, hergestellt (siehe Abb. 4.9). Die Bewehrung und die Hüllrohre wurden in die Schalung eingebaut und eine Wendelbewehrung zur Aufnahme der Spaltzugkräfte wurde an die Ankerplatten angeschweißt. Im Hinblick auf eine unverschiebbare Lage der Hüllrohre während des Betonierens wurden Kunststoffabstandhalter in einem Längsabstand von ca. 80 cm an der Holzschalung befestigt. Das verwendete Spannsystem (Spannglieder Typ VT 01-150 S) ist ein Produkt der Firma Vorspanntechnik [Vorspann-Technik, 1993]. Die Probekörper PK1 bis PK4 wurden in einem Arbeitsgang mit der gleichen Betoncharge betoniert. Für Probekörper PK5 wurde Faserbeton mit 30 kg/m^3 Stahlfasern des Typs Dramix 45/50 verwendet. Alle Probekörper wurden mittels Flaschenrüttler verdichtet. Für die Bestimmung der Betondruckfestigkeit wurden jeweils drei Würfel im Labor der Firma Porr hergestellt und geprüft. Nach dem Betonieren wurden die Probekörper mit einer Folie abgedeckt, um übermäßiges Verdunsten von Wasser zu verhindern.

Nach 21 Tagen wurden die Spannglieder einseitig von der Firma Vorspanntechnik mit einer Spannpressen VT-200 Typ E vorgespannt. Die Probekörper PK3, PK4 und PK5 wurden nach dem Vorspannen mit Zementmörtel (Portlandhüttenzement EN 197-1-CEM II/A-S 42,5 R WT 42) verpreßt. Im Alter von 30 Tagen erfolgte der Transport der Probekörper in das Labor des Instituts für Tragkonstruktionen.

4.5 Versucheinrichtung und Durchführung

4.5.1 Prüfanlage für die Versuche

Die Versuche wurden im großen Prüfraum des Instituts für Tragkonstruktionen-Betonbau der Technischen Universität Wien durchgeführt. Der Probekörper lagerte an seinen Enden auf Hydraulikzylindern und wurde in den Drittelpunkten kraftschlüssig mit dem Prüfraum verbunden (siehe Abb. 4.10). Es handelte sich um Hydraulikhubzylinder der Firma Eberspächer mit einer maximalen Druckkraft von

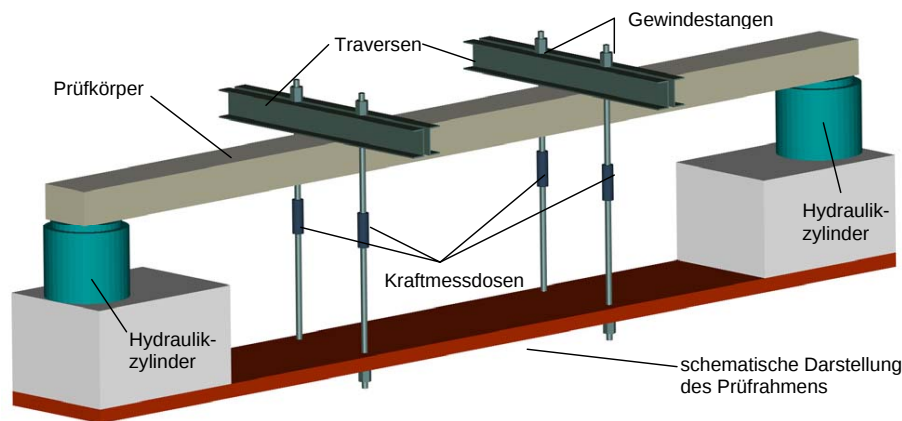


Abbildung 4.10: Darstellung des Versuchsaufbau

6000 kN, die mit einem Hydraulikaggregat mit einer Pumpenleistung von 0,27 l/sec angeschlossen wurden. Der Kraftschluß wurde durch Gewindestangen hergestellt. Die Gewindestangen wurden dabei auf beiden Seiten des Prüfkörpers angeordnet, sodaß ein Verdrehen des Prüfkörpers während der Versuchsdurchführung verhindert wurde. Die Hydraulikzylinder waren mit Kalotten bestückt, sodaß eine Verdrehung in alle Richtungen möglich war und keine Zwängungen in den Prüfkörper eingebracht wurden. Die Kraftaufbringung erfolgte durch Heben der Hydraulikzylinder, wobei die Kraft in beiden Zylindern während des gesamten Versuchs gleich groß war. Vor dem Aufbringen der Kraft wurden beide Traversen vom Prüfkörper abgehoben, um eine Nullmessung durchzuführen. Danach erfolgte die Durchtrennung der Transportspannglieder bei den Probekörpern PK2 bis PK5 und die Traversen wurden wieder aufgelegt.

Da die Hydraulikzylinder mit 160 mm am Ende ihres Hubes angelangt waren, wurden die Versuche vor Erreichen dieser Marke unterbrochen. Zu diesem Zeitpunkt wurden neben den Zylindern temporäre Auflager aus Kanthölzern errichtet. Diese wurden kraftschlüssig mit dem Probekörper verbunden und dadurch wurde dieser in seiner momentanen Lage gehalten. Waren die Hydraulikzylinder wieder vollkommen in ihrer Ausgangsstellung, wurde zwischen Zylinder und Probekörper ein Rollenlager platziert, wodurch die nächste Laststufe gestartet werden konnte.

4.5.2 Messtechnik

Die exakte Messung der aufgetragten Kraft erfolgte über eine an jeder Gewindestange angebrachte Kraftmessdose. Zur Kontrolle der Kraftmessung und der Gleichmäßigkeit des Versuchs wurde auch die Kraft in den Hydraulikzylindern gemessen. Die Durchbiegung wurde während des gesamten Versuchs mit fünf Wegaufnehmern (WA1 bis WA5) gemessen, siehe Abbildung 4.11. Alle fünf Wegaufnehmer wurden auf einem gemeinsamen Referenzsystem, das unabhängig vom Prüfkörper war, angebracht. Die Berechnung der Durchbiegung in Trägermitte erfolgte mit

$$D = WA1 + \frac{WA2 + WA3}{2}.$$

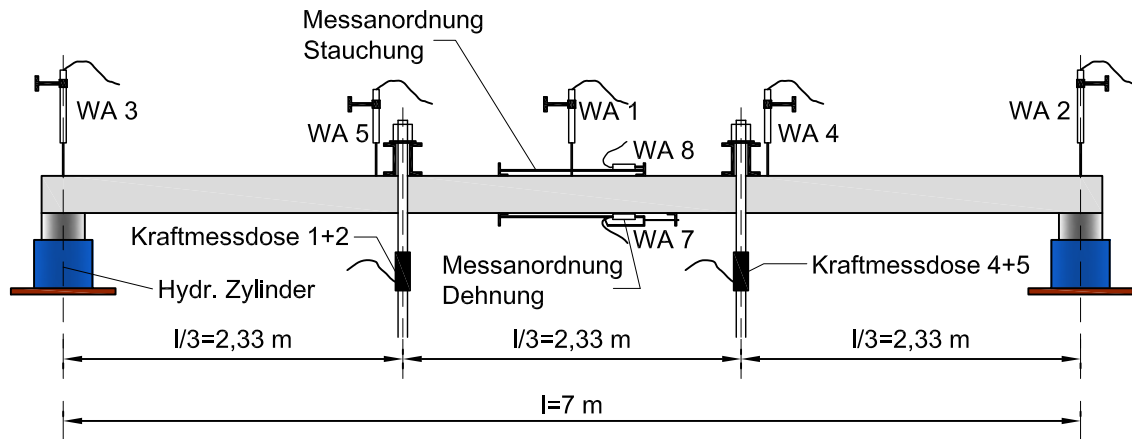


Abbildung 4.11: Anordnung der Messeinrichtungen

Die Durchbiegung stellt nur die im Versuch aufgebrachte Durchbiegung dar. Eine Krümmung der Prüfkörperachse durch Vorspannung und Eigengewicht konnte nicht berücksichtigt werden. Es wurden auch die Stauchung (WA8) und die Dehnung (WA7) auf der Balkenober- und Balkenunterseite gemessen. Die Messung erfolgte dabei über die Meßlänge von einem Meter. Der gemessene Weg in mm entspricht somit der Dehnung bzw. Stauchung in Promille. Die Krümmung im mittleren Drittel, in dem das Moment konstant ist, kann mit den Beträgen der Messwerte der Wegaufnehmer WA7 und WA8 mit

$$k = \frac{WA7 + WA8}{h}$$

berechnet werden. Dabei ist h die Höhe des Trägers.

4.5.3 Belastungsgeschichte

Die Versuche wurden weggesteuert mit einer Geschwindigkeit von 1,0 mm/min durchgeführt. Bei markanten Lastniveaus wurde die Wegrampe der Hydraulikzylinder angehalten, um die Rissbildung zu dokumentieren und die Rissbreiten aufzunehmen.

4.6 Versuchsergebnisse

Die Prüfkörper wurden mit einem Betonalter zwischen 32 und 43 Tagen getestet. In allen Versuchen wurden die auf den Prüfkörper aufgebrachten Deformationen kontinuierlich erhöht. Dadurch war es möglich nicht nur die Traglast (maximale Last), sondern auch das Nachbruchverhalten und das Totalversagen zu untersuchen. Wegen des eingeschränkten Pressenhubs mussten die Prüfkörper in zwei bzw. drei Belastungsstufen getestet werden. Es wurden auch die Rissbreiten und Rissabstände bei einer Last von 50 kN mit roter Farbe und das Fortschreiten der Risse bis zur Traglast (zwischen 72 kN und 82 kN) mit grüner Farbe markiert.

Die Kraft-Durchbiegungsverläufe aller Probekörper sind in Abbildung 4.12 dargestellt. Der Probekörper PK1, der nur mit Betonstahlbewehrung hergestellt wurde,

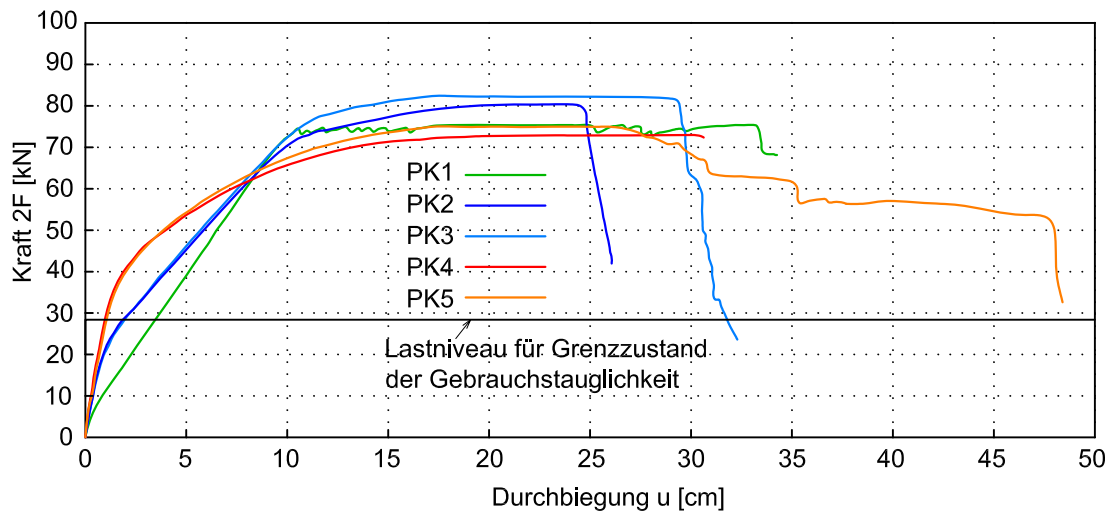


Abbildung 4.12: Kraft-Durchbiegungsdiagramme für die untersuchten Prüfkörper

zeigte bis zum Erreichen der Traglast eine mit der Durchbiegung linear ansteigende Kraft. Danach konnte die Verformung bei nahezu konstanter Last bis zum ca. dreifachen der elastischen Verformung gesteigert werden. Das Versagen des Probekörpers erfolgte durch Zerstören der Betondruckzone. Nach dem Versuch konnte festgestellt werden, dass keiner der Bewehrungsstäbe gerissen war, jedoch alle Stäbe ausgeprägte Einschnürungsbereiche aufwiesen. Die tatsächliche Lage der Bewehrung stimmte mit der Lage gemäß Statik überein.

Das Verhalten von Prüfkörper PK2 (Vorspannung ohne Verbund und zusätzliche Betonstahlbewehrung) und PK3 (Vorspannung mit nachträglichem Verbund und zusätzliche Betonstahlbewehrung) war sehr ähnlich. Beide Prüfkörper wiesen einen nahezu linearen Kraftanstieg mit zunehmender Durchbiegung bis ca. 73 kN auf. Danach kam es zu einem Knick im Kraft-Durchbiegungsverlauf, wobei bei beiden Prüfkörpern die Kraft mit zunehmender Durchbiegung weiter gesteigert werden konnte. Das Totalversagen trat bei einer Durchbiegung von ca. 25 und 29 cm durch Zerstören der Druckzone auf.

Die Prüfkörper PK4 (Vorspannung mit nachträglichem Verbund, jedoch ohne Betonstahlbewehrung) und PK5 (wie PK4, jedoch mit Faserbeton) zeigten ein sehr ähnliches Kraft-Durchbiegungsverhalten. Der Kraft-Durchbiegungsverlauf war stark nicht-linear, sodaß die Durchbiegung bei Gebrauchslast (ca. 30 kN) geringer war als bei den anderen Prüfkörpern, jedoch bei Erreichen der Traglast höher. Auch ohne schlaffe Bewehrung waren beide Prüfkörper imstande große Durchbiegungen beim Totalversagen zu erreichen. Die Durchbiegungen beim Totalversagen waren sogar höher als bei den Prüfkörpern PK2 und PK3, die zwar mit weniger Spannstahl, jedoch mit der nach ÖNORM B 4750 geforderten Mindestbewehrung ausgeführt wurden. Besonders groß war die Durchbiegung mit 48 cm bei Prüfkörper PK5, der mit Faserbeton hergestellt wurde. Das Totalversagen des Prüfkörpers trat hier durch Reißen beider Spannlitzen ein. Bei allen anderen Prüfkörpern trat das Versagen durch Zerstören der Druckzone auf.

In Tabelle 4.5 sind die erreichten Traglasten und die zugehörigen Durchbiegung

Tabelle 4.5: Zusammenstellung der Traglasten und zugehörigen Durchbiegungen

		PK1	PK2	PK3	PK4	PK5
Traglast ($2F$)	[kN]	75,7	80,4	82,6	72,8	75,09
Durchbiegung u	[cm]	18,24	23,91	17,18	29,96	17,56

für alle Probekörper zusammengestellt. Nachfolgend wird an den untersuchten Prüfkörpern das Gleichgewicht zwischen einwirkendem Moment und Widerstandsmoment im Grenzzustand der Tragfähigkeit erläutert. Die Schnittgrößen für den Probekörper PK1 mit Betonstahlbewehrung im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind in der Abbildung 4.13 (b) eingetragen. Das maximale Moment infolge Eigengewicht $g = 2,5 \text{ kN/m}$ beträgt $15,31 \text{ kNm}$. Das Moment infolge der Belastung ergibt sich aus $2F \cdot l/6$ in Grenzzustand der Tragfähigkeit und beträgt $88,32 \text{ kNm}$. Das einwirkende Moment $M_S = 103,63 \text{ kNm}$, das sich aus dem Moment infolge Eigengewicht und dem Moment infolge Belastung $2F$ zusammensetzt, entspricht dem Querschnittswiderstand M_R . Die Zugkraft F_s in der Bewehrung ergibt sich im Grenzzustand der Tragfähigkeit aus der Multiplikation der Bewehrungsfläche A_s und der Fließspannung f_y . Entsprechend ist die maximale Zugkraft F_p im Spannstahl beim Probekörper PK4 gleich $A_p \cdot f_p$. Die Höhe der Druckzone ergibt sich aus dem Gleichgewicht der Zugkraft F_s und der Druckkraft F_c , wenn die maximal aufnehmbare Druckspannung des Betons mit f_c bezeichnet wird.

$$x = \frac{A_s \cdot f_y}{b \cdot f_c}$$

Der Abstand z zwischen der Betondruckkraft F_c und der Stahlzugkraft F_s wird als innerer Hebelsarm bezeichnet (siehe Abb. 4.13 (c)).

$$d - \frac{x}{2}$$

Das aufnehmbare Moment M_R folgt aus dem Produkt von F_s mal z .

$$M_s = M_R = F_s \cdot z = F_c \cdot z$$

Für die Ermittlung des aufnehmbaren Moment M_R werden die Abmessungen des Versuchskörpers PK1 und die Mittelwerte der Baustofffestigkeiten f_{cm} und f_{ym} eingesetzt. Dabei gilt

$$f_{cm} = f_{ck} + 7,5 \text{ (N/mm}^2\text{) und}$$

$$f_{ym} = f_{yk} + 10,0 \text{ (N/mm}^2\text{)}.$$

$$x = \frac{9,24 \cdot 10^{-4} \cdot 560}{0,4 \cdot 37,5} = 0,034 \text{ m}$$

$$\rightarrow M_R = 9,24 \cdot 10^{-4} \cdot 560 \cdot (0,213 - 0,034/2) = 0,1013 \text{ MNm}$$

Nach Abzug des Momentes infolge Eigengewicht von $15,31 \text{ kNm}$ lässt sich die Maximallast $2F$ gleich $73,7 \text{ kN}$ berechnen. Dieser Wert stimmt sehr gut mit der maximal aufgebrachten Last im Versuch $2F = 75,7 \text{ kN}$ (siehe Tabelle 4.5) überein.

Weiters werden auch für die Prüfkörper PK2 bis PK5 die rechnerische aufnehmbaren Tragmomente berechnet.

