

Diploma Thesis

Shear tests on prestressed concrete beams – An evaluation with different design approaches

Submitted in satisfaction of the requirements for the degree of
Diplom-Ingenieur
of the TU Wien, Faculty of Civil Engineering

DIPLOMARBEIT

Querkraftversuche an Spannbetonträgern - Diskussion verschiedener Bemessungsansätze

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines
Diplom-Ingenieurs
eingereicht an der Technischen Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Thomas Schoberberger BSc.

Matr.Nr.: 0740730

unter der Anleitung von

o.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. **Johann Kollegger**

Univ.-Ass. Dipl.-Ing. **Tobias Huber BSc.**

Univ.-Ass. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Patrick Huber**

Institut für Tragkonstruktionen
Forschungsbereich Stahlbeton- und Massivbau
Technische Universität Wien,
Karlsplatz 13/212, A-1040 Wien

Wien, im Oktober 2018

Abstract

Recent decades have seen the traffic on Austria's roads increase through the increase of vehicles, especially heavy transport and through the improvement of existing routes. The resulting circumstances require the carrying capacity of existing bridges to be reviewed in accordance to the current engineering standards. Around half of the bridges used for traffic in Austria are built using the prestressed concrete technique. At the time of construction less stirrup reinforcement was used than is required to today's standards. The verification of calculative shear capacity represents a challenge to that effect, which cannot always be fulfilled. The influence of prestressing and the grade of shear force capacity plays a big role in the case of verification. For the purpose of a more accurate evaluation of the shear capacity the Department for Structural Concrete of the Institute of Structural Engineering of the TU Wien has been working on the development of a new calculation model.

In the context of this diploma thesis two test series, planned by T. Huber, are processed to verify the new system, the FSC-model. This series deals with prestressed concrete beams with low shear reinforcement. Therefore, the bending moment and the shear force are increased until the beams fail in shear. The first test series simulates a uniformly distributed load on an inner support and the second test series the single load of a single span beam with the support placed behind the failure point of the first trial.

This diploma thesis concentrates on the second test series. The content is a comprehensive description of the experiments carried out and their results. In addition, the test loads are compared with the calculated shear resistances according to current standards and new calculation models. In order to give an idea of the practical use the simplified version of the calculation model is used in each case. The conclusion of this work is the presentation of the calculation results and a breakdown of the respective load ratios as well as an interpretation.

From the comparison of the test loads with the rules for recalculation, it can be seen that the Eurocode 2 and the fib Model Code 2010 have a tendency to underestimate the load, especially with weak shear reinforced components. The reason therefor are rules of the standards that insufficiently consider a low shear reinforcement. For Eurocode 2, either the concrete or the reinforcement load capacity may be used as a shear force resistance. In the case of the fib Model Code 2010, an addition is only allowed after exceeding a minimum reinforcement ratio. Three alternative design models, the simplified FSC model, the Mari calculation model and the unified cross force model, follow other approaches. A mutual basis is that there are no calculation rules which do not consider low shear reinforcements. Every model assigns different ratios of the shear resistance to the concrete, the shear reinforcement, or the prestressing. The recalculation of the experiments shows, that they make much more accurate predictions of the ultimate load.

Kurzfassung

In den letzten Jahrzehnten stieg die Verkehrsbelastung auf Österreichs Straßen, einerseits durch einen Anstieg von Fahrzeugen, insbesondere dem Schwerverkehr, und andererseits durch den Ausbau bestehender Strecken. Tragwerkssanierungen, Verbreiterungen, Umbauten, etc. führen dazu, dass die Tragfähigkeit der bestehenden Brücken mit der aktuellen Normenlage bewertet werden muss. Rund die Hälfte der Straßenbrücken im hochrangigen Verkehrsnetz (Autobahn und Schnellstraßen) in Österreich wurde mit der Spannbetonmethode gebaut. Bei vielen Bauwerken wurde - im Vergleich zu heute - wenig Bügelbewehrung verwendet. Nachweise zur rechnerischen Querkrafttragfähigkeit stellen dabei eine Herausforderung dar, weil diese nicht immer erfüllt werden können. Der Einfluss der Vorspannung und des Querkraftbewehrungsgrades spielen beim Querkraftnachweis eine große Rolle. Zum Zwecke einer genaueren Beurteilung der Schubtragfähigkeit wird am Institut für Tragkonstruktionen, Fachbereich Betonbau, an der Technischen Universität Wien an der Entwicklung eines neuen Berechnungsmodells gearbeitet.

Im Rahmen dieser Diplomarbeit werden zwei von T. Huber entwickelte Versuchsreihen zur Verifizierung der Annahmen des neuen Modells, dem FSC-Modell, behandelt. Die Serie beinhaltet acht Versuche an Spannbetontägern mit geringen Querkraftbewehrungsgraden. Dabei wird die Beanspruchung von Moment und Querkraft erhöht, bis es zu einem Querkraftversagen kommt. Die erste Versuchsreihe simuliert eine Gleichlast auf die Innenstütze einer vorgespannten Brücke. Im zweiten Versuch wird, durch das Versetzen des Auflagers hinter die Versagensstelle des ersten Versuchs, ein Einfeldträger mit Einzellast getestet.

Konkret beschäftigt sich diese Diplomarbeit mit dem zweiten Versuch. Inhalt ist eine umfassende Beschreibung der durchgeführten Versuche und der daraus gewonnenen Ergebnisse. Darüber hinaus werden die Versuchslasten mit den errechneten Schubwiderständen nach aktuellen Normen und neuen Berechnungsmodellen verglichen. Um einen Ausblick auf die praktische Anwendbarkeit zu geben, wird jeweils die ingenieurmäßige (vereinfachte) Variante der Berechnungsmodelle verwendet. Den Abschluss dieser Arbeit bilden die Darstellung der Nachrechnungsergebnisse und eine Aufschlüsselung der jeweiligen Traganteile sowie eine Interpretation.

Aus dem Vergleich der Versuchsbruchlasten mit den aktuellen Regelwerken zur Nachrechnung wird ersichtlich, dass der Eurocode 2 und der fib Model Code 2010 eine Tendenz zur Unterschätzung der Traglast, besonders bei gering querkraftbewehrten Bauteilen, aufweisen. Grund dafür sind Regeln der Normen, die geringe Querkraftbewehrungsgrade unzureichend berücksichtigen. Beim Eurocode 2 darf entweder der Beton- oder der Bügeltraganteil als Querkraftwiderstand angesetzt werden. Beim fib Model Code 2010 darf erst ab Überschreiten eines Mindestquerkraftbewehrungsgrades ein Bügeltraganteil zum Betontraganteil addiert werden. Drei alternative Bemessungsansätze, das vereinfachte FSC-Modell nach P. Huber, das Berechnungsmodell nach Marí sowie das einheitliche Querkraftmodell nach Herbrand, verfolgen andere Lösungsansätze. Eine gemeinsame Basis der Modelle ist, dass es keine Rechenregeln gibt, die geringe Querkraftbewehrungsgrade außer Acht lassen. Jedes Modell ordnet seine jeweiligen Widerstandsparameter entweder dem Beton, der Vorspannung oder der Bügelbewehrung als Traganteil zu. Die Summe der einzelnen Anteile bildet den Querkraftwiderstand. Die Nachrechnung zu den Versuchen zeigt, dass mit den alternativen Bemessungsansätzen wesentlich treffendere Vorhersagen zur Bruchlast gemacht werden konnten.

Inhaltsverzeichnis

1. Einleitung	7
1.1. Problemstellung.....	7
1.2. Normenentwicklung der Querkraftbemessung von Spannbetonbauteilen in Österreich.....	7
1.2.1. Spannbetonbauteile ohne Querkraftbewehrung	8
1.2.2. Spannbetonbauteile mit Querkraftbewehrung	9
1.3. Brückennachrechnung.....	11
1.4. Die Nachrechnungsrichtlinie.....	12
1.5. Ziel dieser Arbeit.....	13
2. Querkraftbemessungsmodelle für Spannbetonteile	15
2.1. Eurocode 2 [13].....	15
2.2. Einheitliches Querkraftmodell [22].....	16
2.3. Querkraftmodell nach Mari [26]	18
2.4. fib Model Code 2010 [20].....	20
2.5. Das Hauptzugspannungskriterium [27].....	23
2.6. FSC-Modell [5]	24
2.7. Das Druckbogenmodell und das erweiterte Druckbogenmodell [29]	28
3. Versuche	31
3.1. Versuchskörper.....	31
3.2. Materialparameter	33
3.3. Herstellung der Versuchskörper	34
3.4. Versuchsaufbau	35
3.5. Eingangsdaten	36
3.6. Versuchsablauf.....	38
4. Ergebnisse der Versuche	40
4.1. Traglast.....	40
4.2. Last-Verformungsverhalten.....	40
4.2.1. Last-Verformung in Abhängigkeit der Querkraftbewehrung.....	40
4.2.2. Last-Verformung in Abhängigkeit der Vorspannung.....	41
4.2.3. Last-Verformung in Abhängigkeit des Querschnitts.....	42
4.2.4. Last-Verformung in Abhängigkeit der Belastungsart	42
4.3. Rissbilder.....	43

4.4.	Dehnungsverläufe.....	45
5.	Vergleich verschiedener Nachrechnungen.....	48
5.1.	Nachrechnung nach [13] (Eurocode 2)	48
5.2.	Nachrechnung nach [22] (Einheitliches Querkraftmodell)	49
5.3.	Nachrechnung nach [26] (Marí).....	50
5.4.	Nachrechnung nach [20] (fib Model Code 2010).....	51
5.5.	Nachrechnung nach [5] (FSC-Modell).....	52
5.6.	Vergleich der Nachrechnungsergebnisse	53
6.	Zusammenfassung.....	54
6.1.	Versuche.....	54
6.2.	Konklusion zur Nachrechnung.....	54
6.2.1.	Konklusion zur aktuellen Nachrechnungsrichtlinie	54
6.2.2.	Konklusion zu den alternativen Bemessungsmodellen	55
	Literaturverzeichnis.....	56
	Abbildungsverzeichnis.....	59
	Tabellenverzeichnis.....	61
	Anhang.....	62

1. Einleitung

Seit seiner Entdeckung Mitte des 19. Jahrhunderts ist Stahlbeton einer der wichtigsten Baustoffe. Als bedeutendste Weiterentwicklung der Stahlbetonbauweise kann wohl die Spannbetonbauweise bezeichnet werden. Rund 100 Jahre später wurden erste Brücken aus Spannbetonkonstruktionen umgesetzt. Die Idee eines gespannten Stahlstabes, der den Beton zusammendrückt und gegen die naturgemäße Durchhängung eines Balkens oder Brückenträgers wirkt, wurde von mehreren Ingenieuren mehr oder weniger intensiv verfolgt und in kleinem Maßstab auch praktisch umgesetzt. Der französische Ingenieur Eugène Freyssinet lieferte den maßgebenden Beitrag durch umfangreiche Versuche, erste Konstruktionen und praktische Umsetzungen. Er gilt als Erfinder des Spannbetons. Diese Erfindung verhalf der Betonbauweise zu noch größerer Bedeutung. Die Spannweiten, die mit Hilfe des Spannbetons erzielt werden, konnten vervielfacht werden – die Konstruktionshöhe blieb gleich. Diese Eigenschaften sind besonders wichtig bei weitgespannten Tragwerken, wie zum Beispiel Brücken. Diese neue Bauweise sollte als bedeutende Brückenbauweise Fuß fassen [1].

Da die Bauweise noch am Anfang der Entwicklung stand, kam es im Laufe der Jahre zu einer Reihe von Weiterentwicklungen und Veränderungen, sowohl in der Bauweise als auch in der Planung und Bemessung. Erwartungsgemäß kann es zu Schwierigkeiten führen, wenn der Maßstab von neuen Erkenntnissen in der Planung und Bemessung an „älteren“ bestehenden Bauwerken angelegt wird. Das ist aktuell ein bedeutendes Thema in der Bewertung bestehender Tragwerke und führt [2, 3] zu folgender Problemstellung, die Grund dieser Arbeit und der Versuchsreihe zum Querkrafttragverhalten von Spannbetonbauteilen ist.

1.1. Problemstellung

Anfang 1950 wurden in Mitteleuropa viele Spannbetonbrücken gebaut. Die Forschung im Bereich der Spannbetontragwerke steckte zu dieser Zeit noch in den Kinderschuhen und die praxistaugliche Errichtung hatte erst wenige Jahre zuvor begonnen. Beispielsweise wurde die Überführung Weg Hessler, eine der ersten Spannbetonbrücken mit Vorspannung im Verbund, 1938 in Deutschland errichtet [4].

Der Vergleich von Bemessung und konstruktiver Ausführung mit Brücken von heute ergibt deutliche Unterschiede. Die Brückenbautechnik, sowie die Erfahrungswerte und Bemessungsnormen entwickelten sich in rund 70 Jahren ständig weiter. Auch die Verkehrsbelastung hat durch leistungsfähigere, größere und schwerere Fahrzeuge zugenommen. So ist es zum Beispiel bei einer Nachrechnung einer vorgespannten Brücke aus dem Jahre 1970 mit den heutigen Normen nicht immer möglich, dabei alle statischen Nachweise zu erfüllen. Besonders Querkraftnachweise fallen oft negativ aus, weil die Brücken der ersten Generation meist nur mit minimaler Bügelbewehrung ausgeführt wurden [5].

1.2. Normenentwicklung der Querkraftbemessung von Spannbetonbauteilen in Österreich

Während es in den Normen ab 1953 kaum Änderungen zu Nachweisen betreffend Normalkraft- und Biegetragfähigkeit gab und der theoretische Hintergrund gleich geblieben ist, gab es bei den Nachweisen

zur Querkrafttragfähigkeit mehrere umfangreiche Anpassungen. Durch einen Vergleich der Querkraftnachweise von älteren Normenwerken mit den heute gültigen Eurocodes, wird gezeigt, warum eine Nachrechnung bestehender (älterer) Bauwerke nach aktuellen Normen nicht immer positiv abgeschlossen werden kann. Die Problematik wurde ebenfalls in [5] hervorragend zusammengefasst. Der Aufbau von Kapitel 1.2 und der zugehörigen Unterkapitel orientiert sich deshalb daran.

1.2.1. Spannbetonbauteile ohne Querkraftbewehrung

In den Ausgaben der ÖNORM B 4200 von 1953 bis 1996, [6], [7], [8] und [9], reichte für Bauteile ohne Querkraftbewehrung ein vereinfachter Schubspannungsnachweis aus. Je nach Ausgabe der Norm wurden noch zusätzliche Bedingungen gefordert, wie beispielsweise ein Aufbiegen jener Längsbewehrung, welche nicht zur Aufnahme von Biegemomenten benötigt wurde. Der gleichbleibende Kern des Schubspannungsnachweises lautete wie folgt:

$$\tau_0 = \frac{Q}{b \cdot z} \leq \tau_{0,zul} \quad (1)$$

mit

τ_0	vereinfacht ermittelte Schubspannung
b	Bauteilbreite
z	innerer Hebelarm
Q	einwirkende Querkraft
$\tau_{0,zul}$	maximal zulässige Schubspannung des Betons

In dieser Normenserie völlig außer Acht gelassen wird der Maßstabseffekt. Der Maßstabseffekt beschreibt eine Abnahme der aufnehmbaren Schubspannungen mit zunehmender Bauteilhöhe und wurde bereits in den Sechziger Jahren von Kani in Toronto [10] und Leonhardt und Walther in Stuttgart [11] durch deren Forschungstätigkeiten belegt. Erst im Jahre 1995 fand dieser Effekt Berücksichtigung in der ÖNORM B 4700 [12]. Mit der neuen Norm war auch ein Umstieg von einem bisher deterministischen Sicherheitskonzept auf ein semiprobabilistisches Sicherheitskonzept erfolgt. Der Querkraftnachweis von [12] lautete folgendermaßen:

$$V_{Rd,c} = \tau_d \cdot \kappa_c \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_l) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \leq V_{Ed} \quad (2)$$

mit

$V_{Rd,c}$	Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit des Betons
τ_d	Grundwert der zulässigen Schubspannung
κ_c	$= 1,6 - d \leq 1,0$; Maßstabsfaktor
ρ_l	$= \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$; geometrischer Längsbewehrungsgrad
σ_{cp}	$= \frac{N_{Ed}}{A_c}$; Normalspannung infolge einer Spannkraft
b_w	Stegbreite
d	statische Nutzhöhe
V_{Ed}	Bemessungswert der einwirkenden Querkraft

Der Maßstabseffekt wurde dabei mittels des Faktors

$$\kappa_c = 1,6 - d \leq 1,0 \quad (3)$$

berücksichtigt. Der Effekt der Vorspannung bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung - und eine damit verbundene Erhöhung der Schubtragfähigkeit - wurde erstmals mit

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \quad (4)$$

mit

N_{Ed} Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft
 A_c Gesamtfläche des Betonquerschnitts

eingerechnet. Dieses Schubmodell war bis zum Jahre 2009 gültig, wo es von [13] abgelöst wurde. Der neue und derzeit gültige Querkraftnachweis lautet:

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \\ 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \end{array} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq V_{Ed} \quad (5)$$

mit

$V_{Rd,c}$ Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit des Betons
 γ_c Teilsicherheitsbeiwert für den Beton
 $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$; Maßstabsfaktor
 $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$; geometrischer Längsbewehrungsgrad
 f_{ck} charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons
 $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c}$; Normalspannung infolge einer Spannkraft
 b_w Stegbreite
 d statische Nutzhöhe
 V_{Ed} Bemessungswert der einwirkenden Querkraft

Zwei Gleichungen werden deshalb notwendig, weil der Längsbewehrungsgrad ρ_l multiplikativ in die Bemessung eingeht, was bei einem kleinen Längsbewehrungsgrad den Term gegen Null gehen lässt. Der Maßstabseffekt wird folgendermaßen berücksichtigt:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (6)$$

1.2.2. Spannbetonbauteile mit Querkraftbewegung

Bis 1975 gab es keine österreichische Norm, um die Bemessung von Spannbeton zu regeln. Deshalb wurde die deutsche Spannbetonnorm [14] zur Bauteilbemessung herangezogen. In dieser Norm wurde ein Spannungsnachweis geführt, in dem Schubspannungen gemeinsam mit Hauptzugspannungen betrachtet werden.

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau_{xz}^2} \leq \sigma_{1,zul} \quad (7)$$

mit

σ_1 Hauptzugspannung
 σ_x Normalspannung im Beton
 τ_{xz} Schubspannung
 $\sigma_{1,zul}$ Zulässige Hauptzugspannung

Die obige Formel findet Anwendung für ungerissenen und gerissenen Beton gleichermaßen. Eine Annahme, die in dieser Form in heutigen Modellen keinen Einzug finden würde. Um diesem Ansatz der Hauptzugspannungen treu zu bleiben, müsste sich der Beton dauerhaft im ungerissenen Zustand befinden. Die erlaubte Grenzspannung $\sigma_{1,zul}$, welche von der Betongüte und dem Vorspanngrad abhängt, soll diese Annahme sicherstellen. Wird die Grenzscherbspannung überschritten, müsste die Querkraftbewehrung so bemessen werden, dass sie die vorhandene Hauptzugspannung in vollem Umfang in Längsrichtung der Bügel aufnehmen kann, obwohl die Richtung der Hauptzugspannungen nicht annähernd parallel zueinander verläuft.

Liegt die Hauptzugspannung unter der zulässigen Grenzspannung, sind keine Mindestwerte der Bügelbewehrung gefordert. Um Kosten zu verringern, wurde die Bügelbewehrung oft nur so weit ausgeführt wie sie konstruktiv benötigt wurde. Daraus resultierten Bügelabstände und Bügelquerschnittsflächen, die deutlich außerhalb der zulässigen Grenzwerte der heute gültigen Eurocodes liegen [5].

Von 1953 bis 1966 wurden Querkraftnachweise wie oben beschrieben geführt. Ab 1966 wurden zusätzliche Bestimmungen zu [14] eingeführt. Darunter gab es eine konkrete Definition der Mindestquerkraftbewehrung und bei einer geringfügigen Überschreitung der zulässigen Grenzspannung reichte es, nur mehr einen Teil der Hauptzugspannungen mittels Bügelbewehrung aufzunehmen.

Im Jahr 1975 wurde [15], die österreichische Spannbetonnorm für Straßenbrücken, veröffentlicht. Ähnlich der deutschen Norm wurde der Querkraftnachweis kombiniert über die Hauptzugspannungen nachgewiesen. Die zulässigen Hauptzugspannungen waren für den Gebrauchszustand maßgebend und waren geringer angesetzt (z.B. $\sigma_{1,zul}=0,4$ N/mm² für B300 und beschränkte Vorspannung) als in der deutschen Norm (z.B. $\sigma_{1,zul}=1,6$ N/mm² für B300 und beschränkte Vorspannung). Eine Mindestquerkraftbewehrung - auch bei Einhaltung der maximalen Spannungen - wurde vorgeschrieben. Wurden die zulässigen Hauptzugspannungen überschritten, so wurde die erforderliche Bügelbewehrung mittels eines Fachwerksmodells mit 45° geneigten Druckstreben ermittelt. Die Bemessungsformel für vertikale Bügel lautete wie folgt:

$$V_R = V_{R,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot z \cdot f_{yw} \leq \tau_{max} \cdot b_w \cdot z \quad (8)$$

mit

V_R	Querkrafttragfähigkeit
$V_{R,s}$	Querkrafttragfähigkeit der Querkraftbewehrung
A_{sw}	Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung
s_w	Abstand der Querkraftbewehrung in Längsrichtung
z	innerer Hebelarm
f_{yw}	Fließgrenze der Querkraftbewehrung
τ_{max}	maximale Schubspannung (Druckstrebentragfähigkeit)
b_w	Stegbreite

Ein Fachwerksmodell mit frei wählbarer Druckstrebenneigung (frei wählbar zwischen 30° bis 45°) erschien 1989 in [16, 17] für den Brückenbau. Außerdem entfiel der Hauptzugspannungsnachweis in der Nachweisführung zur Gänze. In den folgenden Jahren wurden die Normen immer weiter in Richtung europäische Harmonisierung bewegt. Dabei wurden weitere Einflüsse, wie ein erhöhter Widerstand vollkommen überdruckter Querschnitte, der Vorspanneffekt auf die Druckstrebenfestigkeit oder die Festigkeit der Druckstreben selbst, mit zusätzlichen Faktoren angepasst.

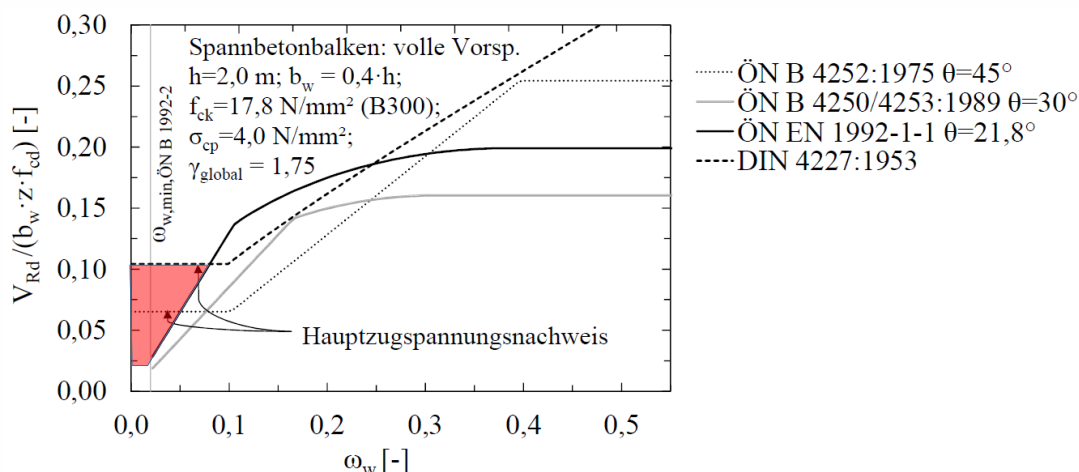


Abbildung 1.1: Vergleich des Querkraftwiderstands V_{Rd} abhängig vom Bewehrungsgrad ω_w berechnet nach unterschiedlichen Normen, bearbeitet und entnommen aus [5]

Die Ergebnisse für einen voll vorgespannten (keine Zugspannungen) Spannbetonbalken aus Abbildung 1.1 zeigen eine kritische Nachweiszone (rote Schraffur) bei kleinem Bewehrungsgrad. Hier kann nach Berechnung mittels Eurocode kein positiver Nachweis erbracht werden, sofern mit den anderen Normen wirtschaftlich dimensioniert wurde (mit Ausnahme von [16, 17]). Bei einem Bewehrungsgrad von $\omega_w \sim 0,1$ bis 0,3 liegt der rechnerische Querkraftwiderstand nach [13] über jenen der älteren Normen. Ab einem Bewehrungsgrad von ungefähr $\omega_w > 0,35$ kann der Querkraftwiderstand bei der Bemessung nach EN1992-1-1 durch mehr Querkraftbewehrung nicht mehr erhöht werden, da die maximale Druckstrebentragfähigkeit erreicht wird [5].

1.3. Brückennachrechnung

Je nach Zustand bestehender Brücken kann früher oder später eine Sanierung nötig werden. Sei es aufgrund eines Endes der geplanten Lebensdauer, aufgrund einer Umnutzung oder weil technische Mängel erkennbar werden. Sobald eine bauliche/nutzungstechnische Änderung stattfindet, ist eine Neubewertung des Bestands, welche durch [18] geregelt ist, erforderlich. Die Anwendung der Normen, nach denen das Bauwerk geplant wurde, ist unzulässig, wenn diese überholt sind. Geht eine Umnutzung, einer beispielsweise intakten Brücke, mit einer Erhöhung der Nutzlasten einher, müssen alle das Bauwerk betreffenden konstruktiven Nachweise den aktuell gültigen Normen entsprechen. Durch die laufende Weiterentwicklung von Normen und dem Stand der Technik, entstanden naturgemäß Unterschiede in der Bemessung von heute und jener vor 50 – 60 Jahren. Die aktuellen Normen bauen auf Modellen auf, die bei Anwendung für die damaligen Konstruktionen ein rechnerisches Defizit offensichtlich machen [5].

Praktisch existieren viele Brücken schon seit 50 Jahren und weisen keine Anzeichen, wie zum Beispiel auffällige Risse oder übermäßige Verformungen, einer zu schwachen Dimensionierung auf. Diese Diskrepanz zwischen Theorie und Praxis, zwischen heutigen Berechnungsergebnissen und tatsächlichem Tragverhalten, wurde durch unterschiedliche Reihen von großmaßstäblichen Trägerversuchen an der Technischen Universität Wien untersucht. Dadurch soll die Frage beantwortet werden können, ob Brücken/Träger im Falle einer Bestandsänderung tatsächlich an den heutigen Stand der Technik angepasst werden müssen oder ob die Tragfähigkeit ausreichend ist und auch entsprechend nachgewiesen

werden kann. In Österreich gibt es allein im hochrangigen Straßennetz 5194 Brückenbauwerke (inklusive Rampen und Überführungen) [19]. Das Sparpotenzial eines rechnerischen Nachweises verglichen mit einer baulichen Sanierung ist groß. Brücken zu sanieren ist aufwändig und teuer. Da natürlich die Sicherheit und Belastbarkeit der Bauwerke Vorrang hat, muss die Entscheidung, ob eine Sanierung oder Zustandsverbesserung erforderlich ist, genau abgewogen werden.

In Österreich wurde, wie auch in anderen Ländern (z.B. [3] oder der Schweiz) die Einführung einer eigenen Richtlinie als notwendig erachtet, mit der auf die Eigenheiten von Bestandsbauwerken besser eingegangen werden kann als mit den aktuellen Bemessungsnormen. Jedoch arbeitet die sogenannte Nachrechnungsrichtlinie auf Basis des Eurocode 2 und erlaubt in den ersten Instanzen keine Anwendung anderer Berechnungsmodelle (mit Ausnahme von [20]). Schwächen in der Bewertung des Tragverhaltens, wie es zum Beispiel beim Querkrafttragverhalten vermutet wird, kann somit nur bedingt begegnet werden. Eine Überprüfung der Nachrechnungsergebnisse von 146 Betonbrücken in Deutschland bestätigt diese Aussage [3]. Dabei wurde für 70% der Bauwerke eine Ertüchtigung oder ein Ersatzneubau empfohlen, weil keine vollständige Nachweiserfüllung nach Stufe 2 der deutschen Nachrechnungsrichtlinie erbracht werden konnte. Besonders der positive Abschluss von Querkraftnachweisen stellte dabei eine Schwierigkeit dar. Die Autoren von [3] waren der Meinung, dass Defizite in der Bewertung vorhandener Tragreserven, durch adäquatere Rechenmodelle und aktuelle Forschungsergebnisse besser in der Nachrechnungsrichtlinie berücksichtigt werden sollten.

1.4. Die Nachrechnungsrichtlinie

In Österreich gibt es seit 2006 eine Nachrechnungsrichtlinie für bestehende Brückentragwerke, welche den Ablauf einer Nachrechnung regelt [5]. Eine statische Nachrechnung wird bei folgenden Änderungen der Bestandsbrücke erforderlich:

- Lasterhöhungen (durch Nutzlasten, Verkehr, etc.)
- Eingriff in tragende Bauteile
- Konstruktive Mängel, Bauschäden, Verschleißerscheinungen
- Auftreten neuer Erkenntnisse bezüglich der Tragfähigkeit

Die Nachrechnung besteht aus vier Nachweisstufen. Jede Stufe hat unterschiedliche Nachweisformate zu erfüllen. Beginn ist bei Stufe 1. Können die Nachweise der Stufe 1 erbracht werden, war die Nachrechnung erfolgreich, die Nachweise der restlichen Stufen sind dann obsolet. Können die erforderlichen Nachweise von Stufe 1 nicht erbracht werden, kommt die Nachrechnung nach der nächsthöheren Stufe zum Einsatz. Wenn die vierte und letzte Stufe noch immer keine positive Beurteilung erlaubt, so sind bauliche oder organisatorische Maßnahmen (zB.: Einschränkung der Verkehrslasten durch Fahrverbote für schwere LKWs) erforderlich. Dabei muss nicht immer das ganze Bauteil saniert werden. Können beispielsweise Nachweise über fast alle Bauteilbereiche erbracht werden, aber nur im Auflagerbereich nicht, reicht es, nur diesen Bereich zu verstärken. Im Folgenden eine Zusammenfassung der wesentlichen Merkmale der einzelnen Stufen aus Abbildung 1.2:

Stufe 1: Die Berechnung erfolgt wie bei einem Neubau nach aktuellen Normen, allerdings nur im Grenzzustand der Tragfähigkeit.

- Stufe 2: Die Berechnung erfolgt im Grenzzustand der Tragfähigkeit wie bei einem Neubau nach aktuellen Normen. Jedoch dürfen Teilsicherheitsfaktoren reduziert werden, wenn die tatsächlichen Abmessungen am Bauwerk bestimmt werden. Und es darf mit tatsächlichen Materialkennwerten gerechnet werden, welche ebenfalls am Bauwerk bestimmt wurden.
- Stufe 3: Die Beurteilung der Zuverlässigkeit erfolgt auf Basis probabilistischer Untersuchungen. Dabei werden Versuchsergebnisse oder Messungen statistisch ausgewertet. Zum Beispiel können Bohrkern zur Festigkeitsbestimmung entnommen werden. Anhand dieser Kennwerte werden Mittelwerte und Standardabweichungen berechnet, mit denen der β -Index bestimmt wird. Dieser Zuverlässigkeitsindex β steht in Beziehung zur Versagenswahrscheinlichkeit. Ist der β -Index für die geplante (restliche) Bauwerksnutzungsdauer ausreichend, so darf damit auf bauwerksspezifische Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungs- und/oder Widerstandsseite und auf bauwerksspezifische Kombinationsbeiwerte umgerechnet werden. Diese Beiwerte fallen in der Regel kleiner aus als in Stufe 2 und erleichtern somit die Nachweisführung nach aktuellen Normen.
- Stufe 4: In Sonderfällen ist eine Unterschreitung des Sicherheitsniveaus zulässig. Dazu bedarf es einer detaillierten Begründung und entsprechenden Ersatzmaßnahmen wie zum Beispiel einem Fahrverbot für Schwerlasttransporte.

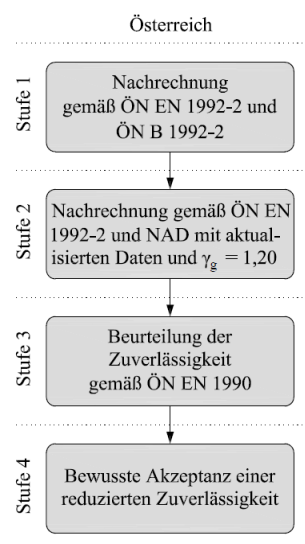


Abbildung 1.2: Ablaufschema einer stufenweisen Brückennachrechnung gemäß österreichischer Nachrechnungsrichtlinie [18], entnommen aus [5]

Anmerkung: In Deutschland gibt es auch eine 4-stufige Nachrechnungslinie, bei der Stufe 1 und 2 sehr ähnlich zur Österreichischen sind. Stufe 3 und 4 erlauben allerdings deutlich mehr Möglichkeiten in der Nachweisführung wie zum Beispiel die Verwendung von FEM-Analysen oder wissenschaftlicher Modelle [5].

1.5. Ziel dieser Arbeit

Diese Arbeit beschäftigt sich mit einem Teil des Gesamttragverhaltens von Spannbetonbrücken, dem Querkrafttragverhalten. Es gibt verschiedenste Modelle mit unterschiedlichem Rechenaufwand, um den Einfluss der Querkraft in Rechnung zu stellen. Die erhöhte Genauigkeit von komplexeren Modellen

erlaubt meist nur in geringem Maße wirtschaftlichere Bemessungen als „simple“ semi-empirische Modelle und ist praktisch oft umständlich anwendbar. Deshalb ist ein möglichst einheitliches und einfaches Modell wünschenswert, das praxisgerecht angewendet und leicht in Normen berücksichtigt werden kann.

In den folgenden Kapiteln werden mehrere Bemessungsmodelle für die Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonbauteilen mit und ohne Querkraftbewehrung erläutert. Im 5. Kapitel erfolgt eine Nachrechnung der am Institut für Tragkonstruktionen durchgeführten, und in dieser Arbeit beschriebenen Querkraftversuche mit den hier vorgestellten Bemessungsmodellen. Abschließend werden die Ergebnisse der Bemessungsmodelle, untereinander und mit den Versuchsergebnissen, verglichen. Dabei werden Unzulänglichkeiten bei der Nachrechnung durch den Eurocode 2 und den fib Model Code 2010 aufgezeigt.