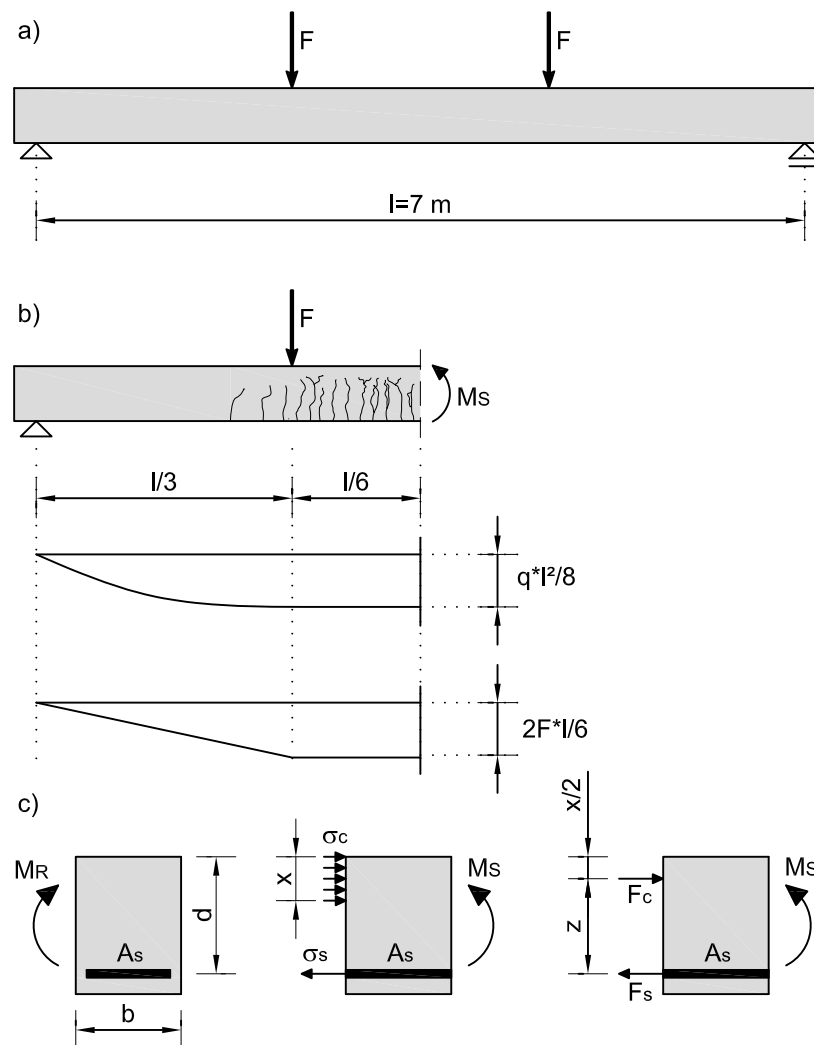


Abbildung 4.13: Prüfkörper im Grenzzustand der Tragfähigkeit

- Für den Probekörper PK2 erfolgt aus der Normalkraftbedingung $\sum N = 0$

$$\rightarrow F_{cm} = F_p + F_s$$

$$x \cdot b \cdot f_{cm} = A_p \cdot f_{pk} + A_s \cdot f_{ym}$$

$$x = \frac{0,00015 \cdot 1770 + 0,000534 \cdot 560}{0,4 \cdot 37,5} = 0,0376 \text{ m}$$

$$M_R = F_p \cdot (d_p - x/2) + F_s \cdot (d - x/2)$$

$$M_R = 0,2655 \cdot (0,21 - 0,0376/2) + 0,299 \cdot (0,213 - 0,0376/2)$$

Das rechnerisch aufnehmbare Tragmoment ist gleich $M_R = 0,1088 \text{ MNm}$. Das tatsächlich aufnehmbare Moment im Versuch $M_{R(\text{Versuch})}$ wird wie folgt

$$M_{R(\text{Versuch})} = -\frac{g \cdot l^2}{8} - \frac{F \cdot l}{6} + \frac{A \cdot l}{2}$$

berechnet, wobei A die Auflagerreaktion infolge Eigengewicht g und die Belastung F in den Drittelpunkten ist.

$$A = F + \frac{g \cdot l}{2} = 40,2 + \frac{2,5 \cdot 7}{2} = 48,95 \text{ kN}$$

$$M_{R(\text{Versuch})} = -15,31 - \frac{40,2 \cdot 7}{6} + \frac{48,95 \cdot 7}{2} = 109,1 \text{ kNm}$$

- Für den Probekörper PK3 erfolgt aus der Normalkraftbedingung $\sum N = 0$

$$\rightarrow F_{cm} = F_p + F_s$$

$$x \cdot b \cdot f_{cm} = A_p \cdot f_{pk} + A_s \cdot f_{ym}$$

$$x = \frac{0,00015 \cdot 1770 + 0,000534 \cdot 560}{0,4 \cdot 37,5} = 0,0376 \text{ m}$$

$$M_R = F_p \cdot (d_p - x/2) + F_s \cdot (d - x/2)$$

$$M_R = 0,2655 \cdot (0,1954 - 0,0376/2) + 0,299 \cdot (0,213 - 0,0376/2)$$

Das rechnerisch aufnehmbare Tragmoment ist gleich $M_R = 0,1049 \text{ MNm}$. Das tatsächlich aufnehmbare Moment im Versuch $M_{R(\text{Versuch})}$ wird wie folgt

$$M_{R(\text{Versuch})} = -\frac{g \cdot l^2}{8} - \frac{F \cdot l}{6} + \frac{A \cdot l}{2}$$

berechnet, wobei A die Auflagerreaktion infolge Eigengewicht g und die Belastung F in den Drittelpunkten ist.

$$A = F + \frac{g \cdot l}{2} = 41,3 + \frac{2,5 \cdot 7}{2} = 50,05 \text{ kN}$$

$$M_{R(\text{Versuch})} = -15,31 - \frac{41,3 \cdot 7}{6} + \frac{50,05 \cdot 7}{2} = 111,7 \text{ kNm}$$

- Für den Probekörper PK4 erfolgt aus der Normalkraftbedingung $\sum N = 0$

$$\rightarrow F_{cm} = F_p$$

$$x \cdot b \cdot f_{cm} = A_p \cdot f_{pk}$$

$$x = \frac{0,0003 \cdot 1770}{0,4 \cdot 37,5} = 0,0354 \text{ m}$$

$$M_R = F_p \cdot (d_p - x/2)$$

$$M_R = 0,531 \cdot (0,1954 - 0,0354/2)$$

Das rechnerisch aufnehmbare Tragmoment ist gleich $M_R = 0,0944 \text{ MNm}$. Das tatsächlich aufnehmbare Moment im Versuch $M_{R(\text{Versuch})}$ wird wie folgt

$$M_{R(\text{Versuch})} = -\frac{g \cdot l^2}{8} - \frac{F \cdot l}{6} + \frac{A \cdot l}{2}$$

berechnet, wobei A die Auflagerreaktion infolge Eigengewicht g und die Belastung F in den Drittelpunkten ist.

$$A = F + \frac{g \cdot l}{2} = 36,4 + \frac{2,5 \cdot 7}{2} = kN$$

$$M_{R(\text{Versuch})} = -15,31 - \frac{36,4 \cdot 7}{6} + \frac{45,15 \cdot 7}{2} = 100,25 \text{ kNm}$$

- Für den Probekörper PK5 erfolgt aus der Normalkraftbedingung $\sum N = 0$

$$\rightarrow F_{cm} = F_p$$

$$x \cdot b \cdot f_{cm} = A_p \cdot f_{pk}$$

$$x = \frac{0,0003 \cdot 1770}{0,4 \cdot 37,5} = 0,0354 \text{ m}$$

$$M_R = F_p \cdot (d_p - x/2)$$

$$M_R = 0,531 \cdot (0,1954 - 0,0354/2)$$

Das rechnerisch aufnehmbare Tragmoment ist gleich $M_R = 0,0944 \text{ MNm}$. Das tatsächlich aufnehmbare Moment im Versuch $M_{R(\text{Versuch})}$ wird wie folgt

$$M_{R(\text{Versuch})} = -\frac{g \cdot l^2}{8} - \frac{F \cdot l}{6} + \frac{A \cdot l}{2}$$

berechnet, wobei A die Auflagerreaktion infolge Eigengewicht g und die Belastung F in den Drittelpunkten ist.

$$A = F + \frac{g \cdot l}{2} = 37,545 + \frac{2,5 \cdot 7}{2} = 46,295 \text{ kN}$$

$$M_{R(\text{Versuch})} = -15,31 - \frac{37,545 \cdot 7}{6} + \frac{46,295 \cdot 7}{2} = 102,92 \text{ kNm}$$

Tabelle 4.6: Vergleich der berechneten und im Versuch ermittelten Tragmomente

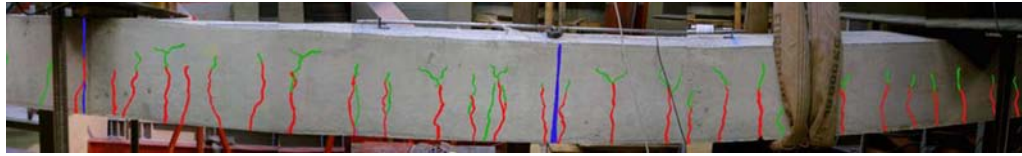
		PK1	PK2	PK3	PK4	PK5
Traglast ($2F$)	[kN]	75,7	80,4	82,6	72,8	75,09
Rechnerisches Tragmoment	[kNm]	101,3	108,8	104,9	94,4	94,4
Tatsächliches Tragmoment	[kNm]	103,6	109,1	111,7	100,2	102,9

In der Tabelle 4.6 sind die im Versuch bestimmten Traglasten und die tatsächlichen Tragmomente den rechnerischen Tragmomenten gegenübergestellt. Die tatsächlichen Tragmomente sind etwas größer als die, mit den normgemäßen Baustoffkennwerten (B40, BSt 550, St 1570/1770) ermittelten Tragmomente. Dies liegt daran, dass die mittlere Zugfestigkeiten der Bewehrung f_{ym} höher waren als die in der Norm festgelegten 560 N/mm².

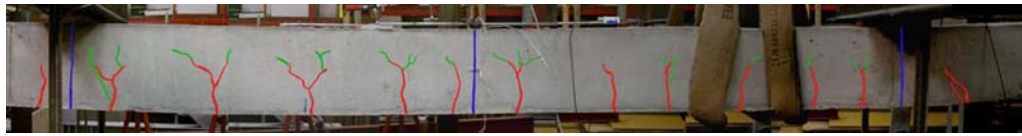
Die mechanischen Eigenschaften des Betons und der Betonstahlbewehrung wurden getrennt bestimmt. Die Betondruckfestigkeit wurde an Würfeln mit 15 cm Seitenlänge und einem Betonalter von 28 Tagen ermittelt. Die mittleren Würfeldruckfestigkeiten waren 52 N/mm² für den Beton ohne Fasern und 55 N/mm² für Faserbeton. Jeweils zwei der verwendeten Bewehrungsstäbe mit Ø12 und Ø14 wurden getestet. Die Stäbe mit Ø12 erreichten bei einer Dehnung von 0,2 % Spannungen von 551 und 552 N/mm². Die Zugfestigkeiten lagen bei 689 und 693 N/mm². Die Spannungs-Dehnungslinie zeigte, eine geringe Duktilität des Stabes. Die gleichen Versuche wurden an Stäben mit Ø14 durchgeführt. Diese ergaben eine Spannung 604 N/mm² bei 0,2 % Dehnung und Zugfestigkeiten von 698 und 693 N/mm².

Neben der Sicherstellung der Tragfähigkeit ist für Betontragwerke auch die Gebrauchstauglichkeit zu gewährleisten. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist ein duktiler Verhalten des Tragwerks mit großen Verformungen und deutlich sichtbaren Rissen erwünscht, um dem Nutzer die Gefahr eines möglicherweise bevorstehenden Tragwerksversagens bewusst zu machen. Dagegen muss während der üblichen Nutzung eines Betontragwerks das Tragwerk "gebrauchstauglich" sein, was z.B. im Hochbau durch eine Beschränkung der Durchbiegungen und Rissbreiten erreicht wird. Die Versuche haben gezeigt, dass es im Grenzzustand der Tragfähigkeit praktisch keine Rolle spielt, ob Betonstahlbewehrung oder vorgespannte Bewehrung verwendet wird. Das tatsächliche Tragmoment im Versuch lag bei allen Probekörpern in der gleichen Größenordnung zwischen 100,2 und 111,7 kNm. Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind die Unterschiede jedoch erheblich.

Abbildung 4.14 zeigt die im mittleren Drittel der Prüfkörper PK1 (nur Betonstahlbewehrung) und PK4 (nur Vorspannung) am Prüfkörper gekennzeichneten Risse bei Erreichen der Traglast. Man erkennt, dass die Rissabstände des Prüfkörpers PK1 viel kleiner waren als bei PK4, und dass bei beiden Prüfkörpern die meisten Risse schon bei 50 kN vorhanden waren. Bei Erreichen der Traglast war nur ein geringfügiges weiteres Eindringen der Risse in die Betondruckzone zu erkennen. Um die Prüfkörper miteinander vergleichen zu können, wurden bei allen Prüfkörpern die Risse bei einer Kraft von 50 kN und bei Traglast aufgenommen. Es ist zu beachten, dass die Durchbiegungen der einzelnen Prüfkörper bei einer aufgetragenen Kraft von 50 kN unterschiedlich waren. In Abbildung 4.15 sind die Rissbilder mit den Rissbreiten und den Rissabständen bei einer Belastung von 50 kN dargestellt.



(a) Probekörper PK1



(b) Probekörper PK4

Abbildung 4.14: Risse bei Erreichen der Traglast

Man erkennt, dass der Probekörper PK1 die meisten Risse aufweist. Je geringer der Vorspanngrad umso länger sind die Risse. So reichen die Risse von Prüfkörper PK1 schon über ca. $2/3$ der Prüfkörperhöhe, während die Risse beim Prüfkörper PK4 nur vereinzelt über die Mittellinie reichen. Bei Erreichen der Traglast sind die Risse nur geringfügig weiter in die Betondruckzone vorgedrungen. Die Rissbilder mit den Rissbreiten und den Rissabständen bei Erreichen der Traglast sind in Abbildung 4.16 für alle Probekörper dargestellt. Die Rissbreiten für den Probekörper PK2 wurden aus organisatorischen Gründen nicht erfasst, daher sind in Abbildung 4.16 (b) nur die Rissabstände dargestellt.

Die rechnerische Nutzlast, wie sie in der Dimensionierung der Prüfkörper verwendet wurde, beträgt 28,4 kN. Um die Rissbreiten bei der rechnerischen Nutzlast von 28,4 kN zu bestimmen, wird angenommen, dass sich die Risse im Verhältniss zur Durchbiegung vergrößern. Die Rissbreite auf der Zugseite bei rechnerischer Nutzlast wird daher mit

$$w_{(28,4 \text{ kN})} = \frac{w_{(50 \text{ kN})} \cdot u_{(28,4 \text{ kN})}}{u_{(50 \text{ kN})}}$$

ermittelt.

Wegen des Einflusses der Rissbreiten auf die Dauerhaftigkeit werden die Grenzwerte der rechnerischen Rissbreite w in den Regelwerken in Abhängigkeit der Umgebungsbedingungen angegeben. Wegen der erhöhten Empfindlichkeit von Spannstahl gegenüber Korrosion werden für Spannbetonbauteile mit Vorspannung und nachträglichem Verbund höhere Anforderungen an die Rissbreitenbegrenzung gestellt. Zum Beispiel für Spannbetonbauteile mit Vorspannung ohne Verbund ist der Grenzwert der Rissbreite w gleich 0,3 mm. Für gerissenen Beton mit Spanngliedern und nachträglichem Verbund sind wegen ihrer Korrosionsempfindlichkeit die zulässige Rissbreiten auf 0,2 mm beschränkt.

Die Durchbiegungen und die mittleren Rissbreiten sind in Tabelle 4.7 zusammengefasst. Die Durchbiegung des Prüfkörpers PK1 (nur Betonstahlbewehrung) ist relativ hoch und weist bei einer Kraft von 50 kN die meisten Risse auf. Durch die gute Rissverteilung der Betonstahlbewehrung sind die Rissbreiten sehr gering. Die mittleren Rissbreiten bei den rechnerischen Nutzlasten waren bei allen Prüfkörpern kleiner als 0,3 mm und somit im zulässigen Bereich. Bei den vorgespannten Prüfkör-

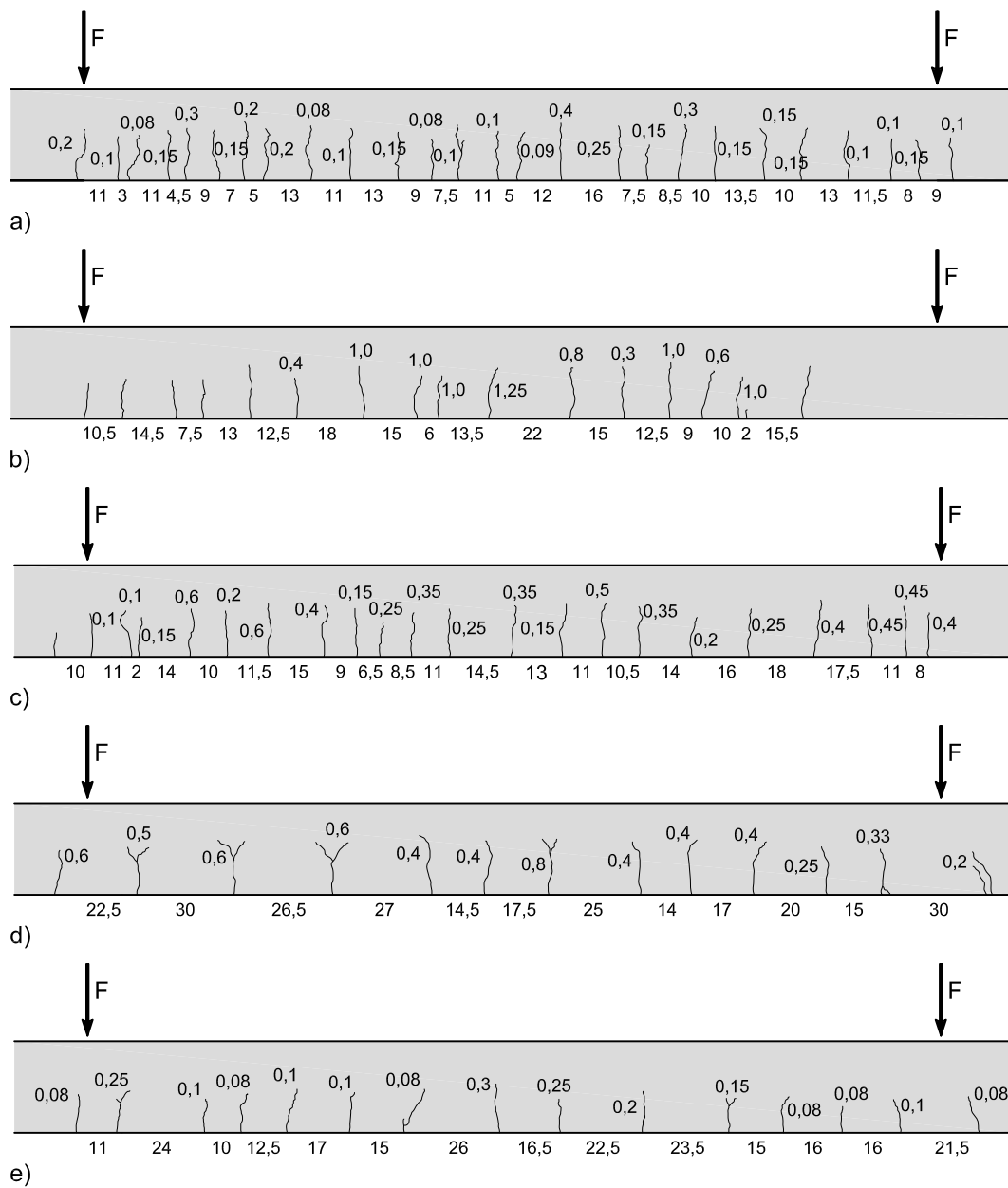


Abbildung 4.15: Rissbilder der Probekörper bei 50 kN: a) PK1, b) PK2, c) PK3, d) PK4, e) PK5 (Rissbreiten in mm)

Tabelle 4.7: Zusammenstellung der Durchbiegungen und Rissbreiten

		PK1	PK2	PK3	PK4	PK5
Durchbiegung $u_{(28,4\text{ kN})}$	[cm]	3,43	1,91	1,93	0,99	1,10
Durchbiegung $u_{(50\text{ kN})}$	[cm]	6,47	5,84	5,61	3,91	3,78
Mittlere Rissbreite $w_{(50\text{ kN})}$	[mm]	0,16	0,84	0,31	0,45	0,14
Mittlere Rissbreite $w_{(28,4\text{ kN})}$	[mm]	0,08	0,27	0,11	0,00	0,00