2. Querkraftbemessungsmodelle für Spannbetonteile

2.1. Eurocode 2 [13]

Gemäß Eurocode 2 gibt es eine Nachweisführung für Bauteile ohne und Bauteile mit Querkraftbewehrung.

Nachweise für Bauteile ohne Querkraftbewehrung

Der Querkraftwiderstand des Betons wird wie folgt ermittelt:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (9)$$

mit mindestens

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (10)$$

mit

$V_{Rd,c}$	Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit des Betons
$C_{Rd,c}$	$= \frac{0,18}{\gamma_c}$; landesspezifischer Beiwert. Empfehlung laut [21]
k	$= 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$ mit d in mm; Maßstabsfaktor
ρ_l	$= \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$; geometrischer Längsbewehrungsgrad
f_{ck}	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons
k_1	$= 0,15$; landesspezifischer Beiwert. Empfehlung laut [21]
σ_{cp}	$= \frac{N_{ed}}{A_c} \leq 0,2 \cdot f_{ck}$; Normalspannung infolge einer Spannkraft
b_w	Stegbreite
d	statische Nutzhöhe
v_{min}	$= 0,035 k^{\frac{2}{3}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}$

Nachweise für Bauteile mit Querkraftbewehrung

Der Querkraftwiderstand für Bauteile mit Querkraftbewehrung ist der kleinere Wert aus:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta \quad (11)$$

und

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta) \quad (12)$$

mit

$V_{Rd,s}$	Bemessungswert Querkrafttragfähigkeit der Querkraftbewehrung
A_{sw}	Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung
s	Abstand der Querkraftbewehrung in Längsrichtung
z	innerer Hebelarm
f_{ywd}	Bemessungswert der Streckgrenze der Querkraftbewehrung
θ	Winkel zwischen Betondruckstreben und Bauteilachse
b_w	$= b_{w,nom}$; Stegbreite inklusive Einfluss von verpresstem Hüllrohr

$V_{Rd,max}$	Bemessungswert der Druckstreben­tragfähigkeit
α_{cw}	$= 1 + \sigma_{cp} \cdot f_{cd}$ für $\sigma_{cp} \leq 0,25f_{cd}$; Beiwert zur Berücksichtigung des Spannungszustands im Druckgurt
ν_1	$= 0,9 - \frac{f_{ck}}{200} \geq 0,5$; für $f_{ck} > 60 \text{ N/mm}^2$

2.2. Einheitliches Querkraftmodell [22]

Das folgende Querkraftmodell orientiert sich im Wesentlichen an den zuvor vorgestellten Bemessungsformeln des Eurocode 2. Die Gleichungen zur Querkrafttragfähigkeit des Eurocode 2 wurden mit umfangreichen Versuchsreihen von verschiedensten Institutionen zur Tragfähigkeit von Bauteilen verglichen. Die Ergebnisse der Versuche wurden in [23] gesammelt und die Abweichung zwischen Norm und insgesamt 1.287 Versuchen, bei denen die Bruchlast gemessen wurde, statistisch ausgewertet. Da die Bauteile zwischen dem Längsbewehrungsgrad, der statischen Nutzhöhe, dem Querkraftbewehrungsgrad und dem Vorhandensein von Vorspannung variieren, kann gut verglichen werden, bei welchen Dimensionierungsverhältnissen die Bruchlast laut Norm nahe der Bruchlast laut Versuchsreihe liegt und wo Schwächen bzw. Reserven vorhanden sind. Auf Basis der Datenbankauswertung wurden Vorschläge für eine Adaptierung der aktuellen Formeln gemacht, die eine bessere Vorhersage der Querkrafttragfähigkeit wiedergeben.

Ansatz für Bauteile ohne Querkraftbewehrung

Die Bemessungsformel (9) für Bauteile ohne Querkraftbewehrung kann auf Basis der statistischen Auswertung der Versuchsdatenbank von [22] beinahe unverändert übernommen werden. Der Mindestwert des Querkraftwiderstands des Betons (10) wird unverändert aus dem Eurocode 2 übernommen. Die Formel (9) zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit des Betons wird adaptiert. Der Wert $C_{Rd,c}$ geht nach dem nationalen Anhang des Eurocodes 2 für Deutschland mit 0,15 ein (0,18 für Österreich). Der einzige Term, der tatsächlich adaptiert wurde, ist der Term, in den die Vorspannung eingeht. Dabei wird der Beiwert k_1 zur Vorspannung σ_{cp} von 0,12 auf 0,23 angehoben. Der Ansatz des einheitlichen Querkraftmodells lautet:

$$V_{Rd,c} = \frac{1}{\gamma_c} [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (13)$$

mit einem Mindestwert

$$V_{Rd,c} = [v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (14)$$

mit

$V_{Rd,c}$	Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit des Betons
$C_{Rd,c}$	$= \frac{0,15}{\gamma_c}$; landesspezifischer Beiwert. Empfehlung laut [22]
k	$= 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$; Maßstabsfaktor, mit d in mm
ρ_l	$= \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$; geometrischer Längsbewehrungsgrad
f_{ck}	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons
k_1	$= 0,23$; landesspezifischer Beiwert. Empfehlung laut [22]
σ_{cp}	$= \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0,2f_{ck}$; Normalspannung infolge einer Vorspannkraft,
b_w	Stegbreite

d	statische Nutzhöhe Abminderungsbeiwert der Druckfestigkeit für gerissenen Beton, $= 0,0350k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}$ für $600\text{mm} < d < 800\text{mm}$
ν_{min}	$= 0,0525k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{3}}$ für $d \leq 600\text{ mm}$ $= 0,0375k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{3}}$ für $d \geq 800\text{ mm}$

Der Vorspannkraft kann also ein höherer Anteil an der Querkrafttragfähigkeit zugetraut werden. Eine wichtige Erkenntnis bei der Bemessung der Querkrafttragfähigkeit von unbewehrten bis wenig bewehrten Spannbetonbauteilen.

Ansatz für Bauteile mit Querkraftbewehrung

Das Modell des Eurocode 2 für Bauteile mit Querkraftbewehrung geht von einem Fachwerkmodell aus, bei dem die Rissreibung nicht explizit, sondern durch Anpassung des Druckstrebenwinkels, mitberücksichtigt wird. Der ansetzbare Druckstrebenwinkel kann lt. nationalem Anhang in Österreich innerhalb eines Bereiches frei gewählt werden. Die Auswertung der Versuchsdatenbank nach [22] stimmt zwar mit dem Fachwerkmodell überein, der Großteil des zusätzlichen Traganteils wird jedoch nicht über die Rissreibung, sondern über den Traganteil der Betondruckzone vermutet. Dass die Annahme mit dem Fachwerkmodell inklusive Rissreibung hinterfragt werden kann, zeigen schwach bügelbewehrte Bauteile, welche ein klassisches Biegeschubversagen aufweisen. Nach [22] entstehen hier für gewöhnlich rotierende Risse und keine gleichmäßig geneigten Risse, wie es durch das Fachwerkmodell mit Rissreibung angenommen wird. Generell differiert der Querkraftwiderstand für Bauteile mit schwacher Bügelbewehrung nach [22] nur durch den zusätzlichen Traganteil aus Bügeln zu Bauteilen ohne Bügelbewehrung, während bei Bauteilen mit normalen bis hohen Bügelbewehrungsgraden wieder das klassische Modell der Plastizitätstheorie mit geneigten Druckfeldern zutrifft.

Die statistische Auswertung der Versuchsdatenbank nach [22] zeigt ein deutliches Verbesserungspotenzial bei der Bemessung des Querkraftwiderstands mit Querkraftbewehrung bei der Bemessung mittels Eurocode 2. Der neue Ansatz des einheitlichen Querkraftmodells lautet: Der Querkraftwiderstand ist der kleinere Wert aus

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \left(1,2 + 1,4 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) + V_{Rd,c} \quad (15)$$

und

$$V_{Rd,max} = 1,0 \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta) \quad (16)$$

mit

$V_{Rd,s}$	Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit der Querkraftbewehrung
A_{sw}	Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung
s	Abstand der Querkraftbewehrung in Längsrichtung
z	innerer Hebelarm
f_{ywd}	Bemessungswert der Streckgrenze der Querkraftbewehrung
σ_{cp}	Normalspannung infolge einer Spannkraft
f_{cd}	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons
ν_1	$= 0,9 - \frac{f_{ck}}{200} \geq 0,5$; für $f_{ck} > 60\text{ N/mm}^2$
$V_{Rd,max}$	Bemessungswert der Druckstrebentragfähigkeit

$V_{Rd,c}$ Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit des Betons aus Formel (13)

Der Bemessungswert der maximalen Druckstreben­tragfähigkeit $V_{Rd,max}$ aus Formel (12) bleibt beinahe unverändert zu der des Eurocode 2. Lediglich der Beiwert zur Berücksichtigung des Spannungszustands im Druckgurt α_{cw} wird gleich 1 gesetzt, da nach [22], „die theoretisch mögliche Steigerung der nominell aufnehmbaren Betondruckspannungen infolge Vorspannung in der Datenbankauswertung nicht bestätigt werden konnte.“ Die wesentlichen Änderungen werden durch einen Vergleich der Formel (11) mit der Formel (15) sichtbar. Der Winkel θ zwischen Betondruckstreben und Bauteilachse geht dabei nicht mehr direkt in die Berechnung ein, sondern wird konstant gleich $\cot\theta = 1,2$ gesetzt. Dafür werden, im Gegensatz zum Eurocode 2, ein Traganteil aus Vorspannung $1,4 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}$ und ein Betontraganteil $V_{Rd,c}$ mitberücksichtigt.

Konklusion

Das einheitliche Querkraftmodell geht von einem Betontraganteil aus, den sowohl unbewehrte als auch bewehrte Bauteile aufweisen. Dazu werden Terme addiert, die aus Vorspannung und/oder Querkraftbewehrung resultieren. Das Modell ist einfacher anwendbar. Hervorzuheben ist das bessere Sicherheitsniveau durch genauere Vorhersagen. Besonders bei gering quer­kraftbewehrten Bauteilen kann eine wirtschaftliche Bemessung erzielt werden.

Nach [22] gibt es noch folgende Überlegung zu den Teilsicherheitsbeiwerten. Für den Betontraganteil $V_{Rd,c}$ wird derzeit laut Eurocode 2 mit einem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_c = 1,5$ für ständige & vorübergehende Lasten für Bauteile aus Beton im Grenzzustand der Tragfähigkeit gerechnet. Allgemein ist bei Betonteilen ein Teilsicherheitsbeiwert von 1,5, aufgrund von größeren Schwankungen bei der Materialqualität als beim Bewehrungsstahl ($\gamma_s = 1,15$) und einem schlagartigen Bauteilversagen, gerechtfertigt. Da bei quer­kraftbewehrten Bauteilen kein plötzliches Bauteilversagen auftritt, sondern es zu einem duktilen Querkrafttragversagen kommt, ist die Höhe des Teilsicherheitsbeiwerts für die Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,c}$ in Frage zu stellen. Das duktile Verhalten und der zu konservative Teilsicherheitsbeiwert konnte durch Versuchsreihen wie in [24] bestätigt werden. Deshalb erscheint eine Verringerung des Teilsicherheitsbeiwerts auf $\gamma_c = 1,15$ als gerechtfertigt. In Übergangsbereichen kann interpoliert werden. Erwähnenswert ist noch die Tatsache, dass selbst geringste Bewehrungsmengen zu einem duktilen Querkraftversagen führen. Bereits ab mindestens 50% der nach [25] erforderlichen Mindestquerkraftbewehrung (Mindestbewehrung nach [25] entspricht in etwa der Mindestbewehrung laut Eurocode 2) ist ein duktileres Verhalten zu erwarten [24].

2.3. Querkraftmodell nach Marí [26]

Dieses Modell zur Querkrafttragfähigkeit, berücksichtigt Stahl- und Spannbetonbauteile, mit und ohne Querkraftbewehrung, mit I-, T- oder rechteckigen Querschnitten. Es wurde mit insgesamt 1.285 Belastungsversuchen, welche von [23] publiziert wurden, auf die Schubtragfähigkeit mit dem Modell evaluiert. Das durchschnittliche Verhältnis der gemessenen zur errechneten Bruchlast zeigt eine sehr gute Näherung ($V_{test}/V_{pred} = 1,14$ für die vereinfachte Berechnung). Zwischen den vorhin genannten Querschnittsformen und dem Grad der Bügelbewehrung wurde variiert. 331 Versuchskörper waren vorge-

spannt. Der Einfluss der Vorspannkraft wurde so berücksichtigt, dass durch die Erhöhung der Normalkräfte im Querschnitt auch die Schubtragfähigkeit des Druckgurts zunimmt, indem die Nulllinie nach unten verschoben wird. Folglich kann eine höhere Belastung bis zur Erstrissbildung aufgenommen werden. Der Querkraftwiderstand eines Querschnitts besteht in der Theorie des Modells aus vier Komponenten:

- Traganteil des Betons (inklusive Einfluss der Vorspannkraft)
- Traganteil der Rissverzahnung
- Traganteil der Längsbewehrung
- Traganteil der Bügelbewehrung

Für die Ingenieurpraxis wurden Terme zusammengefasst und vereinfacht. Der Querkraftwiderstand wird wie folgt berechnet:

$$V_u = V_{cu} + V_{su} + P \cdot \sin \alpha \geq V_{Ed} \quad (17)$$

mit

V_u	Gesamter Querkraftwiderstand
V_{cu}	Querkrafttragfähigkeit des Betons
V_{su}	Querkraftwiderstand der Bewehrung
P	Spannkraft im Spannglied (nach Verlusten)
α	Neigung des Spannglieds
V_{Ed}	Bemessungswert der einwirkenden Querkraft

Die Querkrafttragfähigkeit des Betons ergibt sich zu:

$$V_{cu} = \zeta \cdot \frac{c}{d} \cdot K_p \left(0,30 \frac{f'_c}{\gamma_c} + 0,5 \left(1 + \frac{b}{b_w} \right) \frac{V_{su}}{b \cdot d} \right) b_{v,eff} \cdot d \quad (18)$$

mit

V_{cu}	Querkrafttragfähigkeit des Betons
ζ	Beiwert für Größeneffekt
c	Druckzonenhöhe
d	statische Nutzhöhe
K_p	Beiwert in Abhängigkeit der Vorspannkraft
f'_c	gemessene Zylinderdruckfestigkeit des Betons
γ_c	Teilsicherheitsbeiwert für den Beton
b	Bauteilbreite
b_w	Stegbreite
V_{su}	Querkraftwiderstand der Bewehrung
$b_{v,eff}$	mitwirkende Breite auf Schub

Die Querkrafttragfähigkeit des Bewehrungsstahls ergibt sich zu:

$$V_{su} = (d_s - c) \cdot \cot \theta \cdot \frac{A_{sw}}{s_t} \cdot f_{ywd} \quad (19)$$

mit

V_{su}	Querkraftwiderstand der Bewehrung
d_s	Abstand zwischen der auf Druck beanspruchten Randfaser und der Längsbewehrung
c	Druckzonenhöhe
θ	Winkel zwischen Betondruckstreben und Bauteilachse

A_{sw}	Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung
s_t	Abstand der Querkraftbewehrung in Längsrichtung
f_{ywd}	Bemessungswert der Streckgrenze der Querkraftbewehrung

Die Berechnung der jeweiligen Beiwerte, welche hier zugunsten der Übersichtlichkeit nicht näher angeführt werden, wird im Anhang erläutert.

2.4. fib Model Code 2010 [20]

Die Modellbildung und auch die Nachweise zur Querkrafttragfähigkeit sind im fib Model Code 2010 differenzierter dargestellt als im Eurocode 2. Stahlbetonbauteile, welche auf Schub, Durchstanzen oder Knicken bemessen werden, können auf verschiedenen Stufen nachgewiesen werden. Mit steigender Stufe erhöht sich die Genauigkeit der Berechnung, aber auch der Aufwand. Wie beim Eurocode 2 wird bei der Querkraftbemessung zwischen Bauteilen mit und ohne Querkraftbewehrung unterschieden. In dieser Arbeit werden nur die zur Nachrechnung relevanten Nachweise behandelt. Es werden im Folgenden jeweils die höchsten Nachweisstufen vorgestellt, mit Ausnahme einer komplexen nichtlinearen Berechnung. Da das Modell einen dehnungsbasierten Ansatz verfolgt, ist ein wesentlicher Bestandteil des Formelapparats die Längsdehnung des Bauteils. Dieser Parameter ist abhängig von den Schnittgrößen, berücksichtigt also die Vorspannung, und trägt maßgebend zur Bewertung der Schubtragfähigkeit bei. Beispielsweise bewirkt eine Vorspannung eine verminderte Längsdehnung und erhöht somit die Schubtragfähigkeit. In Abbildung 2.1 sind die Zusammenhänge für die folgende Formel zur Ermittlung der Längsdehnung ϵ_x dargestellt.

$$\epsilon_x = \frac{\left(\frac{M_{Ed}}{z} + V_{Ed} + N_{Ed} \frac{z_p - e_p}{z}\right)}{2 \cdot \left(\frac{z_s}{z} E_s A_s + \frac{z_p}{z} E_p A_p\right)} \quad (20)$$

mit

ϵ_x	Längsdehnung
M_{Ed}, V_{Ed}, N_{Ed}	Designwerte der einwirkenden Schnittgrößen
z	innerer Hebelarm aufgrund der Längsbewehrung und des Spannglieds
z_p	= $0,9d_p$; innerer Hebelarm des Spannglieds
e_p	Abstand des Spannglieds zum Schwerpunkt
E_s, E_p	Elastizitätsmodul des Bewehrungsstahls bzw. des Spannstahls
$A_s, A_p,$	Querschnittsfläche der Längsbewehrung bzw. des Spannstahls
z_s	= $0,9d_s$; innerer Hebelarm der Längsbewehrung

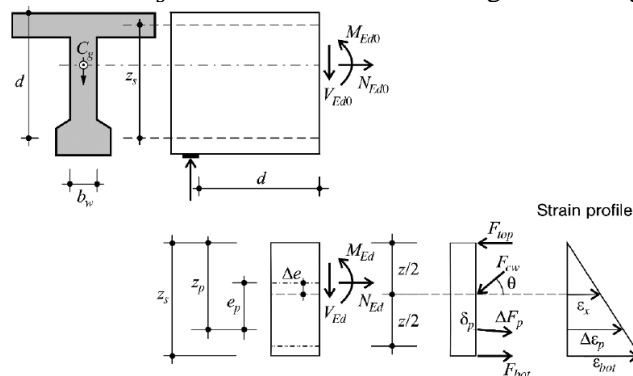


Abbildung 2.1: Darstellung der Abstände und Lastangriffspunkte an einem Querschnitt, entnommen aus [20]

Bauteile ohne Querkraftbewehrung

Der Bemessungswert der Schubtragfähigkeit ergibt sich zu

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} = k_v \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot z \cdot b_w \quad (21)$$

mit

$V_{Rd,c}$	Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit des Betons
k_v	Parameter zur Berücksichtigung der Einflüsse des Dehnungszustandes und der Rissverzahnung
f_{ck}	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons
z	innerer Hebelarm
b_w	Stegbreite

Der Faktor k_v wird nach der Berechnung nach Stufe 2 wie folgt berücksichtigt.

$$k_v = \frac{0,4}{1 + 1500 \cdot \varepsilon_x} \cdot \frac{1300}{1000 + k_{dg} \cdot z} \quad (22)$$

mit

ε_x	Längsdehnung $= \frac{32}{16 + d_g} \geq 0,75$; Beiwert zur Rissverzahnung, abhängig vom Größtkorndurchmesser d_g . Bei Betonen mit $f_{ck} > 70$ N/mm ² ist d_g gleich 0 anzunehmen, da Risse auch durch die Gesteinskörnung verlaufen (vermindert die Rauigkeit)
k_{dg}	
z	innerer Hebelarm

Bauteile mit Querkraftbewehrung

Ein Bauteil gilt als querkraftbewehrt, wenn er folgenden Mindestbewehrungsgrad überschreitet:

$$\rho_w \geq 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (23)$$

mit

ρ_w	$= \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w}$; Geometrischer Querkraftbewehrungsgrad
f_{ck}	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons
f_{yk}	charakteristische Streckgrenze des Querkraftbewehrungsstahl

Stufe 3 der Querkraftbemessung baut auf der „Simplified Modified Compression Field Theory“ auf und berücksichtigt zusätzlich zum Traganteil der Querkraftbewehrung auch einen Betontraganteil, wenn die maximale Druckstrebentragfähigkeit bei minimaler Druckfeldneigung nicht überschritten wird. Ansonsten wird der Term $V_{Rd,c} = 0$ gesetzt.

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{Rd,c} < V_{Rd,\max(\theta_{min})} \quad (24)$$

mit

V_{Rd}	Querkraftwiderstand des Bauteils
$V_{Rd,s}$	Querkrafttragfähigkeit der Querkraftbewehrung
$V_{Rd,c}$	Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit des Betons

$V_{Rd,max(\theta_{min})}$ maximale Druckstreben­tragfähigkeit in Abhängigkeit des nach (28) ermittelten minimalen Winkel zwischen Betondruckstrebe und Bauteilachse

Der Bemessungswert der Schub­tragfähigkeit der Bügelbewehrung ergibt sich analog nach Eurocode 2 zu

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta \quad (25)$$

mit

$V_{Rd,s}$ Querkraft­tragfähigkeit der Querkraftbewehrung
 A_{sw} Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung
 s Abstand der Querkraftbewehrung in Längsrichtung
 z innerer Hebelarm
 f_{ywd} Bemessungswert der Streckgrenze der Querkraftbewehrung
 θ = θ_{min} ; nach (28), Winkel zwischen Betondruckstreben und Bauteilachse

Die maximale Druckstreben­tragfähigkeit darf wie beim Eurocode 2 ebenfalls nicht überschritten werden. Ermittelt wird sie allerdings anders.

$$V_{Rd,max} = k_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot z \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta \quad (26)$$

mit

$V_{Rd,max}$ Bemessungswert der Druckstreben­tragfähigkeit
 k_c Festigkeitsabminderungsbeiwert
 f_{ck} charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons
 γ_c Teilsicherheitsbeiwert für Beton
 b_w Stegbreite
 z innerer Hebelarm
 θ = θ_{min} nach (28); Winkel zwischen Betondruckstreben und Bauteilachse

Der Beiwert k_c bildet den Einfluss der Neigung zu sprödem Bruchverhalten bei Druckfestigkeiten über 30 N/mm² ab und beinhaltet auch den Faktor für die Bauteildehnung.

$$k_c = k_\varepsilon \cdot \eta_{fc} \quad (27)$$

mit

k_c Festigkeitsabminderungsbeiwert
 $k_\varepsilon = \frac{1}{1,2+55\varepsilon_1} \leq 0,65$; Beiwert in Abhängigkeit der Hauptdehnung
 $\eta_{fc} = \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{\frac{1}{3}} \leq 1,0$; Beiwert in Abhängigkeit der Betonfestigkeit

mit

$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + (\varepsilon_x + 0,002)\cot^2\theta$; Hauptdehnung

Der Winkel θ darf laut fib Model Code zwar im vorgegeben Bereich (θ_{min} bis 45°) frei gewählt werden, da jedoch in dieser Arbeit explizit darauf geachtet wird, beim Vergleich der Modelle, rechnerischen Spielraum so weit wie möglich auszunutzen wird θ gleich θ_{min} gesetzt. Dadurch ist es erlaubt, den Beton­traganteil zu berücksichtigen.

$$\theta = \theta_{min} = 20^\circ + 10000 \cdot \varepsilon_x \quad (28)$$

Der Beiwert k_v zur Ermittlung des Betontrageanteils $V_{Rd,c}$ wird anders als bei unbewehrten Bauteilen berechnet.

$$k_v = \frac{0,4}{1 + 1500 \cdot \varepsilon_x} \cdot \left(1 - \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}(\theta_{min})} \right) \geq 0 \quad (29)$$

mit

ε_x	Längsdehnung $= \frac{32}{16+d_g} \geq 0,75$; Beiwert zur Rissverzahnung, abhängig vom Größtkorn-
k_{dg}	durchmesser d_g . Bei Betonen mit $f_{ck} > 70 \text{ N/mm}^2$ ist d_g gleich 0 anzunehmen, da Risse auch durch die Gesteinskörnung verlaufen (vermindert die Rauigkeit)
z	innerer Hebelarm

2.5. Das Hauptzugspannungskriterium [27]

Das Hauptzugspannungskriterium gilt grundsätzlich als eigenes Bemessungsmodell, in dieser Arbeit kommt es, wenn, immer nur als Teil einer anderen Bemessungsmethode zum Einsatz, da Querkraftnachweise, die rein auf dem Nachweis von Hauptzugspannungen basieren, das Tragverhalten nur in gewissen Zonen eines Bauteils realitätsnah modellieren (siehe Kapitel 2.6).

Generell werden Spannungen gemäß Biegetheorie, unter der Voraussetzung von linear-elastischem Materialverhalten, ermittelt. Treten im Beton keine Biegerisse auf, darf das Hauptzugspannungskriterium angewendet werden. Gemäß [27] gilt ein Querschnitt als ungerissen, wenn die Randzugspannungen die Bemessungswerte der Zugfestigkeit des Betons nicht überschreiten.

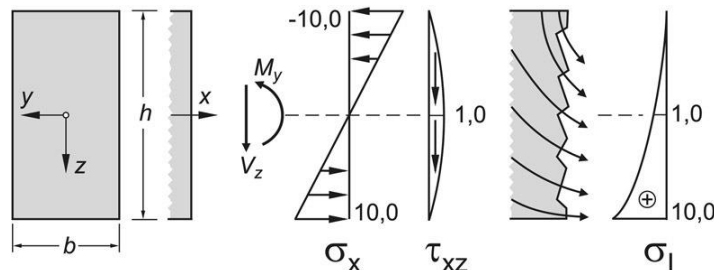


Abbildung 2.2: Darstellung der Längs-, Schub- und Hauptzugspannungen an einem Rechteckquerschnitt, entnommen aus [27]

Die Hauptzugspannungen hängen von der Normalkraft-, Biege-, Querkraft- und Torsionsbeanspruchung ab. Für eine berechnete Schnittgrößenkombination an einer bestimmten Nachweisstelle des Bauteils müssen die Spannungsnachweise an den maßgebenden Querschnittshöhen erbracht werden. Die Hauptzugspannung resultiert aus der Normalspannung, der Biegespannung und der Schubspannung aufgrund von Querkraft und Torsion (siehe Abbildung 2.2). Nach Huber [5] und nach Hegger [27] werden die Hauptspannungen gemäß technischer Biegelehre ermittelt, sie weichen jedoch bei der Bewertung der Betonzugfestigkeit voneinander ab. Nach [27] wird die Betonzugfestigkeit nur bei einem besonders geringen Bewehrungsgrad abgemindert.

$$\sigma_{1,Ed,i} \leq k_l \cdot f_{cta} \quad (30)$$

mit

$\sigma_{1,Ed,i}$	Hauptzugspannung
k_l	Beiwert in Abhängigkeit des Bewehrungsgrades (0,8 bei weniger als der Hälfte der Mindestbewehrung, sonst 1,0)
f_{cta}	Bemessungswert der einaxialen Zugfestigkeit des Betons

Speziell für in der Zugzone liegende Gurte kann der Bemessungswert auf der Widerstandsseite noch erhöht werden. Es wird vorgeschlagen, sie als ungerissen zu betrachten, wenn die Biegezugspannungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit kleiner als die mittlere Betonzugfestigkeit f_{ctm} sind ($f_{cta} < f_{ctm}$). Dieser Vorschlag stützt sich auf Versuche, welche in [24] durchgeführt wurden. Dabei wurde gezeigt, dass das Hauptzugspannungskriterium für Bauteile mit geringer Querkraftbewehrung die Querkrafttragfähigkeit auch bei Überschreitung der Randzugspannungen zutreffend beschreibt. Eine wichtige Unterscheidung ist bei der Berücksichtigung der Vorspannkraft zu erwähnen. Da bei stark vorgespannten Bauteilen das Querkraftversagen weniger duktil ist, wird die ansetzbare Vorspannkraft um einen Vorfaktor abgemindert. Der Hauptzugspannungsnachweis wird nach [24] also mit einer abgeminderten Vorspannung gerechnet, während der Randzugspannungsnachweis die volle Vorspannung berücksichtigen darf.

Nach [5] wird die effektive Zugfestigkeit des Betons auf Basis eines biaxialen Versagenskriteriums ermittelt. Allerdings gelten die Formeln der Spannungszustände ohne Torsionsbeanspruchung. Die Anforderung begrenzter Randzugspannung ist meist nicht auf die gesamte Bauteillänge einhaltbar. Deshalb müssen für die Bauteilzone, in denen der Randzugspannungsnachweis nicht erbracht werden kann, alternative Nachweiskonzepte dienen (siehe Kapitel 2.6).

2.6. FSC-Modell [5]

Wird der Querkraftnachweis für Spannbetonbrücken mit geringem Bewehrungsgrad nach dem aktuellen Eurocode 2 durchgeführt, wird hier im Wesentlichen ein Fachwerkmodell mit variabler Druckstrebenneigung dafür herangezogen (siehe Kapitel 2.1). Die Schubtragfähigkeit des Fachwerkmodells ist ausschließlich von der Bügelbewehrung abhängig. Einflüsse aus Rissverzahnung und Druckspannungen, welche die aufnehmbare Schubkraft erhöhen, werden lediglich durch den Winkel θ (Winkel zwischen Betondruckstreben und Bauteilachse) berücksichtigt. Dadurch kann bei Bauteilen mit geringer Querkraftbewehrung oft kein positiver Nachweis geführt werden. Die als maximal zulässig berechneten Traglasten liegen dann deutlich unter den experimentell ermittelten Traglasten. Die deutsche Nachrechnungslinie [28] erlaubt im Gegensatz zur österreichischen [18] eine Verwendung anderer Berechnungsmodelle. Es liegt also nahe, Modelle anzuwenden, welche die Realität besser abbilden. Dabei kann folgende Überlegung angestellt werden: Es muss nicht zwingend nur ein Berechnungsmodell zur Querkraftbemessung für ein Bauteil zum Einsatz kommen, sondern das Bauteil kann in verschiedene Belastungsabschnitte eingeteilt werden. Je nach Abschnitt kommt ein passendes Modell zum Einsatz. Besonders bei der Nachrechnung bestehender Tragwerke können so Nachweise wirtschaftlich geführt werden. Die Zonierung der Abschnitte bzw. der Bereiche kann beispielsweise nach der zu erwartenden Rissbildung erfolgen (siehe Abbildung 2.3). Der Ansatz zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonträgern mit geringem Schubbewehrungsgrad nach [5] verfolgt eine solche Modellbildung.

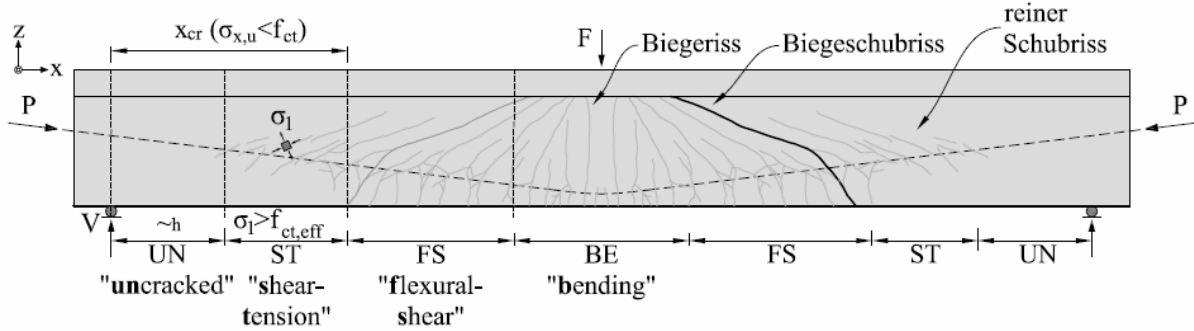


Abbildung 2.3: Unterteilung der verschiedenen Zonen in Abhängigkeit des Rissbilds aus [5]

Die Grundlage des Nachweiskonzepts ist eine zonenabhängige Berechnung. Es beinhaltet vier Zonen bzw. Bereiche. Jede Zone unterscheidet sich von den anderen durch ein unterschiedliches Querkrafttragverhalten und ein zugehöriges Rissbild.

Bereich UN

Der Bereich „UN“ (siehe Abbildung 2.3) steht für eine ungerissene Zone, die errechneten Spannungen liegen unter der Betonzugfestigkeit eines zweidimensionalen Spannungszustands. Innerhalb dieses Bereiches wird kontrolliert, ob reine Schubrisse auftreten. Dies ist der Fall, wenn der Nachweis nicht erbracht werden kann. Dann muss ein gesonderter Nachweis im Bereich „ST“ geführt werden. Der Kontrollschnitt zur Bestimmung der Spannungen wird im Abstand $h - z_{c,o}$ vom Auflager durchgeführt. An dieser Stelle wird folgender Hauptzugspannungsnachweis geführt.

$$\sigma_{1,Ed,i} \leq f_{ctd,eff} \quad (31)$$

mit

$\sigma_{1,Ed,i}$ Hauptzugspannung
 $f_{ctd,eff}$ Bemessungswert der effektiven Zugfestigkeit des Betons in Abhängigkeit des Bemessungswerts der Hauptdruckspannungen

$$\sigma_{1,Ed,i} = \frac{\sigma_{x,Ed,i}}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_{x,Ed,i}^2}{4} + \left(\frac{V_{Ed} \cdot S_{y,i}}{I_y \cdot b_{w,i}}\right)^2} \quad (32)$$

mit

$\sigma_{1,Ed,i}$ Bemessungswert der Hauptzugspannung
 $\sigma_{x,Ed,i}$ Normalspannung im Beton
 V_{Ed} Bemessungswert der einwirkenden Querkraft
 $S_{y,i}$ statisches Moment
 I_y Trägheitsmoment
 $b_{w,i}$ Stegbreite

$$f_{ctd,eff} = \left(1,6 - 0,2 \cdot f_{ck}^{\frac{1}{3}} + 0,6 \cdot \frac{\sigma_{2,Ed,i}}{f_{ck}}\right) \cdot f_{ctd} \leq f_{ctd} \quad (33)$$

mit

$f_{ctd,eff}$ Bemessungswert der effektiven Zugfestigkeit des Betons in Abhängigkeit des Bemessungswerts der Hauptdruckspannungen
 f_{ck} charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons

$$\sigma_{2,Ed,i} = \frac{\sigma_{x,Ed,i}}{2} - \sqrt{\frac{\sigma_{x,Ed,i}^2}{4} + \left(\frac{V_{Ed} \cdot S_{y,i}}{I_y \cdot b_{w,i}}\right)^2}; \text{ Bemessungswert der Haupt-}$$

druckspannung
 f_{ctd} Bemessungswert der einaxialen Zugfestigkeit des Betons

Bereich ST

Der Bereich „ST“ (siehe Abbildung 2.3) steht für die Zone, welche Schubrisse in Hauptspannungsrichtung aufweist. Diese Risse befinden sich im Steg und reichen oft nicht bis zur unteren Randfaser. Bei positivem Hauptzugspannungsnachweis im ungerissenen Bereich „UN“ muss kein weiterer Nachweis für den Bereich „ST“ geführt werden. Ist der Hauptzugspannungsnachweis negativ, muss folgender Nachweis erbracht werden:

$$V_{Rd,ST} = V_{Rd,s} + V_{cc} + V_{P,0} \geq V_{Ed} \quad (34)$$

mit

$V_{Rd,ST}$	Querkraftwiderstand im Bereich „ST“
$V_{Rd,s}$	Querkrafttragfähigkeit der Querkraftbewehrung; (entspricht V_s in Abb. 2.4)
V_{cc}	Vertikalkomponente des geneigten Druckgurts (siehe Abb. 2.4)
$V_{P,0}$	anfängliche Vertikalkomponente der Vorspannkraft; (entspricht V_p in Abb. 2.4)
V_{Ed}	Bemessungswert der einwirkenden Querkraft

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot (d - h_{fc}) \cdot f_{yw} \cdot \cot \varphi_{cr} \quad (35)$$

mit

$V_{Rd,s}$	Querkrafttragfähigkeit der Querkraftbewehrung
A_{sw}	Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung
s_w	Abstand der Querkraftbewehrung in Längsrichtung
d	statische Nutzhöhe
h_{fc}	Höhe des Obergurts
f_{yw}	Fließgrenze der Querkraftbewehrung
φ_{cr}	Hauptspannungsrichtung bei Erreichen von $f_{ctd,eff}$

$$V_{cc} = P \cdot \sin \alpha_{cc} \quad (36)$$

mit

V_{cc}	Vertikalkomponente des geneigten Druckgurts
P	Spannkraft im Spannglied
α_{cc}	Neigung des Druckgurts

$$V_{P,0} = P_0 \cdot \sin \alpha_p \quad (x = x_{krit}) \quad (37)$$

mit

$V_{P,0}$	anfängliche Vertikalkomponente der Vorspannkraft
P_0	anfängliche Vorspannkraft
α_p	Spanngliedneigung

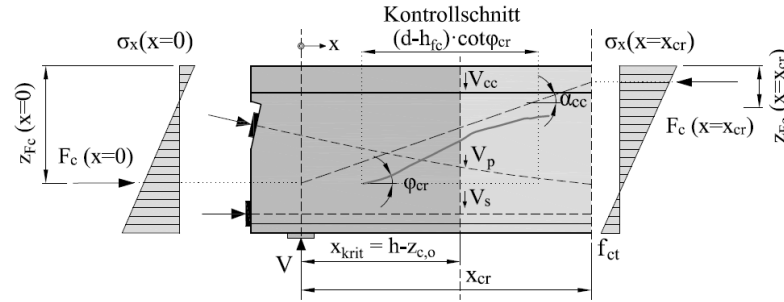


Abbildung 2.4: Annahmen zur Berechnung der Vertikalkomponenten für den Bereich ST, entnommen aus [5]

Bereich FS

Der Bereich „FS“ (siehe Abbildung 2.3) steht für die Zone, in der Biegeschubrisse entstehen. Diese Risse entstehen als Biegerisse an der unteren Randfaser des Trägers und wachsen, bei steigender Belastung, in den Steg und neigen sich dabei Richtung Lasteinleitungspunkt. Hier wird das vereinfachte FSC-Modell beschrieben, da der Berechnungsaufwand des ursprünglich entwickelten FSC-Modells aufwendiger ist und die Nachrechnungen in Kapitel 5, jeweils mit dem ingenieurmäßigen Ansatz durchgeführt werden. Der Nachweis ist erbracht, wenn die Summe der einzelnen Traganteile größer dem Bemessungswert der einwirkenden Querkraft ist:

$$V_{Rd,FS} = V_{Rd,s} + V_{Rd,cz} + V_{P,0} \geq V_{Ed} \quad (38)$$

mit

$V_{Rd,FS}$	Querkraftwiderstand im Bereich „FS“
$V_{Rd,s}$	Querkrafttragfähigkeit der Querkraftbewehrung (entspricht $V_{R,s}$ in Abb.2.5)
$V_{Rd,cz}$	Querkraftwiderstand der Druckzone (entspricht $V_{R,c}$ in Abb.2.5)
$V_{P,0}$	anfängliche Vertikalkomponente der Vorspannkraft (siehe Abb. 2.5)
V_{Ed}	Bemessungswert der einwirkenden Querkraft

$$V_{Rd,s} = 2 \cdot \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot (d_s - c) \cdot f_{ywd} \quad (39)$$

mit

$V_{Rd,s}$	Querkrafttragfähigkeit der Querkraftbewehrung
A_{sw}	Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung
s_w	Abstand der Querkraftbewehrung in Längsrichtung
d_s	Abstand zwischen der auf druckbeanspruchten Randfaser und der Längsbewehrung
c	$= \frac{A_i}{b_{fc}} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot b_{fc} \cdot d}{A_i}} - 1 \right) \leq h_{fc}$; Druckzonenhöhe
f_{ywd}	Bemessungswert der Fließgrenze der Querkraftbewehrung

$$V_{Rd,cz} = \frac{2}{3} \cdot b_{v,eff} \cdot c \cdot \sqrt{\left(\frac{1,6 \cdot f_{ctd} - 0,2 \cdot f_{ck}^{\frac{1}{3}} \cdot f_{ctd} + \frac{\sigma_{x,Ed}}{2} \cdot \left(\frac{0,6}{f_{ck}} \cdot f_{ctd} - 1 \right)}{1 + \frac{0,6}{f_{ck}} \cdot f_{ctd}} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{2} \right)^2} \quad (40)$$

mit

$V_{Rd,cz}$	Querkraftwiderstand der Druckzone
$b_{V,eff}$	$= b_w + 2,5 \cdot h_{fc} \leq b_{fc}$; mitwirkende Breite auf Schub
c	$= \frac{A_i}{b_{fc}} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot b_{fc} \cdot d}{A_i}} - 1 \right) \leq h_{fc}$; Druckzonenhöhe
f_{ctd}	Bemessungswert der einaxialen Zugfestigkeit des Betons
f_{ck}	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons
$\sigma_{x,Ed}$	$= \frac{-M_{Ed} + N_{Ed} \cdot \frac{z_u + \sum P_{x,i} \cdot \frac{e_{p,i} - z_u}{z}}{b_{fc} \cdot c}}{b_{fc} \cdot c}$; Normalspannung auf halber Höhe der Druckzone (siehe Abb. 2.5)

$$V_{P,0} = P_0 \cdot \sin \alpha_p \quad (x = x_{krit}) \quad (41)$$

mit

$V_{P,0}$	anfängliche Vertikalkomponente der Vorspannkraft
P_0	anfängliche Vorspannkraft
α_p	Spanngliedneigung

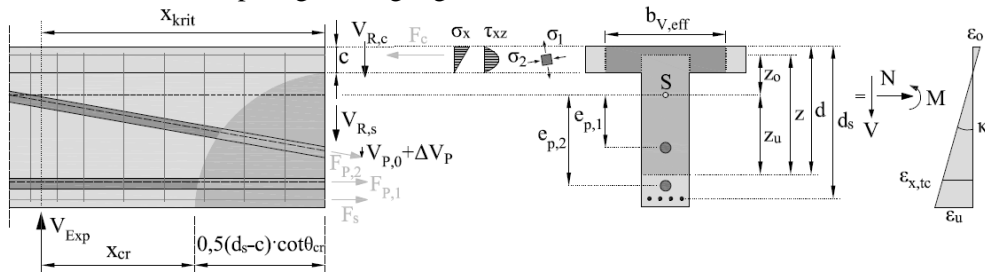


Abbildung 2.5: Annahmen zur Berechnung der Vertikalkomponenten für den Bereich FS aus [5]

Bereich BE

Der Bereich „BE“ (siehe Abbildung 2.3) steht für die Zone, in der keine Schubbruchgefahr mehr besteht, da die Biegebeanspruchung die dominante Belastung darstellt. Die vertikal verlaufenden Biegerisse sind ein markantes Merkmal dieser Zone. Hier braucht kein Nachweis zur Querkrafttragfähigkeit geführt werden.

2.7. Das Druckbogenmodell und das erweiterte Druckbogenmodell [29]

Die Spannungszustände eines Bauteils können durch verschiedene Modelle beschrieben werden. Eine gängige Methode ist das Fachwerkmodell. Je nach Feinheit des Fachwerkmodells und Wahl der Zug- und Druckstreben können damit ausreichend genaue und somit realitätsnahe Modelle entwickelt werden. Der Betontraganteil, auf den in weiterer Folge genauer eingegangen wird, wird beim Fachwerkmodell nicht explizit berücksichtigt. Das erweiterte Druckbogenmodell kann als Kombination eines Fachwerkmodells mit Betontraganteil verstanden werden.

Das Druckbogenmodell

Beim Ansetzen von Schnittgrößen am linken und rechten Schnittufer eines Balkenelements resultiert daraus bei veränderten Schnittgrößen ein im Allgemeinen unterschiedlicher Spannungsverlauf. Der Spannungsverlauf in der Druckzone und die Druckzonenhöhe hängen von den Schnittgrößen ab. Wenn nun jeweils eine Resultierende $F_{c,x}$ für das linke und $F_{c,x+\Delta x}$ für das rechte Schnittufer und deren

Lastangriffspunkte gebildet werden, so ergibt die Verbindungslinie beider Lastangriffspunkte ein Segment des Druckbogens (siehe Abbildung 2.6). Wird diese Vorgangsweise für alle Teilstücke eines Balkens durchgeführt, resultiert daraus der Verlauf des Druckbogens für das gesamte Bauteil.

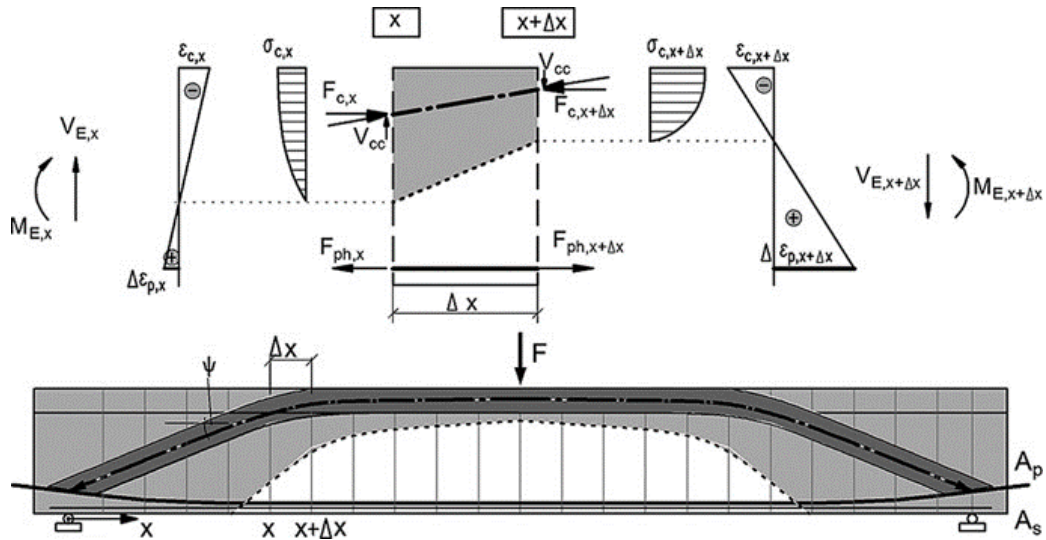


Abbildung 2.6: Bestimmung des Druckbogenverlaufs, entnommen aus [29]

Das erweiterte Druckbogenmodell

Während das Druckbogenmodell nur Normalspannungen zufolge Momentenbelastung berücksichtigt, so wird beim erweiterten Druckbogenmodell die Querkraftkomponente miteinbezogen. Die Querkräfte können in einen horizontalen und einen vertikalen Anteil aufgeteilt werden. Diese Anteile sind abhängig vom Winkel der Druckstreben. Dieser Winkel resultiert aus dem Abstand der Bügelbewehrung bzw. wird bei bestehenden Bauteilen, welche Schubrisse aufweisen, parallel zu den Schubrissen gewählt. Die Horizontalkräfte aus der Momentenbelastung F_c und die Horizontalanteile aus der Querkraft F_{cwh} resultieren zu dem inneren horizontalen Kräftepaar $F_{c,x}$ (siehe Abbildung 2.7). Der Lastangriffspunkt in der Druckzone wird durch den horizontalen Querkraftanteil in Richtung Schwerpunkt verschoben. Der erweiterte Druckbogen entsteht analog zum „normalen“ Druckbogen, wo die Verbindungslinie der Druckangriffspunkte die Achse des erweiterten Druckbogens für ein betrachtetes Segment bildet.

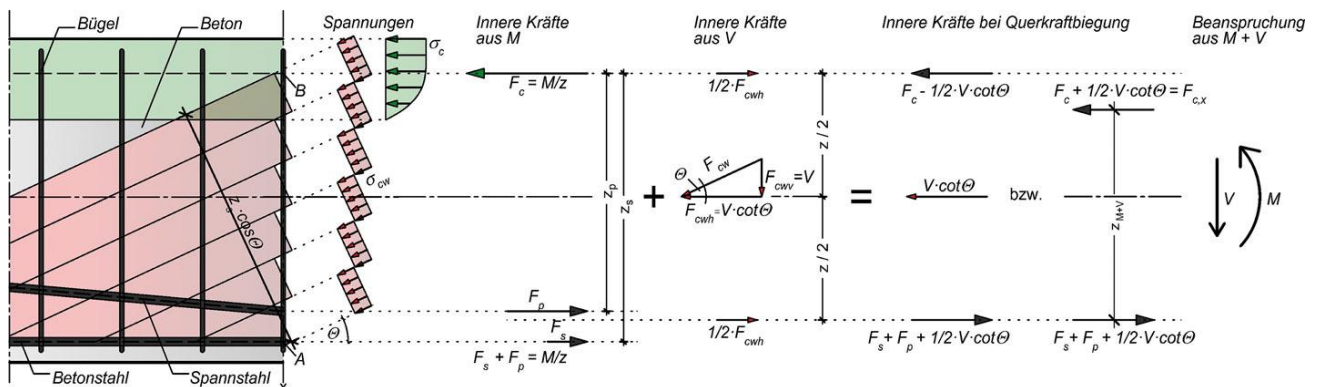


Abbildung 2.7: Kräfteaufteilung am vorgespannten Stahlbetonbalken, entnommen aus [29]

Anwendungsgrenzen der Modelle

Wesentliche Voraussetzung für das Druckbogenmodell bildet die Bernoulli Hypothese über das Ebenbleiben der Querschnitte. Diese ist im ungerissenen Zustand I immer erfüllt. Im gerissenen Zustand II

sind Biegerisse noch zulässig, um von einem Ebenbleiben der Querschnitte auszugehen. Bei der Entwicklung von Schubrisen und größeren Rissbreiten wird das Modell immer ungenauer und die Berechnung sollte mittels des erweiterten Druckbogenmodells durchgeführt werden.

3. Versuche

Diese Diplomarbeit beschäftigt sich mit einer Versuchsreihe, welche unter der Leitung von DI T. Huber und Dr. DI P. Huber konzipiert und durchgeführt wurde. Dabei wurde das Querkrafttragverhalten unter Gleichlast bzw. unter Einzellast auf insgesamt acht Versuchsträgern untersucht. Die Versuchsanordnung der vorgespannten Stahlbetonträger war so aufgebaut, dass pro Träger jeweils zwei Belastungsversuche durchgeführt werden konnten. Die Bereiche waren örtlich getrennt, so dass es nach der ersten Belastungsdurchführung im Stützbereich und der damit einhergehenden Schädigung in diesem Bereich, zu keiner nennenswerten Beeinträchtigung des zweiten Testbereichs kam. Dies konnte durch eine Verschiebung des Auflagers vor den geschädigten Bereich und einer erhöhten Querkraftbewehrung zwischen den beiden Versuchsfeldern erreicht werden. Der zweite Versuch, eine Belastung im Feldbereich, wird in dieser Arbeit behandelt. Dabei wurde das Querkrafttragverhalten im Feldbereich in Endauflagernähe untersucht. Diese Versuchsergebnisse wurden zuvor in [30], [31] und [32] aufbereitet.

3.1. Versuchskörper

Die 14m langen Versuchskörper wurden als sechs T-Querschnitte und zwei I-Querschnitte ausgeführt. Die Abmessungen der Querschnitte sind in Abbildung 3.1 dargestellt. Die I-Querschnitte wurden gefertigt, um den Einfluss eines zusätzlichen Gurts in der Druckzone zu untersuchen.

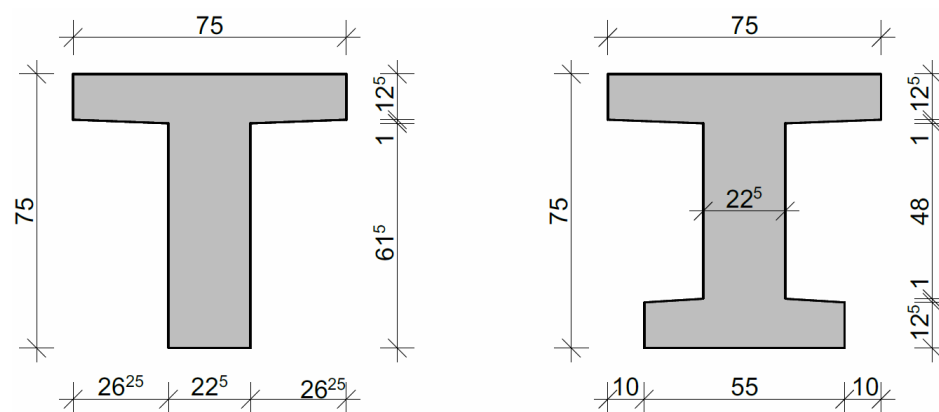


Abbildung 3.1: Abmessungen der untersuchten Querschnittsformen in cm

Alle Träger wurden mit nachträglichem Verbund vorgespannt, wobei die eingelegte Spannstaahlfläche bei allen Trägern gleich war. Der Spannstaahl und die Spanngliedführung (siehe Abbildung 3.2) waren in allen acht Trägern gleich, um die Vergleichbarkeit der Versuche sicherzustellen. Das Spannglied, bestehend aus 7 Litzen, wies eine Gesamtquerschnittsfläche von 1050 mm² auf (150 mm² pro Litze). Um den Einfluss der Vorspannung zu untersuchen, wurde bei den Vorspannkraften variiert. Bezogen auf die Betonquerschnittsfläche resultierte das in 2 T-Trägern mit 2,0 N/mm² Vorspannkraft. Die restlichen sechs Spannglieder wurden so vorgespannt, dass sie eine Kraft von 4,5 N/mm² auf die Querschnittsfläche der jeweiligen Träger ausübten.

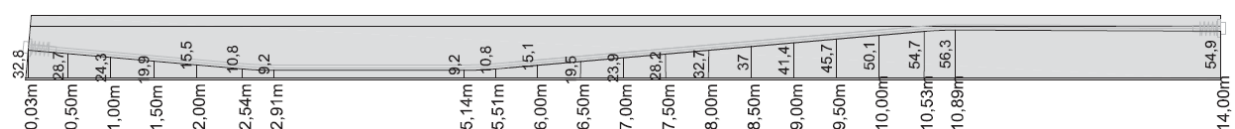


Abbildung 3.2: Spanngliedverlauf der acht Versuchskörper

Die Längsbewehrung, die für alle Träger annähernd gleich war, wurde so gewählt, dass ein vorzeitiges Biegeversagen auszuschließen war. Variiert wurde nur zwischen den Querschnitten der Bügel in den Testfeldern. Außerhalb der Testfelder befanden sich Bügel mit einem Durchmesser von 10/150 mm. Damit wurde sichergestellt, dass das Versagen nur im Versuchsfeld eintritt. Die Abbildung 3.3 zeigt die Unterteilung der Bügelbewehrung für den Träger PC4.5T074. Abbildung 3.4 zeigt einen Schnitt im Testfeld.

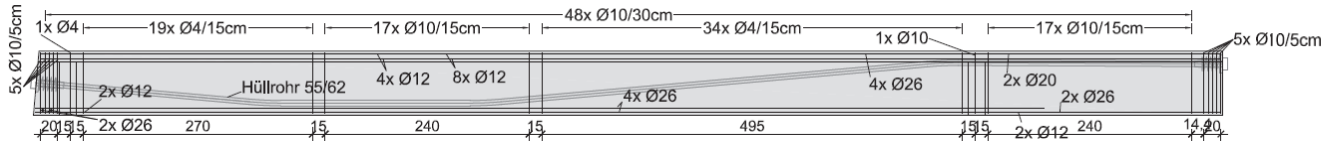


Abbildung 3.3: Bewehrungsplan Ansicht (PC4.5T074)

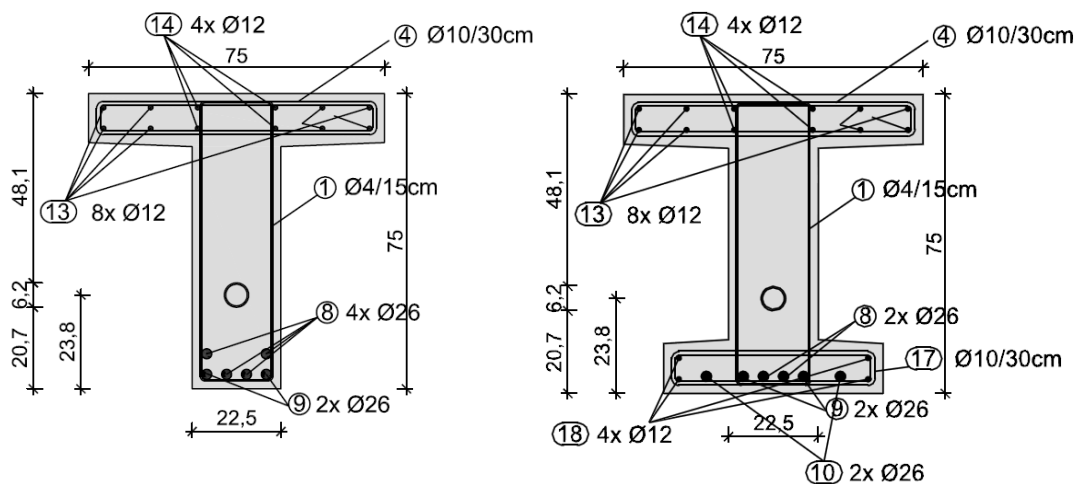


Abbildung 3.4: Bewehrungsplan - Schnitt im zu testenden Feldbereich (PC4.5T074/PC4.5I074)

Die Benennung der Träger wurde so gewählt, dass auf den ersten Blick die 3 Parameter, in denen sie sich unterscheiden, erkannt werden. Die Variablen sind der Reihe nach: die Vorspannkraft, der Querschnitt und der Querkraftbewehrungsgrad bzw. die Querkraftbewehrungsfläche im Testfeld, wie in Tabelle 3.1 ersichtlich.

Versuchskörper	Vorspannung	Querschnitt	Querkraftbewehrungsgrad	Bügelbewehrung im Testfeld
PC4.5T074	4,5 N/mm ²	T	$\rho=0,74\%$	Ø 4/150mm
PC4.5T168	4,5 N/mm ²	T	$\rho=1,68\%$	Ø 6/150mm
PC4.5T000	4,5 N/mm ²	T	$\rho=0,00\%$	keine Bügelbewehrung
PC2.0T074	2,0 N/mm ²	T	$\rho=0,74\%$	Ø 4/150mm
PC2.0T168	2,0 N/mm ²	T	$\rho=1,68\%$	Ø 6/150mm
PC4.5I074	4,5 N/mm ²	I	$\rho=0,74\%$	Ø 4/150mm
PC4.5I168	4,5 N/mm ²	I	$\rho=1,68\%$	Ø 6/150mm
PC4.5T074-2	4,5 N/mm ²	T	$\rho=0,74\%$	Ø 4/150mm

Tabelle 3.1: Variierte Parameter der Versuchskörper

3.2. Materialparameter

Um die Nachvollziehbarkeit der Versuche zu gewährleisten, wurden bei allen relevanten Materialien die wesentlichen, mechanischen Eigenschaften bestimmt. Während die Betonmischung im Werk der Firma Trepka erfolgte, wurden im Labor der TU Wien die Festigkeitswerte des Betons bestimmt. Die Überprüfung der Festigkeitseigenschaften des Spannstahls wurde von der VOEST ALPINE vorgenommen. Der Betonstahl der Bügelbewehrung wurde von der Schweißtechnischen Zentralanstalt (kurz SZA) überprüft. In der technischen Versuchs- und Forschungsanstalt der TU Wien erfolgte schließlich die Prüfung der Längsbewehrung mit \varnothing 26mm.

Beton

Der Mittelwert der Belastungsproben der Zylinder und Würfel der einzelnen Mischungen ergab, dass der Beton des Mischwerks ungefähr einer Druckfestigkeitsklasse C60/70 entspricht. Das Mischverhältnis ist Tabelle 3.2 zu entnehmen.

Um die Zylinder- und Würfeldruckfestigkeit jeder Betonmischung zu bestimmen, wurden pro Mischung jeweils drei Würfel mit einer Seitenlänge von 150 mm und sechs Zylinder mit den Maßen $l=300$ mm und $d=150$ mm mithergestellt. Die Versuchsträger PC4.5T074 und PC4.5I074 sowie die Träger PC4.5T000 und PC4.5I16 wurden jeweils gleichzeitig betoniert. Das heißt für acht Träger gab es sechs Chargen à sechs Zylinder und à drei Würfel (insgesamt 18 Würfel und 36 Zylinder). Je Charge wurden drei Würfel zur Bestimmung der Zylinderdruckfestigkeit verwendet und drei der sechs Zylinder wurden zur Bestimmung der Spaltzugfestigkeit benötigt. Mit den restlichen drei Zylindern wurde durch wiederholtes Be- und Entlasten der E-Modul bestimmt. Danach wurden sie bei der Bestimmung der Zylinderdruckfestigkeit bis zum Bruch beansprucht. Die gebildeten Mittelwerte ergeben die Kennwerte des Betons und sind in Tabelle 3.3 ersichtlich.

Bestandteile	Wasser in kg/m ³	Massenanteil in kg/m ³
Gesteinskörnung 0/4	34,28	871
Gesteinskörnung 4/8	13,15	424
Gesteinskörnung 8/16	17,56	436
Zement: CEM1 52.5R	0	399
Dolomitmehl	0	100
ViscoCreteSCC 3	0	3
AER 200/35	0	1
Kaltwasser	119	119
Summe	187	2356
Gesteinskörnung gesamt	65	1731
Bindemittel gesamt	0	499
Wasser/Zement	0,47	
Wasser/Bindemittel	0,37	

Tabelle 3.2: Betonmischung für 1m³ Frischbeton.

Versuchskörper	Würfeldruckfestigkeit in N/mm ²	Zylinderdruckfestigkeit in N/mm ²	Spaltzugfestigkeit in N/mm ²	E-Modul in N/mm ²
PC4.5T074	74,46	68,67	4,39	34.123,2
PC4.5T168	76,55	69,27	4,51	32.926,8
PC4.5T000	76,97	69,51	4,46	34.351,5
PC2.0T074	77,48	66,56	4,48	32.667,1
PC2.0T168	72,37	64,87	4,49	32.651,8
PC4.5I074	74,46	68,67	4,39	34.123,2
PC4.5I168	76,97	69,51	4,46	34.351,5
PC4.5T074-2	82,61	74,18	4,54	36.895,3

Tabelle 3.3: Kennwerte SSC-Beton (laut Prüfung TU-Wien)

Bewehrungsstahl

Als Bewehrungsstahl kam der handelsübliche Betonstahl 550 zum Einsatz. Die tatsächliche Zugfestigkeit und die Ersatzstreckgrenze (Spannung bei 0,2% Dehnung) der Bewehrung ergaben sich aus jeweils drei Zugversuchen pro Durchmesser (siehe Tabelle 3.4).

Durchmesser in mm	Streckgrenze in N/mm ²	Zugfestigkeit in N/mm ²
4 (Bügel 2-Schnittig)	651,3	691,0
6 (Bügel 2-Schnittig)	510,7	587,7
26	562,4	656,7

Tabelle 3.4: Kennwerte Bewehrungsstahl (laut Prüfung SZA)

Spannstahl

Der Spannstahl war eine 7-drähtige Spannbetonlitze mit einer gesamten Querschnittsfläche von 1050 mm² (150 mm² pro Litze). Die wichtigsten Eigenschaften sind in Tabelle 3.5 dargestellt. Die Produktbezeichnung lautet „prEN 10138-3/2009-Y1860S7-15,7“.

Spannbetonlitze, 7-drähtig Y1860S7-15,7	
0,1% -Dehngrenze	1.750 N/mm ²
0,2% -Dehngrenze	1.781 N/mm ²
Zugfestigkeit	1.908 N/mm ²
Elastizitätsmodul	198.200 N/mm ²

Tabelle 3.5: Kennwerte Spannstahl (laut VOEST-Alpine)

3.3. Herstellung der Versuchskörper

Die Träger wurden in der Produktionshalle der Firma Trepka GmbH hergestellt (siehe Abbildung 3.5). Die Fertigung der Bewehrungskörbe erfolgte dort von Mitarbeitern vor Ort. Der Einbau des Hüllrohrs erfolgte von den Mitarbeitern und Studenten der TU-Wien. Danach wurde der Bewehrungskorb mit dem Kran in die fertige Schalung gehoben und ausbetoniert. Das Rütteln des Betonkörpers war nicht notwendig, da selbstverdichtender Beton verwendet wurde, damit die Fixierung und Lage des Hüllrohrs nicht manipuliert werden konnte. Mittels zweier verschiedener Schalungen entstanden somit die I- und

T-Träger. Zu jeder Betonmischung wurden Probekörper für die später zu erfolgende Materialprüfung angefertigt (siehe Kapitel 3.2). Für in dieser Arbeit nicht relevante Versuche wurde auch ein Schwindkörper und Probekörper zur Bestimmung der Bruchenergie angefertigt. Zwei bis drei Wochen nach dem Betonieren wurden die einzelnen Träger durch Mitarbeiter der Porr AG vorgespannt und bis zum Zeitpunkt der Versuche in der Halle gelagert.



Abbildung 3.5: Fotos der Fertigung: Bewehrungskorb mit Hüllrohr (links) und Betonieren des Trägers (rechts)

3.4. Versuchsaufbau

Für jeden Träger gab es zwei Testfelder, welche in zwei unterschiedlichen Versuchen behandelt wurden. Im ersten Versuch wurde immer der Einfluss einer Gleichlast im Testfeld 1 untersucht. Dabei wurden mehrere hydraulische Pressen in geringen Abständen zueinander verwendet. Diese Arbeit behandelt den zweiten Versuch, bei dem im Anschluss an Versuch 1, der Einfluss einer Einzellast im Testfeld 2 untersucht wird. Da die Träger in jedem Versuch bis zur Zerstörung des Testfelds belastet wurden, ist der Bereich im Testfeld 1 stark geschädigt. Die im ersten Versuch gewählte Lastaufbringung führte zu geringen Beanspruchungen des Trägers außerhalb des Testfelds 1 in Richtung Testfeld 2 und bewirkte somit keine Verfälschung der Ergebnisse für den zweiten Versuch. Um einen Einfeldträger zu simulieren, musste, das für den ersten Versuch notwendige Auflager C entfernt werden und der Träger auf einem neuen Auflager B gelagert werden (siehe Abbildung 3.6). Der mehr als sechs Meter auskragende Teil des Trägers schwebte aufgrund der Vorspannung in der Luft bzw. wurde kontaktfrei unterstellt, dass er keinen erheblichen Einfluss auf das statische System hatte. Das Endauflager A blieb bei beiden Versuchen unverändert.

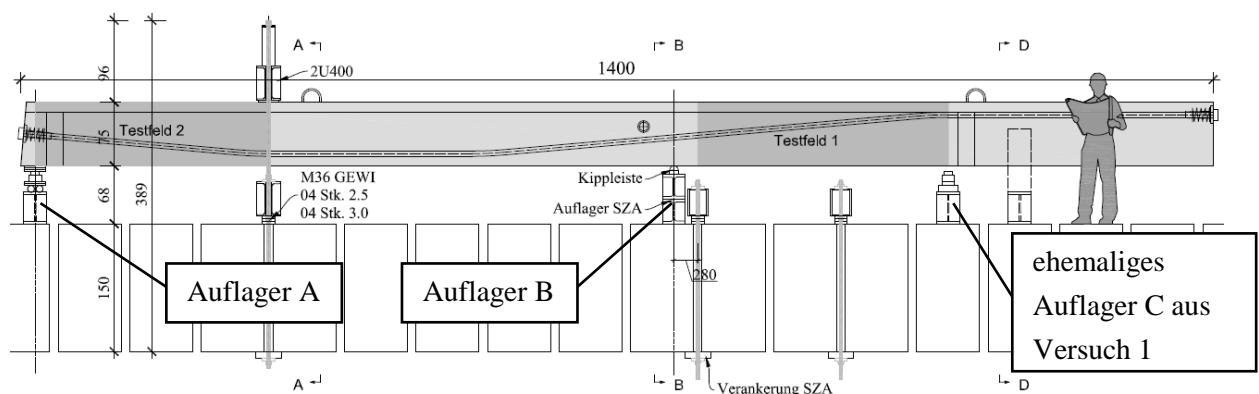


Abbildung 3.6: Aufbau für Versuch 2, Konzept nach DI T.Huber

Die Last wurde durch hydraulische Pressen erzeugt, welche sich auf Stahlprofilen stehend, gegen Muttern von Gewindestangen, die im Boden verankert waren, pressten. Zwischen dem Stahlprofil und dem Betonträger wurden Elastomere gelegt, um die Last zentrisch in Achse des Trägers einzuleiten. Zur Sicherheit wurden die Träger noch gegen ein mögliches Kippen unterstellt. Eine Darstellung der Pressen, des Auflagers B und der Unterstellung gegen Kippen ist in Schnitt A-A, B-B und D-D in Abbildung 3.7 ersichtlich.