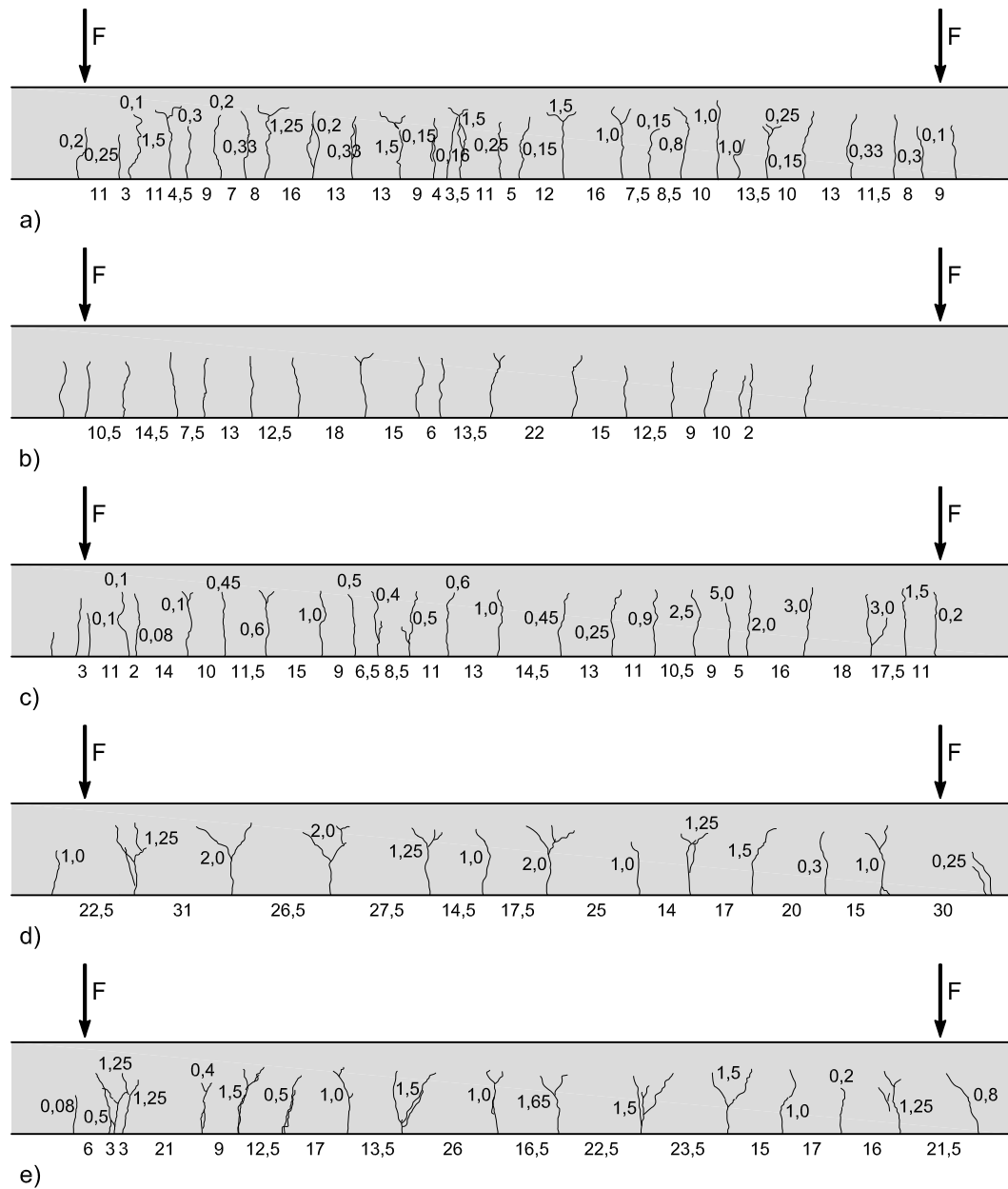


Abbildung 4.16: Rissbilder der Probekörper bei Erreichen der Traglast: a) PK1, b) PK2, c) PK3, d) PK4, e) PK5 (Rissbreiten in mm)

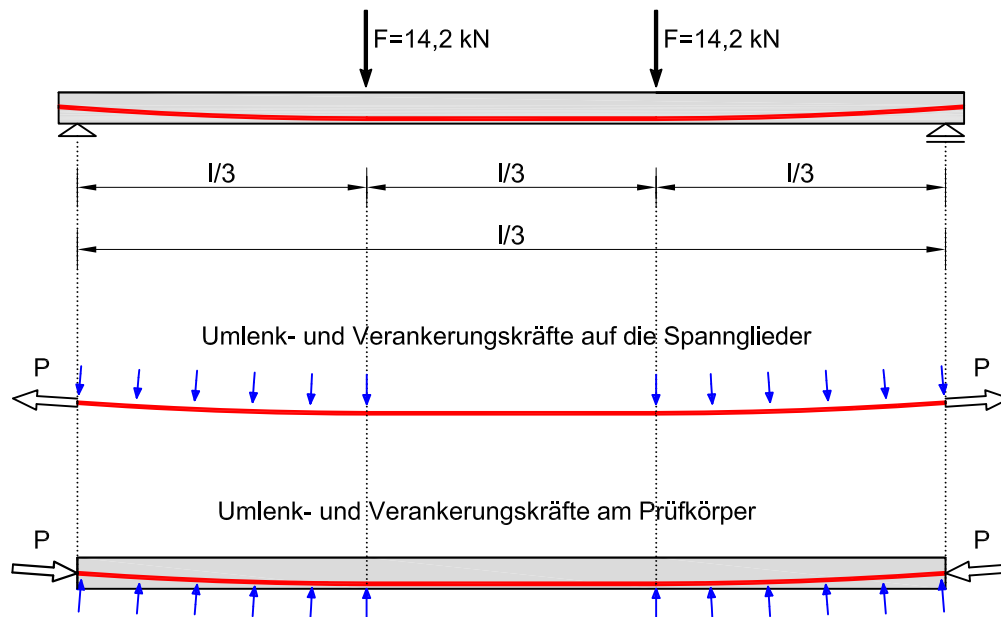


Abbildung 4.17: Wirkung der Vorspannung

pern konnte beobachtet werden, dass die Durchbiegung bei höherer Vorspannkraft geringer ist. Die größte mittlere Rissbreite wurde bei PK2 (Vorspannung ohne Verbund mit schlaffer Bewehrung) mit 0,27 mm festgestellt. Im Gegensatz zu den anderen Probekörpern blieben die Probekörper PK4 und PK5 bei dieser Kraftniveau ungerissen.

Die Durchbiegung des Prüfkörpers PK1 (nur Betonstahlbewehrung) infolge der Gebrauchslast ($2F = 28,4 \text{ kN}$) beträgt 3,43 cm, während der Prüfkörper PK4 (nur Vorspannung) sich lediglich um 0,99 cm durchbiegt. Dieses günstige Verhalten des vorgespannten Probekörpers PK4 ist auf die Wirkung der Umlenkkräfte aus der Vorspannung zurückzuführen. Werden die entlang des Spannglieds wirkenden Reibungskräfte vernachlässigt, wirken an den Verankerungen die Verankerungskräfte P und entlang des Spannglieds Umlenkkräfte U an den Stellen, an denen eine Umlenkung des Spannglieds auftritt. Diese Umlenkkräfte wirken gegen das Eigengewicht und die Nutzlast (siehe Abb. 4.17) und können durch die Wahl der Vorspannung so eingestellt werden, dass Zugspannungen an der Unterseite des Probekörpers erst beim Erreichen einer bestimmten Nutzlast auftreten. Damit kann erreicht werden, dass Spannbetontragwerke unter Gebrauchslasten keine Zugspannungen und damit auch keine Risse aufweisen. Die Biegesteifigkeit von gerissenen Querschnitten (Zustand II) ist viel kleiner als die Steifigkeit von ungerissenen Querschnitten (Zustand I). Vorgespannte Platten können deshalb mit einer geringeren Querschnittshöhe und damit gleichzeitig leichter als Stahlbetonplatten ausgebildet werden.

Das Durchbiegungsverhalten aller Probekörper wird anschaulich durch den Zusammenhang zwischen einwirkendem Moment M und der zugehörigen Querschnittsverkrümmung $k = 1/r$ beschrieben. Die Momenten-Krümmungsverläufe aller Probekörper infolge der zwei Nutzlasten F sind in Abbildung 4.18 dargestellt. Die charakteristischen Punkte der Momenten-Krümmungsbeziehung sind das Rissmoment M_r , das Biegemoment bei Erreichen der Fließgrenze der Bewehrung M_y und

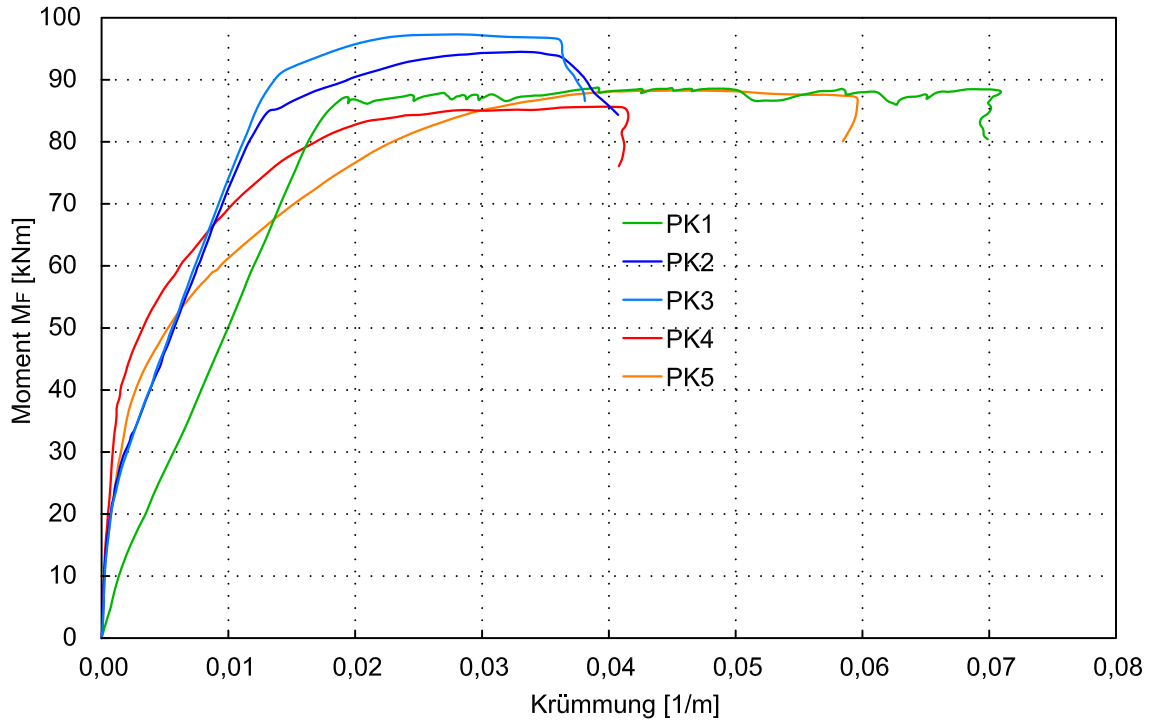


Abbildung 4.18: Momenten-Krümmungsverläufe

das Bruchmoment M_u . Im ungerissenen Zustand verläuft die M-k-Beziehung linear ($EI_I = \text{const.}$). Nach dem Überschreiten der Streckgrenzdehnung der Bewehrung ist ein weiterer Anstieg des Moments durch die Verfestigung der Bewehrung und zudem durch ein weiteres Anwachsen des inneren Hebelsarms bei Einschnürrung der Betondruckzone möglich. Das Versagen tritt ein, wenn Bewehrung oder Beton die Grenzdehnung erreicht haben. Ein Vergleich zwischen den rechnerischen Rissmomenten und den Versuchsergebnissen wurde für den Probekörper PK1 (nur Betonstahlbewehrung) und PK4 (nur Vorspannung) gemacht. Das rechnerische Rissmoment M_r wurde mit der folgenden Formel

$$M_r = \left(f_{ctm} - \frac{N}{A_i} \right) \cdot \frac{I_i}{h - x_s}$$

gerechnet.

f_{ctm}	mittlere Betonzugfestigkeit
N	Normalkraft (positiv bei Zug)
A_i	ideale Querschnittsfläche des Verbundquerschnitts
I_i	ideales Trägheitsmoment
h	Querschnittshöhe
x_s	Abstand der Schwerlinie vom Druckrand des ideellen Querschnittes

- Rissmoment M_r beim Probekörper PK1

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{32500} = 6,15$$

$$x_s = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{A_c \cdot x + \alpha_s \cdot A_s \cdot x}{A_c + \alpha_s \cdot A_s}$$

$$\rightarrow x_s = \frac{40 \cdot 25 \cdot 12,5 + 9,24 \cdot 21,3}{40 \cdot 25 + 6 \cdot 9,94} = 12,99 \text{ cm}$$

$$I_i = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(x_s - \frac{h}{2}\right)^2 + \alpha_s \cdot A_s \cdot (d - x_s)^2$$

$$I_i = \frac{40 \cdot 25^3}{12} + 40 \cdot 25 \cdot (12,99 - 12,5)^2 + 6,15 \cdot 9,24 \cdot (21,3 - 12,99)^2$$

$$\rightarrow I_i = 56247,62 \text{ cm}^4 = 5,625 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$M_r = 3,0 \cdot \frac{5,625 \cdot 10^{-4}}{0,25 - 0,1299} = 0,014 \text{ MNm} = 14 \text{ kNm}$$

Das Moment in Feldmitte infolge Eigengewicht beträgt

$$M_g = \frac{g \cdot l^2}{8} = \frac{2,5 \cdot 7^2}{8} = 15,31 \text{ kNm}.$$

Bei einem Stahlbetonbalken reißt der Querschnitt beim Erreichen von M_r auf, und die Krümmung nimmt schlagartig zu. Im Versuch wurden die Verformungen nur infolge der Belastung F in den Drittelpunkten gemessen. Weil M_g größer als M_r ist, hat sich der Probekörper PK1 schon vor der Belastung in den Drittelpunkten im Zustand II befunden. Deswegen lässt sich erklären, warum in Abbildung 4.18 keine schlagartige Zunahme der Krümmung zu sehen ist.

- Rissmoment M_r beim Probekörper PK4

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_c} = \frac{200000}{32500} = 6,15$$

$$A_i = A_c + (\alpha_p - 1) \cdot A_p$$

$$A_i = 40 \cdot 25 + (6,15 - 1) \cdot 3 = 1015,45 \text{ cm}^2$$

$$z_{c,p} = \frac{h}{2} - e_u = \frac{25}{2} - 5,46 = 7,04 \text{ cm}$$

$$z_{i,p} = \frac{A_c \cdot z_{c,p}}{A_i} = \frac{40 \cdot 25 \cdot 7,04}{1015,45} = 6,93 \text{ cm}$$

$$z_{i,u} = z_{i,p} + e_u = 6,93 + 5,46 = 12,39 \text{ cm}$$

$$I_i = I_c + A_c \cdot (z_{i,p} - z_{c,p})^2 + (\alpha_p - 1) \cdot A_p \cdot z_{i,p}^2$$

$$I_i = \frac{40 \cdot 25^3}{12} + 40 \cdot 25 \cdot (6,93 - 7,04)^2 + (6,15 - 1) \cdot 3 \cdot 6,93^2$$

$$I_i = 52837,41 \text{ cm}^4 = 5,2837 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\begin{aligned}
W_{i,u} &= \frac{I_i}{z_{i,u}} = \frac{5,2837 \cdot 10^{-4}}{0,1239} = 4,26 \cdot 10^{-3} m^3 \\
f_{ctm} &= \frac{M_r}{W_{i,u}} - \frac{P_{\infty,inf}}{A_i} - \frac{P_{\infty,inf} \cdot (z_{i,u} - e_u)}{W_{i,u}} \\
P_{\infty,inf} &= P_{\infty} \cdot r_{inf} = 0,3441 \cdot 0,95 = 0,327 MN \\
3 &= \frac{M_r}{4,26 \cdot 10^{-3}} - \frac{0,327}{0,1015} - \frac{0,327 \cdot (0,1239 - 0,0546)}{4,26 \cdot 10^{-3}} \\
&\rightarrow M_r = 0,04917 MNm = 49,17 kNm
\end{aligned}$$

Das Moment M_g infolge Eigengewicht g beträgt in Feldmitte $15,31 kNm$ und ist kleiner als das Rissmoment $M_r = 49,17 kNm$. Das heisst, dass das Rissmoment M_r sich aus dem Moment M_g und einem Anteil des Momentes M_F infolge der zwei Einzellasten F zusammensetzt.

$$\begin{aligned}
M_r &= M_g + M_F \\
&\rightarrow M_F = 49,17 - 15,31 = 33,86 kNm
\end{aligned}$$

Somit kann berechnet werden, bei welcher Belastung F in den Drittpunkten der Querschnitt reisst.

$$\begin{aligned}
M_F &= F \cdot \frac{l}{3} \\
&\rightarrow F = \frac{33,86 \cdot 3}{7} = 14,51 kN
\end{aligned}$$

Der Querschnitt wird rechnerisch bei dem Lastniveau $2F = 29 kN$ reissen. Daraus folgt, dass unter der Gebrauchslast ($2F = 28,4 kN$) der Probekörper im ungerissenen Zustand ist. Wie man auch in Abbildung 4.18 erkennt, ist der Verlauf der $M - k$ Beziehung bis zum Erreichen des Rissmomentes $M_F = 33,86 kNm$ linear.

4.7 Zusammenfassung

Erwartungsgemäss konnte festgestellt werden, dass die Vorspannung eine günstige Wirkung auf das Durchbiegungsverhalten hat. Es wurde auch gezeigt, dass bei Einsatz von Vorspannung ohne weitere konstruktive Betonstahlbewehrung ein duktiler Nachbruchverhalten erreicht wird und die mittleren Rissbreiten im zulässigen Bereich liegen. In Abbildung 4.19 ist das Stahlgewicht für jeden Probekörper angegeben. Man kann erkennen, dass am meisten Betonstahlbewehrung für den Probekörper PK1 notwendig ist. Der Stahlverbrauch bei Probekörper PK4 (Vorspannung mit nachträglichem Verbund ohne zusätzliche Betonstahlbewehrung) ist ohne Berücksichtigung der Verankerungen am geringsten und beträgt nur 32 % des Stahlgewichts von PK1. Die wesentlichen Vorteile einer vorgespannten Decke ohne Betonstahlbewehrung (Beispiel Prüfkörper PK4) sind:

- weniger Herstellungsaufwand durch das Weglassen der schlaffen Bewehrung

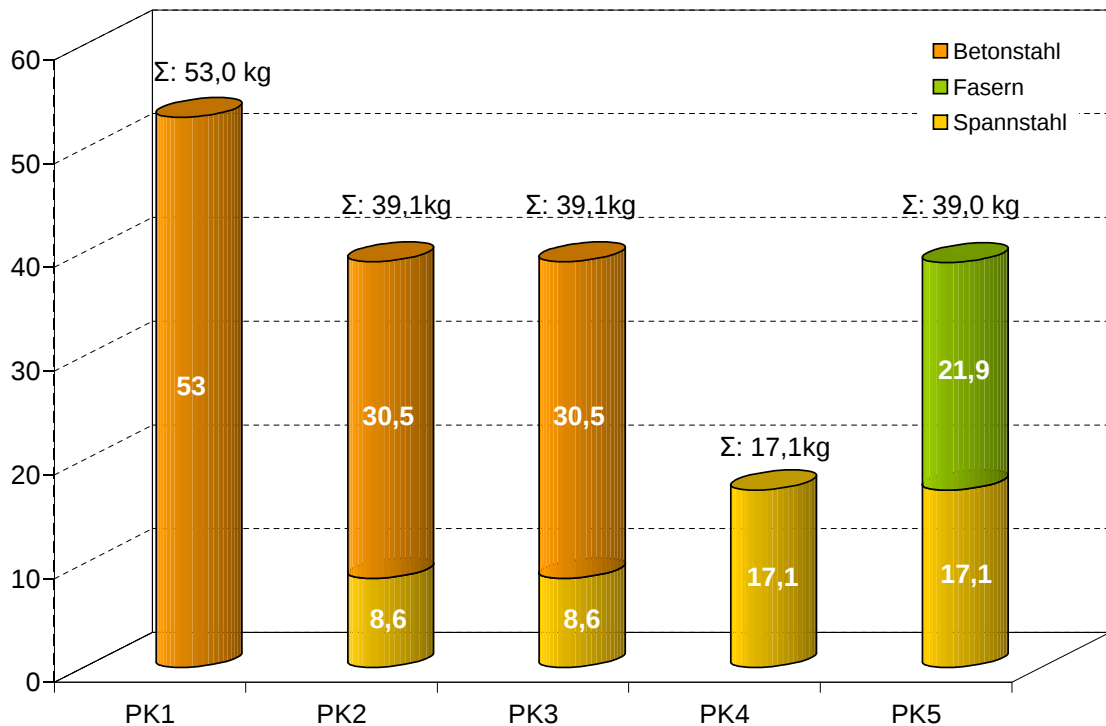


Abbildung 4.19: Stahlgewicht aller Probekörper

- größere Spannweiten
- geringere Durchbiegungen
- ein viel geringerer Stahlgehalt
- Verkürzung der Bauzeit
- geringere Kosten

Prüfkörper PK5 wurde im Gegensatz zu PK4 mit 30 kg/m^3 Stahlfasern ausgeführt. Die Traglast von PK5 war mit 75,09 kN geringfügig höher als von PK4 mit 72,8 kN. Das Last-Verformungsverhalten kann bis zu einer Durchbiegung von ca. 30 cm als nahezu gleich angesehen werden. Die Wirkung der Fasern konnte anhand der geringeren Rissbreiten und größeren Verformungen bei Totalversagen festgestellt werden. Allerdings wird der höhere Stahlverbrauch von 39 kg beim Prüfkörper PK5 im Vergleich zu 17,1 kg für Prüfkörper PK4 im Normalfall den Einsatz von Stahlfasern nicht rechtfertigen.