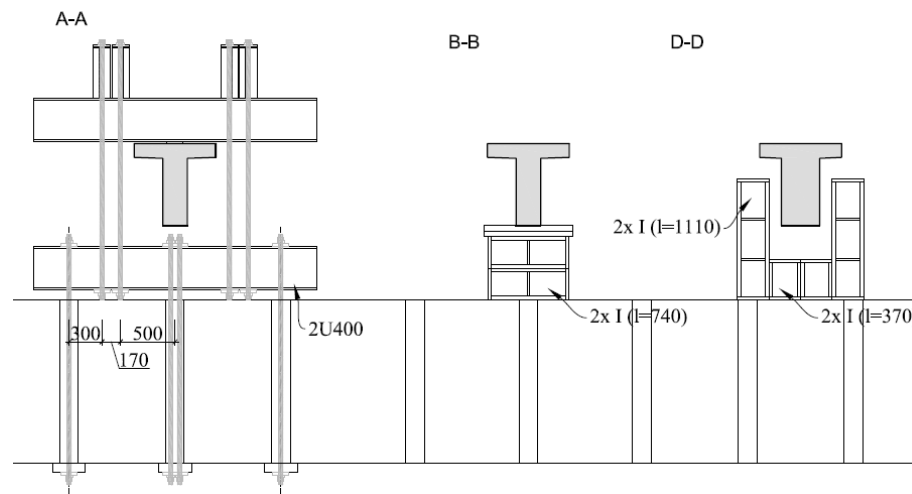


Abbildung 3.7: Zugehörige Schnitte zur Abbildung 3.6

Das Eigengewicht der Auskragung ist, im Vergleich zu den im Versuch aufgebrachtten Lasten, vernachlässigbar. Das statische System entspricht somit einem Einfeldträger. In sieben von acht Versuchen wurde der Träger mit einer Einzellast belastet (siehe Abbildung 3.8 links). Ein Versuch wurde mit einer Einzellast und einer zusätzlichen Gleichlast durchgeführt (siehe Abbildung 3.8 rechts).

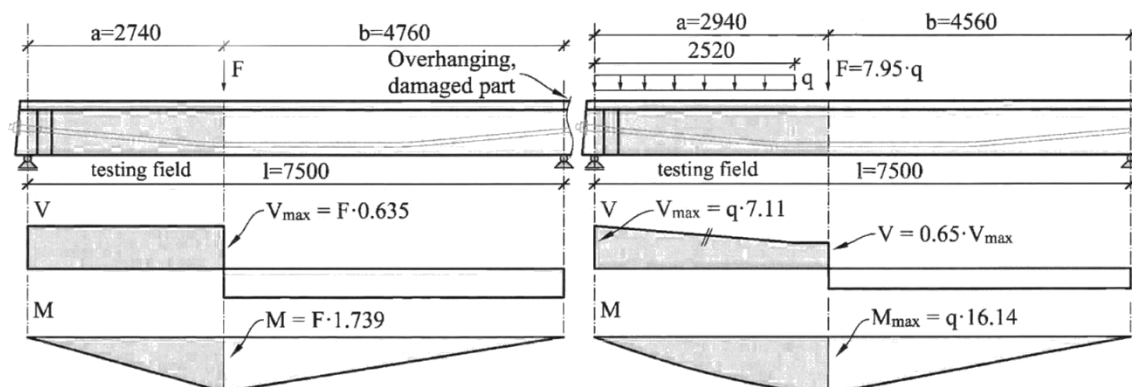


Abbildung 3.8: Statisches System und Schnittgrößen für sieben Versuche mit Einzellast und einen Versuch mit Gleichlast und Einzellast, entnommen aus [32]

3.5. Eingangsdaten

Zur Überprüfung der aufgebrachtten Lasten, der Dehnungen, der Durchbiegung und der Auflagerkräfte kamen mehrere Messsysteme zum Einsatz. Die aufgebachte Last und die Auflagerkraft im Endauflager wurden mittels Kraftmessdosen, sowie durch an den Gewindestangen der Lasteinleitung applizierten Dehnmessstreifen, quantifiziert. Am Mittelaflager gab es keine Messung. Die Dehnungen und die

Durchbiegung wurden von induktiven Wegaufnehmern gemessen. Jeweils zwei Dehnmessstreifen messen zwei Zentimeter unterhalb bzw. oberhalb der Außenkante. Der Dehnmessstreifen W4 wurde zur Kontrolle auf Höhe der Nulllinie angebracht. Die Durchbiegung wurde mittels zweier Wegaufnehmer kontrolliert. Der Wegaufnehmer S6 konnte aufgrund einer notwendigen Hilfskonstruktion zur Lasteinleitung nicht direkt darunter angebracht werden. Eine Übersicht zum Messaufbau ist in Abbildung 3.9 gegeben.

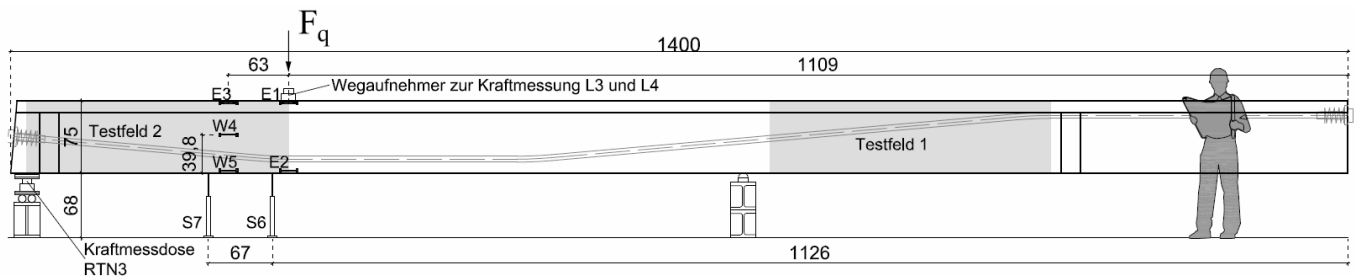


Abbildung 3.9: Verwendete Wegaufnehmer (E1, E2, E3, W4, W5, S6, S7) und Kraftmessdosen (RTN3, L3, L4)

Die Rohmessdaten bestehen aus folgenden gemessenen Werten:

- **Durchbiegung:** Die maßgebende Messung zur Durchbiegung wurde vom Wegaufnehmer S6 gemessen. Er befindet sich 15cm versetzt zum Punkt der maximalen Durchbiegung, dem Lasteinleitungspunkt. Eine Positionierung direkt in vertikaler Lasteinleitungssachse war aufgrund einer Hilfskonstruktion zur Lasteinleitung nicht möglich. Weitere Wegaufnehmer dienten der Kontrolle.
- **Dehnung:** Die größte Dehnung wurde beim maximalen Moment, in Achse der Lasteinleitung von den Wegaufnehmern E1 (Druck) und E2 (Zug) gemessen. Wegaufnehmer W4 diente der Kontrolle der Nulllinie. Weitere Wegaufnehmer waren redundant.
- **Aufgebrachte Lasten:** Um die erforderliche Einzellast aufbringen zu können, wurden vier hydraulische Pressen gebraucht. Eine Darstellung der vier Pressen, welche auf dem Stahlprofil stehen, ist in Abbildung 3.7 Schnitt A-A gezeigt. Die Kraft der Pressen wurde in den zwei äußersten der vier Pressen, mittels an den Gewindestangen applizierten Wegaufnehmern L3 und L4 gemessen. Die Auflagerkraft des Endauflagers stellte die maximale Querkraft dar. Diese wurde durch die Kraftmessdose RTN3 gemessen.
- **Rissbilder:** Wie schon beim Versuchsablauf beschrieben, wurden die Risse mittels Ölkreide nachgezeichnet, um sie für die Fotografien deutlich sichtbar zu machen. Die Fotos wurden möglichst winkeltreu auf selber Höhe fortlaufend erstellt.

Zusätzlich wurde Testfeld 2 mit einem photogrammetrischen Messsystem (System: ARAMIS) überwacht. Abbildung 3.10 zeigt ein Foto des weiß gestrichenen und schwarz gesprenkelten Testfelds. Dabei wurde die Verschiebung von Markierungen (schwarze Punkte) im Testfeld während der Belastung durch laufende Fotografien aufgezeichnet. Durch die Auswertung der Relativverschiebungen kann der Verlauf der Risse und die Verformung des Trägers visuell gut dargestellt und quantifiziert werden.

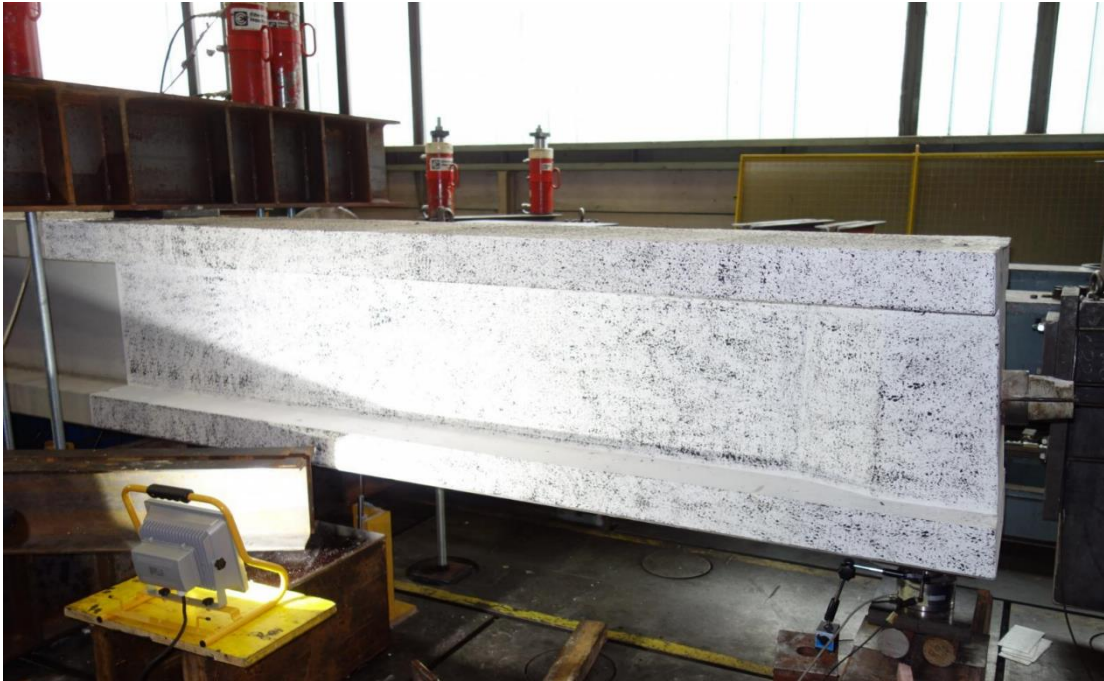


Abbildung 3.10: Blick zum Endauflager inklusive Profil zur Lasteinleitung mit Pressen und der schwarzen Sprengelung für die optische Messung

3.6. Versuchsablauf

Da in der Schweißtechnischen Zentralanstalt (SZA) keine Lagermöglichkeit für die großen Träger bestand, konnte erst bei Versuchsdurchführung jeweils ein Träger per Sattelschlepper angeliefert werden. Nachdem alle Tests und Versuche an dem Träger durchgeführt wurden, konnte dieser abtransportiert und Zug um Zug der neue Träger in den Versuchsstand gehoben werden. Die Positionierung erfolgte mittels Brückenkrans. Unter genauer Vermessung und ständiger Kontrolle wurden die Gewindestangen, die Pressen, die Profile und die Messtechnik appliziert. Die Versuchsfelder wurden weiß gestrichen und danach mit schwarzer Farbe gesprenkelt und das optische Messsystem ARAMIS daran ausgerichtet. Die Lastaufbringung erfolgte durch hydraulische Pressen. Nachdem alle Systeme getestet waren, konnten die Belastungsversuche beginnen. Die Last wurde mit einer Geschwindigkeit von rund 0,1kN/Sekunde aufgebracht. Rund alle 100 kN Querkraft wurde die Kraft gehalten und die Steigerung kurz pausiert. In dieser Zeit konnten entstandene bzw. gewachsene Risse mit Ölkreide am Träger markiert werden. Die Steigerung der Last inklusive der Pause zur Rissdokumentation wurde solange fortgesetzt bis der Träger durch einen plötzlichen Schubriss versagte. Danach wurden die Rissbilder fotografiert. Nachdem der erste Versuch beendet war, konnte die Vorbereitung für den zweiten Versuch beginnen. Die Pressen, Profile und Messsysteme mussten ab- oder umgebaut werden. Dann konnte der Träger angehoben werden und das Auflager im Stützbereich wurde entfernt und es kam ein neues Auflager in Richtung Feldmitte zum Einsatz (siehe Abbildung 3.6). Die Applikation der Lastaufbringungs- und Messgerätschaften erfolgte entsprechend der Vorgabe für Versuch 2. Wie beim ersten Versuch konnte, mit einer Laststeigerung und einer Pause rund alle 100 kN Querkraft zur Rissdokumentation fortgefahren werden. Auch hier wurde der Träger wieder bis zum Schubbruch belastet. Nach der Dokumentation der Rissbilder und der Messergebnisse wurden alle Gerätschaften abgebaut und der zerstörte Versuchsträger wurde zum Abtransport vorbereitet. Ein Überblick zur Reihenfolge der Versuche ist in Tabelle 3.6 ersichtlich.

Versuchs- körper	Betoniert	Ausge- schalt	Vorge- spannt	Versuch 1	Versuch 2	Alter in Tagen
PC4.5T074	19.10.2016	20.10.2016	9.11.2016	16.02.2017	17.02.2017	121
PC4.5T168	28.10.2016	9.11.2016		21.02.2017	22.02.2017	117
PC4.5I074	19.10.2016	20.10.2016		27.02.2017	28.02.2017	132
PC4.5II168	20.10.2016	21.10.2016		02.03.2017	03.03.2017	134
PC2.0T074	18.10.2016	19.10.2016		10.03.2017	13.03.2017	146
PC2.0T168	27.10.2016	28.10.2016		16.03.2017	17.03.2017	141
PC4.5T000	20.10.2016	21.10.2016		21.03.2017	22.03.2017	153
PC4.5T074-2	21.10.2016	24.10.2016		24.03.2017	28.03.2017	158

Tabelle 3.6: Zeitplan geordnet nach Reihenfolge der Versuche

4. Ergebnisse der Versuche

Dieses Kapitel behandelt die Auswertung der Daten, welche durch die Versuche gewonnen wurde.

4.1. Traglast

Alle Versuche wurden bis zum Versagen (Schubbruch) der Träger durchgeführt. Die maximale Traglast, die je Träger gemessen werden konnte, ist in Tabelle 4.1 ersichtlich. Sie wird als die Querkraft, die am Endauflager wirkt, angegeben und entspricht somit nicht der Einzellast. Sieben der acht Versuche wurden mit einer Einzellast durchgeführt, der achte Versuch berücksichtigte zusätzlich noch eine Gleichlast im Testfeld. Die zugehörigen statischen Systeme sind in Abbildung 3.8 dargestellt.

Versuchskörper	Querschnitt	Bügelbewehrung im Testfeld	Vorspannung	V_{\max} in kN	Art der Belastung
PC4.5T074	T	Ø 4/150mm	4,5 N/mm ²	573	Einzellast
PC4.5T168	T	Ø 6/150mm	4,5 N/mm ²	659	Einzellast
PC4.5T000	T	0	4,5 N/mm ²	450	Einzellast
PC2.0T074	T	Ø 4/150mm	2,0 N/mm ²	398	Einzellast
PC2.0T168	T	Ø 6/150mm	2,0 N/mm ²	517	Einzellast
PC4.5I074	I	Ø 4/150mm	4,5 N/mm ²	602	Einzellast
PC4.5I168	I	Ø 6/150mm	4,5 N/mm ²	691	Einzellast
PC4.5T074-2	T	Ø 4/150mm	4,5 N/mm ²	642	Einzellast+Gleichlast

Tabelle 4.1: Darstellung der Traglast in Abhängigkeit der variablen Parameter

4.2. Last-Verformungsverhalten

In diesem Unterkapitel wird die Beziehung der Durchbiegung zur aufgebrachten Last in Form von Diagrammen dargestellt. Dabei wird jeweils ein Parameter variiert.

4.2.1. Last-Verformung in Abhängigkeit der Querkraftbewehrung

In den folgenden drei Diagrammen werden Träger, deren einziges Unterscheidungsmerkmal der Anteil der Querkraftbewehrung ist, miteinander verglichen. Erwartungsgemäß führt ein höherer Anteil der Querkraftbewehrung zu einer höheren Lastaufnahme. Ein Einfluss auf die Durchbiegung oder die Steifigkeit durch die Querkraftbewehrung ist erst im erhöhten Lastbereich (ab rund 80% der Bruchlast) zu erkennen. Der Träger in Abbildung 4.1 PC4.5T000 ohne Querkraftbewehrung im Testfeld weist eine erhöhte Anfangssteifigkeit auf, verglichen mit PC4.5T074 und PC4.5T168.

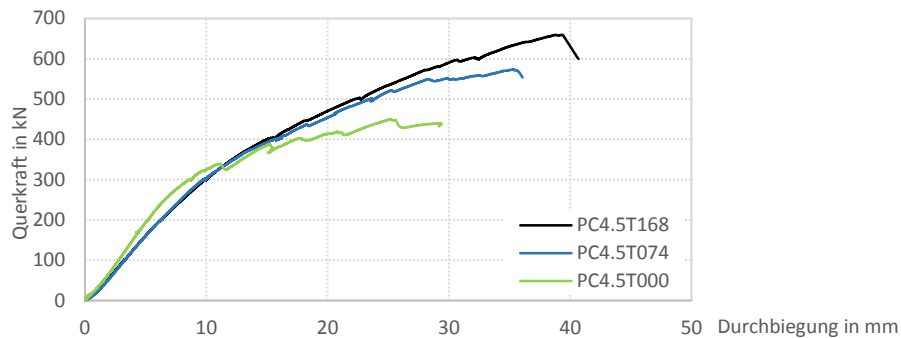


Abbildung 4.1: Last-Verformungsdiagramm für T-Träger mit 4,5 N/mm² Vorspannung bei variiertem Querkraftbewehrung

Bei den anderen Trägern, die anhand der unterschiedlichen Querkraftbewehrung vergleichbar sind, verlaufen die Kraft-Durchbiegungskurven bis in Nähe der jeweiligen Bruchlast ebenfalls sehr ähnlich.

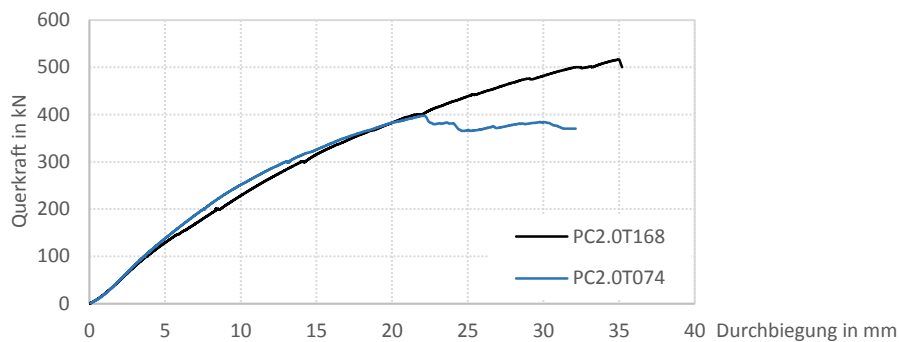


Abbildung 4.2: Last-Verformungsdiagramm für T-Träger mit 2,0 N/mm² Vorspannung bei variiertem Querkraftbewehrung

Die Träger, die eine Vorspannkraft von 2,0 N/mm² auf den Betonquerschnitt ausüben, zeigen eine gute Übereinstimmung der Steifigkeit (siehe Abbildung 4.2).

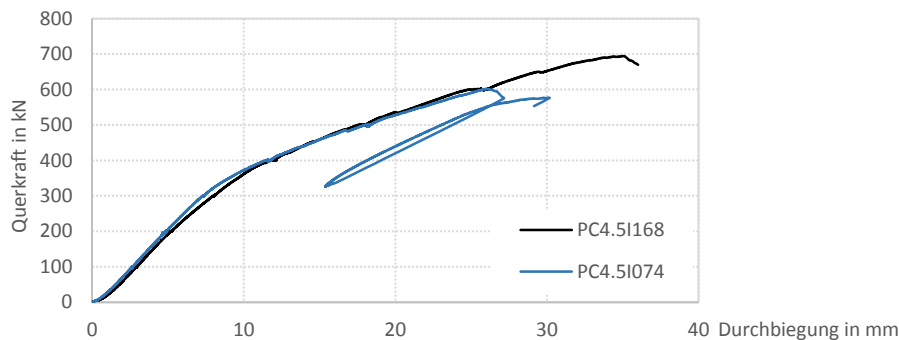


Abbildung 4.3: Last-Verformungsdiagramm für I-Träger mit 4,5 N/mm² Vorspannung bei variiertem Querkraftbewehrung

Die I-Träger zeigen eine besonders gute Übereinstimmung der Kraft-Durchbiegungskurve (Abbildung 4.3). Der Träger PC4.5I074 wurde nach einem nicht eindeutigen Bruch und dem einhergehenden Lastabfall erneut belastet, um sicherzustellen, dass die maximale Bruchlast erreicht wurde.

4.2.2. Last-Verformung in Abhängigkeit der Vorspannung

Die Gegenüberstellung vergleichbarer Träger zeigt, dass der Grad der Vorspannung einen großen Einfluss auf die Steifigkeit und die erzielbare Traglast hat. Der schwächer vorgespannte PC2.0T074,

kann im Vergleich zu dem stärker vorgespannten PC4.5T074, rund 70% von dessen Traglast erreichen. Bei den Trägern mit 6mm Bügelbewehrung schafft der mit 2,0 N/mm² vorgespannte Träger PC2.0T168 knappe 80% von PC4.5T168 (siehe Abbildung: 4.4).

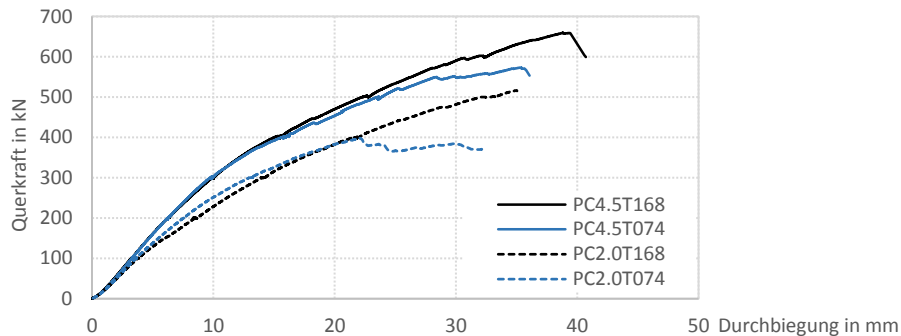


Abbildung 4.4: Last-Verformungsdiagramm für Träger mit 4,5 N/mm² Vorspannung (durchgezogene Linie) und Träger mit 2,0 N/mm² (gestrichelte Linie) bei variiertem Querschnitt

4.2.3. Last-Verformung in Abhängigkeit des Querschnitts

Der Vergleich der Kurven zeigt, dass die I-Querschnitte steifer sind, aber kaum eine höhere Bruchlast haben. Die Traglast der I-Träger ist in beiden Fällen (Bügel mit Ø 4mm und Ø 6mm) um 5 % höher als bei den T-Querschnitten mit gleicher Querkraftbewehrung.

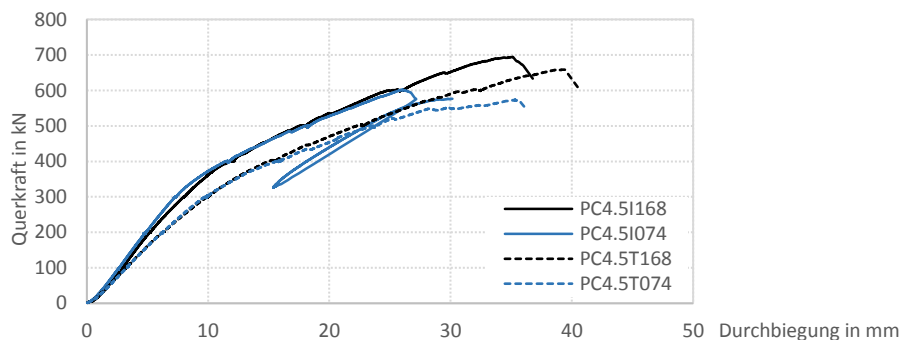


Abbildung 4.5: Last-Verformungsdiagramm für I-Träger (durchgezogene Linie) und T-Träger (gestrichelte Linie) mit 4,5 N/mm² Vorspannung bei variiertem Querschnitt

4.2.4. Last-Verformung in Abhängigkeit der Belastungsart

Die Träger PC4.5T074 und PC4.5T074-2 unterscheiden sich konstruktiv nicht. Die einzige Variable ist die Lasteinleitung. Hier wurde eine Einzelbelastung einer Einzelbelastung mit zusätzlicher Gleichlast gegenübergestellt. Das zugehörige statische System ist in Abbildung 3.8 (rechtes Bild) dargestellt. Die Kurve in Abbildung 4.6 zeigt, wie sich eine Gleichlast günstiger auf das Tragverhalten auswirkt. Im Vergleich zur Einzelbelastung kann PC4.5T074-2 noch 12% mehr Querkraft aufnehmen.

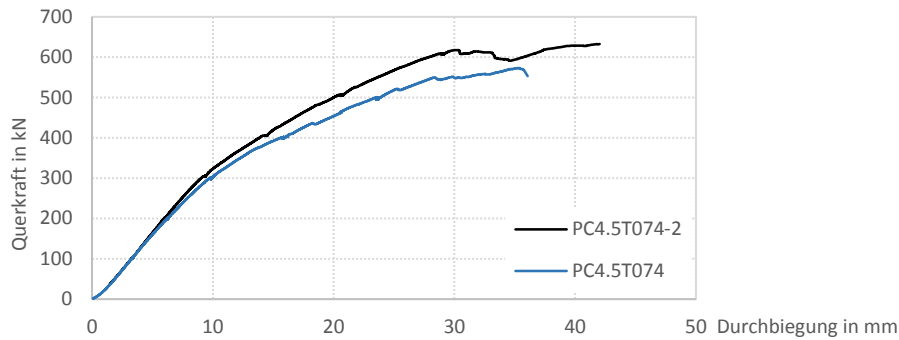


Abbildung 4.6: Last-Verformungsdiagramm für zwei gleiche Träger unter Einzellast kombiniert mit Gleichlast (schwarze Linie) und unter Einzellast (blaue Linie)

4.3. Rissbilder

Die Auswertung der Rissbilder zeigt für alle acht Versuche einen deutlichen Schubriss. Das Versagen auf Schub ist somit eindeutig. Gut erkennbar ist auch, dass Träger mit stärkerem Vorspanngrad und/oder höherem Bewehrungsgrad eine erhöhte Rissbildung vorweisen als „schwächere“ Vergleichsträger. Dieser Umstand rührt aber vermutlich aus der höheren Bruchlast der „stärkeren“ Träger. Diese Vermutung bestärken auch die Lastverformungsdiagramme vergleichbarer Träger, die bis zu einer gewissen Laststufe sehr ähnlich verlaufen. Jeder Träger hatte bereits Biegerisse im Testfeld bedingt durch den vorhergehenden Versuch. Auch hier gilt, dass bei höherer Bruchlast deutlich mehr Biegerisse erkennbar sind als bei geringer Bruchlast. Diese Biegerisse entwickelten sich in der hier behandelten zweiten Versuchsreihe je nach Position zu noch größeren Biegerissen oder Biegeschubrissen. Die Schubrisse bei Bruchlast sind grundsätzlich deutlich ausgeprägt und der maßgebende Schubriss ist gut zu erkennen. Die Winkel der Schubrisse bewegen sich zwischen 16-22°. Zur Messung des Winkels wurde eine gedachte Linie vom maßgebenden Riss auf Höhe der Längsbewehrung bis zum Erreichen des Druckgurts gewählt.

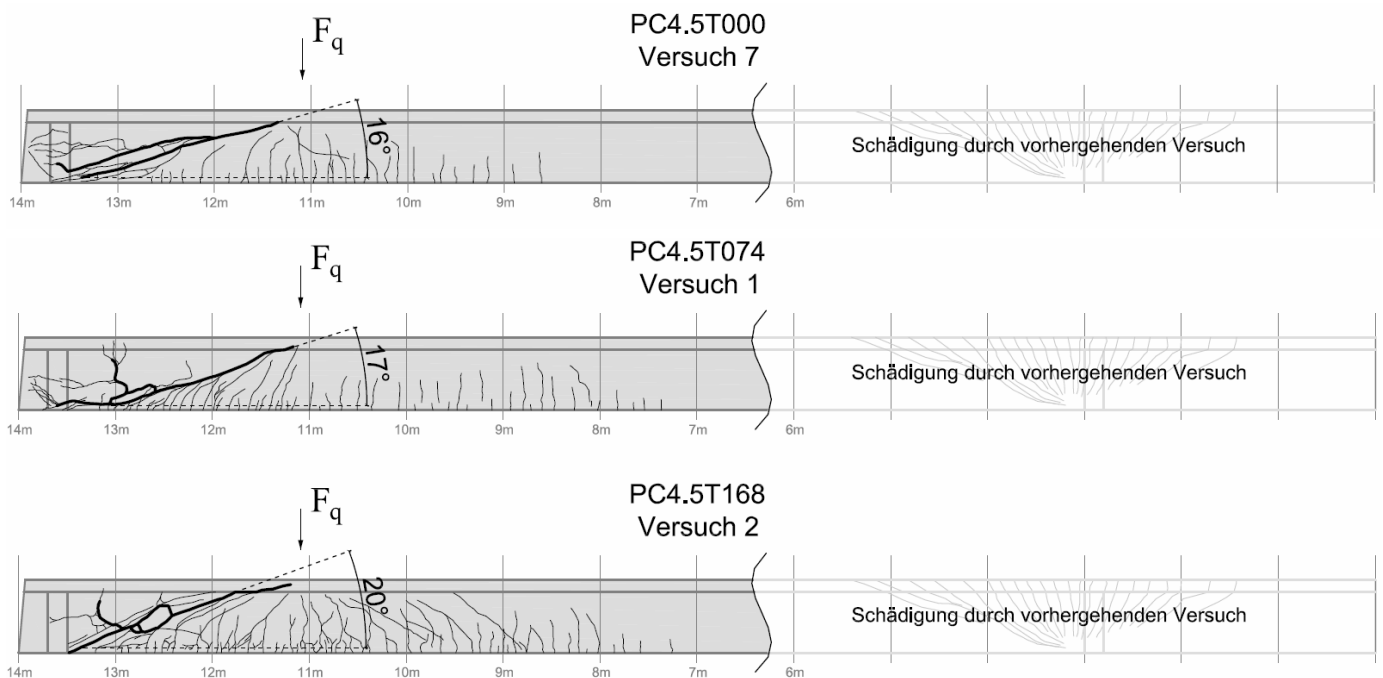


Abbildung 4.7: Rissbilder der T-Träger 4,5N/mm² Vorspannkraft

Abbildung 4.7 zeigt, dass mit ansteigender Querkraftbewehrung die Risse im Feldbereich zunehmen. Die absolute Durchbiegung bei Bruchlast für Träger mit mehr Querkraftbewehrung ist größer und somit kann von einer hohen Spannung im Lasteinleitungsbereich ausgegangen werden (siehe Abbildung 4.4). Die Risse im Lasteinleitungsbereich des Spannlieds hingegen werden weniger. Vermutlich, weil die erhöhte Querkraftbewehrung der Rissbildung entgegenwirkt.

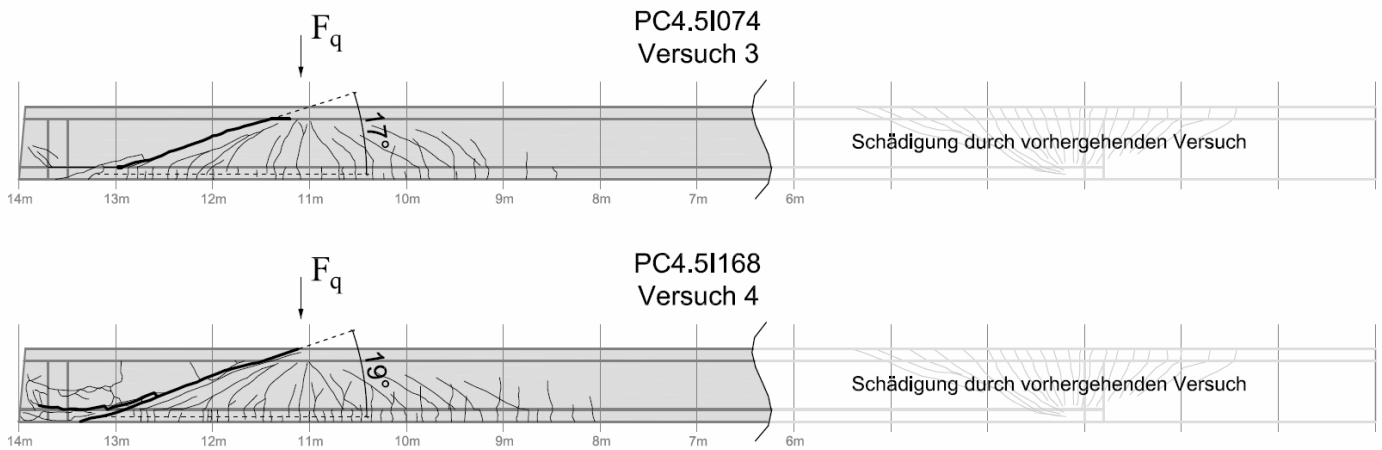


Abbildung 4.8: Rissbilder der I-Träger

Bei den I-Trägern in Abbildung 4.8 zeigt der stärkere Träger PC4.5T168 sowohl im Feldbereich als auch im Lasteinleitungsbereich des Spannlieds mehr Risse als PC4.5I074. Vermutlich kann die Querkraftbewehrung aufgrund der auflagernahen Schubrisse und der hohen Bruchlast bei PC4.5I168 nicht mehr genug entgegenwirken, um sichtbare Risse im Lasteinleitungsbereich des Spannlieds zu verhindern. Auffällig sind die Abstände der Risse, die im Feldbereich deutlich größer sind als bei den T-Trägern. Das lässt sich dadurch erklären, dass der Untergurt die Kräfte aus den Zugspannungen aufgrund der erhöhten Querschnittsfläche reduziert, was die Entstehung und den Abstand der Risse einschränkt. Zusätzlich befindet sich um 14% mehr Längsbewehrung im Untergurt als bei den T-Trägern.