Der Vergleich der im Versuch erreichten Traglasten mit den berechneten Werten zeigt, dass die Berechnung mit Mittelwerten gut mit den Versuchswerten übereinstimmt. Dies gilt auch für die Prüfkörper PK4 und PK5, die nicht gemäß Normenwerk bemessen wurden.

Kapitel 5

Vorschlag zur Ausbildung von Betonbrücken ohne Bewehrung aus Betonstahl

5.1 Allgemeines

Betonbrücken enthalten üblicherweise eine Bewehrung aus Stahl. Spannglieder werden verwendet um Brücken vorzuspannen, wenn die Spannweite größer als 15 m bis 20 m ist. Die Oberseite von Betonbrücken wird mit einer Abdichtung versehen, um das Eindringen von Wasser und Chloriden zu verhindern. Über der Abdichtung ist ein Fahrbelag angeordnet, der entweder aus Asphalt oder aus Beton besteht. Der Fahrbelag schützt die Abdichtung. Nachteilig bei Asphaltstraßen ist die Ausbildung von Spurrinnen als Folge der Beanspruchungen durch den Schwerverkehr. Nachteilig bei Betonbelägen ist, dass sich der Betonbelag infolge der Verkürzungen und Verlängerungen bei Temperaturwechseln auf der Abdichtung bewegt, was besonders bei einem Längsgefälle der Brücke Probleme verursacht ("Schieben der Betonstraße").

Der Aufbau aus Abdichtung und Fahrbelag ist notwendig, weil die metallische Bewehrung im Falle des Eindringens von Wasser und Chloriden zu korrodieren beginnt. Die Abdichtung bei Brücken wird an der Brückenoberseite unterhalb der Straße angeordnet und schützt dort den Beton bzw. Stahl vor Chloridangriffen. Diese Maßnahme ist jedoch nur begrenzt effizient, da sich bei befahrenen Brücken ein Salznebel bildet, der alle Außenflächen der Brücke mit Salz angreift. Besonders stark ist dieser Angriff bei Durchfahrten unter Brücken. Eine Korrosion der Bewehrung beeinträchtigt das Aussehen der Brücke und reduziert die Tragfähigkeit. Die Abbildung 5.1 zeigt den Querschnitt einer herkömmlich aufgebauten Brücke. Der Beton wird durch Wasser und Chloride kaum beeinträchtigt, so kann Beton unter üblichen Umweltbedingungen 500 Jahre und mehr im Einsatz sein. Schon in der Römerzeit wurden reine Betonbrücken gebaut, die eine "unbegrenzte" Lebensdauer aufweisen.

Abdichtung und Fahrbelag sind Verschleißteile, die in regelmäßigen Abständen erneuert werden müssen, was neben der Beeinträchtigung des Verkehrs auch hohe Kosten verursacht. Für Betonbeläge auf Brücken bestehen verschiedene Möglich-

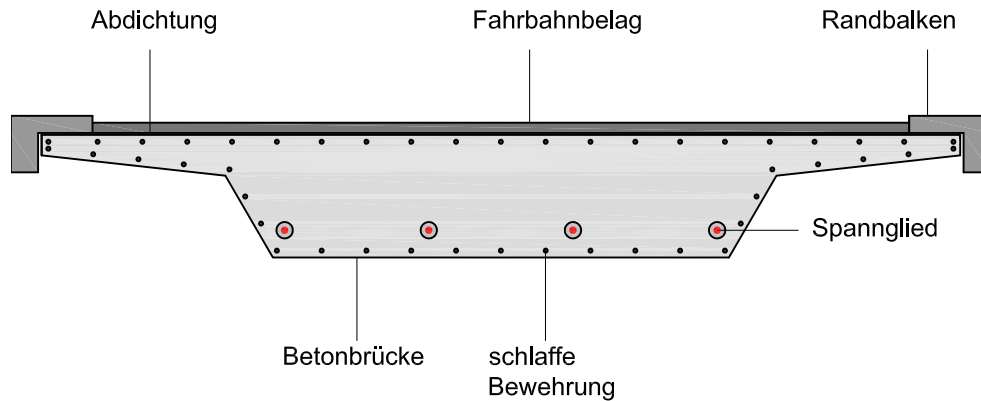


Abbildung 5.1: Querschnitt einer vorgespannten Betonbrücke mit Betonstahlbewehrung, Abdichtung und Fahrbahnbelag

keiten. Sie können ohne Verbund oder im Verbund mit der Konstruktion ausgeführt werden [Bianchi, 2004]. Ein Betonbelag in direktem Verbund mit dem Tragwerk bietet eine erhöhte Steifigkeit des Tragwerks im Gebrauchszustand und einen erhöhten Tragwiderstand. In Europa ist die Bauweise, Betonbeläge auf Brücken, im Gegensatz zum klassischen System, Abdichtung und Schwarzelag, nicht weit verbreitet. In Deutschland und in Österreich werden Betonbeläge in der Regel nur auf kurzen Brücken, mit einer Länge zwischen 10-20 m verwendet. Bei langen Brücken werden Betonbeläge eher selten angewendet. Für gewöhnlich wird die Regelbauweise, d.h. Abdichtung, Schutzschicht und Betonbelag, ohne Betonstahl, verwendet. In Schweden oder Tschechien kommen die reinen Betonbeläge auch selten zum Einsatz. Dort wird ebenfalls die Regelbauweise bevorzugt.

Betonbrücken ohne Abdichtung und Fahrbahnbelag sind gebaut worden, um die o.g. Probleme zu vermeiden. Durch die Verwendung von besonders dichten Beton (Hochfester Beton oder Hochleistungsbeton) und dem Einsatz von Vorspannung ist versucht worden, dichte und rissfreie Betonbrücken herzustellen. Aus dem Begriff "hochfester Beton" entwickelte sich der Begriff "Hochleistungsbeton". Hochleistungsbeton verdeutlicht, dass für viele Anwendungen die Dauerhaftigkeit des Betons ebenso interessant ist, wenn nicht von noch größerem Interesse als seine Druckfestigkeit. Da der Widerstand von Beton gegen äußere chemische oder mechanische Beanspruchungen wesentlich durch ein besonders dichtes und festes Gefüge bestimmt wird, unterscheiden sich hochfester Beton und Hochleistungsbeton aus betontechnologischer Sicht im Regelfall nicht. In den Normen werden Betone ab einer Zylinderfestigkeit von 65 N/mm^2 als Hochleistungsbeton bezeichnet. Risse sind im Betonbau allerdings kaum vermeindbar. Deshalb ist anzunehmen, dass die Bewehrung in Betonbrücken ohne Fahrbahnbelag und Abdichtung wegen des über die Risse eindringenden Wassers korrodieren wird.

Das Problem der Korrosion der Bewehrung wird vermieden, wenn nichtmetallische Bewehrung verwendet wird. Der Ersatz der konventionellen Betonstahlbewehrung durch nichtmetallische Bewehrung ist allerdings wesentlich teurer. Langzeiterfahrungen über die Dauerhaftigkeit der nichtmetallischen Bewehrung (z.B. epoxidharzbeschichtete Glasfaserstäbe oder Stäbe aus Kohlenstofffaser-Verbundwerkstoff) im alkalischen Beton liegen noch nicht bzw. nur für einen noch nicht allzulange Zeit-



Abbildung 5.2: Brücke S. Stefano, Sizilien [TFB], [Proverbio et al., 2001]

raum vor. Deshalb sind auch Betonbrücken mit nichtmetallischer Bewehrung als Forschungsprojekte einzustufen.

Über Korrosionsschäden gibt es viele Informationen und Berichte. Im Gegensatz zur Bewehrung aus Betonstahl, sind die Spannstähle, die für die Vorspannung verwendet werden, empfindlicher auf Korrosionsangriffe. Bei Spannbetonbrücken wurde von Beginn an auf einen guten Korrosionsschutz der Spannbewehrung großen Wert gelegt. Es gibt auch Fälle, wo es zu einem katastrophalen Versagen von vorgespannten Tragwerken gekommen ist. Zum Beispiel ist im Jahr 1999 plötzlich eine 40-jährige Brücke in Sizilien eingestürzt (siehe Abb. 5.2). Die Ursache des Einsturzes war die Korrosion an den Spannstählen in den Elementfugen.

Ein Bericht in der Schweiz beschäftigte sich mit Schadenfällen an vorgespannten Bauwerken [Hunkeler et al., 2005]. Es wurde festgestellt, dass als Ursache für Mängel und Schäden praktisch bei allen untersuchten Korrosionsschäden an Spanngliedern mit oder ohne Verbund das Wasser oder Feuchtigkeit die entscheidende Einwirkung war. Die Anwesenheit von Chloriden verstärkt bei Brücken den Korrosionsangriff.

Besonders beim Abbruch von Brücken können wertvolle Informationen gewonnen werden [Vogel, 2006]. Das Institut für Baustatik und Konstruktionen der ETH Zürich hat die Leitung des Projekts Zustandserfassung von Brücken bei deren Abbruch bekommen. Es wurden 82 Brücken in der Berichtsperiode abgebrochen, unter denen die meisten Brücken aus Stahl- oder Spannbeton. Die Untersuchungen bestätigen, dass mit Korrosion des Spannstahls gerechnet werden muss, wenn alle Barrieren gegenüber Chloriden aus dem Strassenraum versagen.

Es kann festgehalten werden, dass sich die Spannbetonbrücken wesentlich besser als die Stahlbetonbrücken verhalten. In den letzten Jahren sind erhebliche Fortschritte zur Qualitätsverbesserung der Spannbetonbauweise gemacht worden. Ein wichtiger Schritt zur Verbesserung der Dauerhaftigkeit von Spanngliedern wurde durch die Verwendung der Kunststoffhüllrohren gemacht. Von großer Bedeutung ist auch die Entstehung eines durchgehenden Korrosionsschutzes. So sind die Verankerungen und die Kupplungen wichtige Bereiche. Durch die Verbesserung von folgenden

Schwachstellen beim Korrosionsschutz können bei Neubauten die Bauwerksmängel gegenüber früher wesentlich reduziert werden:

- Verwendung von Kunststoffhüllrohren statt Blechhüllrohren
- Einsatz von vollständig geschlossenen Verankerungen
- Einsatz von geeigneten Zementen
- Vollständige Verpressung der Hüllrohre

5.2 Betonbrücken ohne Betonstahlbewehrung

Ausgehend von den oben genannten Problemen und der Versuchsreihe an Plattenstreifen, die im Kapitel 4 dargestellt wurde, entstand die Idee eine Betonbrücke zu schaffen, die gegenüber den bekannten Ausführungen eine verbesserte Dauerhaftigkeit aufweist und mit geringerem Kostenaufwand herstellbar ist. In der oben genannten Versuchsreihe wurde nachgewiesen, dass die Anforderungen an die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit in biegebeanspruchten Tragkonstruktionen auch ohne Bewehrung aus Betonstahl erfüllt werden können [Ambro et al., 2006]. In statischer Hinsicht sind Betonbrücken biegebeanspruchte Träger oder Platten. Zur Erreichung einer höheren Dauerhaftigkeit von Betonbrücken wird aufbauend auf den Ergebnissen dieser Versuche vorgeschlagen, Betonbrücken mit folgenden Merkmalen zu bauen:

- Die Brücke ist vorgespannt. Die Vorspannbewehrung ist in Kunststoffhüllrohren angeordnet (Vorspannung mit Verbund). Das verbleibende Volumen zwischen Hüllrohr und Bewehrung wird mit Zementmörtel aufgefüllt. Dadurch kann eine Verbundwirkung entlang der gesamten Bewehrung ausgenutzt werden.
- Die Brücke enthält keine Bewehrung aus korrosionsgefährdetem Stahl
- In Sonderbereichen ist immer Bewehrung aus Betonstahl notwendig. Dies kann bei der Wendelbewehrung vor der Verankerung, Bügelbewehrungen, Nadelbewehrungen, einigen Anschlußbewehrungen, etc. sein. Diese Bewehrungen sind aus nicht rostenden Materialien, wie beispielsweise Faserverbundwerkstoffen oder Edelstahl zu fertigen.
- Die Aufnahme der Belastung durch Eigengewicht und Verkehr und die Abdeckung von Beanspruchungen aus Zwangseinwirkungen wird durch geeignete Querschnitts- und Längsträgerausbildung der Brücke und durch eine geeignete Dimensionierung der Anzahl und Lage der Spannglieder erreicht.
- Eine Abdichtung wird eingespart, weil keine vor Korrosion zu schützende Bewehrung im Brückenüberbau vorhanden ist.
- Auf einen Fahrbahnbelag zum Schutz der Abdichtung kann verzichtet werden. Es wird vorgeschlagen, den Fahrbahnbelag aus Beton in direktem Verbund auf die Tragkonstruktion aufzubringen.

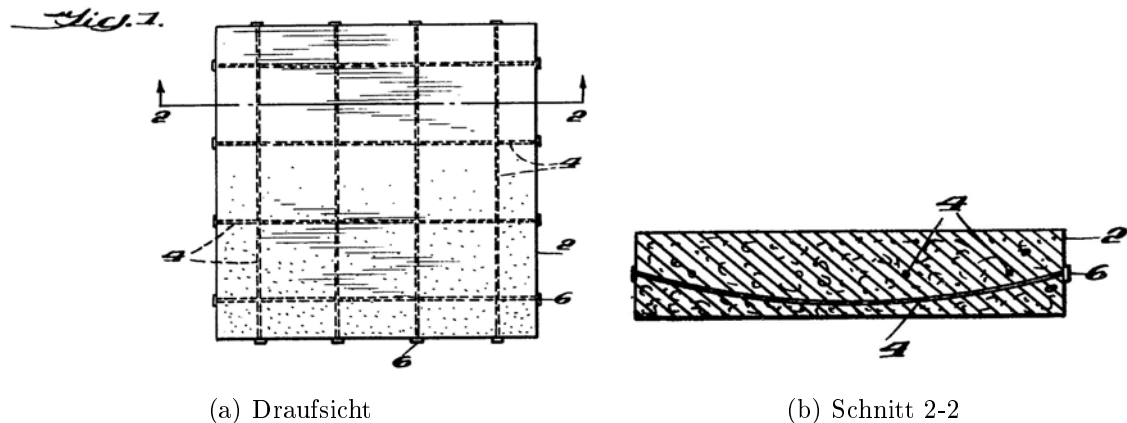


Abbildung 5.3: Bauelement aus Beton [Lang, 1971]

- Für kürzere Brücken kann darüber hinaus auf die Anordnung von Lagern und Fahrbahnübergängen verzichtet werden (integrale Brücken).

Die Idee Spannbeton-Bauteile ohne eine Bewehrung aus Betonstahl herzustellen wurden patentiert. Die Erfindung von Thal [Thal, 1992] betrifft ein Spannbündel für vorgespannte Tragwerke aus Beton, bestehend aus mehrere parallel zueinander verlaufenden und einander gegenseitig berührenden Spannelemente, wie beispielweise Stäbe, Litzen oder Drähte, welche von mindestens einem gemeinsamen Kunststoffmantel umgehüllt sind, sowie Verfahren zu dessen Herstellung und Einbau. Eine andere Erfindung bezieht sich auf Bauelemente aus Beton [Lang, 1971], bei denen der Beton zum Schutz gegen Bruch bei Zugbelastungen unter Druck gehalten ist, und betrifft insbesondere Spannglieder zur Erzeugung dieses Druckes (siehe Abb. 5.3).

Spannglieder aus Stahl können heute mit Hüllrohren aus Kunststoff zuverlässig vor Korrosion geschützt werden. Bei der Vorspannung mit nachträglichem Verbund werden die Spannglieder längsbeweglich in gerippten Kunststoffhüllrohren in die plangemäße Lage innerhalb der Schalung gebracht. Nachdem der Beton eingebracht und erhärtet ist, erfolgt die Eintragung der Vorspannkraft mit Hilfe einer hydraulischen Presse, die sich gegen die Stirnfläche abstützt. Das Spannen der Litzen kann auch in mehreren Stufen erfolgen. Nach Eintragung der Vorspannkraft wird zur Erzeugung einer Verbundwirkung und zum Korrosionsschutz des Spannstahls zementöses Füllgut, bestehend aus Zement, Einpresshilfe und Wasser, in die Hüllrohre injiziert. Einige Vorteile der Vorspannung mit nachträglichem Verbund sind nachfolgend aufgelistet:

- Ausnutzung des Spannstahls im Grenzzustand der Tragfähigkeit
- sehr guter Korrosionsschutz des Spanngliedes in Kunststoffhüllrohren
- unmittelbare Eintragung der Vorspannkraft in den Betonquerschnitt
- hohes Resttragvermögen geschädigter Spannglieder wegen Verbundwirkung
- hoher Brandwiderstand durch die Einbettung in Beton

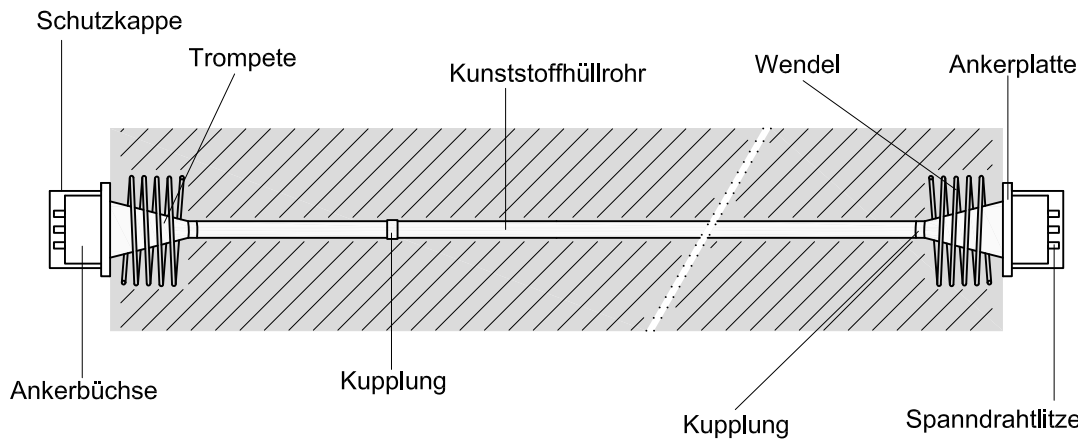


Abbildung 5.4: Systemkomponenten der Spannglieder im Verbund

- Mobilisierung von Tragreserven bei außergewöhnlichen Einwirkungen (z.B. Erdbeben).

In der Abbildung 5.4 ist ein Längsschnitt eines Spanngliedes im Verbund dargestellt. Das Hüllrohr ist mit einer trompetenförmigen Erweiterung an jedem seiner beiden Enden versehen und es ist eine vorgespannte Bewehrung im Inneren vorhanden. Diese ist über eine Ankerplatte gegenüber dem Beton abgestützt, und zwar über eine Ankerbüchse, aus denen die Enden der von Spanndrahtlitzen gebildeten Bewehrung herausragen. Die Ankerbüchsen sind von einer Schutzkappe umgeben. Zur besseren Krafteinleitung in den Beton ist die trompetenförmige Erweiterung von einer Wendel umgeben. Wenn die Spannglieder zu lang sind, werden die zwei Hüllrohrabschnitte miteinander gekoppelt.

Die Kunststoffhüllrohre bieten gegenüber den gewellten Blechhüllrohr in wesentlichen folgende Vorteile:

- verbesserter Korrosionsschutz für Spannglieder
- erhöhter Widerstand gegen Reibermüdung
- geringere Reibungsverluste
- geringeres Gewicht.