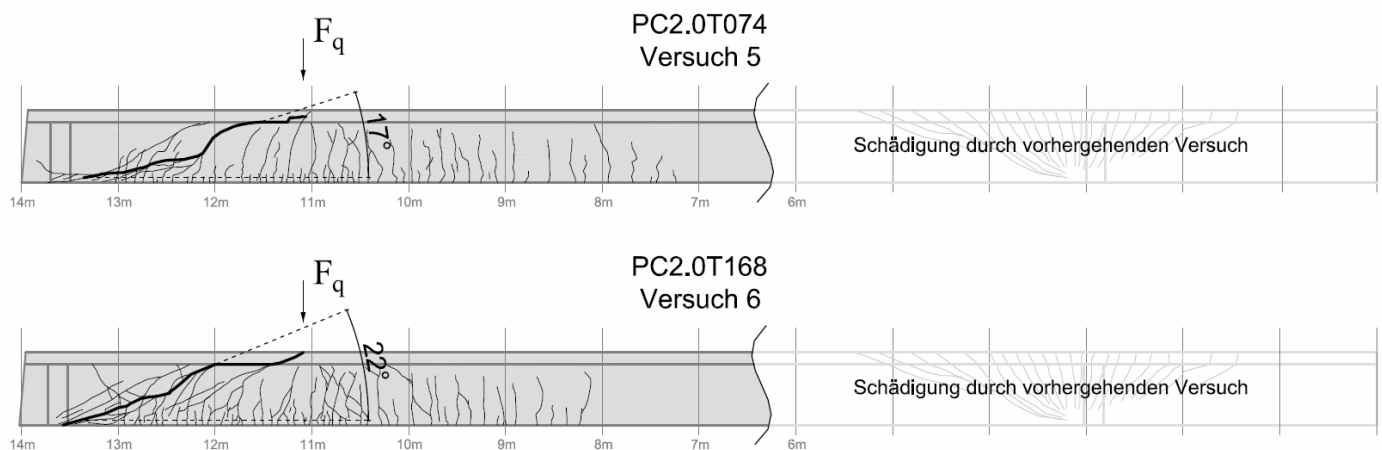


Abbildung 4.9: Rissbilder der T-Träger mit $2,0 \text{ N/mm}^2$ Vorspannkraft

Aufgrund der kleineren Vorspannkraft sind Risse im Lasteinleitungsbereich des Spannlieds in Abbildung 4.9 nicht erkennbar. Außerdem ist ein weniger geradliniger Verlauf des Hauptschubbrisses bei den Trägern PC2.0T074 und PC2.0T168 zu sehen als bei den mit $4,5 \text{ N/mm}^2$ vorgespannten Trägern unter Einzellast.

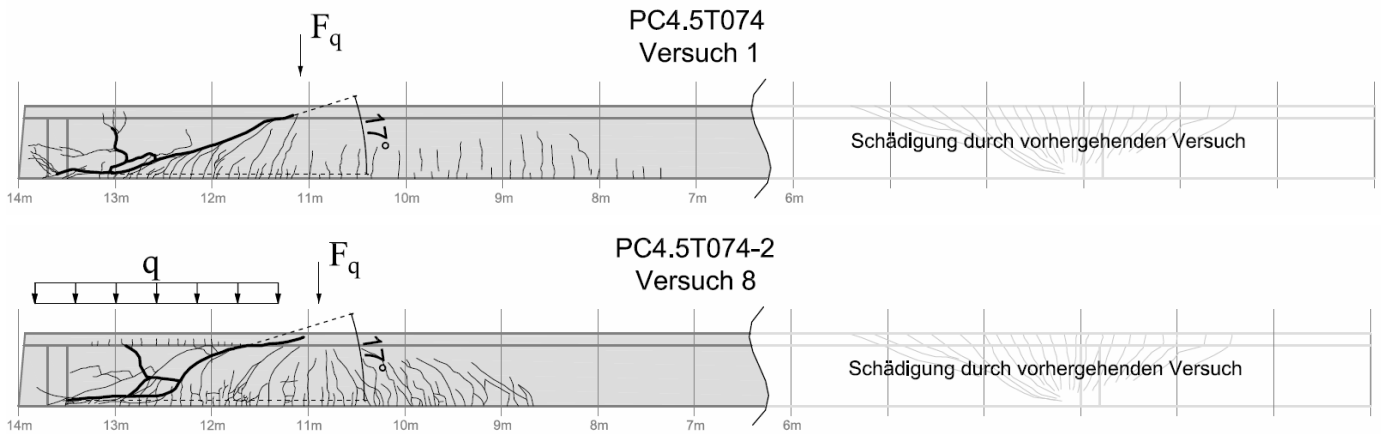


Abbildung 4.10: Rissbilder bei unterschiedlicher Belastung

Auffällig in Abbildung 4.10 sind die Risse am Obergurt, die beim Träger PC4.5T074-2 durch die Gleichlast entstehen. Diese Risse sind auf die durch die Gleichlast unterdrückte Kinematik zurückzuführen. Die Zugspannungen im Lasteinleitungsbereich des Spannlieds werden durch die Gleichlast offensichtlich vermindert, da hier keine Risse erkennbar sind.

4.4. Dehnungsverläufe

Die Position der einzelnen Wegaufnehmer ist in Abbildung 3.9 gezeigt. In den folgenden Auswertungen werden immer die Wegaufnehmer *E1* und *E2* an der Position der Lasteinleitung (maximales Moment) angegeben. Abgesehen von einem 2 cm Abstand zur Randfaser, beschreiben diese Wegaufnehmer die maximalen, gemessenen Dehnungen und Stauchungen. Druck wird in den folgenden Abbildungen durch negative Dehnungen und Zug durch positive Werte beschrieben.

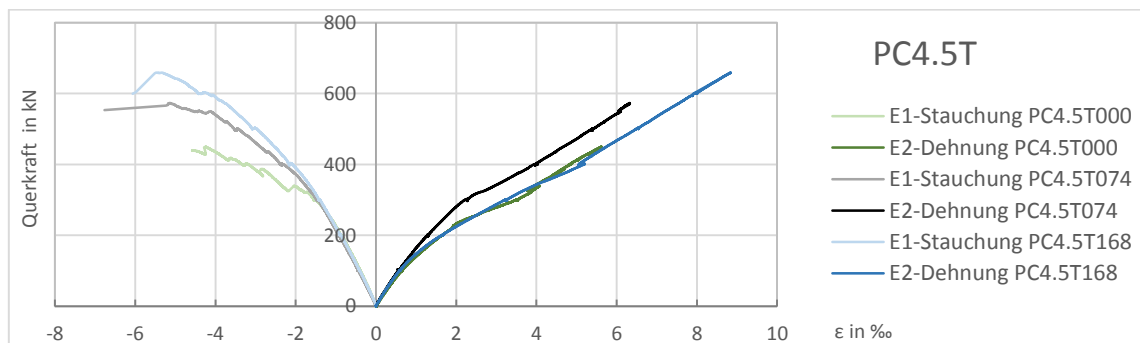


Abbildung 4.11: Vergleich der Dehnungen für die drei PC4.5T-Träger

Die Stauchungen in Abbildung 4.11 zeigen eine Steifigkeit, die mit der vorhandenen Querkraftbewehrung korreliert (erhöhte Querkraftbewehrung = erhöhte Steifigkeit). Die Dehnungen hingegen lassen keinen solchen Zusammenhang erkennen. Die Dehnung des Trägers PC4.5T074 (mittlerer Grad der Querkraftbewehrung) zeigt die höchste Steifigkeit in der Druckzone an, während der stärkere und der gar nicht querkraftbewehrte Träger einen ähnlichen Verlauf bis zum Bruch des schwächeren Trägers PC4.5T000 haben.

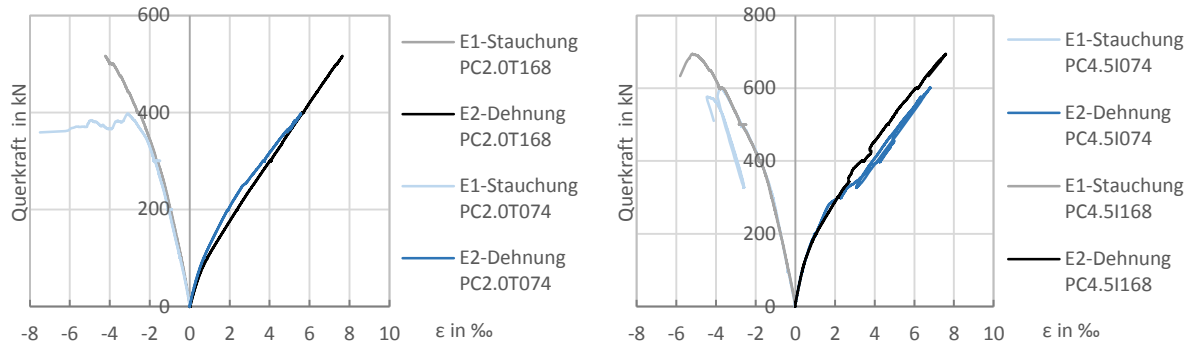


Abbildung 4.12: Vergleich der Dehnungen in Abhängigkeit der Querkraftbewehrung

Auch bei den T-Trägern mit $2,0\text{N/mm}^2$ Vorspannung und den I-Trägern lässt sich kein eindeutiger Zusammenhang zwischen der Querkraftbewehrung und der Steifigkeit erkennen.

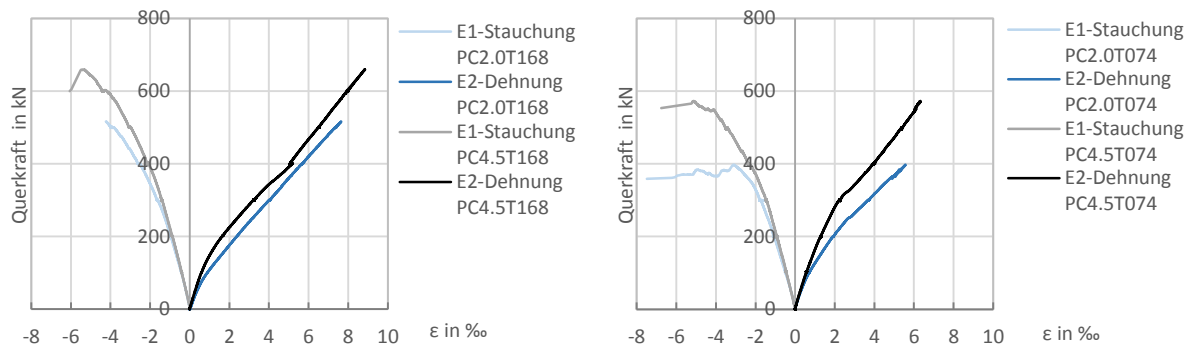


Abbildung 4.13: Vergleich der Dehnungen in Abhängigkeit der Vorspannkraft

Der Einfluss der Vorspannkraft auf die Steifigkeit ist anhand des Dehnungsverlaufs gut zu erkennen.

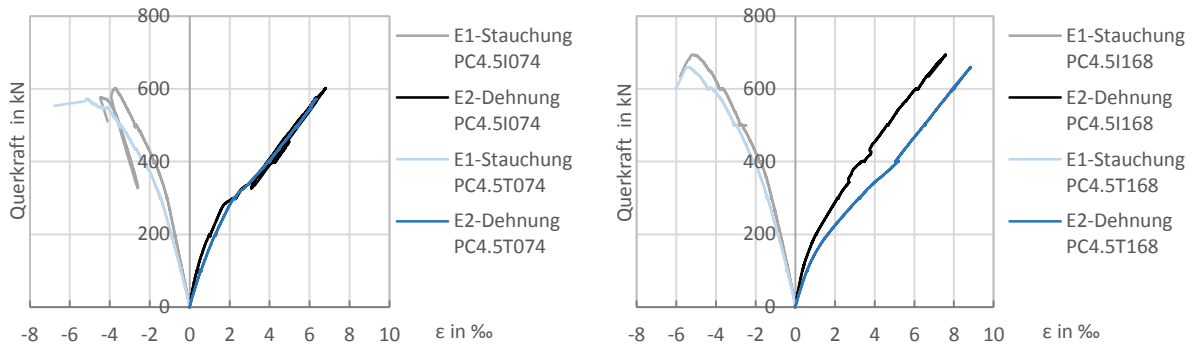


Abbildung 4.14: Vergleich der Dehnungen in Abhängigkeit des Querschnitts

Der Einfluss des Querschnitts auf die Steifigkeit ist in Abbildung 4.14 nur für die Träger mit $\varnothing 6\text{mm}$ Bügelbewehrung (rechtes Diagramm) eindeutig anhand des Dehnungsverlaufs erkennbar. Während die Dehnungskurven bei beiden I-Trägern steiler ausfallen und somit eine erhöhte Steifigkeit signalisieren, ist eine steilere Kurve der Stauchungen des Trägers PC4.5I074 im Vergleich zu PC4.5T074 (linkes Diagramm) nicht erkennbar.

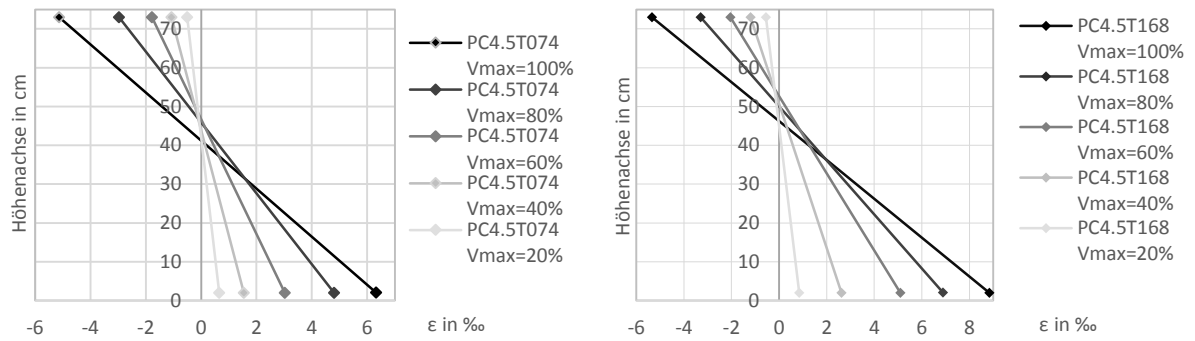


Abbildung 4.15: Idealisierter Dehnungsverlauf anhand einzelner Messpunkte

In Abbildung 4.15 wurden für zwei Versuche die Messergebnisse der Wegaufnehmer E1 und E2 bei unterschiedlichen Anteilen der Traglast aufgetragen und verbunden. Dadurch entsteht ein idealisierter Dehnungsverlauf über die Trägerhöhe, denn die vertikale Achse stellt die Höhe des Trägers dar (Unterkante bei 0 cm bis Oberkante bei 75cm). Theoretisch sollten die Verbindungslinien die Höhenachse immer im selben Punkt schneiden. Das ist auch der Fall für bis zu 80% der Traglast. Je näher man sich bei der Traglast befindet, desto weniger gilt ein linear-elastisches Materialverhalten. Das wäre eine mögliche Ursache für die Abweichung des idealisierten Dehnungsverlaufs bei 100% Traglast. Die Dehnungsverläufe bestätigen grundsätzlich die weiteren Messergebnisse (Auflagerkraft, Krafteinleitung und Durchbiegung). Sie verlaufen für alle Träger ähnlich und sind im Anhang ersichtlich.

5. Vergleich verschiedener Nachrechnungen

Die Querkrafttragfähigkeit der Versuchsträger wurde nach den in Kapitel 2 vorgestellten Berechnungsmodellen nachgerechnet. Die Ergebnisse dieser Nachrechnung sind in diesem Kapitel dargestellt. Für jedes Modell wurde das ingenieurmäßige Modell verwendet, um eine entsprechende Vergleichbarkeit zu gewährleisten. Für alle Träger wurde mit den Materialkennwerten aus Kapitel 3 gerechnet. Teilsicherheitsbeiwerte sind auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite gleich eins, um zu sehen, wie nahe die rechnerische Bruchlast an die tatsächliche Bruchlast reicht. Sind Beiwerte frei wählbar, wie beispielsweise der Winkel der Druckstreben Θ beim Eurocode 2, wurden diese, soweit es das Modell erlaubt, so günstig wie möglich gewählt, dass die höchste Tragfähigkeit daraus resultiert. Die verwendeten Materialkennwerte, Schnittgrößen, Geometrie sowie die Nachrechnung ist tabellarisch im Anhang zu finden. Formeln für Beiwerte, die in Kapitel 2 zu Gunsten der Übersichtlichkeit nicht explizit angeführt sind, wurden dort ergänzt. Der vertikale Anteil der Vorspannung ist für alle Modelle gleich, da die Spannungsgliedneigung, trotz unterschiedlicher Nachweisschnitte, im Nachweisbereich konstant 5° beträgt.

5.1. Nachrechnung nach [13] (Eurocode 2)

Die Formeln zur Nachrechnung der Träger stammen aus Kapitel 2.1. Da alle Träger einen relativ geringen Querkraftbewehrungsgrad ($\rho=0\text{‰}$ bzw. $0,74\text{‰}$ bzw. $1,68\text{‰}$) aufweisen, fällt der Traganteil der Bügelbewehrung entsprechend kleiner als der Betontraganteil aus. Der gesamte Querkraftwiderstand bildet sich nach [13] aus dem höheren Wert aus Traganteil Beton bzw. Traganteil Stahl. Zusätzlich wird noch der Vertikalanteil der Vorspannkraft addiert. Eine Addition des Betontraganteils zum Stahltraganteil ist nicht vorgesehen. Insgesamt sind alle Vorhersagen auf der sicheren Seite. Auffallend bei den Ergebnissen in Tabelle 5.1 ist, dass der Träger ohne Querkraftbewehrung PC4.5T000 eine besonders gute Übereinstimmung mit der Bruchlast erzielen kann. Dürften der Bügeltraganteil und der Betontraganteil zusammgezählt werden, würde sich für alle Träger eine ähnlich gute Übereinstimmung ergeben.

Eurocode 2	Betontraganteil in kN	Bügeltraganteil in kN	Vertikalanteil der VSP in kN	Gesamter Querkraftwiderstand in kN	Bruchlast in kN	V_{test} / V_R
PC4.5T074	312,8	161,7	92,5	405,3	573	1,41
PC4.5T168	313,0	284,8	92,4	405,3	659	1,63
PC4.5T000	314,3	0,0	93,0	407,3	450	1,10
PC2.0T074	257,3	161,7	42,9	300,2	398	1,33
PC2.0T168	252,9	284,8	40,8	325,6	517	1,59
PC4.5I074	317,0	164,2	108,7	425,7	602	1,41
PC4.5I168	317,2	289,8	108,0	425,2	691	1,63
PC4.5T074-2	314,0	161,7	88,4	402,4	642	1,60
COV: 11,8%		Standardabweichung: 0,172		Mittelwert:		1,46
Graue Werte werden nicht zum Gesamtwiderstand addiert.						

Tabelle 5.1: Ergebnisse der Nachrechnung nach [13]

Fazit: Abbildung 5.1 zeigt eine Schwäche des Eurocode 2 auf den ersten Blick und zwar, dass jeweils nur der Beton- bzw. der Bewehrungsanteil zum rechnerischen Widerstand zählen. Die Ergebnisse liegen

dadurch relativ weit unter der Bruchlast. Für diese Versuchsreihe ist die Berechnung aufgrund der geringen Bewehrungsgrade wenig geeignet. Für hohe Querkraftbewehrungsgrade eignet sich das Modell besser, weil dann der Bügeltraganteil die Majorante der Tragfähigkeit darstellt und diese mit dem Fachwerksmodell gut erfasst werden kann.

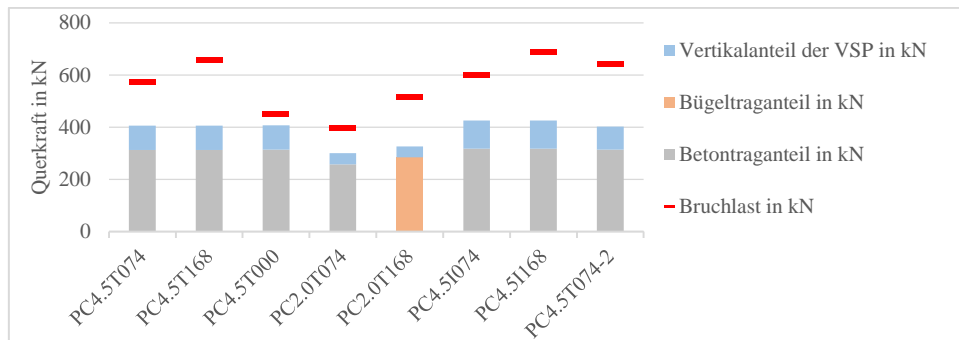


Abbildung 5.1: Summierte Traganteile der Nachrechnung nach [13]

5.2. Nachrechnung nach [22] (Einheitliches Querkraftmodell)

Das einheitliche Querkraftmodell nach [22] sieht eine Adaptierung der Bemessungsformeln des Eurocode 2 vor. Dabei erhöht sich der Betontraganteil um rund 4-6% aufgrund der höheren Gewichtung der Vorspannung. Der Bügeltraganteil macht rund 50% des Bügeltraganteils laut Eurocode 2 aus, weil der Winkel der Druckstreben mit ca. 40° fixiert ist ($\cot \theta = 1,2$; siehe Formel (15)). Der Bügeltraganteil wurde zur Veranschaulichung für Tabelle 5.2 separat dargestellt. Der gesamte Querkraftwiderstand setzt sich, anders als beim Eurocode 2, aus der Summe der drei Traganteile zusammen. Die Ergebnisse liegen alle auf der sicheren Seite. Dabei fallen die geringe Standardabweichung und der Variationskoeffizient besonders positiv auf.

Einheitliches QK-Modell	Betontraganteil in kN	Bügeltraganteil in kN	Vertikalanteil der VSP in kN	Gesamter Querkraftwiderstand in kN	Bruchlast in kN	V_{test} / V_R
PC4.5T074	330,3	83,5	92,5	506,3	573	1,13
PC4.5T168	330,2	147,0	92,4	569,6	659	1,16
PC4.5T000	331,9	0,0	93,0	424,9	450	1,06
PC2.0T074	246,7	80,4	42,9	370,0	398	1,08
PC2.0T168	241,4	141,5	40,8	423,7	517	1,22
PC4.5I074	334,7	84,8	108,7	528,2	602	1,14
PC4.5I168	334,5	149,4	108,0	591,9	691	1,17
PC4.5T074-2	328,2	82,8	88,4	499,4	642	1,29
COV: 5,9%		Standardabweichung: 0,069		Mittelwert:		1,15

Tabelle 5.2: Ergebnisse der Nachrechnung nach [22]

Fazit: Die Anhebung des Beiwerts k_1 zur Vorspannung des Eurocodes 2 erhöht die Tragfähigkeit des Spannbetontägers. Der etwas konservativer gerechnete Bügeltraganteil darf zum Betontraganteil addiert werden. Somit werden zwei wesentliche Kritikpunkte des Eurocodes 2 angepasst. Das bewirkt in Summe eine sehr gute Übereinstimmung mit den Versuchen. Die Grundlage dieser Adaptierung ist eine

statistische Auswertung. Eine gute semi-empirische Berechnung, die praxistauglich ist, allerdings ohne einer Detaillierung des mechanischen Modells geschieht.

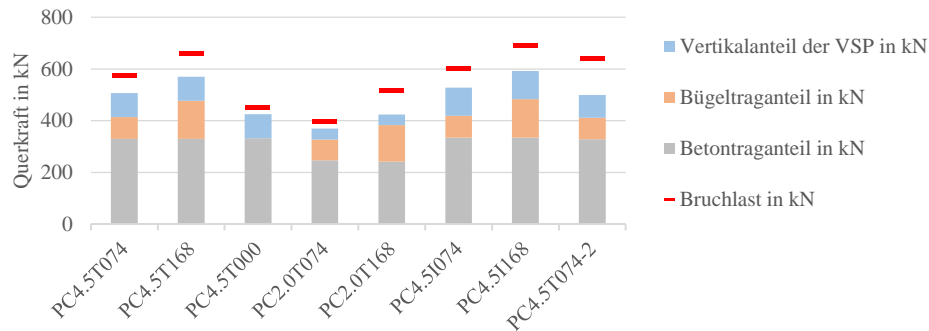


Abbildung 5.2: Summierte Traganteile der Nachrechnung nach [22]

5.3. Nachrechnung nach [26] (Marí)

Die Nachrechnungsergebnisse in Tabelle 5.3 zeigen die höchsten Betontraganteile aller nachgerechneten Modelle. Die Bügeltraganteile hängen vom Winkel der Druckstreben θ ab. Dieser kann nicht gewählt werden, sondern errechnet sich durch die Höhe der Betondruckzone. Das führt zu etwas steileren Winkeln und somit konservativeren Werten, verglichen mit den Berechnungsmodellen (Eurocode 2 und einheitliches Querkraftmodell), bei denen der Winkel möglichst flach gewählt wurde. Der gesamte Querkraftwiderstand ist die Summe der drei Traganteile. Die Ergebnisse überzeugen durch eine geringe Standardabweichung und einen kleinen Variationskoeffizienten. Die Vorhersagen sind sehr nahe der Bruchlast, liegen allerdings nicht immer auf der sicheren Seite.

Marí	Betontraganteil in kN	Bügeltraganteil in kN	Vertikalanteil der VSP in kN	Gesamter Querkraftwiderstand in kN	Bruchlast in kN	V_{test} / V_R
PC4.5T074	398,6	64,5	92,5	555,6	573	1,03
PC4.5T168	424,2	113,6	92,4	630,2	659	1,05
PC4.5T000	380,5	0,0	93,0	473,5	450	0,95
PC2.0T074	337,6	64,5	42,9	445,0	398	0,89
PC2.0T168	348,0	113,6	40,8	502,4	517	1,03
PC4.5I074	404,0	65,4	108,7	578,0	602	1,04
PC4.5I168	428,2	115,3	108,0	651,5	691	1,06
PC4.5T074-2	396,6	64,5	88,4	549,5	642	1,17
COV: 7,3%		Standardabweichung: 0,075		Mittelwert:		1,03

Tabelle 5.3: Ergebnisse der Nachrechnung nach [26]

Fazit: In Abbildung 5.3 erkennt man wie nahe die Ergebnisse an der Bruchlast liegen. Dass einzelne Werte auf die unsichere Seite streuen, ist deshalb absehbar. Für diese Versuchsreihe ist dieses Modell trotzdem geeignet, wenn es um die Vorhersage der Bruchlast geht und auch eine Unterschätzung der Traglast akzeptiert wird.

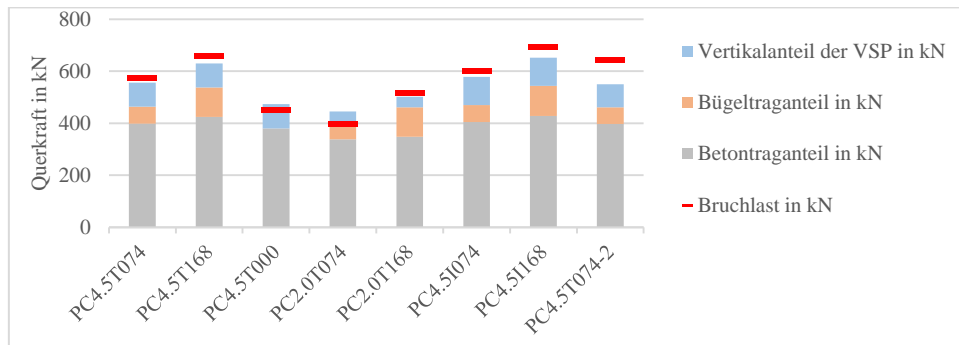


Abbildung 5.3: Summierte Traganteile der Nachrechnung nach [26]

5.4. Nachrechnung nach [20] (fib Model Code 2010)

Ähnlich wie beim Eurocode 2 gibt es eine Unterscheidung zwischen Trägern ohne und mit Querkraftbewehrung. Unterschreitet der Querkraftbewehrungsgrad einen bestimmten Grenzwert, darf nur mit der Tragfähigkeit des Betons gerechnet werden. Liegt der Querkraftbewehrungsgrad darüber, darf der Betontraganteil zur Gesamttragfähigkeit addiert werden. Der gesamte Querkraftwiderstand setzt sich demnach aus der Summe der drei Traganteile zusammen, wobei der Bügeltraganteil für Träger ohne rechnerische Querkraftbewehrung gleich Null ist. Die Ergebnisse in Tabelle 5.4 und Abbildung 5.4 zeigen folgenden Zusammenhang. Der statistische Ausreißer PC4.5T074-2 kommt daher, dass die mittlere Betonfestigkeit bei diesem Träger als einziger über 70N/mm² beträgt. Über dieser Druckfestigkeit soll der Anteil des Korndurchmessers, als Beitrag zur Rissverzahnung, gleich Null gesetzt werden.

fib Model Code 2010	Betontraganteil in kN	Bügeltraganteil in kN	Vertikalanteil der VSP in kN	Gesamter Querkraftwiderstand in kN	Bruchlast in kN	V_{test} / V_R
PC4.5T074	268,5	0,0	92,5	361,0	573	1,59
PC4.5T168	186,5	237,4	92,4	503,0	659	1,31
PC4.5T000	269,0	0,0	93,0	362,0	450	1,24
PC2.0T074	226,2	0,0	42,9	269,0	398	1,48
PC2.0T168	162,6	219,2	40,8	412,7	517	1,25
PC4.5I074	289,1	0,0	108,7	397,8	602	1,51
PC4.5I168	202,3	251,0	108,0	543,0	691	1,27
PC4.5T074-2	234,1	0,0	88,4	322,4	642	1,99
COV	16,3%		Standardabweichung:	0,237	Mittelwert:	1,46

Tabelle 5.4: Ergebnisse der Nachrechnung nach [20]

Die Berechnung nach fib Model Code 2010 kann gut mit dem Eurocode 2 verglichen werden, da bei beiden Modellen eine gewisse Abhängigkeit vom Querkraftbewehrungsgrad gegeben ist. In dieser Versuchsreihe sprechen, im Vergleich zum fib Model Code 2010, Standardabweichung und Mittelwert für den Eurocode 2.

Fazit: Die Nachrechnung nach fib Model Code 2010 ist für Träger, die die Anforderung der Mindestquerkraftbewehrung erfüllen, durchaus geeignet. Das gilt auch für den Träger ohne Bügelbewehrung PC4.5T000, dessen Bügeltraganteil tatsächlich Null ist. Unpassend wird das Model für die übrigen vier Träger ($\rho=0,74\%$). Diese erfüllen das Mindestbewehrungskriterium nicht und weichen entsprechend

weit von der gemessenen Bruchlast ab, da Traganteile der Bügel, welche offensichtlich vorhanden sind, nicht mitgerechnet werden dürfen.

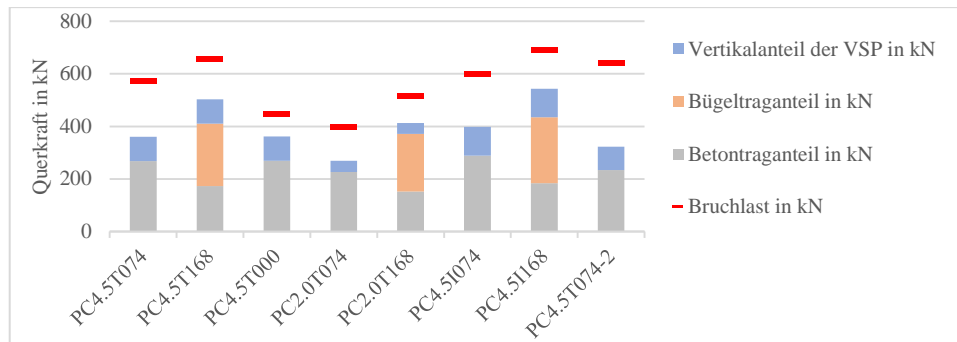


Abbildung 5.4: Summierte Traganteile der Nachrechnung nach [20]

5.5. Nachrechnung nach [5] (FSC-Modell)

Vergleicht man die Ergebnisse der Nachrechnung nach dem FSC-Modell in Tabelle 5.5 mit den Ergebnissen des Eurocodes 2, so sind geringere Tragfähigkeiten der einzelnen Traganteile (Beton und Bewehrung) zu erkennen. Jedoch sieht das FSC-Modell eine Addition der einzelnen Traganteile vor, wodurch sich in Summe eine gute Näherung an die Versuchswerte ergibt. Die Ergebnisse liegen auf der sicheren Seite, mit Ausnahme von PC2.0T074, hier wird die Tragfähigkeit um weniger als 3% überschätzt.

FSC-Modell	Betontraganteil in kN	Bügeltraganteil in kN	Vertikalanteil der VSP in kN	Gesamter Querkraftwiderstand in kN	Bruchlast in kN	V_{test} / V_R
PC4.5T074	275,4	123,5	92,5	491,4	573	1,17
PC4.5T168	284,5	217,3	92,4	594,2	659	1,11
PC4.5T000	271,8	0,0	93,0	364,8	450	1,23
PC2.0T074	242,3	123,5	42,9	408,6	398	0,97
PC2.0T168	249,0	217,3	40,8	507,0	517	1,02
PC4.5I074	291,5	125,4	108,7	525,6	602	1,15
PC4.5I168	299,6	221,2	108,0	628,8	691	1,10
PC4.5T074-2	267,1	123,5	88,4	478,9	642	1,34
COV: 9,6%		Standardabweichung: 0,109		Mittelwert:		1,14

Tabelle 5.5: Ergebnisse der Nachrechnung nach [5]

Fazit: Ähnlich wie beim einheitlichen Querkraftmodell und der Nachrechnung nach Marí, lassen sich alle Träger mit guter Übereinstimmung nachrechnen. Im direkten Vergleich wird der Betontraganteil beim FSC-Modell weniger stark gewichtet. Dafür wird der Bügeltraganteil wiederum höher bewertet. Insgesamt ergeben sich beinahe die gleichen Mittelwerte wie beim einheitlichen Querkraftmodell. Die Standardabweichung ist beim FSC-Modell mit 0,109 höher als nach Marí mit 0,075 oder dem einheitlichen Querkraftmodell mit 0,069. Ein ähnliches Bild zeigen die Variationskoeffizienten. Die folgende Abbildung 5.5 veranschaulicht die Ergebnisse.