Gerippte Kunststoffhüllrohre sind robuste Elemente, die einen runden oder flachen Querschnitt aufweisen. Abbildung 5.5 zeigt ein rundes Kunststoffhüllrohr und die Verbindung der einzelnen Hüllrohrabschnitte, bestehend aus je zwei Halbschalen mit fest montierten Dichtungen sowie je zwei Spannkeilen zum Zusammenklemmen der Halbschalen. Die Hüllrohrkupplungen können mit Injektions- bzw. Entlüftungsanschlüssen versehen werden. Untersuchungen an Kunststoffhüllrohren für Spannglieder mit nachträglichem Verbund wurden gemacht, um das Verbundverhalten, die Reibungszahl, den Einfluß des Temperaturexpansionskoeffizienten von Polypropylen im Vergleich zu Beton, die Injizierbarkeit und die Reibermüdung gegenüber Hüllrohren aus Stahlblech zu stellen [Kollegger, 1994]. Für das Verbundverhalten wurden



Abbildung 5.5: Kunststoffhüllrohr [VSL-International, a]

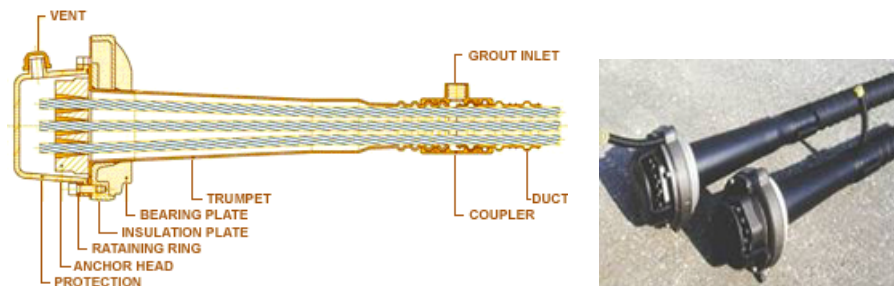


Abbildung 5.6: Verankerung CS 2000 [VSL-International, b]

Ausziehversuche und Verbundstreckenversuche an Probekörpern mit Kunststoffhüllrohren an der ETH Zürich von Marti [Marti, 1993] durchgeführt. Im Vergleich zu den Hüllrohren aus Stahlblech, ergeben die Kunststoffhüllrohre einen etwas weniger steifen aber ähnlich festen Verbund. Bei der Berechnung der Spannkraftverluste kann für Litzenspannglieder in Kunststoffhüllrohren die Reibungszahl $\mu = 0,14$ angenommen werden. Um den Verbund zwischen Litzen und Hüllrohr zu schaffen und die Litzen vor Korrosion zu schützen, müssen die Hüllrohre von Spanngliedern vollständig mit Zementmörtel gefüllt sein. Die Injektionsversuche sowohl an Kunststoffhüllrohren als auch an Hüllrohren aus Bandstahl haben gleiche typische Merkmale aufgezeigt. Im Bereich der Rippen der Hüllrohre gab es Bereiche mit kleineren Lufteinschlüssen auf der Oberseite. Die Versuche zur Reibermüdung haben bestätigt, dass Spannglieder in Kunststoffhüllrohren eine viel höhere Ermüdungsfestigkeit aufweisen als Spannglieder in Blechhüllrohren.

Die Verankerung der Spannglieder ist auch ein wichtiger Bereich. Die Firma VSL hat eine Verankerung entwickelt (CS 2000), die es ermöglicht den Spannstahl mit einem dichten Kunststoffmantel zu umhüllen. Diese Verankerung ist kompatibel mit den Kunststoffhüllrohren. Die Verankerung wird mit Hilfe einer permanenten Ankerkappe aus Kunststoff vollständig geschlossen. Somit ist das ganze Spannglied von der Umgebung abgeschottet und es entsteht ein Spannsystem mit verbessertem Korrosionsschutz. Diese Verankerung ist in Abbildung 5.6 dargestellt. Außerdem erlaubt diese Verankerung eine zerstörungsfreie Überwachung des Korrosionsschutzes der Spannglieder mittels der elektrischen Widerstandsmessung. Die Verwendung von elektrisch isolierten Spanngliedern erlaubt die elektrische Isolation und die Dichtigkeit von Kunststoffhüllrohren zu kontrollieren. Damit gelingt es, während der ganzen Lebensdauer eines Spanngliedes, Messungen über dessen Zustand zu machen.

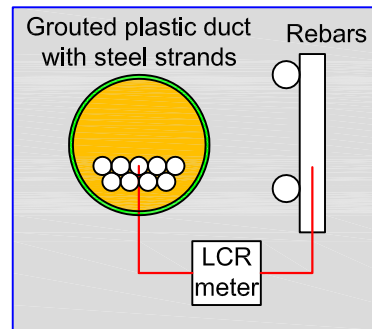


Abbildung 5.7: Messung des elektrischen Widerstandes [Vedova and Elsener, 2006]

Elektrische Widerstandsmessungen können nach dem Vorspannen, 28 Tage nach der Injektion und zu späteren Zeitpunkten durchgeführt werden. Das Funktionsprinzip ist in Abbildung 5.7 dargestellt. Eine optimale Dauerhaftigkeit von Spanngliedern ist nur dann gewährleistet, wenn keine Fehlstellen im Hüllrohr und keine Kurzschlüsse zwischen Spannglied und Bewehrung auftreten. Ein Abfall des Widerstandes zeigt das Eindringen von Wasser und Feuchtigkeit an einer Verletzung des Hüllrohrs an. Damit ist die Überwachung des Korrosionsschutzes des Spannstahls gegeben.

Wie vorher erwähnt, ist in Sonderbereichen eine Bewehrung aus Betonstahl notwendig. Diese Bewehrung wird aus nicht korrosionsgefährdetem Material vorgesehen. Zum Zwecke eines vorbeugenden Korrosionsschutzes von Stahlbetonkonstruktionen werden weltweit nichtrostende Betonstähle angewendet. Nicht rostende Stähle weisen einen Chromgehalt von über 10,5% auf und in vielen Fällen enthalten sie auch Nickel, Molybdän und Stickstoff. Gleichzeitig treten Begleitelemente wie z.B. Kohlenstoff, Schwefel und Phosphor auf. Im Gegensatz zu normalen, verzinkten oder epoxidharzbeschichteten Betonstählen weisen nichtrostende Stähle eine höhere Korrosionsbeständigkeit auf. Diese Eigenschaft stellt für außerordentlich korrosionsgefährdete Tragwerke eine sehr gute Schutzmaßnahme dar. Nicht rostende Stähle kommen daher bei Bauteilen zum Einsatz, die chloridhaltigem Wasser ausgesetzt sind, eine lange Nutzungsdauer aufweisen müssen, sowie einer aufwendigeren Instandsetzung bedürfen. Durch die gute Korrosionsbeständigkeit können größere bzw. frühzeitige Instandsetzungsmaßnahmen vermieden werden. Trotz der höheren Materialkosten ist es damit möglich, einerseits die Dauerhaftigkeit zu erhöhen und andererseits, sowohl finanziell als auch materiell, wirtschaftlicher zu bauen. Es gibt fünf Gruppen von nicht rostenden Bewehrungsstählen, die sich in ihren Eigenschaften und in ihrer Struktur unterscheiden:

- Austenitische nicht rostende Stähle
- Austenitische-ferritische nicht rostende oder sogenannte Duplexstähle
- Ferritische nicht rostende Stähle
- Martensitische nicht rostende Stähle
- Ausscheidungsgehärtete nicht rostende Stähle

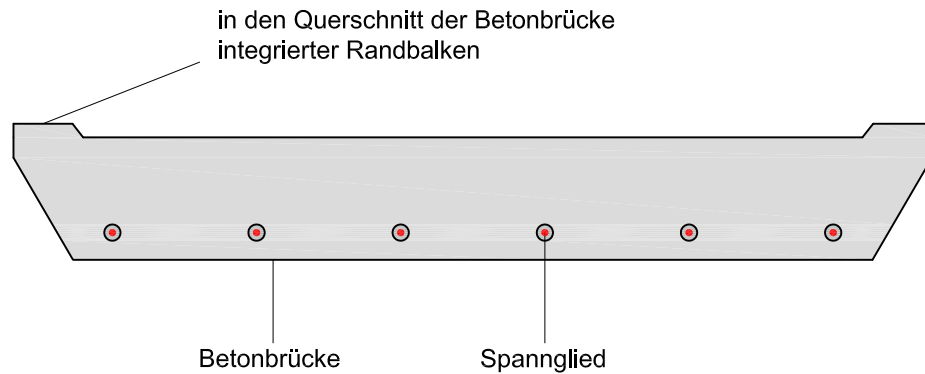


Abbildung 5.8: Querschnitt einer vorgespannten Betonbrücke ohne Abdichtung und Fahrbelag

Die Stähle aus den ersten zwei Gruppen werden als Betonstähle verwendet [Hunkeler, 2000].

Derartige Brücken mit hier vorgestellter Methode weisen eine viel höhere Lebensdauer als konventionelle, mit Bewehrung aus Betonstahl hergestellte Brücken auf, da in solchen Brücken keine korrosionsgefährdete Bewehrungen enthalten sind. Durch das Weglassen der Abdichtung und des Fahrbelages entfallen zudem Verschleißelemente und es entstehen dadurch zusätzliche Einsparungen für den Brückenerhalter. Dieses Bauverfahren ist für robuste Querschnitte geeignet. In Abbildung 5.8 ist der Querschnitt einer vorgespannten Betonbrücke ohne Abdichtung und Fahrbelag dargestellt. Integrale Brücken, die nach dem vorgeschlagenen Verfahren gebaut werden, weisen keine Verschleißteile (Abdichtung, Fahrbahn, Lager, Fahrbahnübergänge) und keine Bewehrung aus korrosionsgefährdetem Stahl auf. Derartige Brücken werden wie vergleichbare Brücken der römischen Baumeister *de facto* eine unbegrenzte Lebensdauer aufweisen und kaum Erhaltungsmaßnahmen erfordern.

Kapitel 6

Anwendungsbeispiel für eine Betonbrücke ohne Bewehrung aus korrosionsgefährdetem Betonstahl

6.1 Allgemeines

Im Sommer 2007 hat das Institut für Tragkonstruktionen-Betonbau alle Brückenbauabteilungen der Landesbaudirektionen in Österreich bezüglich des Baus einer vorgespannten Betonbrücke ohne Abdichtung und Fahrbahnbelag angeschrieben. Es wurde versucht, ein geeignetes Brückenobjekt zu finden, wo die im vorigem Kapitel vorgeschlagene Technologie für den Bau dauerhafter Betonbrücken umgesetzt werden könnte. Für eine erste Anwendung haben wir vorgeschlagen, dass diese Ausführungsvariante besonders geeignet für Einfeldbrücken mit einer Spannweite bis 20 m wäre.

Auf das Schreiben hat die Brückenbauabteilung des Landes Salzburg geantwortet. Sie planten im Zuge des Ausbaues der L 109 (Großarler Landesstraße) die Errichtung einer Straßenbrücke über den Egg-Graben. Das Projekt befindet sich in Großarltal, zwischen “Alter Wacht” und der Streusiedlung Gollegg. Bei km 8,32 weist die Großarler Straße im derzeitigen Bestand sehr enge Kurvenradien auf. Hier kommt es oft zu Verkehrsunfällen. Im Zuge einer Erneuerung der Grabenquerung soll in diesem Straßenabschnitt die Trasse begradigt werden. Als Grabenübergang ist die Errichtung einer Brücke vorgesehen, die mindestens 40 m Spannweite aufweisen sollte. Im Gebiet des Brückenbauprojektes verläuft die L 109 in 850 m bis 860 m Seehöhe. Der Lageplan mit den drei Varianten der Grabenquerung, die von der Brückenbauabteilung Salzburg vorgeschlagen wurden, ist in Abbildung 6.1 dargestellt. Die Variante 1 mit einem Krümmungsradius von 50 m und eine Brückentragwerkslänge von ca. 40 m wurde favorisiert.

Auf den ersten Blick schien die Realisierung einer vorgespannten Betonbrücke mit nachträglichem Verbund und ohne eine Bewehrung aus Betonstahl im Bereich der Grabenquerung äußerst schwierig zu sein. Betrachtet man den Lageplan, liegen die Höhenschichtenlinien sehr nahe beieinander und somit ist das vorhandene Gelände sehr steil. Aufgrund des steilen Geländes wäre für die Ausführung der Brücke in Varianten 2 und 3 sehr hohe Pfeiler notwendig gewesen. Außerdem hätten die Brücken in diesen Varianten sehr große Längen aufgewiesen. Da wir die Heraus-

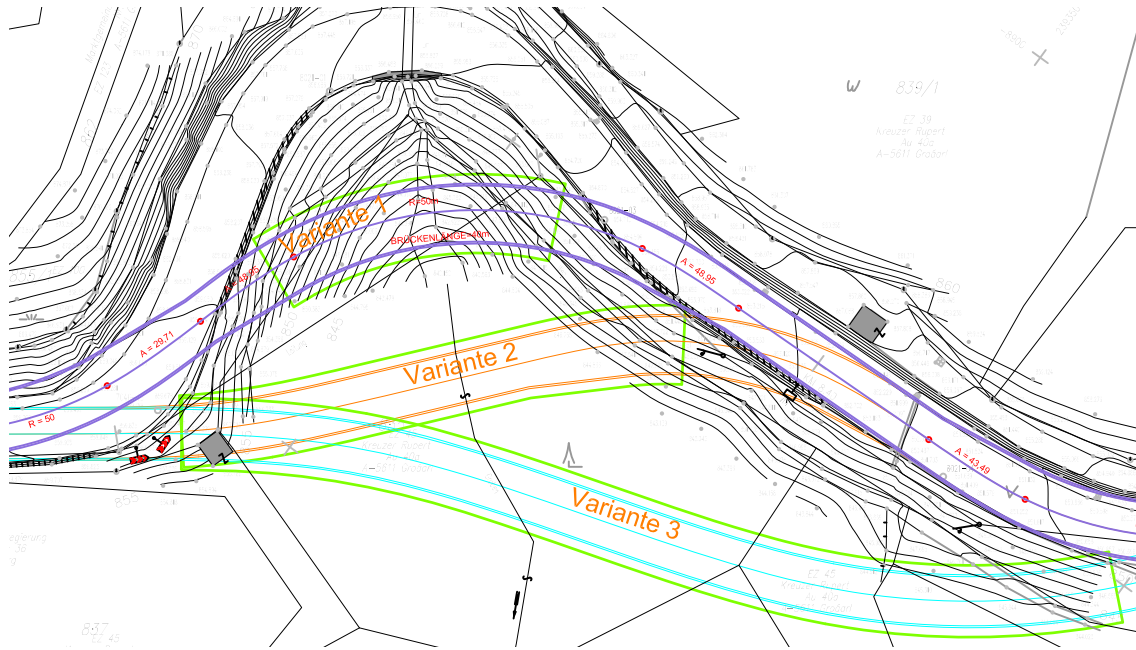


Abbildung 6.1: Lageplan

forderung gesucht haben unsere Idee der “Vorgespannten Brücke ohne Abdichtung und Fahrbahnbelag” in die Tat umzusetzen, wurde Variante 1 als beste Lösung weiter verfolgt. Variante 2 und 3 kommen hierfür auf Grund der bereits erwähnten Nachteile der hohen Pfeiler und großen Längen nicht in Frage.

6.2 Brückenentwurf

Bei dem Entwurf der Egg-Grabenbrücke wurden das Tragsystem, die Spannweiten, die Fundierungen, die Baustoffe und die Querschnittsabmessungen festgelegt. Wie schon vorher erwähnt, verläuft das Gelände sehr steil im Graben. Deswegen wurde ein Tragsystem angestrebt, das diesen Bereich stützenfrei überspannt. Wir haben uns für eine Bogenbrücke entschieden, die eigentlich dem Standort optimal entspricht. Bevor die Ergebnisse der geologischen Untersuchungen in den Widerlagerbereichen vorhanden waren, wurde angenommen, dass der unverwitterte Fels sich zwei Meter unterhalb der Geländeoberkante (GOK) befindet. In dieser Entwurfsphase war der Bogen der Brücke sehr flach vorgesehen. Der Radius des Bogens betrug 45 m.

Zur Erkundung der Widerlagerbereiche wurde jeweils eine vertikale Kernbohrung (KB 1/07 und KB 2/07) bis zu einer Tiefe von 15,4 m unter GOK abgetaucht. Die Lage der Kernbohrungen ist der Abbildung 6.2 zu entnehmen. Nach den Bohrergebnissen ist der Felsuntergrund bei den beiden Widerlagerbereichen erst in einer Tiefe von ca. 8 m unter GOK unverwittert. Aus baugeologischer Sicht sind die Fundamente vollflächig im unverwitterten Fels zu gründen. Aus diesen Gründen mussten die Bogenfußpunkte gegenüber der bisherigen Brückenvariante weiter abgesenkt werden. Bei der Optimierung der Form des Bogens, wurde festgestellt, dass wegen der unterschiedlichen Höhen der Bogenfußpunkte eine unsymmetrische Verformung des Tragwerks infolge des Eigengewichtes eintritt. Um das Problem zu lösen, ist das

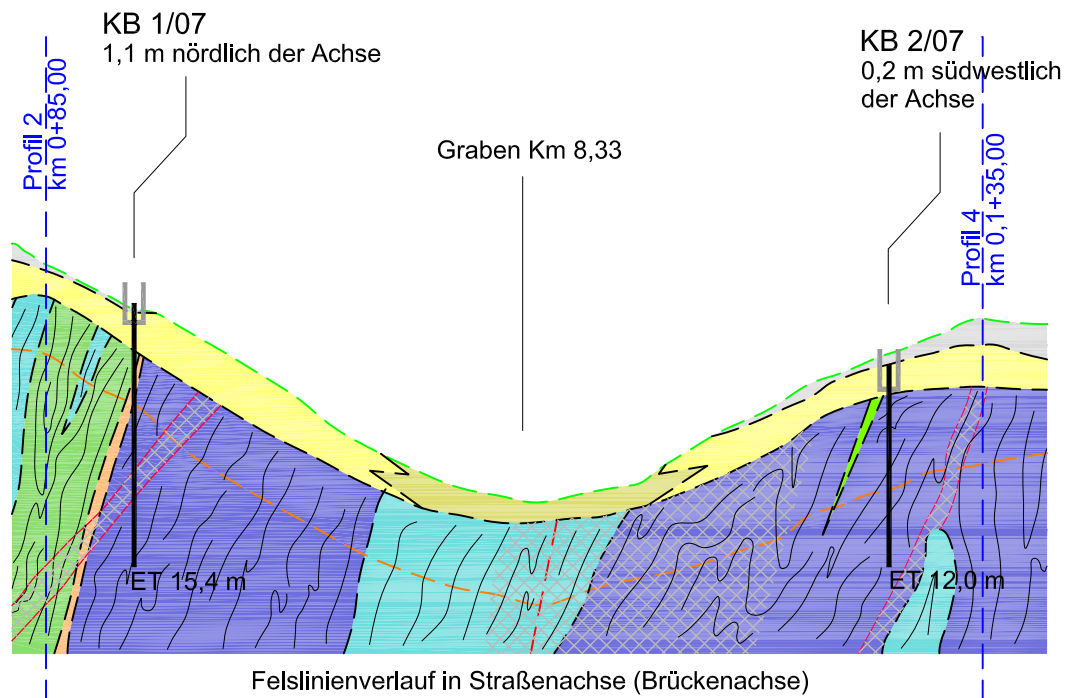
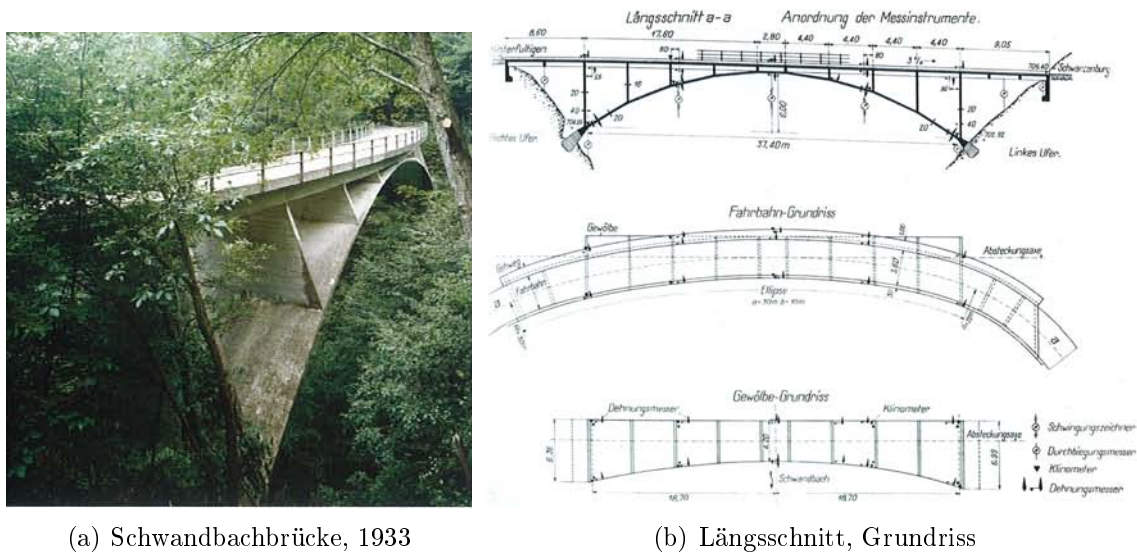


Abbildung 6.2: Geologischer Längsschnitt

Stabbogen-System entstanden, das für diese Brücke mit wenigen Aufhängungen der Fahrbahnplatte an dem Bogen sehr geeignet ist.