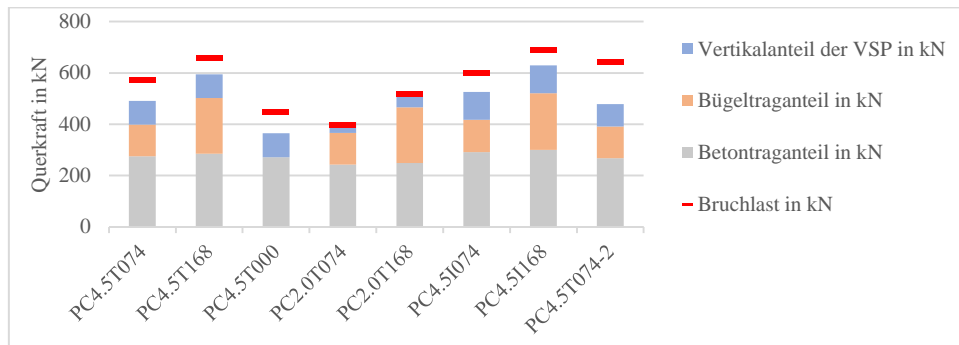


Abbildung 5.5: Summierte Traganteile der Nachrechnung nach [5]

5.6. Vergleich der Nachrechnungsergebnisse

In Abbildung 5.6 werden alle Nachrechnungsergebnisse der Bruchlast gegenübergestellt. Es zeigt sich deutlich, dass die drei Bemessungsansätze, das einheitlichen Querkraftmodell, der Ansatz nach Mari und das FSC-Modell für diese Versuchsreihe wesentlich besser geeignet sind als der Eurocode 2 oder der fib Model Code. Hauptgrund dafür ist die Addition eines Querkraftbewehrungsanteils zum Gesamtquerkraftwiderstand, auch bei geringen Querkraftbewehrungsgraden. Um Nachrechnungsergebnisse zu erzielen, die möglichst nahe an der Bruchlast liegen, ist die Berechnung nach Mari für diese Versuchsreihe am geeignetsten. Sollen die Werte deutlicher auf der sicheren Seite liegen, sind das einheitliche Querkraftmodell bzw. das FSC-Modell empfehlenswerter.

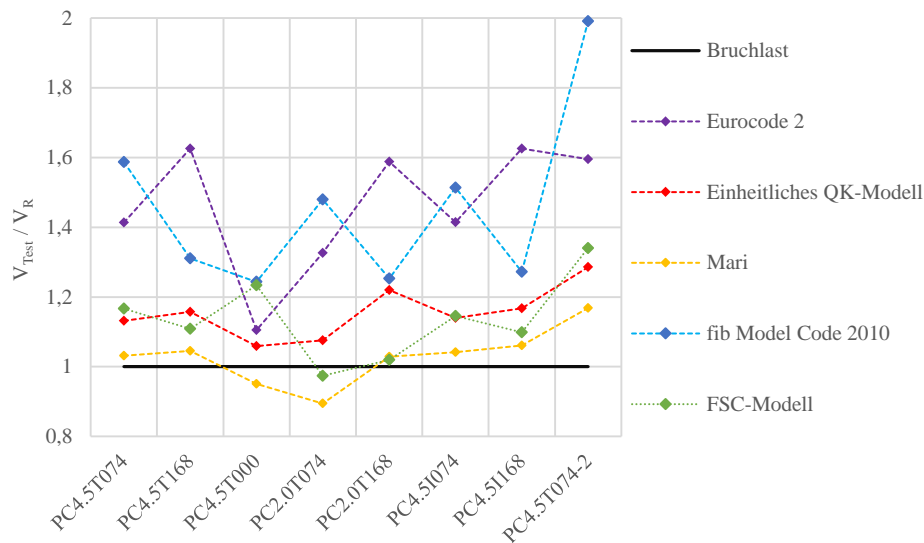


Abbildung 5.6: Alle Nachrechnungsergebnisse im Überblick

6. Zusammenfassung

Diese Diplomarbeit behandelt die Durchführung und Auswertung der Querkraftversuche an Spannbetonträgern. Die Versuchsreihe wurde von DI T.Huber und Dr. DI P.Huber konzipiert und wurde im Februar und März 2017 erfolgreich durchgeführt. Bei der Auswertung wurde das Querkrafttragverhalten unter Einzellast im Bereich eines Endauflagers untersucht. Die Auswertung im Bereich der Innenstütze wurde bereits in [30] und [31] behandelt. Neben der Aufbereitung der Versuchsergebnisse liegt das Hauptaugenmerk dieser Arbeit auf einer Nachrechnung nach aktuellen Normen und neuen Bemessungsansätzen zur Querkrafttragfähigkeit. Dabei konnten folgende Schlüsse gezogen werden.

6.1. Versuche

Der genaue Versuchsablauf ist in Kapitel 3 beschrieben. Festzuhalten ist, dass es vier Parameter gab, die für die acht Träger in zwei bzw. drei Varianten unterteilt wurden. Diese Parameter waren die Vorspannkraft, der Querschnitt, der Querkraftbewehrungsgrad im Testfeld und die Art der Lastaufbringung. Zu jedem variierten Parameter gibt es mindestens einen zweiten Träger, der nur durch diesen einen Unterschied eine direkte Vergleichbarkeit gewährleistet. Dadurch konnte beispielsweise der Einfluss einer unterschiedlich großen Vorspannung auf sonst zwei idente Träger untersucht werden. Die Träger wurden mittels hydraulischer Pressen belastet, bis es zu einem Querkraftversagen kam. Die Rissbilder bestätigen die Versagensursache. Die Lastangriffspunkte und die Längsbewehrung wurden so gewählt, dass ein Biegeversagen ausgeschlossen werden konnte. Redundant gemessen wurden Belastungen, Auflagerkräfte, maßgebende Durchbiegungen, Dehnungen und Stauchungen. Anhand der Auswertung waren der Einfluss der variierten Parameter und deren Gewichtung gut erkennbar. Beispielsweise erhöht ein doppelter Bewehrungsgrad die Tragfähigkeit um 15-30%, während eine 2,5-fache Vorspannkraft die Bruchlast um 27-40% steigert. I-Querschnitte im Vergleich zu T-Querschnitten vertragen 5 bis 7% mehr Bruchlast, und eine Gleichlast anstatt einer Einzellast erhöht die Tragfähigkeit um 12%.

6.2. Konklusion zur Nachrechnung

6.2.1. Konklusion zur aktuellen Nachrechnungsrichtlinie

Aktuell ist für eine Bestandsbewertung nach der Nachrechnungsrichtlinie [18] eine Berechnung nach Eurocode 2 bzw. fib Modelcode 2010 vorgesehen. Die in Kapitel 5 nachgerechneten Berechnungsmodelle zeigen, dass eine Nachrechnung nach diesen beiden Regelwerken Defizite in der Bewertung von Bauwerken mit geringen Querkraftbewehrungsgraden aufweisen. Eine erlaubte Abminderung von Teilsicherheitsbeiwerten und Ähnlichem gleicht dieses Manko nicht immer aus [2, 5, 32].

Die Querkrafttragfähigkeit nach Eurocode 2 ist der Maximalwert aus dem Betonwiderstand und dem Bügelbewehrungswiderstand. Das heißt, dass ein Bewehrungsgrad bis zum Erreichen des Betonwiderstandes rechnerisch nicht gewichtet wird. Eine Addition der Traganteile ist beim Eurocode 2 nicht zulässig.

Die Querkrafttragfähigkeit nach fib Modelcode 2010 erlaubt eine Addition eines Stahltraganteils zum Betontraganteil, allerdings ist das erst ab Überschreiten eines Mindestbewehrungsgrades erlaubt. Positiv

hervorzuheben ist, dass bei der Querkrafttragfähigkeit des Betons die Rissreibung direkt durch das Größtkorn der Gesteinskörnung berücksichtigt wird.

Der Umstand, dass geringe Bewehrungsanteile nicht als tragend bewertet werden, führt zu konservativen Ergebnissen. Die Ergebnisse aus Kapitel 5 sprechen für eine Adaptierung der Normen für schwachbewehrte Bauteile. Den Querkraftwiderstand in Traganteile des Betons, des Stahls und der Vorspannung zu gliedern, erscheint sinnvoll.

6.2.2. Konklusion zu den alternativen Bemessungsmodellen

Die Ansätze der drei vorgestellten Berechnungsmodelle sind unterschiedlich. Die Ergebnisse der Nachrechnung sprechen insgesamt alle drei für sich. Beim einheitlichen Querkraftmodell wurden die Beiwerte der Eurocode 2-Formeln zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit angepasst. Das FSC-Modell und das Modell nach Marí leiten ihre Bemessungsformeln von einem komplizierteren mechanischen Modell ab. Sie haben als einzige Modelle ein Bruchkriterium implementiert, bei dem auch ein Versagenszustand in der Druckzone berücksichtigt wird. Die Stellen, an denen der Nachweis geführt wird, sind variabel. Die Feinheiten bei der Erfassung und Modellierung einzelner Traganteile, wie beispielsweise der Berücksichtigung von Vorspannkraften, Rissverzahnung, Dehnungszustände, Schnittgrößenkombinationen, etc. unterscheiden sich natürlich voneinander. Hervorzuheben ist, dass jedes Modell seine erfassten Parameter entweder dem Beton, der Vorspannung oder der Bügelbewehrung als Traganteil zuordnet. Durch die Addition dieser Anteile kann auch der Traganteil geringer Bewehrungsgrade gut erfasst werden. Die Nachrechnung dieser Versuchsreihe bestätigt, dass eine Adaptierung der aktuell gültigen Regelwerke angebracht wäre oder eine Zulassung weiterer Bemessungsmodelle angedacht werden sollte.

Literaturverzeichnis

- [1] D. Bennett. „Les ponts“. Eyrolles, April 2000
- [2] P. Huber u. a. „Vergleich der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit von Bestandsbrücken nach Eurocode 2 und fib Model Code 2010“. Beton- und Stahlbetonbau 107, Heft 7, S. 451-462, 2012
- [3] O. Fischer u. a. „Ergebnisse und Erkenntnisse zu durchgeführten Nachrechnungen von Betonbrücken in Deutschland“. Beton- und Stahlbetonbau 109, Heft 2, S. 107-127, 2014
- [4] C. Hoebel. „Die Geschichte des Autobahnbaus im Deutschen Reich zwischen 1933 und 1945; Ein Überblick für Westfalen“. Denkmalpflege in Westfalen-Lippe; Denkmäler des Verkehrs im 19. und 20. Jahrhundert, Heft 2/11
- [5] P. Huber. „Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit bestehender Stahlbeton- und Spannbetonbrücken“. Dissertation. Technische Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen, März 2016
- [6] ÖN B 4200-4: Stahlbetontragwerke – Berechnung und Ausführung. Österreichisches Normungsinstitut, 1953
- [7] ÖN B 4200-4: Stahlbetontragwerke – Berechnung und Ausführung. Österreichisches Normungsinstitut, 1957
- [8] ÖN B 4200-8: Stahlbetontragwerke – Berechnung und Ausführung. Österreichisches Normungsinstitut, 1969
- [9] ÖN B 4200-8: Stahlbetontragwerke – Berechnung und Ausführung (I). Österreichisches Normungsinstitut, 1996
- [10] G. N. J. Kani. „Basic Facts Concerning Shear Failure“. ACI Journal, 63(6), S. 675-692, 1966
- [11] F. Leonhardt und R. Walther. „Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit und der oberen Schubspannungsgrenze“. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 151, Berlin 1962
- [12] ÖN B 4700: Stahlbetontragwerke – EUROCODE-nahe Berechnung, Bemessung und konstruktive Durchbildung. Österreichisches Normungsinstitut, 1995
- [13] EN 1992-1-1:2011-12: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, 2011
- [14] DIN 4227: Spannbeton – Richtlinien für Bemessung und Ausführung. Deutsches Institut für Normung, 1953
- [15] ÖN B 4252: Spannbetontragwerke – Berechnung und Ausführung. Österreichisches Normungsinstitut, 1975
- [16] ÖN B 4250: Spannbetontragwerke – Berechnung und Ausführung. Österreichisches Normungsinstitut, 1989
- [17] ÖN B 4253: Spannbeton-Eisenbahnbrücken – Berechnung und Ausführung. Österreichisches Normungsinstitut, 1989

-
- [18] ONR 24008. Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahn- und Straßenbahnbrücken. Österreichisches Normungsinstitut, März 2014
- [19] T. Huber. „Versuche zum Querkrafttragverhalten von Stahlbetonträgern mit und ohne Schubbewehrung“. Diplomarbeit. Technische Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen, Juni 2014
- [20] fib – fédération international du béton, Model Code for Concrete Structures 2010, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, Oktober 2013
- [21] ÖN B 1992-1-1, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN1992-1-1, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen. Österreichisches Normungsinstitut, Wien, Dezember 2011
- [22] M. Herbrand u. a. „Einheitliches Querkraftmodell zur Bemessung von Stahl- und Spannbetonbrücken im Bestand“. Beton- und Stahlbetonbau 111, Heft 2, S. 58-67, 2016
- [23] K. Reineck u. a. „Erweiterte Datenbanken zur Überprüfung der Querkraftbemessung für Konstruktionsbauteile mit und ohne Bügel“. Heft 597 des DAfStb, Beuth Verlag, Berlin 2012
- [24] M. Herbrand; J. Hegger. „Experimentelle Untersuchungen zum Einfluss einer externen Vorspannung auf die Querkrafttragfähigkeit vorgespannter Durchlaufträger“. Bauingenieur 88 Heft 12, S. 509-517, 2013
- [25] DIN-Fachbericht 102: Betonbrücken. Beuth Verlag, Berlin, März 2009
- [26] A. Marí u. a. „Shear Design and Assessment of Reinforced and Prestressed Concrete Beams Based on a Mechanical Model“. Journal of Structural Engineering 142(10), 04016064, S. 1-17, 2016
- [27] J. Hegger u. a. „Zur Anwendung des Hauptzugspannungskriteriums bei der Nachrechnung bestehender Spannbetonbrücken“. Beton- und Stahlbetonbau 110, Heft 2, S. 82-95, 2015
- [28] BMVBS: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, November 2011
- [29] P. Gleich u. a. „Erweitertes Druckbogenmodell für die Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Stahl- und Spannbetonbalken“. Beton- und Stahlbetonbau 111, Heft 5, S. 268-277, 2016
- [30] M. Laschitz. „Versuche zur Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit vorgespannter Mehrfeldträger im Bereich der Innenstütze“. Diplomarbeit. Technische Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen, November 2017
- [31] T. Huber u. a. „Nachrechnung der Querkrafttragfähigkeit von mehrfeldrigen Spannbetonbrücken mit geringer Bügelbewehrung“. Beton- und Stahlbetonbau 113, Heft 10, S. 705-715, 2018
- [32] P. Huber u. a. „Influence of loading conditions on the shear strength of post-tensioned beams with low shear reinforcement ratios“. Engineering Structures 170, S. 91-102, 2018
- [33] EN 1990: 2013-03: Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung, 2013

- [34] P. Huber u. a. „Rechnerische Beurteilung der Schubtragfähigkeit einer Spannbetonbrücke mit geringem Querkraftbewehrungsgrad“. Beton- und Stahlbetonbau 111, Heft 11, S. 706-715, 2016

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1.1: Vergleich des Querkraftwiderstands VRd abhängig vom Bewehrungsgrad ωw berechnet nach unterschiedlichen Normen, bearbeitet und entnommen aus [6]	11
Abbildung 1.2: Ablaufschema einer stufenweisen Brückennachrechnung gemäß österreichischer Nachrechnungsrichtlinie [19], entnommen aus [6]	13
Abbildung 2.1: Darstellung der Abstände und Lastangriffspunkte an einem Querschnitt, entnommen aus [21]	20
Abbildung 2.2: Darstellung der Längs-, Schub- und Hauptzugspannungen an einem Rechteckquerschnitt, entnommen aus [28]	23
Abbildung 2.3: Unterteilung der verschiedenen Zonen in Abhängigkeit des Rissbilds aus [6]	25
Abbildung 2.4: Annahmen zur Berechnung der Vertikalkomponenten für den Bereich ST, entnommen aus [6]	27
Abbildung 2.5: Annahmen zur Berechnung der Vertikalkomponenten für den Bereich FS aus [6]	28
Abbildung 2.6: Bestimmung des Druckbogenverlaufs, entnommen aus [30]	29
Abbildung 2.7: Kräfteaufteilung am vorgespannten Stahlbetonbalken, entnommen aus [30]	29
Abbildung 3.1: Abmessungen der untersuchten Querschnittsformen in cm	31
Abbildung 3.2: Spanngliedverlauf der acht Versuchskörper	31
Abbildung 3.3: Bewehrungsplan Ansicht (PC4.5T074)	32
Abbildung 3.4: Bewehrungsplan - Schnitt im zu testenden Feldbereich (PC4.5T074/PC4.5I074)	32
Abbildung 3.5: Fotos der Fertigung: Bewehrungskorb mit Hüllrohr (links) und Betonieren des Trägers (rechts)	35
Abbildung 3.6: Aufbau für Versuch 2, Konzept nach DI T.Huber	35
Abbildung 3.7: Zugehörige Schnitte zur Abbildung 3.6	36
Abbildung 3.8: Statisches System und Schnittgrößen für sieben Versuche mit Einzellast und einen Versuch mit Gleichlast und Einzellast, entnommen aus [33]	36
Abbildung 3.9: Verwendete Wegaufnehmer (E1, E2, E3, W4, W5, S6, S7) und Kraftmessdosen (RTN3, L3, L4)	37
Abbildung 3.10: Blick zum Endauflager inklusive Profil zur Lasteinleitung mit Pressen und der schwarzen Sprengelung für die optische Messung	38
Abbildung 4.1: Last-Verformungsdiagramm für T-Träger mit 4,5 N/mm ² Vorspannung bei variierten Querkraftbewehrung	41
Abbildung 4.2: Last-Verformungsdiagramm für T-Träger mit 2,0 N/mm ² Vorspannung bei variierten Querkraftbewehrung	41
Abbildung 4.3: Last-Verformungsdiagramm für I-Träger mit 4,5 N/mm ² Vorspannung bei variierten Querkraftbewehrung	41
Abbildung 4.4: Last-Verformungsdiagramm für Träger mit 4,5 N/mm ² Vorspannung (durchgezogene Linie) und Träger mit 2,0 N/mm ² (gestrichelte Linie) bei variierten Querkraftbewehrung	42
Abbildung 4.5: Last-Verformungsdiagramm für I-Träger (durchgezogene Linie) und T-Träger (gestrichelte Linie) mit 4,5 N/mm ² Vorspannung bei variierten Querkraftbewehrung	42

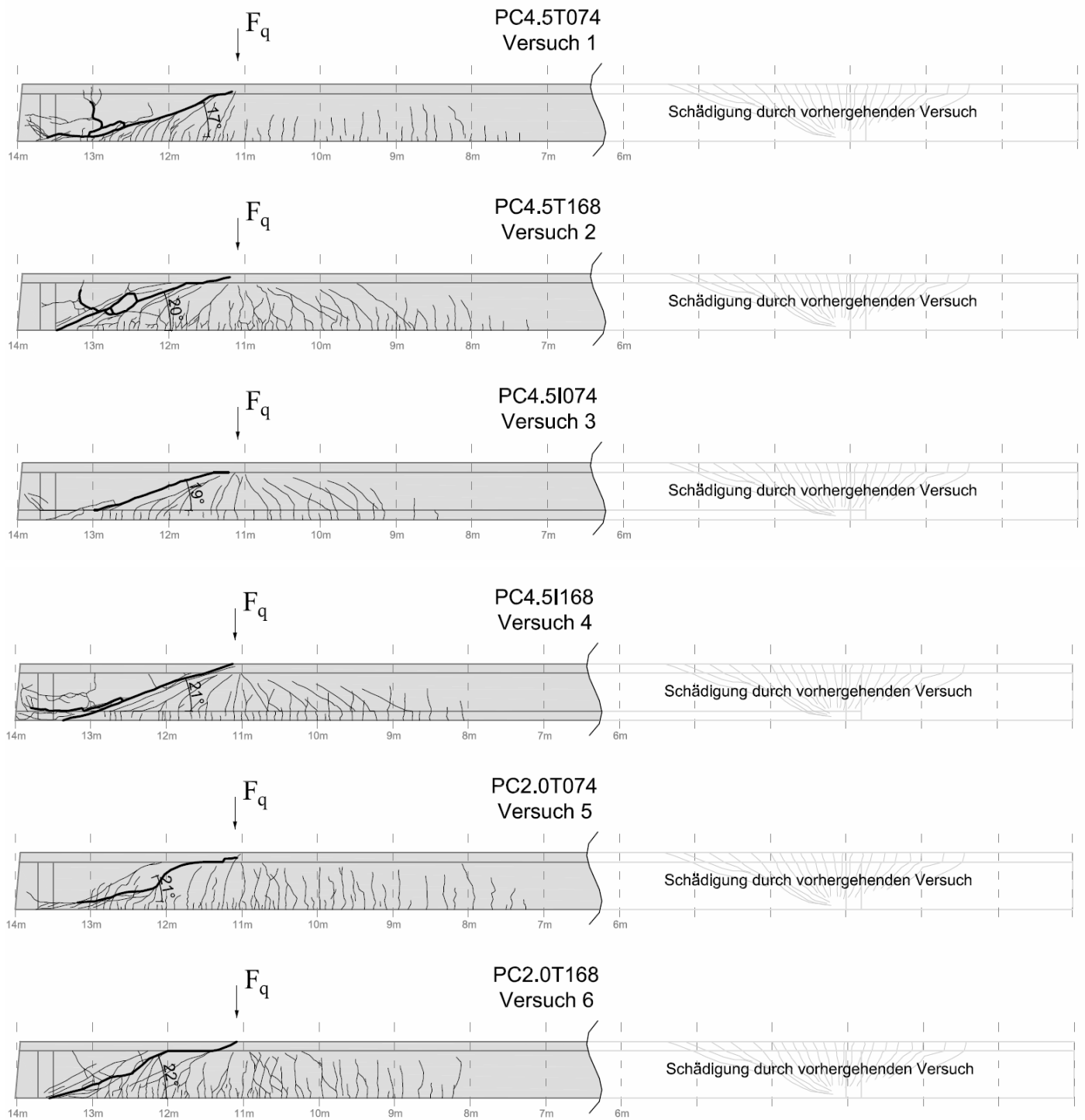
Abbildung 4.6: Last-Verformungsdiagramm für zwei gleiche Träger unter Einzellast kombiniert mit Gleichlast (schwarze Linie) und unter Einzellast (blaue Linie)	43
Abbildung 4.7: Rissbilder der T-Träger 4,5N/mm ² Vorspannkraft	43
Abbildung 4.8: Rissbilder der I-Träger.....	44
Abbildung 4.9: Rissbilder der T-Träger mit 2,0N/mm ² Vorspannkraft.....	44
Abbildung 4.10: Rissbilder bei unterschiedlicher Belastung	45
Abbildung 4.11: Vergleich der Dehnungen für die drei PC4.5T-Träger	45
Abbildung 4.12: Vergleich der Dehnungen in Abhängigkeit der Querkraftbewehrung	46
Abbildung 4.13: Vergleich der Dehnungen in Abhängigkeit der Vorspannkraft	46
Abbildung 4.14: Vergleich der Dehnungen in Abhängigkeit des Querschnitts.....	46
Abbildung 4.15: Idealisierter Dehnungsverlauf anhand einzelner Messpunkte	47
Abbildung 5.1: Summierte Traganteile der Nachrechnung nach [14]	49
Abbildung 5.2: Summierte Traganteile der Nachrechnung nach [23]	50
Abbildung 5.3: Summierte Traganteile der Nachrechnung nach [27]	51
Abbildung 5.4: Summierte Traganteile der Nachrechnung nach [21]	52
Abbildung 5.5: Summierte Traganteile der Nachrechnung nach [6]	53
Abbildung 5.6: Alle Nachrechnungsergebnisse im Überblick.....	53

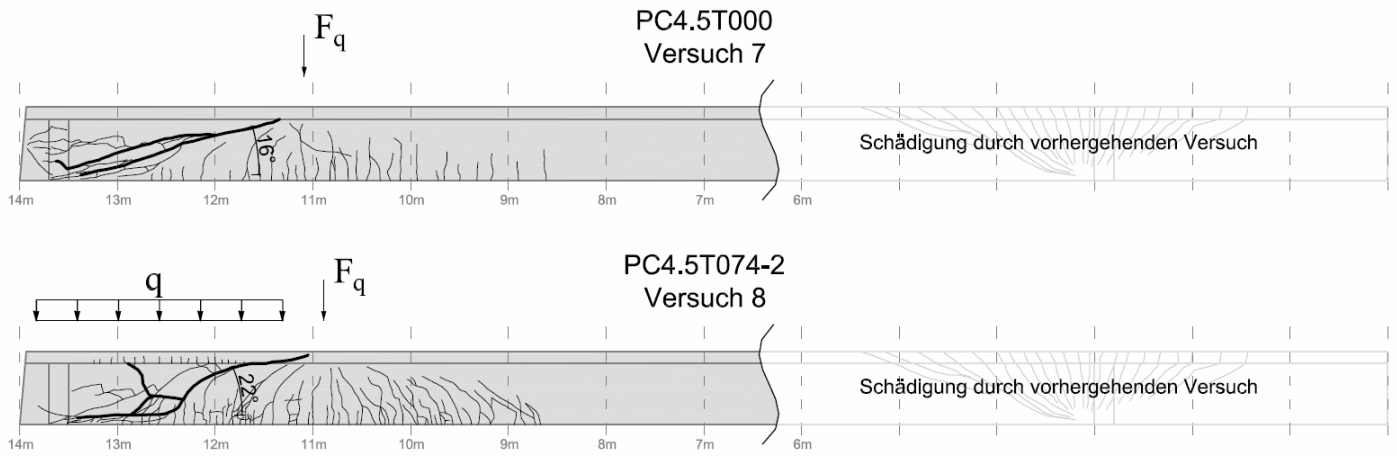
Tabellenverzeichnis

Tabelle 3.1: Variierte Parameter der Versuchskörper	32
Tabelle 3.2: Betonmischung für 1m ³ Frischbeton	33
Tabelle 3.3: Kennwerte SSC-Beton (laut Prüfung TU-Wien)	34
Tabelle 3.4: Kennwerte Bewehrungsstahl (laut Prüfung SZA).....	34
Tabelle 3.5: Kennwerte Spannstahl (laut VOEST-Alpine)	34
Tabelle 3.6: Zeitplan geordnet nach Reihenfolge der Versuche	39
Tabelle 4.1: Darstellung der Traglast in Abhängigkeit der variablen Parameter	40
Tabelle 5.1: Ergebnisse der Nachrechnung nach [13].....	48
Tabelle 5.2: Ergebnisse der Nachrechnung nach [22].....	49
Tabelle 5.3: Ergebnisse der Nachrechnung nach [26].....	50
Tabelle 5.4: Ergebnisse der Nachrechnung nach [20].....	51
Tabelle 5.5: Ergebnisse der Nachrechnung nach [5].....	52

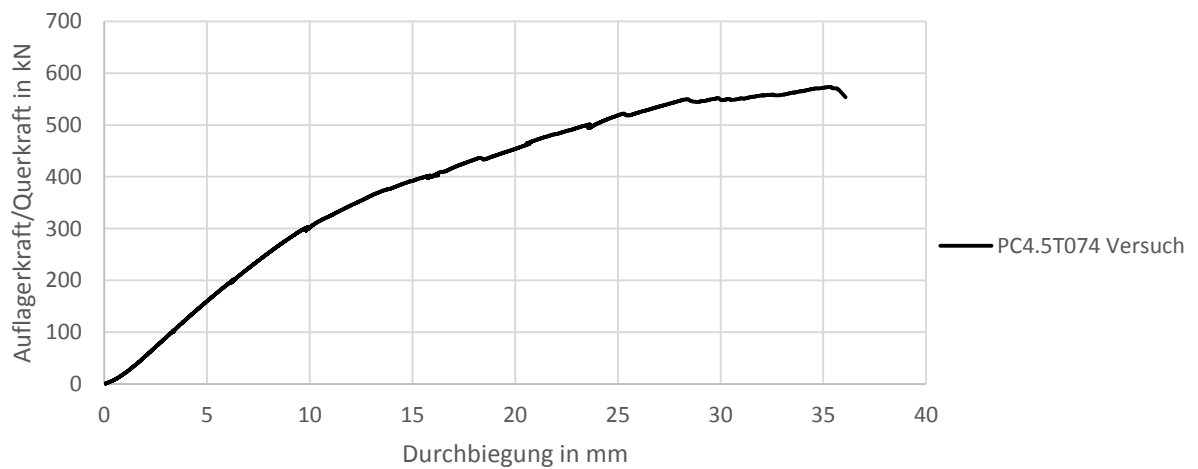
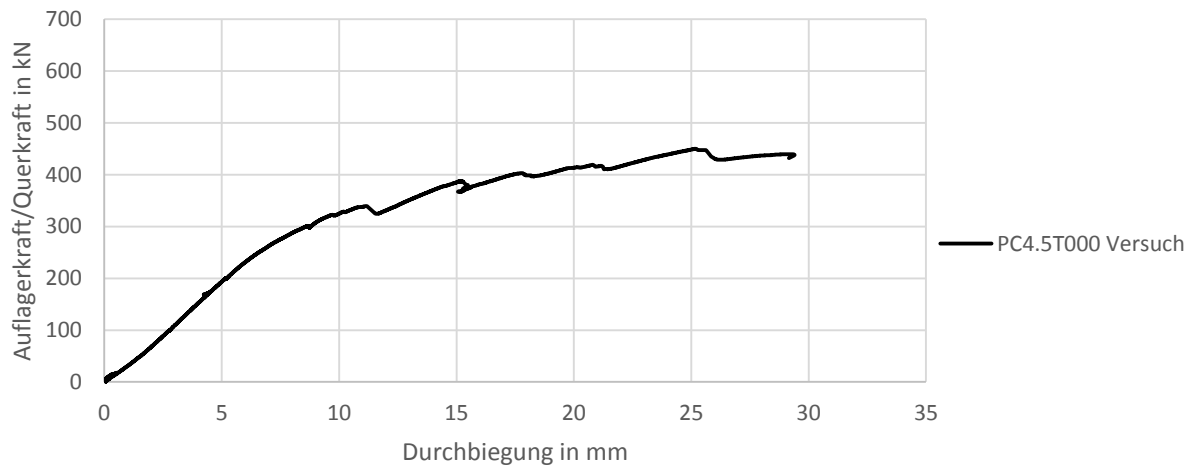
Anhang

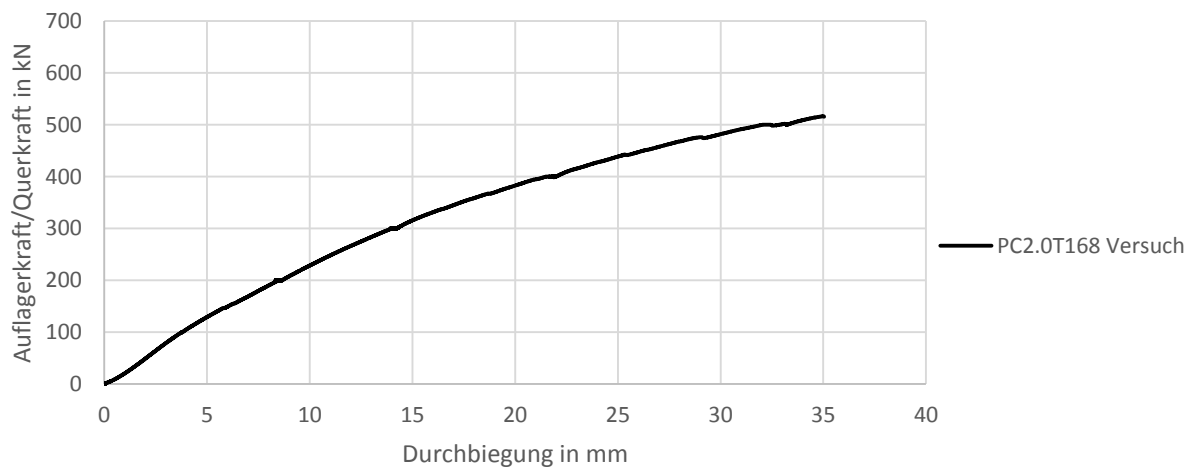
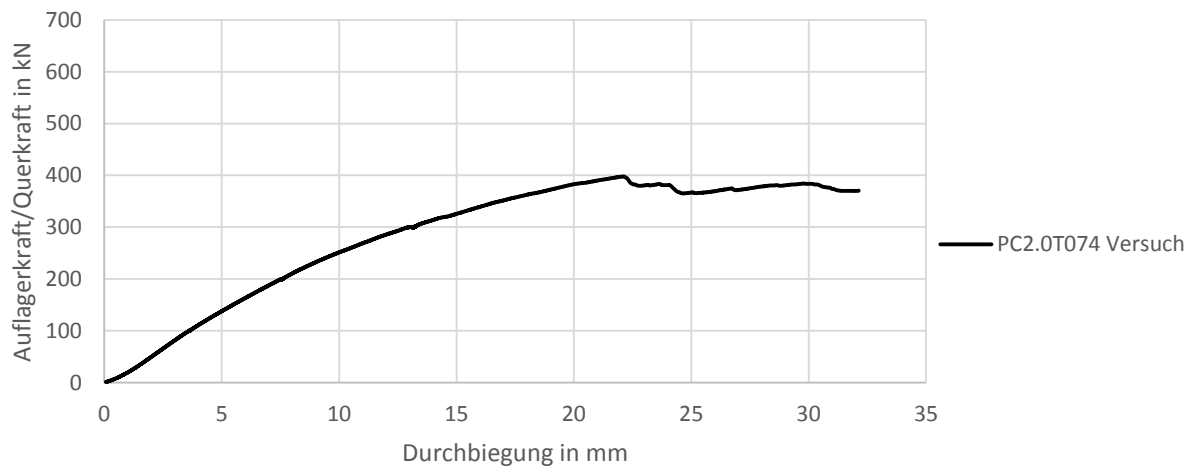
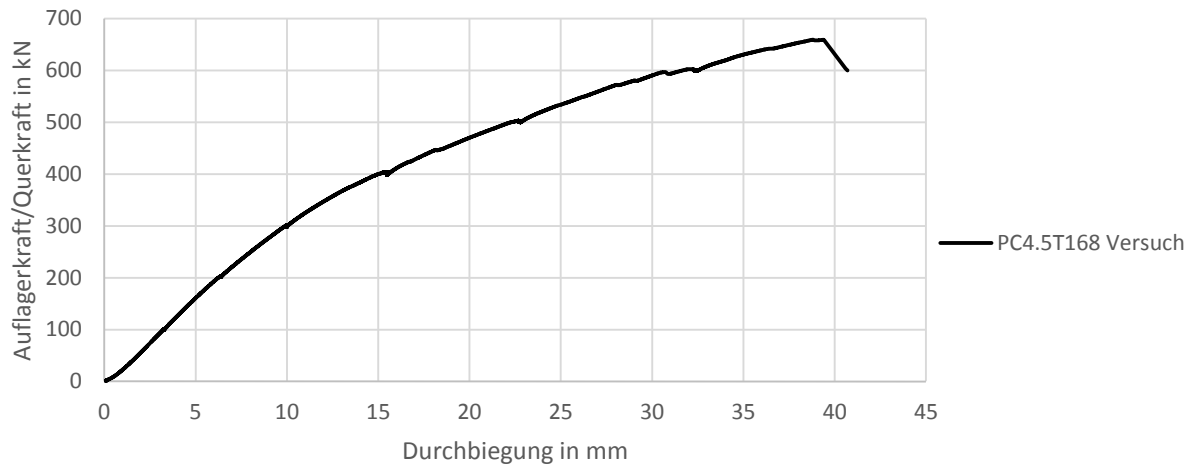
Übersicht - Rissbilder