Dem Wunsch der Brückenbauabteilung des Landes Salzburg ein integrales Brückenbauwerk zu planen, konnte nicht entsprochen werden. Wenn die Brücke und die Widerlager monolithisch miteinander verbunden sind, kann von einem integralen Tragwerk gesprochen werden. So können dauerhafte und wartungsfrei funktionierende, robuste Tragwerke entstehen. Diese Bauweise eignet sich vorzüglich für Brücken mit kurzen Spannweiten und geringer Dehnsteifigkeit [Engelsmann et al., 1999]. Die Verschleißteile Brückenlager und Fugenkonstruktionen erhöhen die Baukosten und vor allem auch die Unterhaltungskosten. Die ersten Berechnungen haben gezeigt, dass die zusätzliche Beanspruchungen infolge Zwang aus Temperaturschwankung und Schwinden sehr große Zwangsspannungen verursachen. Für dieses Projekt wurde entschieden, die Fahrbahnplatte von den Widerlagerwänden durch Lager zu trennen.

Beim Entwurf der Brücke haben wir uns von der Schwandbachbrücke von Robert Maillart, einem Ingenieur aus der ersten Hälfte des 20. Jahrhunderts, inspirieren lassen. Die Schwandbachbrücke ist eine 55,6 m lange und 4,9 m breite Brücke, die 1933 gebaut wurde [Billington, 1990]. Der 37,4 m weitgespannte Bogen verläuft polygonal und weist eine Dicke von 20 cm auf. Im Grundriss ist der Bogen auf der inneren Seite der Kurve gekrümmt und auf der Kurvenaussenseite gerade (siehe Abb. 6.3). Der Bogen weist im Scheitel ungefähr die Breite der Fahrbahn (4,2 m) auf und zum Auflagerbereich hin verbreitert er sich auf 6 Meter. Die Fahrbahn ist durch zwei unten liegende Träger versteift. Die Querwände haben alle die gleiche geometrische Form, sind 16 cm dick und stehen auf den Knickpunkten des Bogens. Die Brücke



(a) Schwandbachbrücke, 1933

(b) Längsschnitt, Grundriss

Abbildung 6.3: Schwandbachbrücke [Marti et al., 2005]

wurde 2005 saniert und steht seit 1984 unter Denkmalschutz. Diese Brücke ist eine der beeindruckendsten Bauten Maillarts.

Die Egg-Grabenbrücke wurde als Stabbogenbrücke entworfen und hat in der Brückenachse eine Tragwerkslänge von 50,69 m. Im Grundriss ist die Brücke gekrümmt. Am nordseitigen Ende geht der Krümmungsradius von 50 m auf den letzten 8,72 m in eine Klothoide über. Im Übergangsbereich von der Klothoide zum Kreis steigt die Querneigung der Brücke allmählich von 1,534 % auf 5 % an. Im Längsschnitt besitzt die Brücke eine Steigerung von 5,6 %. In Anlehnung an die Schwandbachbrücke ist die Grundrissform des Bogens auf der Bergseite geradlinig und auf der Talseite folgt die Krümmung der Fahrbahnplatte. Der Bogen weist im Auflagerbereich eine Stärke von 0,50 m auf. Sonst verläuft der Bogen konstant über die ganze Länge in einer Stärke von 0,40 m. Als Tragwerk wurde eine durchlaufende Spannbetonplatte, die vom Bogen geschützt wird, gewählt. Im mittleren Bereich der Brücke ist die Fahrbahnplatte mit dem Bogen verbunden. Außerdem ist die Fahrbahnplatte noch durch zwei Scheiben gestützt, die die Fahrbahnplatte mit dem Bogen verbinden. Die Wandscheiben werden in einer Stärke von 0,16 m ausgeführt. Das so entstandene fünffeldrige Tragwerk mit zwei Auskragungen über den Lagerachsen weist eine Gesamtlänge von $L = 2,38 + 7,96 + 7,96 + 14,05 + 7,96 + 7,96 + 2,42 = 50,69$ m in der Brückenachse auf. Bei beiden Widerlagern wird das Tragwerk auf Elastomerlagern gelagert. Der Grundriss der Brücke ist in Abbildung 6.4 dargestellt und der Längsschnitt in Brückenachse ist der Abbildung 6.5 zu entnehmen.

Als Querschnitt der Fahrbahnplatte wurde eine Vollplatte mit 9,5 m Breite und einer Konstruktionsdicke von 0,50 m gewählt. Die Fahrbahnplatte wird in Längs- und Querrichtung durch Spannglieder mit nachträglichem Verbund vorgespannt. Die Randbalken wurden in den Brückenquerschnitt integriert. Die Gesamtbrückenbreite an der Oberseite setzt sich wie folgt zusammen: 0,7 m (Abstand vorgesehen für die Betonleitwand) + 8,10 m Fahrbahn + 0,70 m (Abstand vorgesehen für die Leitschie-

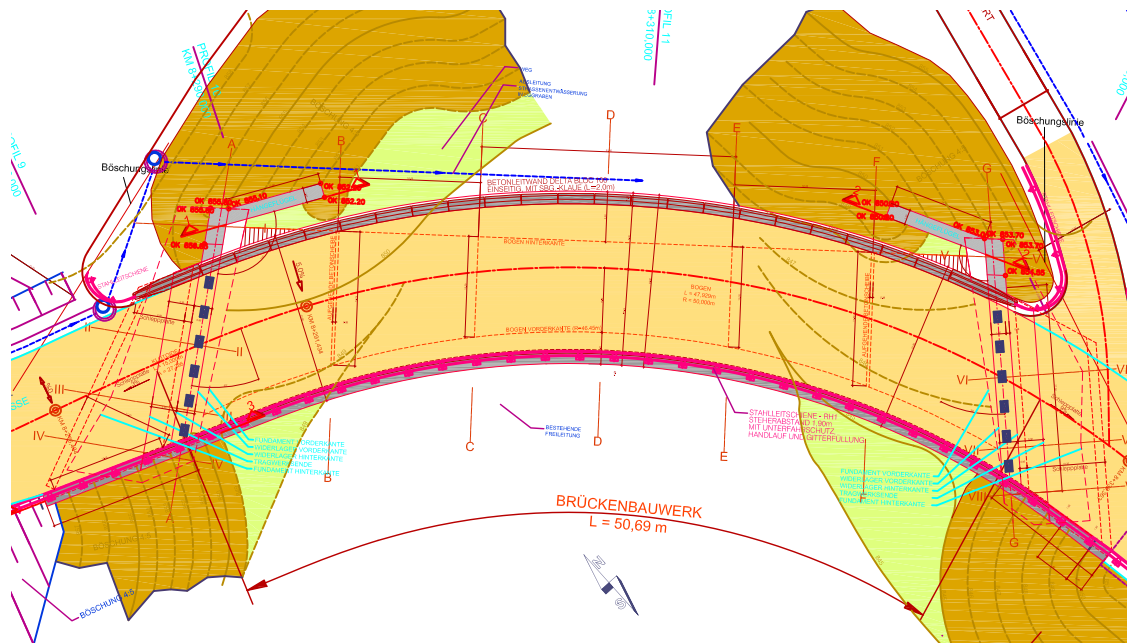


Abbildung 6.4: Grundriss der Egg-Grabenbrücke

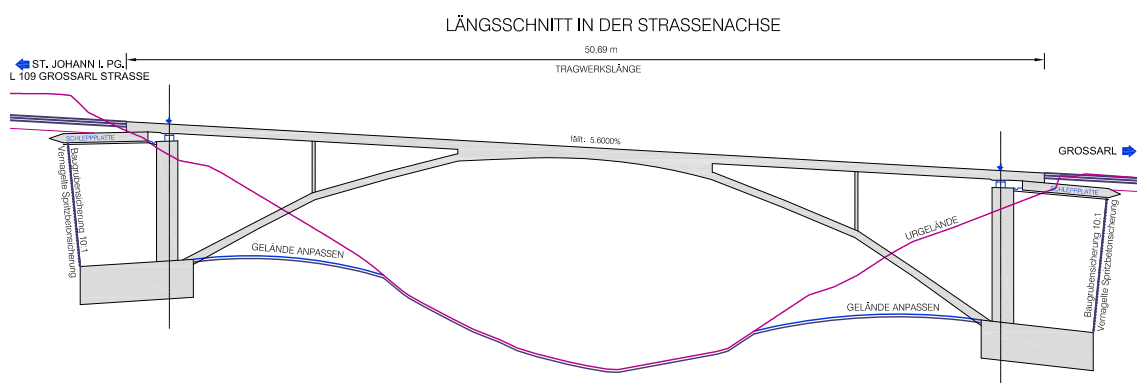


Abbildung 6.5: Längsschnitt in der Brückenachse

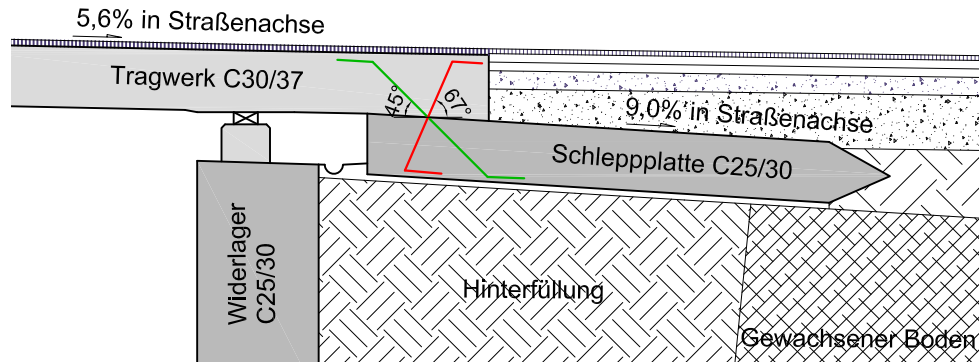


Abbildung 6.6: Anschluss der Schleppplatten an das Tragwerk

ne) = 9,50 m. Als Fahrbahnbelag über dem Spannbetontragwerk ist ein Asphaltbelag mit einer Dicke von 5 cm vorgesehen. Das fünffeldrige Objekt ist gemäß ÖNORM EN 1991-2, nach Lastmodell 1 dimensioniert [Österreichisches Normungsinstitut, 2004]. Das Tragwerk ist in Beton der Festigkeitsklasse C30/37 auszuführen.

Beide Widerlager sind radial zur Straßenachse um 30° verdreht. Die Fundamente der Widerlager werden bis zur Baugrubensicherungswand ausgeführt und vollflächig im unverwitterten Fels gegründet. Sie werden auf die im geologischen Gutachten für den Standort des vorliegenden Objektes festgesetzten Grenzwerte der Bodentragfähigkeit ausgelegt. Der Anschluss zum Erdbau wird durch Schleppplatten gebildet. Als Ausführungsvariante wurde nicht die konventionelle Variante mit der Lagerung der Schleppplatte auf einer Konsole gewählt. In diesem Fall werden die Schleppplatten an das Tragwerk mit Hilfe einer Bewehrung aus Edelstahl angehängt (siehe Abb. 6.6).

Um den Bogen bei der Einspannstelle nicht mit der Erde zu belasten, werden die Widerlagerflügel bergseits so ausgeführt, dass ein Abstand zwischen Flügel und Bogen entsteht. Somit ist der Schutz des Bogens erfüllt.

Die auf der Brücke anfallenden Oberflächenwässer werden durch die Längsneigung der Brücke abgeleitet und ins Gelände abgeführt. Die Ausrüstung der Brücke enthält an der Bergseite eine aufgedübelte Betonleitwand (Aufhaltestufe H2) mit Geländerkonstruktion. Die Geländerhöhe wurde mit 1,20 m über der Fahrbahn vorgesehen. An der Talseite der Brücke ist eine aufgedübelte Leitschiene mit Gitter (Aufhaltestufe H1) vorgesehen.

6.3 Normative Anforderungen

6.3.1 Allgemeines

Brücken, die nach dem heutigen Kenntnisstand entworfen und gebaut werden, sollten ohne wesentliche Umbau- und Verstärkungsmaßnahmen eine begrenzte Nutzungsdauer, z.B. 100 Jahre, aufweisen. Bezüglich der Nutzungsdauer der Brücken, sind die Verkehrslasten von großer Bedeutung. Die Entwicklung des Verkehrsaufkommens wurde in den Normen bei der Festlegung der Verkehrslasten auf Grund wissenschaftlicher Untersuchungen berücksichtigt. Für die vorgesehene Nutzungsdauer sind auf

einer Seite die Gebrauchseigenschaften zu erfüllen, und auf der anderen Seite ist ein großer Widerstand des Tragwerks gegenüber Einwirkungen sicherzustellen. Mit den Nachweisen der Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit werden diese Anforderungen erfüllt.

6.3.2 Tragsicherheit

Bei der Bemessung von Betonbrücken wird nachgewiesen, dass für die gewählten Querschnittsabmessungen und die gewählte Bewehrung eine ausreichende Sicherheit gegen Versagen gegeben ist. Der Verlust der Tragfähigkeit ist gekennzeichnet durch den Verlust der Lagesicherheit, das Versagen durch übermäßige Verformungen des Tragwerks, das Versagen durch übermäßige Verformungen des Baugrundes oder Ermüdungsversagen. Für die Tragsicherheit sind im wesentlichen die Einwirkungen infolge äußeren Lasten, Zwangsbeanspruchungen und außergewöhnlichen Beanspruchungen relevant. Einwirkungen und Baustoffeigenschaften weisen jedoch Streuungen auf, die bei der Bemessung durch Teilsicherheitsbeiwerten berücksichtigt werden.

Die Risse und die Verformungen sind im Grenzzustand der Tragfähigkeit d.h. kurz vor dem Verlust der Standsicherheit nicht von großer Bedeutung. Beim Nachweis der Tragsicherheit können somit mit der Plastizitätstheorie Tragwerksreserven berücksichtigt werden. Durch die Bildung von plastischen Gelenken kann auch der systemabhängige Widerstand ausgeschöpft werden. Eine weitere Erhöhung der Lasten bewirkt dann das Versagen des Bauteils.

6.3.3 Gebrauchstauglichkeit

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit soll nachgewiesen werden, dass das Bauwerk für die vorgesehene Nutzungsdauer planmäßig genutzt werden kann und das Aussehen nicht beeinträchtigt wird. Durch die Begrenzung von Spannungen, Rissbreiten und Verformungen sind die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit erfüllt. Ausserdem sind auch andere Gebrauchszustände, wie z.B. die Schwingungsanfälligkeit oder die Wasserdichtigkeit zu untersuchen. Für die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit betragen die Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite im allgemeinen 1. Die Gebrauchstauglichkeit muss nicht immer durch Nachweise erbracht werden. In vielen Fällen ist die Einhaltung von Konstruktionsregeln ausreichend.

Wenn die Bemessung korrekt und sorgfältig durchgeführt wird, sind infolge Last- und Krafteinwirkung keine unzulässigen Risse zu befürchten. Die Rissbildung ist meist auf Zwangsbeanspruchung zurück zu führen.

6.3.4 Dauerhaftigkeit

Im Brückenbau bedeutet die Dauerhaftigkeit nach Menn und Kollegger [Mehlhorn, 2007], dass die bei der Inbetriebnahme des Bauwerks vorhandene Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit bei periodischer Inspektion und Wartung während der vorgesehenen Nutzungsdauer ohne wesentlichen Verlust erhalten bleiben.

Die Dauerhaftigkeit der Betonbrücken wird hauptsächlich durch klimatische Einwirkungen (Temperaturänderungen, Regen, Frost, Schnee etc.), durch Chloride (Salzwasser) und Sulfate gefährdet. Bei der Planung und Ausführung müssen Maßnahmen zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit auf die herrschenden Umgebungsbedingungen angepasst werden. Die Normen enthalten im allgemeinen materialtechnische, konstruktive und ausführungstechnische Vorschriften. Zur Sicherung der Dauerhaftigkeit sind auch folgende Maßnahmen zu berücksichtigen:

- Betontechnologische Maßnahmen
- Herstellung und Verarbeitung
- Nachbehandlung

6.4 Bemessung der Egg-Grabenbrücke

6.4.1 Allgemeines

Die Bauarbeiten an der Egg-Grabenbrücke werden im Frühjahr 2009 beginnen. Wie von der Brückenbauabteilung Salzburg verlangt, erfolgte die Bemessung der Brücke mit den Einwirkungen nach Eurocode. Es wurden die Einzeleinwirkungen aus Eigengewicht, Windlasten, Temperatureinwirkungen, außergewöhnliche Einwirkungen und Verkehrslasten auf Brücken, die in der österreichischen Normen der Reihe ÖNORM EN 1991 geregelt sind, berücksichtigt.

Die maßgebenden Schnittgrößen für die Bemessung der Brücke ergeben sich aus veränderlichen Einwirkungen aus dem Straßenverkehr. Das Lastmodell 1 (LM1), das die vertikalen Lasten infolge Verkehr wiedergibt, wurde verwendet. Eine Belastung infolge Sonderfahrzeuge wurde nicht berücksichtigt. Das Lastmodell 1 deckt die Einflüsse eines Sonderfahrzeuges bis zu 600 kN ab. Die Einzelheiten des Lastmodells 1 sind in der Abbildung 6.7 dargestellt. Die gesamte Fahrbahnfläche wird in einzelne parallel zu einer Fahrbahnseite verlaufende Fahrstreifen und die Restfläche eingeteilt. Die Fahrbahn hat eine Gesamtbreite von 8,1 m und somit ergeben sich zwei Fahrstreifen je 3 m. Die Lage der einzelnen Fahrstreifen wird so ausgewählt, dass sich für den untersuchten Bauteil die ungünstigste Beanspruchung ergibt. Mit der Nummer 1 ist der ungünstig wirkende Fahrstreifen bezeichnet.

Bei der Brücke wirkt auf jedem Fahrstreifen die Gleichlast q . In der Regel wirkt die Doppelachse (TS) nur auf Fahrstreifen 1 bis 3. In unserem Fall gehen sich zwei Fahrstreifen aus. Die Gleichlast q wirkt auch im Bereich der Doppelachse. Die in der Norm angegebenen charakteristischen Werte der Gleichlast q_{ik} und der Doppelachse Q_{ik} einschließlich ihrer dynamischen Vergrößerungsfaktoren sind in der Tabelle 6.1 aufgelistet.

Die Brücke wurde mit dem Programm SCIA.ESA PT [Nemetschek-Scia] anhand eines 3D Modells berechnet (siehe Abb. 6.8). Das 3D Modell entspricht der tatsächlichen Geometrie der Brücke. Lediglich die Querneigung wurde vernachlässigt. Um die Berechnungsergebnisse zu überprüfen, wurde noch eine Berechnung an einem

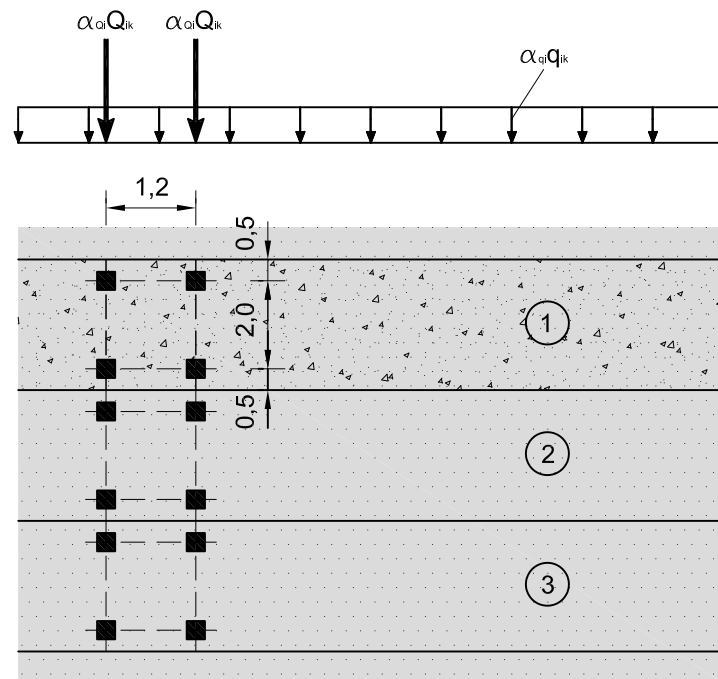


Abbildung 6.7: Lastmodell 1

Tabelle 6.1: Lastmodell 1: charakteristische Werte

Stellung	Doppelachse TS Achslast Q_{ik} (kN)	Gleichmäßig verteilte Last q_{ik} (oder q_{rk}) (kN/m ²)
Fahrstreifen 1	300	9
Fahrstreifen 2	200	2,5
Fahrstreifen 3	100	2,5
Andere Fahrstreifen	-	2,5
Verbleibende Restfläche q_{rk}	-	2,5

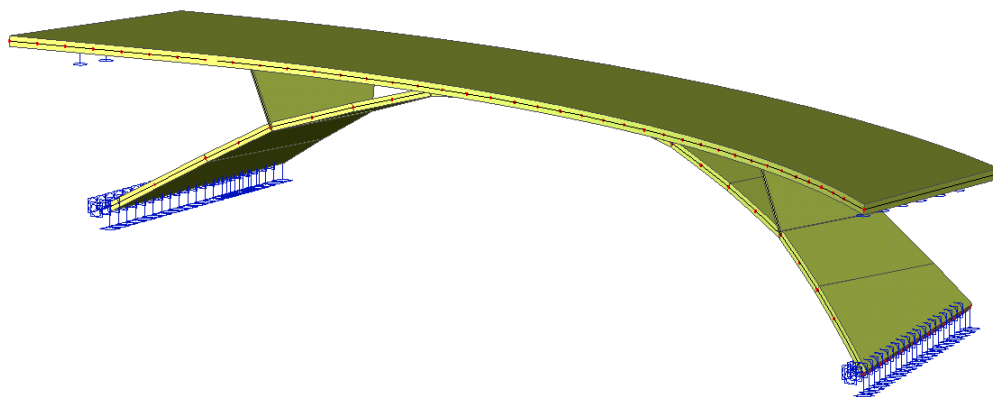


Abbildung 6.8: 3D Modell der Brücke

Im Streifen der Brücke mit einem Stabwerkprogramm durchgeführt. Die nachfolgenden Darstellungen geben einen Überblick über die bemessenen Bauteile, wie z.B. die Fahrbahnplatte, die Wandscheiben und den Bogen.

6.4.2 Fahrbahnplatte

Für die Gewährleistung der Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit, wird die Fahrbahnplatte in Längs- und Querrichtung vorgespannt. Es ist keine andere Bewehrung aus Betonstahl vorhanden. Die Bewehrung für die Randeinfassung, die Einleitungsbereiche der Vorspannkraft (Spaltzug) werden in Edelstahl ausgeführt. Es werden Spannglieder 07-150 ($A_p = 1050 \text{ mm}^2$) mit einer Spannstahlgüte 1570/1770 verwendet. Die Spannglieder liegen in Kunststoffhüllrohren PT PLUS und sind mit Verankerungen des Typs CS 6-7 verankert. Die Verankerungen wurden mit Hilfe von permanenten Ankerkappen aus Kunststoff vollständig geschlossen und die Hüllrohre werden ausinjiziert.

Aus der ungünstigsten Lastkombination ergibt sich die massgebende Stelle für die Bemessung in Längsrichtung der Brücke. Die massgebende Stelle befindet sich im vierten Feld der Brücke. Die Anzahl und die Durchführung der Spannglieder wurde so gewählt, dass der Nachweis der Dekompression an jeder Stelle der Brücke erfüllt ist. Der Nachweis der Dekompression verlangt, dass alle Teile des Spanngliedes (inkl. Hüllrohr) mindestens 25 mm tief im überdrückten Bereich liegen. Der Nachweis der Dekompression wurde unter der häufigen Einwirkungskombination geführt.

Häufige Kombination:

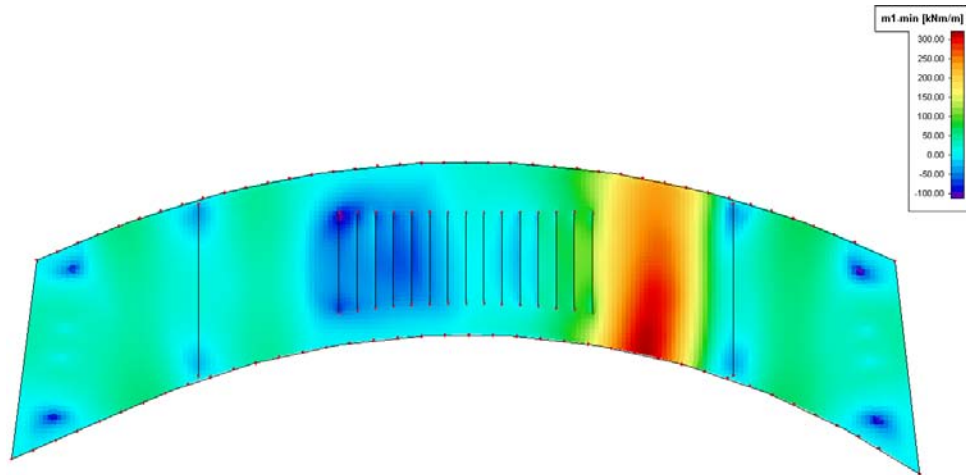
$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Die veränderliche Last $Q_{k,1}$ ist als Verkehrslastgruppe zu sehen. Beim Lastmodell 1 sind folgende zwei Überlagerungen der vertikalen und horizontalen Verkehrslasten zu führen:

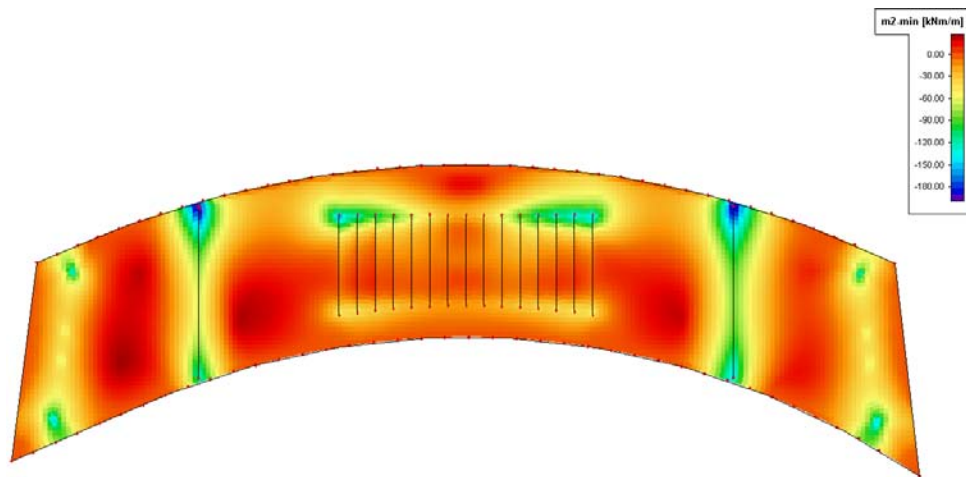
- Verkehrslastkombination 1
1,0-Doppelachsen auf den Fahrspuren + 1,0-Gleichlast auf den Fahrspuren
- Verkehrslastkombination 2
0,75-Doppelachsen auf den Fahrspuren + 0,4-Gleichlast auf den Fahrspuren + 1,0-Horizontallasten

Diese Verkehrslastkombinationen sind bei der Überlagerung mit anderen Einwirkungen (ständige Lasten, Temperatur, Wind, ...) als charakteristische Einwirkung aus Verkehr anzusehen. Bei der Kombination der veränderlichen Einwirkungen aus Verkehr mit anderen veränderlichen Einwirkungen, ist jede Verkehrslastkombination als eine einzelne veränderliche Einwirkung zu behandeln.

Die Verkehrslastgruppe mit Verkehrslastkombination 1 ist massgebend. Das massgebende Moment für den Nachweis der Dekompression ergibt sich infolge Einwirkungen aus allen ständigen Lasten, aus der Verkehrslastgruppe und aus Temperatur.



(a) in Längsrichtung



(b) in Querrichtung

Abbildung 6.9: Momentenverlauf unter häufiger Einwirkungskombination

Der Beiwert $\psi_{1,1}$ beträgt für Doppelachse 0,75 und für gleichmäßig verteilte Last $\psi_{1,1} = 0,4$. Der Beiwert ψ_2 ist für die Einwirkung aus Temperatur 0,5.

In gleicher Weise wurde die massgebende Stelle für den Nachweis der Dekompression in Querrichtung der Brücke ermittelt. In Abbildung 6.9 sind die Verläufe der Momente unter der häufigen Einwirkungskombination in Längs- und Querrichtung der Brücke dargestellt.

Um eine optimale Spanngliedführung zu finden, wurden mehrere Varianten untersucht. Letztendlich hat man sich für eine zentrische Vorspannung in beiden Richtungen der Brücke entschieden. Somit ist der Querschnitt der Brücke immer zentrisch überdrückt. In Längsrichtung wurden zwei übereinanderliegende Spannglieder gewählt, die am äußeren Rand des Querschnittes verlaufen. Insgesamt wurden 15 solcher Reihen eingesetzt, die in einem Abstand von 0,63 m voneinander entfernt sind. In Querrichtung der Brücke wurden die Spannglieder zentrisch angeordnet. Der Abstand zwischen den Querspanngliedern ist bergseitig 0,5 m und talseitig 0,54 m.

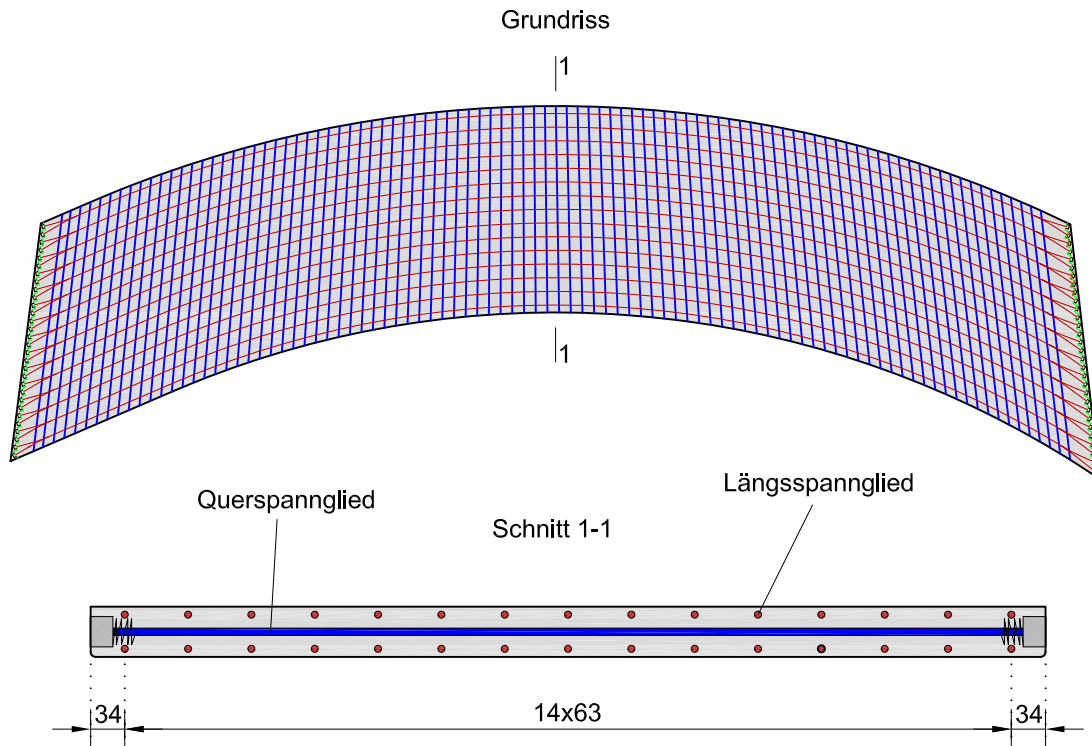


Abbildung 6.10: Spanngliedführung

Die gewählte Spanngliedführung kann der Abbildung 6.10 entnommen werden.

Da die Längsspannglieder eine Länge von über 50 m aufweisen und im Grundriss gekrümmt sind, treten sehr große Reibungsverluste auf. Um diese Verluste zu reduzieren, werden die Längsspannglieder von beiden Seiten vorgespannt. Hingegen sind bei den Querspanngliedern die Keilschlupfverluste massgebend. Weil die Spannglieder kurz sind (zwischen 9,1-11,3 m), wirkt sich der Keilschlupf in diesem Fall auf die Dehnungen des gesamten Spanngliedes aus. Sie werden auf ein höheres Lastniveau, das den Wert der maximalen zulässigen Vorspannkraft nicht überschreitet, von einer Seite vorgespannt.

Ein anderer Nachweis der Gebrauchstauglichkeit ist die Begrenzung der Rissbreiten. Das Ziel der Bemessung ist die Begrenzung der Rissbreite um die Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit nicht zu beeinträchtigen. In Bauteilen, die durch Zugspannungen aus indirekten Einwirkungen (Zwang) beansprucht werden, muss eine Mindestbewehrung eingelegt werden, die eine ausreichende Begrenzung der aus Zwang entstehenden Rissbreiten gewährleisten. Die Beeinflussung der Dauerhaftigkeit von Bauteilen aus Spannbeton durch Rissbildung kann maßgebend sein. Bei Bauteilen aus Spannbeton wird keine Mindestbewehrung in den Querschnitten benötigt, wenn unter charakteristischen Einwirkungskombination und der charakteristischen Vorspannung der Beton gedrückt oder der absolute Wert der Betonzugspannung weniger als $\sigma_{ct,p}$ beträgt. Der empfohlene Wert beträgt $f_{ct,eff}$. $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2,9 \text{ N/mm}^2$ (EN 1992-1-1).

Charakteristische Kombination:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Der Nachweis wurde bei der Brücke an der massgebenden Stelle erfüllt und somit enthält die Brücke keine Mindestbewehrung aus Betonstahl.

Für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit wurden gleichzeitig auftretende ständige, veränderliche und außergewöhnliche Einwirkungen festgelegt. Es werden nach den Bemessungssituationen drei Einwirkungskombinationen unterschieden.

Ständige und vorübergehende Bemessungssituation:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Außergewöhnliche Bemessungssituation:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{GA,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{pA} \cdot P_k + A_d + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Erdbeben:

$$\sum_{j \geq 1} G + P_k + \gamma_1 \cdot A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

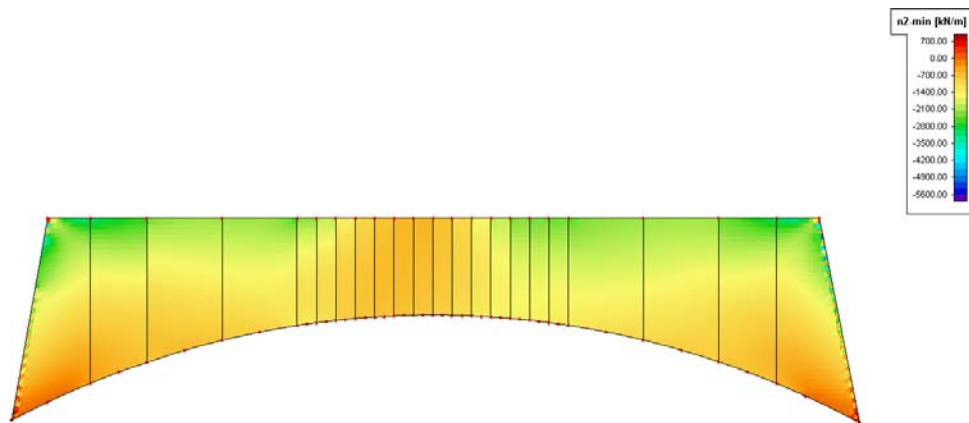
Die Brücke liegt in der Erdbebenzone 1 und die Referenzbodenbeschleunigung a_{gR} beträgt für den Standort $0,41 \text{ m/s}^2$. Es liegt der Fall "geringe Seismizität" vor. Die Ergebnisse aus der Berechnung zeigen, dass die Lastkombination für die Bemessungssituation bei Erdbeben nicht massgebend für die Bemessung der Brücke ist. Die massgebenden Schnittgrößen für die Bemessung der Brücke ergeben sich infolge der Grundkombination.

Bei der Biegebemessung wurde nachgewiesen, dass das Widerstandsmoment M_{Rd} der Fahrbahnplatte größer als das Moment M_{Ed} infolge der massgebenden Einwirkungskombination ist. Der Tragsicherheitsnachweis wird nur durch Vorspannung gewährleistet und es ist keine andere Bewehrung aus Betonstahl notwendig.

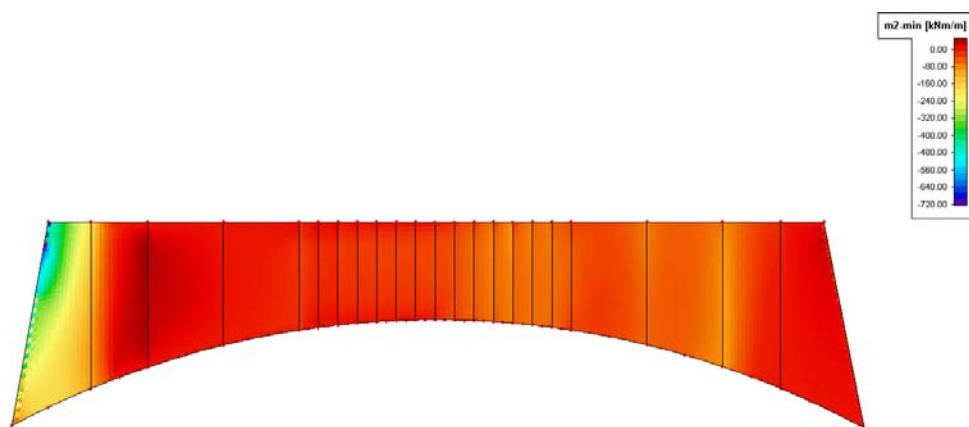
Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit erfolgte durch die Gegenüberstellung von einwirkender Querkraft V_{Ed} und dem Querkraftwiderstand V_{Rd} im massgebenden Querschnitt. Die ohne Querkraftbewehrung aufnehmbare Querkraft $V_{Rd,c}$ ist größer als die einwirkende Querkraft V_{Ed} und somit enthält die Brücke keine Bügel.

6.4.3 Bogen

Ein anderes Ziel beim Entwurf der Brücke war den Bogen unbewehrt auszuführen. Durch die Bogenform sollten im gesamten Bogenquerschnitt statisch nur Druckspannungen auftreten. Da die Belastung infolge der Verkehrslast nach Lastmodell 1 sehr groß ist, entstehen im Bogen auch Zugspannungen. Aus diesem Grund wurde es notwendig, den Bogen mit einer Bewehrung aus Betonstahl zu bewehren. Die massgebende Stelle für die Bemessung des Bogens befindet sich im Auflagerbereich.



(a) Normalkraft



(b) Biegemoment

Abbildung 6.11: Schnittgrößen des Bogens im Auflagerbereich

In Abbildung 6.11 sind die Verläufe der Normalkraft und des Biegemoments im Auflagerbereich des Bogens beim nördlichen Widerlager dargestellt.

Beim Tragsicherheitsnachweis wurde die Längsbewehrung im Auflagerbereich bestimmt. Die erforderliche Längsbewehrung $A_{s,erf}$ beträgt $19,2 \text{ cm}^2/\text{m}$ je Seite. Bei der Gebrauchstauglichkeit muss nachgewiesen werden, dass die Betondruckspannungen unter der charakteristischen Einwirkungskombination kleiner oder gleich $0,6 \cdot f_{ck}$ bleiben. Um die Betondruckspannungen auf den Wert $0,6 \cdot f_{ck} = 18 \text{ N/mm}^2$ begrenzen zu können, wurde die Bewehrungsmenge im Auflagerbereich erhöht. Aus diesem Grund befindet sich in diesem Bereich eine Bewehrungsfläche $A_{s,vorh}$ von $47,12 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($\text{Ø}30/15$) je Seite. In den restlichen Bereichen des Bogens ist die Mindestbewehrung $A_{s,min}$ massgebend. Die gewählte Bewehrung beträgt $5,65 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($\text{Ø}12/20$) je Seite. In Querrichtung des Bogens beträgt die Querbewehrung mehr als 20% des Längsbewehrung.