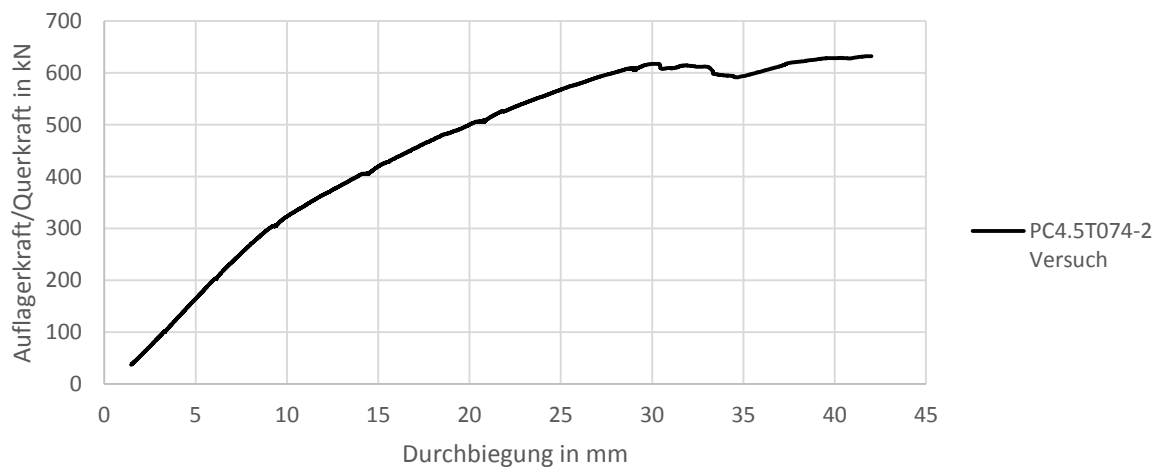
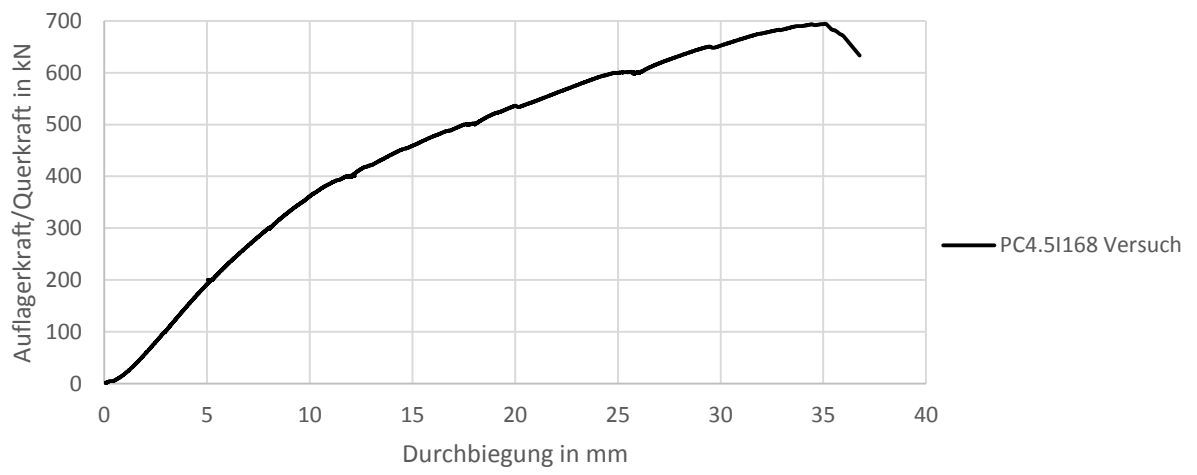
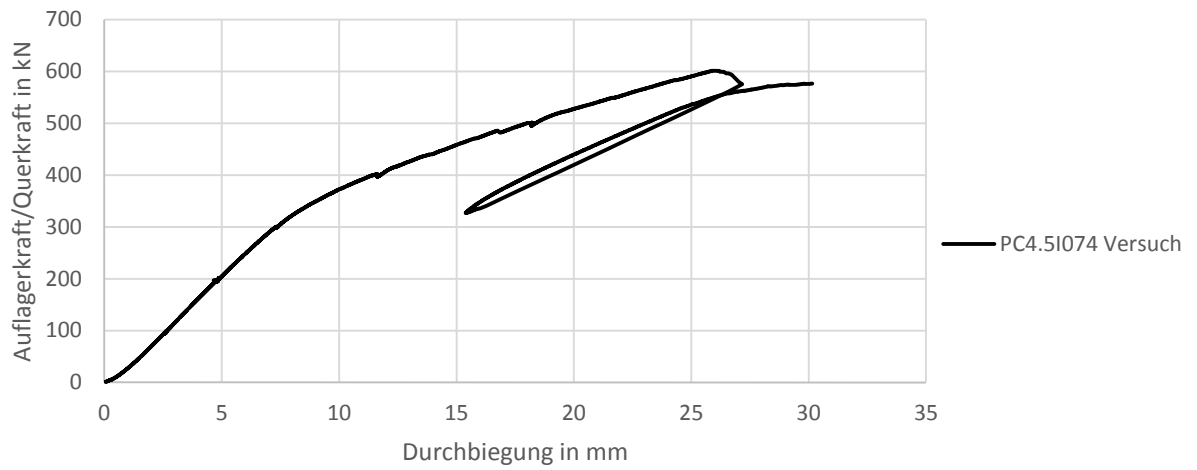




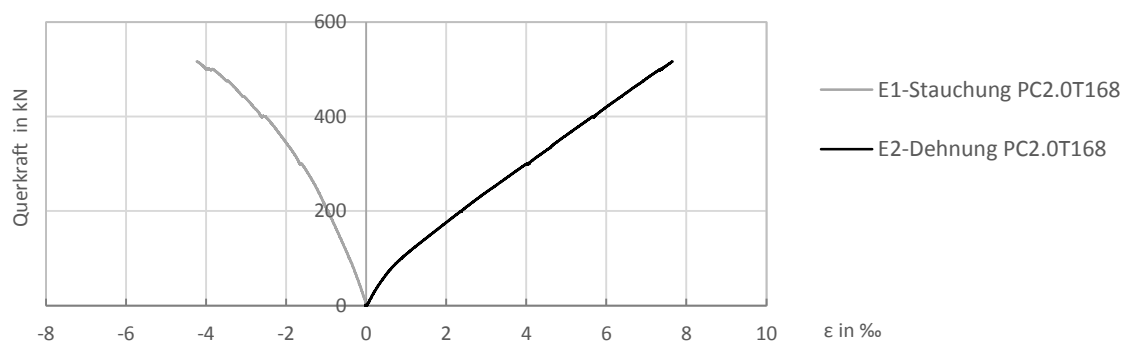
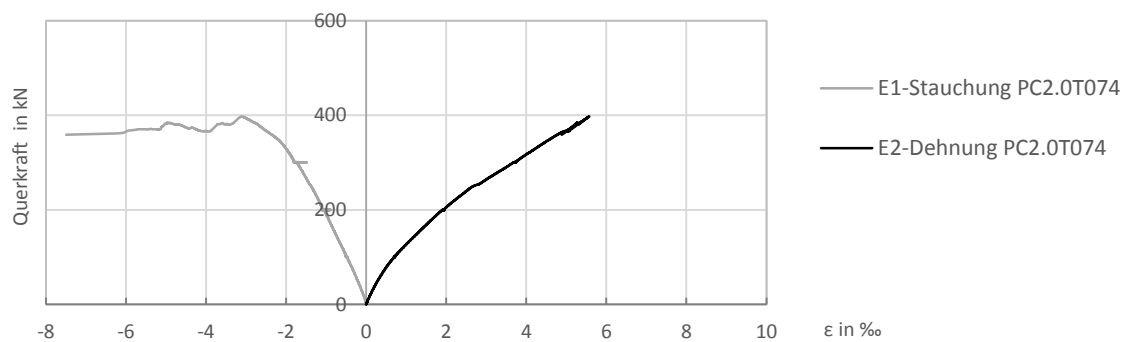
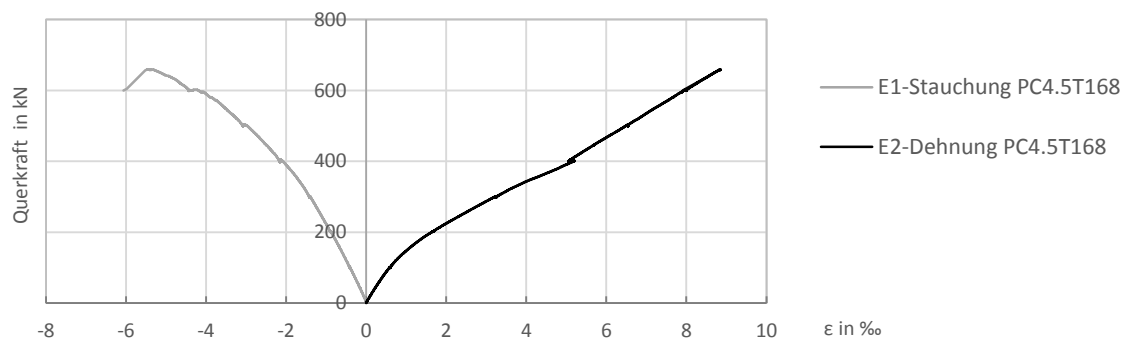
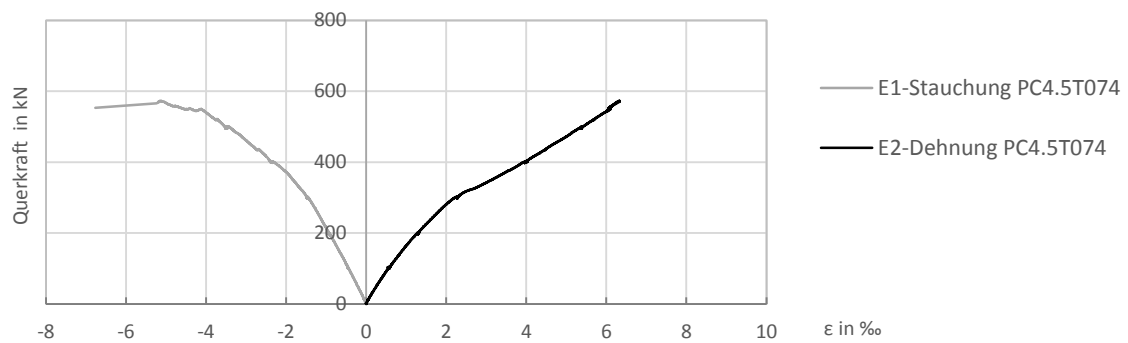
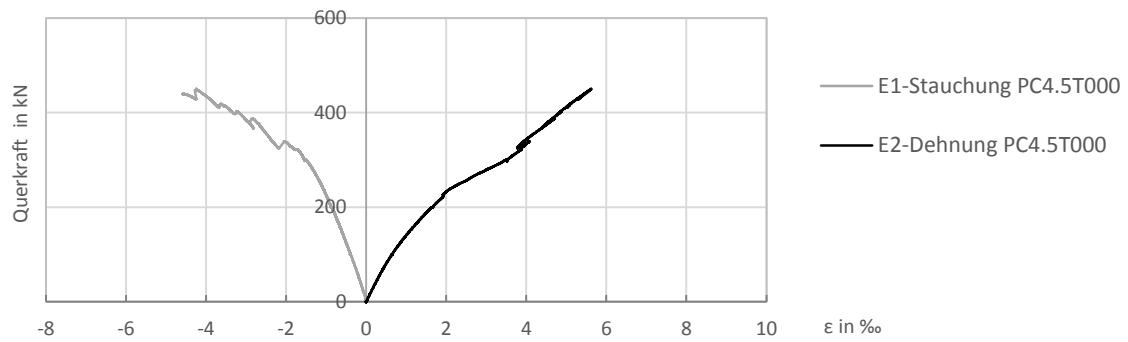
Übersicht – Last-Verformung der einzelnen Träger

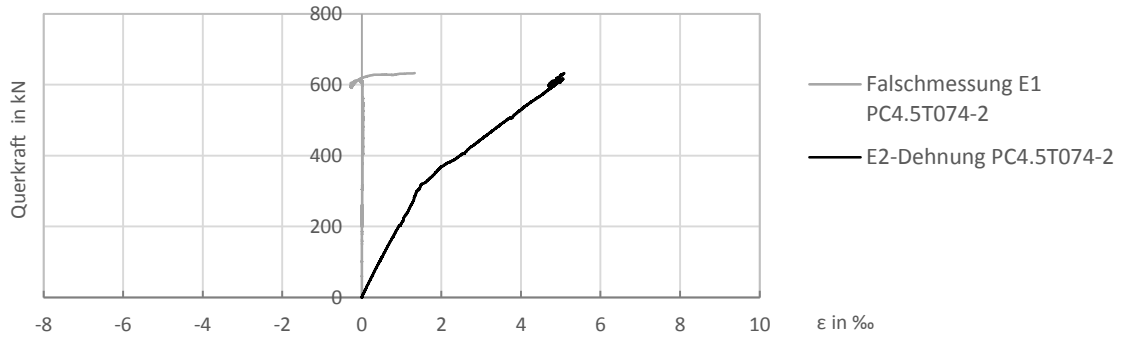
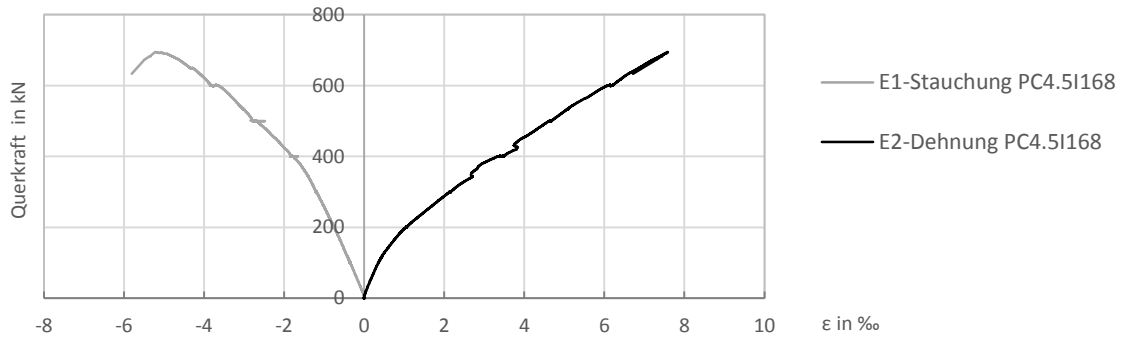
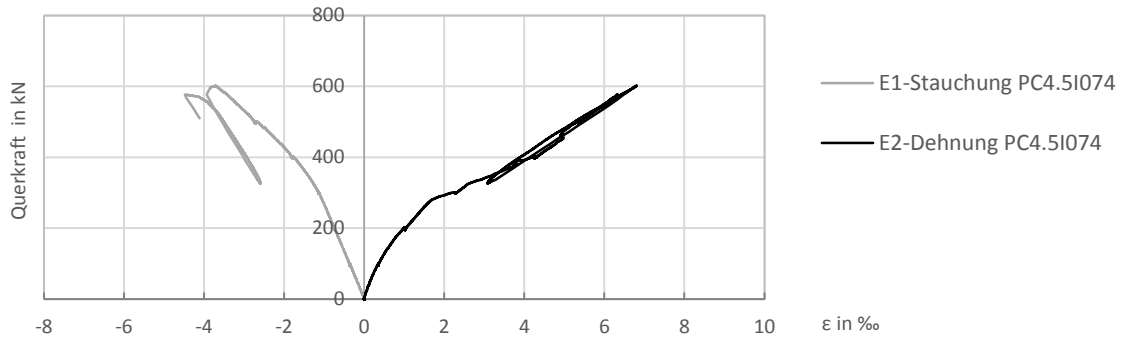






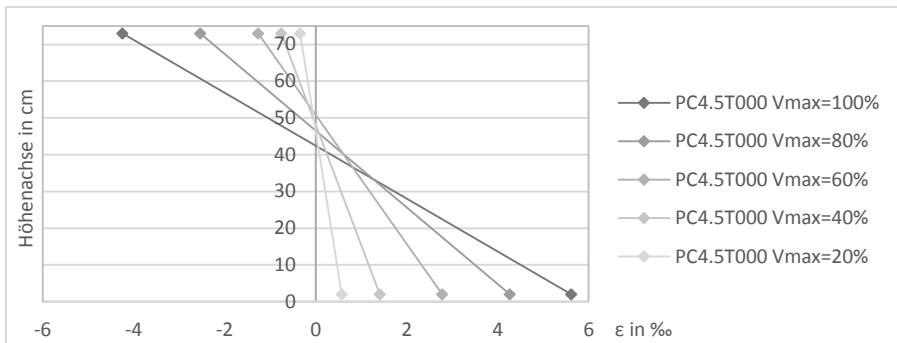
Übersicht – Dehnungsverläufe in Abhängigkeit der Querkraft



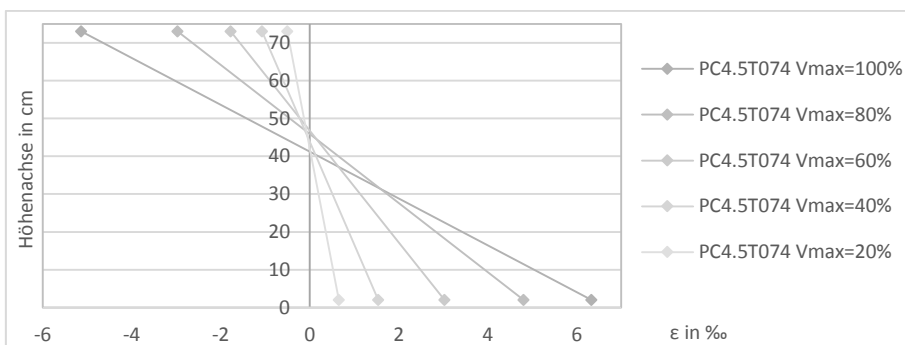


Übersicht – Dehnungsverläufe über die Trägerhöhe

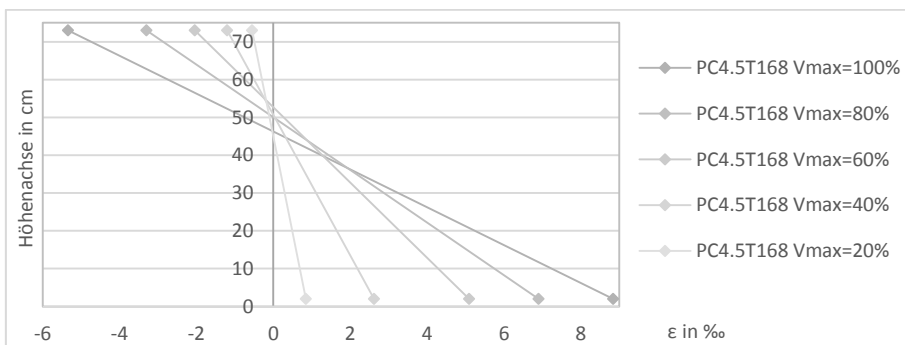
PC4.5T000



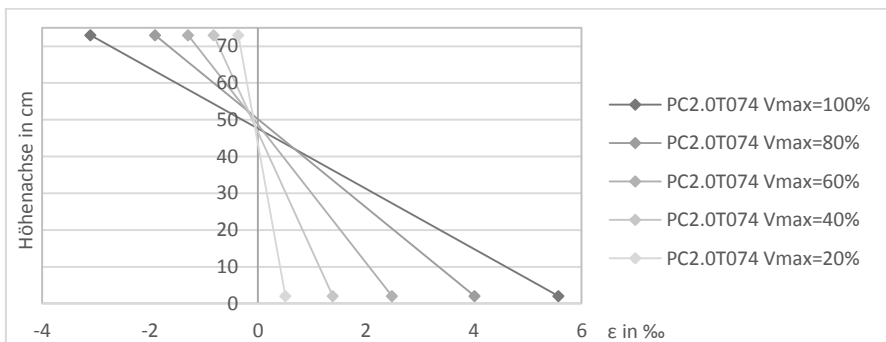
PC4.5T074



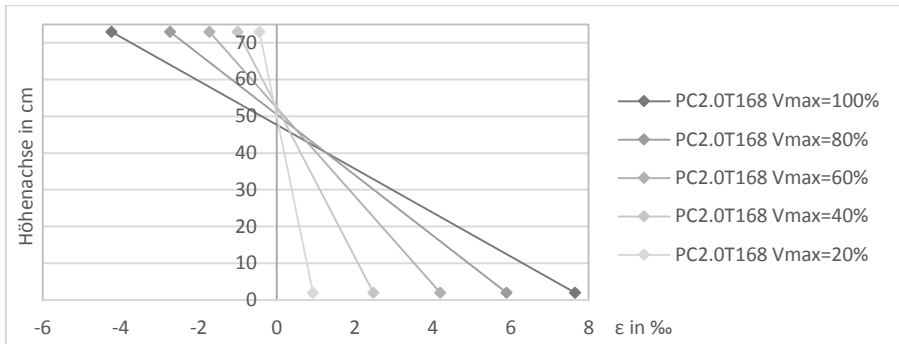
PC4.5T168



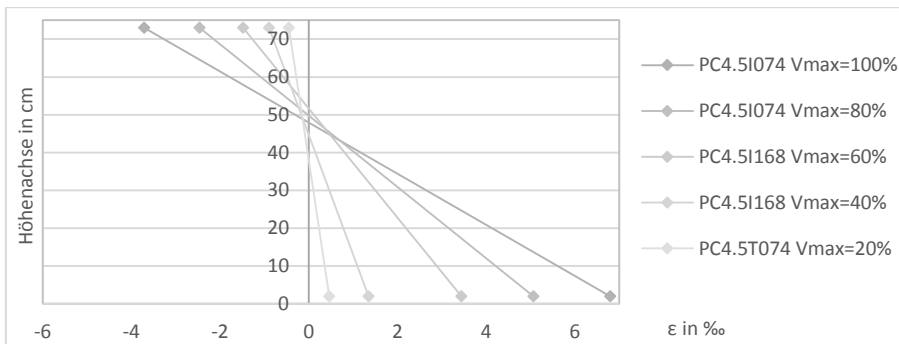
PC2.0T074



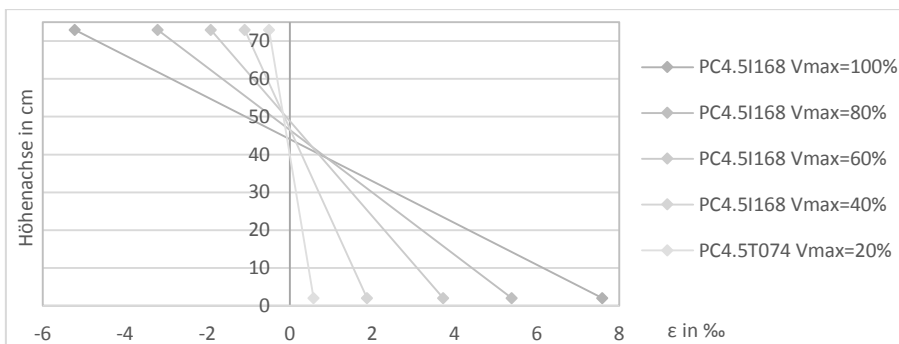
PC2.0T168



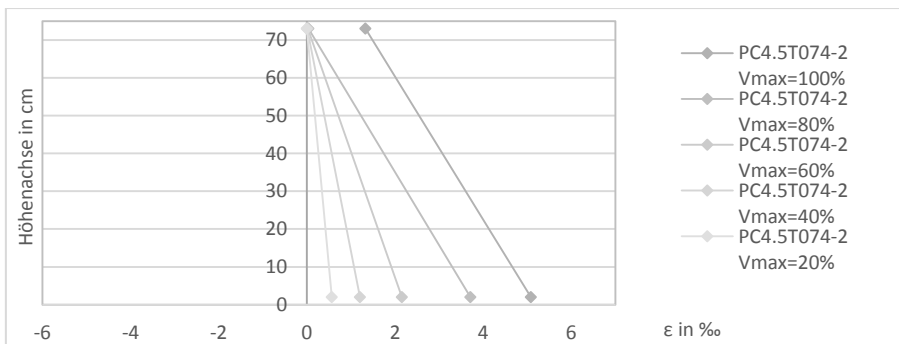
PC4.5I074



PC4.5I168



PC4.5T074-2 (Falschmessung von E1 – Wegaufnehmer der Druckzone)



Nachrechnung der Versuche 1-4

Träger	PC4.5T074	PC4.5T168	PC4.5T000	PC2.0T074
<u>Lasten und Schnittgrößen</u>				
F - Einzellast	902 kN	1038 kN	709 kN	627 kN
a - Abstand der Einzellast zum Endauflager	2740 mm	2740 mm	2740 mm	2740 mm
V_{max} - Bruchlast	573 kN	659 kN	450 kN	398 kN
M_{max} - Bruchlast	1569 kNm	1805 kNm	1232 kNm	1090 kNm
P - Vorspannkraft nach Verlusten	1061 kN	1060,00 kN	1067,00 kN	492,00 kN
Werte lt. [31]				
<u>Materialkennwerte</u>				
E_c - E-Modul	34123,2 N/mm ²	32926,8 N/mm ²	34351,5 N/mm ²	32667,1 N/mm ²
f_{cm} - gemittelte Zylinderdruckfestigkeit	68,67 N/mm ²	69,27 N/mm ²	69,51 N/mm ²	66,56 N/mm ²
f_{ct, sp} - Spaltzugfestigkeit ≈ f_{ctm} - Zugfestigkeit	4,4 N/mm ²	4,5 N/mm ²	4,5 N/mm ²	4,5 N/mm ²
<u>Bügelbewehrung</u>				
∅ -Bügelbewehrung	4 mm	6 mm	0 mm	4 mm
s_w - Abstand der Bügel	15 cm	15 cm	0 cm	15 cm
a_{sw} - Querschnittsfläche der Bügelbew. pro m	1,68 cm ² /m	3,77 cm ² /m	0,00 cm ² /m	1,68 cm ² /m
f_{yk} - Zugfestigkeit Bügelbew.	691 N/mm ²	587,7 N/mm ²	0 N/mm ²	691 N/mm ²
f_{yw} - Fließ- /Streckgrenze Bügelbew.	651,3 N/mm ²	510,7 N/mm ²	0 N/mm ²	651,3 N/mm ²
ρ - Bewehrungsgrad	0,7447 ‰	1,6755 ‰	0,0000 ‰	0,7447 ‰
<u>Längsbewehrung</u>				
E_s - E-Modul	200000 N/mm ²	200000 N/mm ²	200000 N/mm ²	200000 N/mm ²
A_{sl} - Querschnittsfläche Längsbewehrung	3185,57 mm ²	3185,57 mm ²	3185,57 mm ²	3185,57 mm ²
ρ_l - Bewehrungsgrad Längsbew.	0,022	0,022	0,022	0,022
ρ _l wird gemäß EC 2 auf 0,02 begrenzt. Relevant für die Berechnung nach EC 2 und dem einheitlichen Querkraftmodell gemäß Herbrand.				
	0,020	0,020	0,020	0,020
<u>Vorspannung</u>				

P - Vorspannkraft nach Verlusten	1061,00 kN	1060,00 kN	1067,00 kN	492,00 kN
$\sigma_{cp} = P/A_c$	4,48 N/mm ²	4,47 N/mm ²	4,50 N/mm ²	2,08 N/mm ²
Geringfügige Abweichung von σ_{cp} in [31], da die Querschnittsfläche hier inklusive Voute berechnet wurden.				
E_p - E-Modul	198200 N/mm ²	198200 N/mm ²	198200 N/mm ²	198200 N/mm ²
$\varnothing_{Hüll}$ - Hüllrohr (Außendurchmesser)	6,2 cm	6,2 cm	6,2 cm	6,2 cm
A_p - Querschnittsfläche aller Spannlitzen	1050 mm ²	1050 mm ²	1050 mm ²	1050 mm ²
d_p - statische Nutzhöhe Vorspannglied	545 mm	545 mm	545 mm	545 mm
α - Spanngliedneigung	5 °	5 °	5 °	5 °
Nachweisstelle für alle Träger im Abstand 69cm (=ds) von der Einzellast in Richtung Endauflager bzw. 205cm vom Endauflager. Ausnahme FSC-Modell und Berechnung nach Marí				
<u>Querschnitt (alle Angaben beziehen sich auf den Bruttoquerschnitt)</u>				
A_c - Querschnittsfläche Brutto (inkl. Voute)	2370 cm ²	2370 cm ²	2370 cm ²	2370 cm ²
h - Trägerhöhe	750 mm	750 mm	750 mm	750 mm
d_s - statische Nutzhöhe Längsbewehrung	69,6 cm	69,4 cm	69,6 cm	69,6 cm
d - statische Nutzhöhe (Längsbewehrung+VSP)	65,8 cm	65,7 cm	65,8 cm	65,8 cm
h_f - Höhe Druckflansch gemittelt	130 mm	130 mm	130 mm	130 mm
b_{fc} - Beite Druckflansch	750 mm	750 mm	750 mm	750 mm
b_w - Breite Steg	22,5 cm	22,5 cm	22,5 cm	22,5 cm
z_{c,o} - Abstand OK zu Schwerpunkt	285,7 mm	285,7 mm	285,7 mm	285,7 mm
I_y - Trägheitsmoment	1268000 cm ⁴	1268000 cm ⁴	1268000 cm ⁴	1268000 cm ⁴
W_y - Widerstansmoment	27302,7 cm ³	27302,7 cm ³	27302,7 cm ³	27302,7 cm ³
<u>Neigung der Betondruckstrebe</u>				
\varnothing Winkel Druckstrebe (21,8°-45°)	21,8 °	21,8 °	21,8 °	21,8 °
21,8° gewählt für maximale rechnerische Tragfähigkeit. Gilt für EC2 und einheitliches QK-Modell.				