Der Bogen enthält keine Querkraftbewehrung, da nachgewiesen wurde, dass der Querkraftwiderstand des Querschnittes $V_{Rd,c}$ größer als die einwirkende Querkraft V_{Ed} ist. Die Anschlussbewehrung zwischen dem Bogen und den Wandscheiben besteht aus Edelstahlbewehrung.

6.4.4 Wandscheiben

Die zwei Wandscheiben, die den Bogen mit der Fahrbahnplatte verbinden, weisen eine Länge von 3,25 m bzw. 3,7 m auf und haben eine Stärke von 16 cm. Bei der Berechnung wurde angenommen, dass die Wandscheiben biegesteif mit dem Bogen und der Fahrbahnplatte verbunden sind. Bei der Berücksichtigung der Zwängungen zwischen der Fahrbahnplatte und den aussteifenden Wandscheiben entstehen in den Wandscheiben neben den Normalkräften auch Biegemomente. Mit diesen Schnittgrößen wurde für den entstandenen Zugkeil die erforderliche Biegebewehrung gewählt. Die gewählte Bewehrung für die Wandscheiben beträgt in Längsrichtung $\text{Ø}12/10$ und in Querrichtung $\text{Ø}10/15$ und besteht aus Edelstahl. Die Biegemomente, die aus der Berechnung folgen, können sich eigentlich nicht einstellen. Der Querschnitt würde schon vorher reißen und die Biegesteifigkeit des Querschnittes sinkt ab.

6.5 Zusammenfassung

Vorgespannte Brücken ohne Bewehrung aus Betonstahl sind imstande die Tragfähigkeit und die Gebrauchstauglichkeit zu gewährleisten. Die auftretenden Zugspannungen werden nur von den Spanngliedern im Verbund übernommen. Die Dauerhaftigkeit der Brücke ist, wenn die Korrosion der Bewehrung, die die Lebensdauer des Bauwerks bisher bestimmt, verhindert wird, nur von der Dauerhaftigkeit des Betons abhängig. Die erwartete Nutzungsdauer der Egg-Grabenbrücke kann mit den Betonbrücken der Römerzeit verglichen werden, die noch heute in Verwendung sind. Bei diesen vorgespannten Brücken mit Spanngliedern im Verbund, die komplett in Kunststoffhüllrohren “verpackt” sind, ist keine zusätzliche Bewehrung aus Betonstahl notwendig. Die Spannglieder sind sehr gut geschützt und somit nicht anfällig für Korrosion. Diese Idee stellt eine neue Perspektive für den Bau dauerhafter Brücken dar und ist anwendbar für kleine und mittlere Brücken.

Die Strasse im Großarlal ist eine Bergstrasse in einer Seehöhe von 600 m. Die entworfene Egg-Grabenbrücke ist eine Stabbogenbrücke, die die Vorteile des bestehenden felsigen Untergrunds ausnützt. Die entstehenden Schubkräfte des Bogens werden durch den Baugrund übernommen und somit kann die erforderliche Menge des Betons für den Bau der Brücke reduziert werden. Andere Ersparnisse, die beim Bau der Brücke entstehen, sind auf der Materialseite zu sehen, wie z.B. durch das Weglassen der Bewehrung aus Betonstahl und der Abdichtung.

Wenn man die zukünftigen Ersparnisse beim Betrieb und der Erhaltung betrachtet, zeigt die Egg-Grabenbrücke ein höheres wirtschaftliches Verhalten im Vergleich zu den konventionell gebauten Betonbrücken auf.

In den folgenden Abbildungen ist eine Visualisierung der Brücke dargestellt.



(a) Ansicht der Strasse von oben



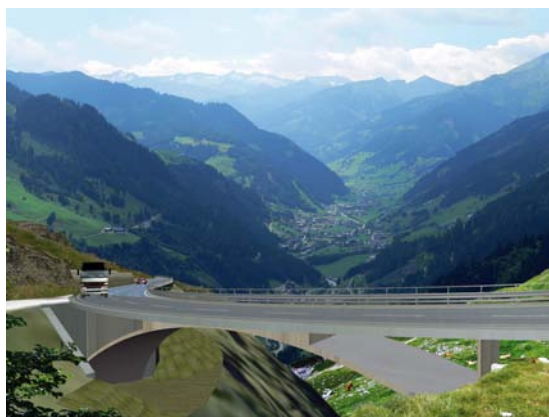
(b) Brücke in den Egg-Graben



(c) Ansicht von vorne



(d) Ansicht von vorne - seitlich



(e) Ansicht von hinten



(f) Ansicht von hinten - seitlich

Abbildung 6.12: Egg-Grabenbrücke

Kapitel 7

Schlussfolgerungen und Ausblick

7.1 Schlussfolgerungen

Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich im ersten Teil mit der Optimierung des Zugtragverhaltens von Beton durch Beigabe von Verstärkungselementen. Von allen entwickelten Typen sind die Verstärkungselemente des Typs 1 und 2 am viel versprechendsten. Bei den Probekörpern mit mitteldicht und dicht geschichteten Verstärkungselementen (PK3, PK4, PK6, PK7) konnte sowohl eine Kraftsteigerung nach dem Erstriss, als auch ein duktiler Materialverhalten erreicht werden. Dieser Beton ist in der Lage die auftretenden Zugspannungen auch nach der Erstrissbildung zuverlässig zu übernehmen, so dass bei Erstrissbildung das Versagen nicht eintritt. Die Neuheit ist, dass die Nachrisszugfestigkeit höher ist als die Erstrisszugfestigkeit. Dies stellt einen wesentlichen Vorteil dieser Technologie im Gegensatz zu Faserbeton dar. Bei dieser Technologie entsteht ein duktiler Materialverhalten, bei Faserbeton bleibt die Lokalisierung in einem Riss und die Fasern wirken lediglich als Rissbremse, nicht als Rissverteilung. Ausserdem besitzt der Beton mit Verstärkungselementen keinen korrosionsgefährdeten Stahl und somit können Dauerhaftigkeitsprobleme vermieden werden. Die entwickelten Elemente können ihre volle Wirkung nur in einer geschichteten und damit mitteldichten oder dichten Anordnung innerhalb des Probekörpers voll entfalten. Die Ergebnisse und Erkenntnisse der Versuche markieren lediglich den ersten Schritt in dieser neuartigen Entwicklung. Es gibt zwar ähnliche Überlegungen Verstärkungselemente im Grundbau einzusetzen, aber nicht im Betonbau. Das langfristige Ziel kann nur sein, die Elemente soweit zu modifizieren, dass sie der Betonmischung nur mehr beigemischt werden müssen und trotzdem das in den Versuchen gezeigte Verhalten aufbringen.

Die im Kapitel 4 dargestellten Versuche zeigen, dass der Bau von vorgespannten Betontragwerken auch ohne eine Bewehrung aus Betonstahl möglich ist. Die Vorteile dieser Bauweise werden effizient in einigen Ländern wie z.B. in den USA und Australien genutzt. Wie bei den Probekörpern PK4 und PK5 im Kraft - Durchbiegungsdiagramm zu erkennen ist, waren die Probekörper imstande große Durchbiegungen beim Totalversagen zu erreichen. Die Rissbreiten bei den rechnerischen Nutzlasten waren kleiner als 0,3 mm und somit im zulässigen Bereich. Beim Probekörper PK4 wurde nur eine Vorspannung mit Verbund eingesetzt, jedoch ohne eine Bewehrung aus Betonstahl und beim Probekörper PK5 wurde auch eine Vorspannung mit

nachträglichem Verbund wiederum ohne eine konstruktive Bewehrung, jedoch mit Stahlfasern verwendet. Im Vergleich mit den anderen geprüften Probekörpern bleibt festzustellen, dass die Spannbetonbauweise mit nachträglichem Verbund und ohne weitere konstruktive Bewehrung eine zuverlässige Bauweise darstellt. Diese Bauweise ermöglicht es Betontragwerke effizienter und wirtschaftlicher zu bauen.

Brückentragwerke enthalten üblicherweise eine Bewehrung aus Bewehrungsstahl. Um diese Bewehrung zu schützen, wird der Aufbau aus Abdichtung und Fahrbelag notwendig. Bei Abdichtung und Fahrbelag treten jedoch immer wieder Schäden auf, die umgehend beseitigt werden müssen. Ausgehend von diesen Problemen und der o.g. Versuchsserie ist die Idee entstanden, Betonbrücken dauerhafter als bisher zu bauen. Die Merkmale einer Brücke ohne korrosionsgefährdete Bewehrung sind im Kapitel 5 ausführlich dargestellt. Derartige Brücken mit Spanngliedern mit nachträglichem Verbund haben die Vorspannbewehrung in Kunststoffhüllrohren angeordnet. Sie sind sehr gut vor Korrosion geschützt und so kann die Oberfläche des Überbaus frei von Isolation- und Abdichtschichten bleiben. Die Aufnahme der Belastungen durch Eigengewicht und Verkehr und die Abdeckung von Beanspruchungen aus Zwangseinwirkungen wird durch geeignete Querschnitts- und Längsträgerausbildung der Brücke und durch eine geeignete Dimensionierung der Anzahl und Lage der Spannglieder erreicht.

7.2 Ausblick

Die vorgeschlagene Technologie zum Bau von Brücken ohne Abdichtung und Fahrbelag ist überzeugend, weil auf den Einsatz einer korrosionsgefährdeten Bewehrung aus Betonstahl verzichtet werden kann. Aus derzeitiger Sicht ist die vorgeschlagene Technologie besonders für Plattenbrücken (mit Lagern und Fahrbelagübergängen) und für Rahmenbrücken (integrale Brücken ohne Lager und Fahrbelagübergänge) geeignet. Weitere Berechnungen, numerische Simulationen und Versuche sollten klären für welche Spannweiten, für welche Querschnitte und für welche Tragwerkstypen die vorgeschlagene Technologie zur Anwendung empfohlen werden kann. Das Verhalten von statisch unbestimmten Brückentragwerken, bei denen durch Stützensenkungen und Temperaturbeanspruchungen Zwangsschnittgrößen auftreten, soll in Versuchen an Plattenstreifen angezeigt werden. Computersimulationen mit dreidimensionalen finiten Elementen Berechnungen sollen zur Sicherheit durchgeführt werden, um aufzuzeigen, dass alle wesentlichen Effekte auch mit den üblichen baustatischen Berechnungsmethoden erfasst werden können.

Spaltzugkräfte aus der Einleitung der Vorspannung und Verankerungskräfte zur Einleitung der Anpralllast auf Rückhaltesysteme auf Brücken sind voraussichtlich durch Bewehrung abzudecken. Es soll untersucht werden, ob auf diese Bewehrung verzichtet werden kann (z.B. durch Überdrücken durch orthogonale Vorspannung) oder wie diese Bewehrung aus nicht korrosionsgefährdetem Material (Edelstahlbewehrung) minimiert werden kann.

Wenn auf einen Fahrbelag verzichtet wird, kann die Fahrbelag aus Hochleistungsbeton als oberen Teil der Tragkonstruktion ausgeführt werden. Weitere Untersuchungen zur Abklärung der Verbundeigenschaften zwischen Ober- und Unterbeton mit und ohne optimiertem Bindemittel sollen durchgeführt werden. Es soll verifiziert

werden, ob die Verarbeitungseigenschaften und die Dauerhaftigkeit der Betone, hergestellt mit optimiertem Bindemittel, die Eigenschaften von Betonen, hergestellt mit herkömmlichen Bindemitteln und Zusatzstoffen, übertreffen.

Literaturverzeichnis

- P.C. Aitcin, M. Lachemi, R. Adeline, and P. Richard. The Sherbrooke Reactive Powder Concrete Footbridge. *Structural Engineering International*, 2, 1998.
- S. Z. Ambro, S. L. Burtscher, V. Löffler, and J. Kollegger. Vorgespannte Decken ohne schlaaffe Bewehrung. *Beton- und Stahlbetonbau*, 9, 2006.
- C. Bianchi. Betonbeläge auf Brücken. In *Tagungsband der Fachtagung Betonstrassen, Flughafen Zürich-Kloten, Unique Airport Conference Center*, 2004.
- D. P. Billington. *Robert Maillart und die Kunst des Stahlbetonbaus*. Verlag für Architektur Artemis, 1990.
- W. Buschmeyer and M. Fastabend. Vorgespannter Stahlbeton. *Beton- und Stahlbetonbau*, 3, 1999.
- A. Dimmig. *Einflüsse von Polymeren auf die Mikrostruktur und die Dauerhaftigkeit kunststoffmodifizierter Mörtel (PCC)*. PhD thesis, Fakultät Bauingenieurwesen der Bauhaus-Universität Weimar, 2002.
- Ductal. Sherbrooke Bridge. www.imagineductal.com.
- J. Eibl, G. Ivanyi, W. Buschmeyer, and G. Kobler. *Betonkalender 1995, Teil II: Vorspannung ohne Verbund - Technik und Anwendung*. Ernst & Sohn, 1995.
- S. Engelsmann, J. Schlaich, and K. Schäfer. *Entwerfen und Bemessen von Betonbrücken ohne Fugen und Lager*. Beuth Verlag GmbH, 1999.
- W.-P. Ettel. *Kunstharze und Kunststoffdispersionen für Mörtel und Betone*. Beton-Verlag GmbH Berlin, 1998.
- N.F. Grace, R.B. Nacey, J.J. Roller, W. Bonus, and F.C. Navarre. Truck Load Distribution Behavior of the Bridge Street Bridge, Southfield, Michigan. *PCI Journal*, March-April, 2005.
- P. Guiraud and F. Moulinier. Stainless Steel Reinforcement, a durable and economic Solution against Corrosion. In *Concrete Structures - Stimulators of Development, fib symposium 2007, Dubrovnik, Croatia*, 2007.
- C. Hackspiel. Entwicklung eines Betons mit nichtmetallischen Verstärkungselementen. Master's thesis, Institut für Tragkonstruktionen-Betonbau, Technische Universität Wien, 2006.

- H. K. Hilsdorf and H. W. Reinhardt. *Betonkalender 1998, Teil I: Beton*. Ernst & Sohn, 1998.
- J. Horvatits and J. Kollegger. Anchorage advances. *Bridge Design and Engineering*, 4, 2003.
- F. Hunkeler. *Einsatz von nichtrostenden Bewehrungsstählen im Betonbau*. Eidgenössisches Department für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation. Bundesamt für Strassen, Wildegg (Schweiz), 2000.
- F. Hunkeler, P. Matt, U. von Matt, and R. Werner. Spannglieder, Schrägseile und Anker - Beschreibung der Systeme und Erkenntnisse aus Korrosionsschäden. Technical report, Forschungsantrag AGB2000/470 auf Antrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB), 2005.
- A. E. Kainz. Optimierung der Festigkeitseigenschaften von Beton durch Beigabe von Fasern und UHPC-Verstärkungselementen. Master's thesis, Institut für Tragkonstruktionen-Betonbau, Technische Universität Wien, 2006.
- Thomas Keller. *Dauerhaftigkeit von Stahlbetontragwerken*. PhD thesis, Institut für Baustatik und Konstruktion Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, 1991.
- W. Klöcker. 30 Jahre Reaktionsharzmörtel, -beton und -kunststein auf Basis ungesättigter Polyesterharze. In *Polymers in Concrete*, 1984.
- J. Kollegger. Untersuchungen an einem Kunststoffhüllrohr für Spannglieder mit nachträglichem Verbund. *Bauingenieur*, Sonderdruck aus dem 69. Jahrgang 1994, 1994.
- F. A. Lang. *Spannbeton-Bauelemente*. Deutsches Patentamt, 1971.
- V. Löffler. Großversuche zu vorgespannten Decken mit und ohne Betonstahlbewehrung. Master's thesis, Institut für Tragkonstruktionen-Betonbau, Technische Universität Wien, 2004.
- W. Lindlbauer. Badhausbrücke Tulln. www.lindlbauer.at.
- W. Lindlbauer, K. Zehetner, H. Handler, and J. Steigenberger. Hochleistungsbeton für direkt befahrbare Brückentragwerke - Anwendung bei der Badhausbrücke in Tulln. *Bauingenieur*, 4:178–183, 1998.
- J. Macht, J. Steigenberger, H. Handler, W. Lindlbauer, and W. Pichler. Brückentragwerke aus Hochleistungsbeton ohne Abdichtung: eine Bestandsaufnahme. *Zement+Beton*, 1, 2005.
- P. Marti. Ausziehversuche mit PT-Plus Hüllrohren. Technical report, ETH Zürich, Bericht Nr. 92.205-1, 1993.
- P. Marti, O. Monsch, and B. Schilling. *Ingenieur-Betonbau*. Gesellschaft für Ingenieurbaukunst, 2005.

- G. Mehlhorn. *Handbuch Brücken*. Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2007.
- Nemetschek-Scia. SCIA.ESA PT. www.scia-online.com.
- E. Proverbio, G. Lagana, and V. Venturi. *Il collasso del ponte S. Stefano: Un esempio estremo di degrado delle strutture in calcestruzzo armato precompresso*. L'Edilizia, Vol. 15, No. 3, 2001.
- H. Schäffler, E. Bruy, and G. Schelling. *Baustoffkunde: Aufbau und Technologie, Arten und Eigenschaften, Anwendung und Verarbeitung der Baustoffe*. Vogel, 2000.
- M. Schmidt, R. Krelaus, T. Teichmann, T. Leutbecher, and E. Fehling. Fügen von Bauteilen aus UHPC durch Kleben. *Beton- und Stahlbetonbau*, 10, 2007.
- H. Schorn. *Betone mit Kunststoffen und anderen Instandsetzungsbaustoffen*. Ernst & Sohn, 1991.
- Concrete Society. Post-tensioned Concrete Floors - Design Handbook. Technical report, Technical Report No. 43.
- J. Stark and B. Wicht. *Dauerhaftigkeit von Beton*. Birkhäuser Verlag, 2001.
- Österreichische Vereinigung für Beton-und Bautechnik. *Richlinie Faserbeton*. 2002.
- Österreichisches Normungsinstitut. *ÖNORM B 4750: Spannbetontragwerke - Eurocode-nahe Berechnung, Bemessung und konstruktive Durchbildung*. 2000.
- Österreichisches Normungsinstitut. *ÖNORM B 4700: Stahlbetontragwerke - Eurocode-nahe Berechnung, Bemessung und konstruktive Durchbildung*. 2001.
- Österreichisches Normungsinstitut. *ÖNORM EN 1991-2: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken*. 2004.
- Österreichisches Normungsinstitut. *ÖNORM EN 1992-1-1: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1.1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau*. 2005.
- TFB. Brückeneinsturz: Ponte Santo Stefano, Sizilien. Technische Forschung und Beratung für Zement und Beton, www.tfb.ch.
- H. Thal. *Spannbündel für vorgespannte Tragwerke aus Beton*. Europäische Patentanmeldung - Veröffentlichungsnummer 0 505 351 A1, 1992.
- M. Della Vedova and B. Elsener. Enhanced Durability, Quality Control and Monitoring of Electrically Isolated Tendons. In *Proceedings of the 2nd fib Congress, June 5-8, 2006 - Naples, Italy*, 2006.
- T. Vogel. Zustandsbeurteilung von Brücken bei deren Abbruch - Condition Assessment of Bridges during their Demolition. In *Betonbau in der Schweiz - Construction en béton en Suisse - Structural concrete in Switzerland*, 2006.

- Vorspann-Technik. *Zulassung: Litzenspannverfahren VZ-140/150 - Vorspannung mit Verbund*. 1993.
- VSL-International. Vsl Construction Systems. www.vsl.com, a.
- VSL-International. Corrosion, the vsl weapons. www.vsl.com, The VSL News Magazine nr.2, 2003, b.
- R. Walther. Anreize und Hindernisse beim kreativen Entwerfen. *Beton- und Stahlbetonbau*, 7, 2004.
- R.F. Warner, B.V. Rangan, A.S. Hall, and K.A. Faulkes. *Concrete Structures*. Addison Wesley Longman, 1998.
- Yunping Xi, Naser Abu-Hejleh, A. Asiz, and A. Suwito. Performance Evaluation of various Corrosion Protection Systems of Bridges in Colorado. Technical report, 2004.
- K. Zilch and G. Zehetmaier. *Bemessung im konstruktiven Betonbau*. Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2006.