Zur Nachvollziehbarkeit: Die wichtigsten Formeln zur Berechnung der folgenden Werte befinden sich im Kapitel 2 der Diplomarbeit. Bei Werten die dort nicht extra angeführt sind, wurden hier ergänzt und sind hellgold schraffiert.				
Berechnung nach Eurocode 2				
Tragfähigkeit Beton				
$V_{Rm,c}$	312,8 kN	313,0 kN	314,3 kN	257,3 kN
$_{-}V_{Rm,c}$	312,8 kN	313,0 kN	314,3 kN	257,3 kN
$_{-min}V_{Rm,c}$	182,5 kN	182,5 kN	183,5 kN	127,8 kN
$C_{Rd,c}$	0,18	0,18	0,18	0,18
k	1,55 $\leq 2,0$	1,55 $\leq 2,0$	1,55 $\leq 2,0$	1,55 $\leq 2,0$
k_1	0,15	0,15	0,15	0,15
V_{min}	0,560	0,56	0,56	0,55
Tragfähigkeit Bewehrung				
$V_{Rm,s}$	161,7 kN	284,8 kN	0,0 kN	161,7 kN
$V_{Rm,max}$	1613,7 kN $> VRm$	1615,7 kN $> VRm$	1620,5 kN $> VRm$	1542,9 kN $> VRm$
α_{cw}	1,0652 $< 0,25f_{cm}$	1,0646 $< 0,25f_{cm}$	1,0648 $< 0,25f_{cm}$	1,0312 $< 0,25f_{cm}$
$b_{w,nom} = b_w - \varnothing_{Hüll}/2$	19,4 cm für $V_{Rm,max}$	19,4 cm für $V_{Rm,max}$	19,4 cm für $V_{Rm,max}$	19,4 cm für $V_{Rm,max}$
$v_1 = 0,9 \cdot f_{cm}/200 > 0,5$	0,557 $f_{cm} > 60MPa$	0,55 $f_{cm} > 60MPa$	0,55 $f_{cm} > 60MPa$	0,57 $f_{cm} > 60MPa$
Traganteil Vorspannung				
$V_p = P \cdot \sin(\alpha)$	92,5 kN	92,4 kN	93,0 kN	42,9 kN
Gesamter Querkraftwiderstand				
$V_{Rm} = \max(V_{Rm,c}; V_{Rm,s}) + V_p$	405,3 kN	405,3 kN	407,3 kN	300,2 kN
Berechnung nach Herbrand (Einheitliches Querkraftmodell)				

Tragfähigkeit Beton					
$V_{Rm,c}$	330,3 kN	330,2 kN	331,9 kN	246,7 kN	
$_{-}V_{Rm,c}$	330,3 kN	330,2 kN	331,9 kN	246,7 kN	
$_{-min}V_{Rm,c}$	182,5 kN	182,5 kN	183,5 kN	127,8 kN	
$C_{Rd,c}$	0,15 für DE	0,15 für DE	0,15 für DE	0,15 für DE	
k	1,55 $\leq 2,0$	1,55 $\leq 2,0$	1,55 $\leq 2,0$	1,55 $\leq 2,0$	
k_1	0,23	0,23	0,23	0,23	
V_{min}	0,560	0,56	0,56	0,55	
Tragfähigkeit Beton+Bewehrung					
$V_{Rm,s}$	413,8 kN	477,2 kN	331,9 kN	327,1 kN	
$V_{Rm,max}$	1613,7 kN > VRm	1615,7 kN > VRm	1620,5 kN > VRm	1542,9 kN > VRm	
α_{cw}	1,07 < 0,25 f_{cm}	1,06 < 0,25 f_{cm}	1,06 < 0,25 f_{cm}	1,03 < 0,25 f_{cm}	
$b_{w,nom} = b_w - \phi_{Hüll}/2$	19,40 cm für $V_{Rm,max}$	19,40 cm für $V_{Rm,max}$	19,40 cm für $V_{Rm,max}$	19,40 cm für $V_{Rm,max}$	
$v_1 = 0,9 \cdot f_{cm} / 200 > 0,5$	0,557 $f_{cm} > 60\text{MPa}$	0,55 $f_{cm} > 60\text{MPa}$	0,55 $f_{cm} > 60\text{MPa}$	0,57 $f_{cm} > 60\text{MPa}$	
Traganteil Vorspannung					
$V_p = P \cdot \sin(\alpha)$	92,5 kN	92,4 kN	93,0 kN	42,9 kN	
Gesamter Querkraftwiderstand					
$V_{Rm} = V_{Rm,s} + V_p$	506,3 kN	569,6 kN	424,9 kN	370,0 kN	
Berechnung nach Mari					
Tragfähigkeit Bewehrung					
V_{su}	64,5 kN	113,6 kN	0,0 kN	64,5 kN	
$s_{cr} = d_s (1 + 0,4 \cdot \sigma_{cp} / f_{ct})$	978,8 mm Stelle d. Nachw.	970,4 mm Stelle d. Nachw.	974,1 mm Stelle d. Nachw.	824,0 mm Stelle d. Nachw.	
$\cot(\theta) = 0,85 \cdot d_s / (d_s - c)$	2,2	2,2	2,1	1,62	
d	639,3 mm	638,1 mm	639,2 mm	636,0 mm	

d_s	695,7 mm	694,3 mm	695,7 mm	695,7 mm
d_p an der Stelle s_{cr}	468,3 mm	467,6 mm	467,9 mm	454,8 mm
$\eta_{pl} = \eta_s \cdot A_{sl} / (b_{fc} \cdot d) + \eta_p \cdot A_p / (b_{fc} \cdot d)$	0,05166	0,05364	0,05132	0,05425
$\eta_s = E_s / E_c$	5,861	6,074	5,822	6,122
$\eta_p = E_p / E_c$	5,808	6,019	5,770	6,067
$c_0 = d \cdot \eta_{pl} \cdot (-1 + (1 + 2/\eta_{pl})^{1/2})$	175,1 mm	177,6 mm	174,6 mm	177,8 mm
$c = (c_0/d + (h/d - c_0/d) \cdot (d/h) \cdot \sigma_{cp} / (\sigma_{cp} + f_{ctm})) \cdot d$	422,2 mm c > hf	420,3 mm c > hf	419,9 mm c > hf	331,0 mm c > hf
Tragfähigkeit Beton				
V_{cu}	398,6 kN	424,2 kN	380,5 kN	337,6 kN
$\zeta = 1,2 - 0,2 \cdot a \geq 0,65$	0,652	0,652	0,652	0,652
a	2,74 m	2,74 m	2,74 m	2,74 m
y_t (Abstand: Schwerpunkt - UK)	464,3 mm	464,3 mm	464,3 mm	464,3 mm
$K_p = 1 + 0,24 \cdot P \cdot y_t / (f_{ctm} \cdot b_{fc} \cdot d^2)$	1,087652	1,085942	1,086216	1,040161
$b_{v,eff} = b_v \cdot \eta + b_w(1 - \eta)$	283,8 mm	284,2 mm	284,3 mm	313,8 mm
$b_v = b_w + 2 \cdot h_f$	485 mm	485 mm	485 mm	485 mm
$\eta = 3(h_f/c)^2 - 2(h_f/c)^3$	0,226	0,228	0,228	0,342
Traganteil Vorspannung				
V_p Vertikaler Traganteil der Vorspannung	92,5 kN	92,4 kN	93,0 kN	42,9 kN
V_{Rm,max}	1894,8 kN > V _u	1896,3 kN > V _u	1902,7 kN > V _u	1811,6 kN > V _u
Gesamter Querkraftwiderstand				
V_u = V_{cu} + V_{su} + V_p	555,6 kN	630,2 kN	473,5 kN	445,0 kN
Berechnung nach fib Model Code 2010				
Mindestbewehrung				
$\rho_w \geq 0,08 \cdot (f_{cm})^{1/2} / f_{yk}$	0,9594 ‰	1,1329 ‰	0,0000 ‰	0,9445 ‰

	=Bauteil ohne Querkraftbewehrung	=Bauteil mit Querkraftbewehrung	=Bauteil ohne Querkraftbewehrung	=Bauteil ohne Querkraftbewehrung
ϵ_x lt. fibMC 2010 (Gleichung 7.3-14)	2,03E-04 $0 \leq \epsilon$	5,85E-04 $0 \leq \epsilon$	2,02E-04 $0 \leq \epsilon$	3,66E-04 $0 \leq \epsilon$
$M_{ek} = M_{ek0} - F_p \cos(\delta_p) e_p$	286356075 Nmm	582694530 Nmm	285841121 Nmm	344315088 Nmm
M_{ek0} an Stelle (a-d) vom Endauflager aus	559344509 Nmm	855425670 Nmm	560373317 Nmm	470903504 Nmm
$V_{ek} = V_{ek0} - F_p \sin \delta_p$	268837 N	410944 N	269332 N	226330 N
V_{ek0}	360958 N Iterative Berechnung mit V_{Rm}	502978 N Iterative Berechnung mit V_{Rm}	361973 N Iterative Berechnung mit V_{Rm}	269047 N Iterative Berechnung mit V_{Rm}
$N_{ek} = -F_p \cos \delta_p$	-1052941 N	-1051948 N	-1058895 N	-488263 N
$F_p = P$	1057 kN	1056 kN	1063 kN	490 kN
$\delta_p = \alpha$	5 °	5 °	5 °	5 °
$e_p = d_p - z_{c,o}$ (ergibt sich aus MC2010 Abb. 7.3-9)	259,3 mm	259,3 mm	259,3 mm	259,3 mm
$z = (z_s^2 A_s + z_p^2 A_p) / (z_s A_s + z_p A_p)$ lt. MC 2010 (Gl. 7.3-12)	598,3 mm	597,3 mm	598,3 mm	598,3 mm
d_p	545,0 mm	545,0 mm	545,0 mm	545,0 mm
$z_p = (0,9 * d_p)$	490,5 mm	490,5 mm	490,5 mm	490,5 mm
$z_s = (0,9 * d_s)$	626,1 mm	624,9 mm	626,1 mm	626,1 mm
Tragfähigkeit Beton für Bauteile ohne QK-Bew				
$V_{Rm,c} = k_v * (f_{cm})^{1/2} * z * b_w$	268,5 kN	186,5 kN	269,0 kN	226,2 kN
$(f_{cm})^{1/2}$	8,0 N/mm ² ≤ 8 N/mm ²	8,0 N/mm ² ≤ 8 N/mm ²	8,0 N/mm ² ≤ 8 N/mm ²	8,0 N/mm ² ≤ 8 N/mm ²
$k_v = 0,4 / (1 + 1500 * \epsilon_x) * 1300 / (1000 + k_{dg} * z)$	0,249	0,173	0,250	0,210

$k_{dg} = 32/(16 + d_g)$	1	>0,75	1	>0,75	1	>0,75	1	>0,75
d_g	16 mm	$f_{cm} < 70\text{N/mm}^2$	16 mm	$f_{cm} < 70\text{N/mm}^2$	16 mm	$f_{cm} < 70\text{N/mm}^2$	16 mm	$f_{cm} < 70\text{N/mm}^2$
$V_{Rm,max}$	1250,1 kN		1503,5 kN		1259,2 kN		1330,4 kN	
k_c	0,389		0,412		0,387		0,404	
n_{fc}	0,759	<1,0	0,757	<1,0	0,756	<1,0	0,767	<1,0
k_ϵ	0,513	<0,65	0,544	<0,65	0,512	<0,65	0,527	<0,65
ϵ_1	1,37E-02		1,16E-02		1,37E-02		1,27E-02	
θ_{min}	22,03 °		25,85 °		22,02 °		23,66 °	
Tragfähigkeit Bewehrung für Bauteile mit QK-Bew								
$V_{Rm,s}$	0,0 kN		237,4 kN		0,0 kN		0,0 kN	
Tragfähigkeit des Beton für Bauteile mit QK-Bew								
$V_{Rm,c}$ (neu) nur für querkraftbewehrte Träger	0,0 kN		173,2 kN		0,0 kN		0,0 kN	
k_v (neu) nur für querkraftbewehrte Träger	0,000	>0	0,155	>0	0,241	>0	0,000	>0
Traganteil Vorspannung								
V_p Vertikaler Traganteil der Vorspannung	92,5 kN		92,4 kN		93,0 kN		42,9 kN	
Gesamter Querkraftwiderstand								
$V_{Rm} = V_{Rm,s} + V_{Rm,c} + V_p$	361,0 kN		503,0 kN		362,0 kN		269,0 kN	
Berechnung nach FSC-Modell								
Anmerkung zum Nachweis im Bereich UN und ST								
Die Berechnung einer maximalen Querkraft mittels Hauptzugspannungsnachweis (Bereich UN) und mittels Nachweis im Bereich ST entfällt, da die Schubrisslinie bis zum Auflager hin verlaufen und somit der Bereich FS maßgebend ist.								
Bereich FS								

$x_{krit} = x_{cr} + (d_s - h_f)$	1562,7 mm	1363,3 mm	2049,3 mm	1254,7 mm
$x_{cr} = M_{cr} \cdot a / M_{max}$	997,0 mm	799,0 mm	1483,6 mm	689,0 mm
M_{max}	1345,7 kNm Iteration mit $V_{Rm,FS}$	1627,2 kNm Iteration mit $V_{Rm,FS}$	998,9 kNm Iteration mit $V_{Rm,FS}$	1119,0 kNm Iteration mit $V_{Rm,FS}$
M_{cr} Biegerissmoment	489,7 kNm	474,5 kNm	540,9 kNm	281,4 kNm
M_p an der Stelle x_{krit}	247306560,2 Nmm	229531481,2 Nmm	295079408,9 Nmm	101859759,6 Nmm
d_p an der Stelle x_{krit}	520 mm	502 mm	562 mm	493 mm
f_{ctm}	4,4 N/mm ²	4,5 N/mm ²	4,5 N/mm ²	4,5 N/mm ²
Tragfähigkeit Beton				
c	130,0 mm $\leq h_f = 130mm$	130,0 mm $\leq h_f = 130mm$	130,0 mm $\leq h_f = 130mm$	130,0 mm $\leq h_f = 130mm$
$A_i = A_s \cdot E_s / E_{cm} + A_p \cdot E_p / E_{cm}$	24770 mm ²	25670 mm ²	24605 mm ²	25874 mm ²
$\sigma_{x,Ek} = (-M_{ek}/z + P \cdot \cos(\alpha) \cdot (e_{p,i} - z_u)/z) / (b_{fc} \cdot z)$	-15,24 N/mm ²	-16,26 N/mm ²	-14,16 N/mm ²	-9,90 N/mm ²
M_{Ek} an Stelle x_{krit}	767 kNm	810 kNm	747 kNm	512 kNm
N_{ek}	0 kN	0 kN	0 kN	0 kN
$P \cdot \cos(\alpha)$	1057 kN	1056 kN	1063 kN	490 kN
V_{Ek}	491 kN Iteration mit $V_{Rm,FS}$	594 kN Iteration mit $V_{Rm,FS}$	365 kN Iteration mit $V_{Rm,FS}$	409 kN Iteration mit $V_{Rm,FS}$
$e_{p,i} = d_p - z_{c,o}$	234 mm	217 mm	277 mm	207 mm
$x_{cz} = C$	130,0 mm	130,0 mm	130,0 mm	130,0 mm
$z = d - x_{cz}/3$	615,0 mm	614,0 mm	615,0 mm	615,0 mm
$z_o = z_{c,o} - x_{cz}/3$	242,4 mm	242,4 mm	242,4 mm	242,4 mm
$z_u = d - z_{c,o}$	372,6 mm	371,6 mm	372,6 mm	372,6 mm
$b_{v,eff} = b_w + 2,5h_f \leq b_{fc}$	550 mm	550 mm	550 mm	550 mm
$f_{ctd} = f_{ctk,0.05} = 0,7f_{ctm}$	3,08 N/mm ²	3,15 N/mm ²	3,15 N/mm ²	3,15 N/mm ²
$V_{Rm,cz}$	275,4 kN	284,5 kN	271,8 kN	242,3 kN

Tragfähigkeit Bewehrung				
$V_{Rm,s}$	123,5 kN	217,3 kN	0,0 kN	123,5 kN
Traganteil Vorspannung				
$V_{P,0}$	92,5 kN	92,4 kN	93,0 kN	42,9 kN
Gesamter Querkraftwiderstand				
$V_{Rm,FS} = V_{Rm,cz} + V_{Rm,s} + V_{P,0}$	491,4 kN	594,2 kN	364,8 kN	408,6 kN

Nachrechnung der Versuche 5-8

Träger	PC2.0T168	PC4.5I074	PC4.5I168	PC4.5T074-2
<u>Lasten und Schnittgrößen</u>				
F - Einzellast	814 kN	948 kN	1088 kN	718 kN
a - Abstand der Einzellast zum Endauflager	2740 mm	2740 mm	2740 mm	2940 mm
V_{max} - Bruchlast	517 kN	602 kN	691 kN	642 kN
M_{max} - Bruchlast	1416 kNm	1649 kNm	1892 kNm	1457 kNm
P - Vorspannkraft nach Verlusten	468,00 kN	1247,00 kN	1239,00 kN	1014,00 kN
Werte lt. [31]				
<u>Materialkennwerte</u>				
E_c - E-Modul	34460,0 N/mm ²	34123,2 N/mm ²	34351,5 N/mm ²	36895,3 N/mm ²
f_{cm} - gemittelte Zylinderdruckfestigkeit	64,87 N/mm ²	68,67 N/mm ²	69,51 N/mm ²	74,18 N/mm ²
$f_{ct,sp}$ - Spaltzugfestigkeit $\approx f_{ctm}$ - Zugfestigkeit	4,5 N/mm ²	4,4 N/mm ²	4,5 N/mm ²	4,5 N/mm ²
<u>Bügelbewehrung</u>				
\emptyset -Bügelbewehrung	6 mm	4 mm	6 mm	4 mm
s_w - Abstand der Bügel	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm
a_{sw} - Querschnittsfläche der Bügelbew. pro m	3,77 cm ² /m	1,68 cm ² /m	3,77 cm ² /m	1,68 cm ² /m

f_{yk} - Zugfestigkeit Bügelbew.	587,7 N/mm ²	691 N/mm ²	587,7 N/mm ²	691 N/mm ²
f_{yw} - Fließ- /Streckgrenze Bügelbew.	510,7 N/mm ²	651,3 N/mm ²	510,7 N/mm ²	651,3 N/mm ²
ρ - Bewehrungsgrad	1,6755 ‰	0,7447 ‰	1,6755 ‰	0,7447 ‰
Längsbewehrung				
E_s - E-Modul	200000 N/mm ²	200000 N/mm ²	200000 N/mm ²	200000 N/mm ²
A_{sl} - Querschnittsfläche Längsbewehrung	3185,57 mm ²	3637,96 mm ²	3637,96 mm ²	3185,57 mm ²
ρ_l - Bewehrungsgrad Längsbew.	0,022	0,024	0,024	0,022
ρ_l wird gemäß EC 2 auf 0,02 begrenzt. Relevant für die Berechnung nach EC 2 und dem einheitlichen Querkraftmodell gemäß Herbrand.	0,020	0,020	0,020	0,020
Vorspannung				
P - Vorspannkraft nach Verlusten	468,00 kN	1247,00 kN	1239,00 kN	1014,00 kN
σ_{cp} = P/A_c	1,97 N/mm ²	4,47 N/mm ²	4,44 N/mm ²	4,28 N/mm ²
Geringfügige Abweichung von σ _{cp} in [31], da die Querschnittsfläche hier inklusive Voute berechnet wurden.				
E_p - E-Modul	198200 N/mm ²	198200 N/mm ²	198200 N/mm ²	198200 N/mm ²
∅_{Hüll} - Hüllrohr (Außendurchmesser)	6,2 cm	6,2 cm	6,2 cm	6,2 cm
A_p - Querschnittsfläche aller Spannlitzen	1050 mm ²	1050 mm ²	1050 mm ²	1050 mm ²
d_p - statische Nutzhöhe Vorspannglied	545 mm	545 mm	545 mm	545 mm
α - Spanngliedneigung	5 °	5 °	5 °	5 °
Nachweisstelle für alle Träger im Abstand 69cm (=ds) von der Einzellast in Richtung Endauflager bzw. 205cm vom Endauflager. Ausnahme FSC-Modell und Berechnung nach Marí				
Querschnitt (alle Angaben beziehen sich auf den Bruttoquerschnitt)				
A_c - Querschnittsfläche Brutto (inkl. Voute)	2370 cm ²	2792,5 cm ²	2792,5 cm ²	2370 cm ²
h - Trägerhöhe	750 mm	750 mm	750 mm	750 mm
d_s - statische Nutzhöhe Längsbewehrung	69,4 cm	70,5 cm	70,5 cm	69,6 cm
d - statische Nutzhöhe (Längsbewehrung+VSP)	65,7 cm	66,9 cm	66,9 cm	65,8 cm
h_f - Höhe Druckflansch gemittelt	130 mm	130 mm	130 mm	130 mm

b_{fc} - Beite Druckflansch	750 mm	750 mm	750 mm	750 mm
b_w - Breite Steg	22,5 cm	22,5 cm	22,5 cm	22,5 cm
z_{c,o} - Abstand OK zu Schwerpunkt	285,7 mm	346,1 mm	346,1 mm	285,7 mm
I_y - Trägheitsmoment	1268000 cm ⁴	1845000,0 cm ⁴	1845000,0 cm ⁴	1268000 cm ⁴
W_y - Widerstansmoment	27302,7 cm ³	45685,4 cm ³	45685,4 cm ³	27302,7 cm ³
Neigung der Betondruckstrebe				
Ø Winkel Druckstrebe (21,8°-45°)	21,8 °	21,8 °	21,8 °	21,8 °
21,8° gewählt für maximale rechnerische Tragfähigkeit. Gilt für EC2 und einheitliches QK-Modell.				
Zur Nachvollziehbarkeit: Die wichtigsten Formeln zur Berechnung der folgenden Werte befinden sich im Kapitel 2 der Diplomarbeit. Beiwerte die dort nicht extra angeführt sind, wurden hier ergänzt und sind hellgold schraffiert.				
Berechnung nach Eurocode 2				
Tragfähigkeit Beton				
V _{Rm,c}	252,9 kN	317,0 kN	317,2 kN	314,0 kN
_V _{Rm,c}	252,9 kN	317,0 kN	317,2 kN	314,0 kN
_minV _{Rm,c}	124,4 kN	184,8 kN	184,6 kN	181,3 kN
C _{Rd,c}	0,18	0,18	0,18	0,18
k	1,55 ≤ 2,0	1,55 ≤ 2,0	1,55 ≤ 2,0	1,55 ≤ 2,0
k ₁	0,15	0,15	0,15	0,15
V _{min}	0,54	0,56	0,56	0,58
Tragfähigkeit Bewehrung				
V _{Rm,s}	284,8 kN	164,2 kN	289,8 kN	161,7 kN
V _{Rm,max}	1522,7 kN > VRm	1639,3 kN > VRm	1645,0 kN > VRm	1645,3 kN > VRm
α _{cw}	1,0304 < 0,25f _{cm}	1,0650 < 0,25f _{cm}	1,0638 < 0,25f _{cm}	1,0577 < 0,25f _{cm}
b _{w,nom} = b _w - Ø _{Hüll} /2	19,4 cm für V _{Rm,max}	19,4 cm für V _{Rm,max}	19,4 cm für V _{Rm,max}	19,4 cm für V _{Rm,max}

$v_1 = 0,9 \cdot f_{cm} / 200 > 0,5$	0,58	$f_{cm} > 60\text{MPa}$	0,56	$f_{cm} > 60\text{MPa}$	0,55	$f_{cm} > 60\text{MPa}$	0,53	$f_{cm} > 60\text{MPa}$	
Traganteil Vorspannung									
$V_p = P \cdot \sin(\alpha)$	40,8	kN	108,7	kN	108,0	kN	88,4	kN	
Gesamter Querkraftwiderstand									
$V_{Rm} = \max(V_{Rm,c}; V_{Rm,s}) + V_p$	325,6	kN	425,7	kN	425,2	kN	402,4	kN	
Berechnung nach Herbrand (Einheitliches Querkraftmodell)									
Tragfähigkeit Beton									
$V_{Rm,c}$	241,4	kN	334,7	kN	334,5	kN	328,2	kN	
$_{-}V_{Rm,c}$	241,4	kN	334,7	kN	334,5	kN	328,2	kN	
$_{-min}V_{Rm,c}$	124,4	kN	184,8	kN	184,6	kN	181,3	kN	
$C_{Rd,c}$	0,15	für DE	0,15	für DE	0,15	für DE	0,15	für DE	
k	1,55	$\leq 2,0$	1,55	$\leq 2,0$	1,55	$\leq 2,0$	1,55	$\leq 2,0$	
k_1	0,23		0,23		0,23		0,23		
v_{min}	0,54		0,56		0,56		0,58		
Tragfähigkeit Beton+Bewehrung									
$V_{Rm,s}$	383,0	kN	419,5	kN	483,9	kN	411,0	kN	
$V_{Rm,max}$	1522,7	kN	> V_{Rm}	1639,3	kN	> V_{Rm}	1645,3	kN	> V_{Rm}
α_{cw}	1,03	$< 0,25f_{cm}$	1,07	$< 0,25f_{cm}$	1,06	$< 0,25f_{cm}$	1,06	$< 0,25f_{cm}$	
$b_{w,nom} = b_w - \phi_{Hüll}/2$	19,40	cm	für $V_{Rm,max}$	19,40	cm	für $V_{Rm,max}$	19,40	cm	für $V_{Rm,max}$
$v_1 = 0,9 \cdot f_{cm} / 200 > 0,5$	0,58	$f_{cm} > 60\text{MPa}$	0,56	$f_{cm} > 60\text{MPa}$	0,55	$f_{cm} > 60\text{MPa}$	0,53	$f_{cm} > 60\text{MPa}$	
Traganteil Vorspannung									
$V_p = P \cdot \sin(\alpha)$	40,8	kN	108,7	kN	108,0	kN	88,4	kN	
Gesamter Querkraftwiderstand									

$V_{Rm} = V_{Rm,s} + V_p$	423,7 kN	528,2 kN	591,9 kN	499,4 kN
Berechnung nach Mari				
Tragfähigkeit Bewehrung				
V_{su}	113,6 kN	65,4 kN	115,3 kN	64,5 kN
$s_{cr} = d_s (1+0,4 \cdot \sigma_{cp}/f_{ct})$	816,2 mm Stelle d. Nachw.	990,6 mm Stelle d. Nachw.	982,5 mm Stelle d. Nachw.	960,2 mm Stelle d. Nachw.
$\cot(\Theta) = 0,85 \cdot d_s / (d_s - c)$	1,6	2,2	2,2	2,1
d	634,8 mm	651,9 mm	651,7 mm	638,9 mm
d_s	694,3 mm	704,6 mm	704,6 mm	695,7 mm
d_p an der Stelle s_{cr}	454,1 mm	469,3 mm	468,6 mm	466,7 mm
$\eta_{pl} = \eta_s \cdot A_{sl} / (b_{fc} \cdot d) + \eta_p \cdot A_p / (b_{fc} \cdot d)$	0,05152	0,05609	0,05573	0,04781
$\eta_s = E_s / E_c$	5,804	5,861	5,822	5,421
$\eta_p = E_p / E_c$	5,752	5,808	5,770	5,372
$c_0 = d \cdot \eta_{pl} (-1 + (1 + 2/\eta_{pl})^{1/2})$	173,7 mm	184,8 mm	184,3 mm	169,4 mm
$c = (c_0/d + (h/d - c_0/d) \cdot (d/h) \cdot \sigma_{cp} / (\sigma_{cp} + f_{ctm})) \cdot d$	322,4 mm c > hf	432,3 mm c > hf	428,3 mm c > hf	410,4 mm c > hf
Tragfähigkeit Beton				
V_{cu}	348,0 kN	404,0 kN	428,2 kN	396,6 kN
$\zeta = 1,2 - 0,2 \cdot a \geq 0,65$	0,652	0,652	0,652	0,65
a	2,74 m	2,74 m	2,74 m	2,94 m
y_t (Abstand: Schwerpunkt - UK)	464,3 mm	403,9 mm	403,9 mm	464,3 mm
$K_p = 1 + 0,24 \cdot P \cdot y_t / (f_{ctm} \cdot b_{fc} \cdot d^2)$	1,038343	1,086193	1,083778	1,082010
$b_{v,eff} = b_v \cdot \eta + b_w (1 - \eta)$	317,7 mm	281,4 mm	282,3 mm	286,7 mm
$b_v = b_w + 2 \cdot h_f$	485 mm	485 mm	485 mm	485 mm
$\eta = 3(h_f/c)^2 - 2(h_f/c)^3$	0,357	0,217	0,220	0,237
Traganteil Vorspannung				
V_p Vertikaler Traganteil der Vorspannung	40,8 kN	108,7 kN	108,0 kN	88,4 kN

$V_{Rm,max}$	1787,2 kN > Vu	1918,8 kN > Vu	1925,4 kN > Vu	1931,8 kN > Vu
Gesamter Querkraftwiderstand				
$V_u = V_{cu} + V_{su} + V_p$	502,4 kN	578,0 kN	651,5 kN	549,5 kN
Berechnung nach fib Model Code 2010				
Mindestbewehrung				
$\rho_w \geq 0,08 \cdot (f_{cm})^{1/2} / f_{yk}$	1,0964 ‰ =Bauteil mit Querkraftbewehrung	0,9594 ‰ =Bauteil ohne Querkraftbewehrung	1,1349 ‰ =Bauteil mit Querkraftbewehrung	0,9971 ‰ =Bauteil ohne Querkraftbewehrung
ϵ_x lt. fibMC 2010 (Gleichung 7.3-14)	7,68E-04 $0 \leq \epsilon$	1,49E-04 $0 \leq \epsilon$	5,00E-04 $0 \leq \epsilon$	5,95E-05 $0 \leq \epsilon$
$M_{ek} = M_{ek0} - F_p \cos(\delta_p) e_p$	653980062 Nmm	353209727 Nmm	656874883 Nmm	152047535 Nmm
M_{ek0} an Stelle (a-d) vom Endauflager aus	774393433 Nmm	599328529 Nmm	901414735 Nmm	412943173 Nmm Momentenverlauf vereinfacht
$V_{ek} = V_{ek0} - F_p \sin \delta_p$	372017 N	289517 N	435446 N	234395 N
V_{ek0}	412650 N Iterative Berechnung mit V_{Rm}	397787 N Iterative Berechnung mit V_{Rm}	543021 N Iterative Berechnung mit V_{Rm}	322435 N Iterative Berechnung mit V_{Rm}
$N_{ek} = -F_p \cos \delta_p$	-464445 N	-1237528 N	-1229588 N	-1006298 N
$F_p = P$	466 kN	1242 kN	1234 kN	1010 kN
$\delta_p = \alpha$	5 °	5 °	5 °	5 °
$e_p = d_p - z_{c,0}$ (ergibt sich aus MC2010 Abb. 7.3-9)	259,3 mm	198,9 mm	198,9 mm	259,3 mm
$z = (z_s^2 A_s + z_p^2 A_p) / (z_s A_s + z_p A_p)$ lt. MC 2010 (Gl. 7.3-12)	597,3 mm	607,9 mm	607,9 mm	598,3 mm

d_p	545,0 mm	545,0 mm	545,0 mm	545,0 mm
z_p = (0,9 * d_p)	490,5 mm	490,5 mm	490,5 mm	490,5 mm
z_s = (0,9 * d_s)	624,9 mm	634,1176166 mm	634,1176166 mm	626,1 mm
Tragfähigkeit Beton für Bauteile ohne QK-Bew				
V_{Rm,c} = k_v * (f_{cm})^(1/2) * z * b_w	162,6 kN	289,1 kN	202,3 kN	234,1 kN
(f_{cm})^(1/2)	8,0 N/mm ² ≤ 8 N/mm ²	8,0 N/mm ² ≤ 8 N/mm ²	8,0 N/mm ² ≤ 8 N/mm ²	8,0 N/mm ² ≤ 8 N/mm ²
k_v = 0,4 / (1 + 1500 * ε_x) * 1300 / (1000 + k_{dg} * z)	0,151	0,264	0,185	0,217
k_{dg} = 32 / (16 + d_g)	1 > 0,75	1 > 0,75	1 > 0,75	2 > 0,75
d_g	16 mm f _{cm} < 70N/mm ²	16 mm f _{cm} < 70N/mm ²	16 mm f _{cm} < 70N/mm ²	0 mm f _{cm} > 70N/mm ²
Tragfähigkeit Bewehrung für Bauteile mit QK-Bew				
V_{Rm,max}	1544,8 kN	1233,0 kN	1479,4 kN	1212,4 kN
k_c	0,431	0,385	0,406	0,369
n_{fc}	0,773 < 1,0	0,759 < 1,0	0,756 < 1,0	0,740 < 1,0
k_ε	0,557 < 0,65	0,507 < 0,65	0,538 < 0,65	0,499 < 0,65
ε₁	1,08E-02	1,40E-02	1,20E-02	1,46E-02
θ_{min}	27,68 °	21,49 °	25,00 °	20,59 °
Tragfähigkeit des Beton für Bauteile mit QK-Bew				
V_{Rm,s}	219,2 kN	0,0 kN	251,0 kN	0,0 kN
Traganteil Vorspannung				
V_p Vertikaler Traganteil der Vorspannung	40,8 kN	108,7 kN	108,0 kN	88,4 kN
Gesamter Querkraftwiderstand				
V_{Rm} = V_{Rm,s} + V_{Rm,c} + V_p	412,7 kN	397,8 kN	543,0 kN	322,4 kN

Berechnung nach FSC-Modell				
Anmerkung zum Nachweis im Bereich UN und ST				
Die Berechnung einer maximalen Querkraft mittels Hauptzugspannungsnachweis (Bereich UN) und mittels Nachweis im Bereich ST entfällt, da die Schubrisse bis zum Auflager hin verlaufen und somit der Bereich FS maßgebend ist.				
Bereich FS				
$x_{krit} = x_{cr} + (d_s - h_f)$	1091,1 mm	1808,7 mm	1567,2 mm	1947,8 mm
$x_{cr} = M_{cr} \cdot a / M_{max}$	526,8 mm	1234,1 mm	992,6 mm	1382,1 mm
M_{max}	1388,6 kNm Iteration mit $V_{Rm,FS}$	1439,4 kNm Iteration mit $V_{Rm,FS}$	1722,1 kNm Iteration mit $V_{Rm,FS}$	1087,2 kNm Iteration mit $V_{Rm,FS}$
M_{cr} Biegerissmoment	267,0 kNm	648,3 kNm	623,9 kNm	511,1 kNm
M_p an der Stelle x_{krit}	90195168,5 Nmm	243312157,0 Nmm	215572986,2 Nmm	271417810,4 Nmm
d_p an der Stelle x_{krit}	478 mm	541 mm	520 mm	553 mm
f_{ctm}	4,5 N/mm ²	4,4 N/mm ²	4,5 N/mm ²	4,5 N/mm ²
Tragfähigkeit Beton				
c	130,0 mm $\leq h_f = 130mm$	130,0 mm $\leq h_f = 130mm$	130,0 mm $\leq h_f = 130mm$	130,0 mm $\leq h_f = 130mm$
$A_i = A_s \cdot E_s / E_{cm} + A_p \cdot E_p / E_{cm}$	24528 mm ²	27421 mm ²	27239 mm ²	22909 mm ²
$\sigma_{x,Ek} = (-M_{ek} / z + P \cdot \cos(\alpha) \cdot (e_{p,i} - z_u) / z) / (b_{fc} \cdot z)$	-10,63 N/mm ²	-18,18 N/mm ²	-19,16 N/mm ²	-13,78 N/mm ²
M_{Ek} an Stelle x_{krit}	553 kNm	950 kNm	985 kNm	720 kNm Momentenverlauf vereinfacht
N_{ek}	0 kN	0 kN	0 kN	0 kN
$P \cdot \cos(\alpha)$	466 kN	1242 kN	1234 kN	1010 kN
V_{Ek}	507 kN Iteration mit $V_{Rm,FS}$	526 kN Iteration mit $V_{Rm,FS}$	629 kN Iteration mit $V_{Rm,FS}$	479 kN Iteration mit $V_{Rm,FS}$

$e_{p,i} = d_p - z_{c,o}$	193 mm	195 mm	174 mm	268 mm
$x_{cz} = c$	130,0 mm	130,0 mm	130,0 mm	130,0 mm
$z = d - x_{cz}/3$	614,0 mm	625,5 mm	625,5 mm	615,0 mm
$z_o = z_{c,o} - x_{cz}/3$	242,4 mm	302,8 mm	302,8 mm	242,4 mm
$z_u = d - z_{c,o}$	371,6 mm	322,7 mm	322,7 mm	372,6 mm
$b_{v,eff} = b_w + 2,5h_f \leq b_{fc}$	550 mm	550 mm	550 mm	550 mm
$f_{ctd} = f_{ctk,0.05} = 0,7f_{ctm}$	3,15 N/mm ²	3,08 N/mm ²	3,15 N/mm ²	3,15 N/mm ²
$V_{Rm,cz}$	249,0 kN	291,5 kN	299,6 kN	267,1 kN
Tragfähigkeit Bewehrung				
$V_{Rm,s}$	217,3 kN	125,4 kN	221,2 kN	123,5 kN
Traganteil Vorspannung				
$V_{P,0}$	40,8 kN	108,7 kN	108,0 kN	88,4 kN
Gesamter Querkraftwiderstand				
$V_{Rm,FS} = V_{Rm,cz} + V_{Rm,s} + V_{P,0}$	507,0 kN	525,6 kN	628,8 kN	478,9 kN