
DISSERTATION

**BETONBRÜCKEN OHNE
ABDICHTUNG UND FAHRBAHNBELAG**

DOCTORAL THESIS

**CONCRETE BRIDGES WITHOUT
SEALING AND PAVEMENT**

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

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Dipl.-Ing. Johannes Berger
Matrikelnummer 0225343
Markt 167, 4273 Unterweissenbach, Österreich

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

Koreferent: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dipl.-Wirtsch.-Ing. Oliver Fischer
Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau
Theresienstraße 90, 80333 München

Wien, im Jänner 2012

.....

Vorwort

Diese Arbeit entstand im Rahmen der Forschungsprojekte "Vorgespannte Betonbrücken ohne Abdichtung und Fahrbahnbelag" sowie "Technologie zur Aufbringung eines Fahrbahnaufbaus für bestehende Brücken mit einer Fahrbahnplatte aus Beton" während meiner Zeit als Universitätsassistent am Institut für Tragkonstruktionen der Technischen Universität Wien.

Für die Unterstützung der Forschungsvorhaben gebührt folgenden Projektpartnern ein herzlicher Dank: - Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft mbH; - Vereinigung der Österreichischen Zementindustrie; - Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie; - Land Salzburg, Abteilung 6, Landesbaudirektion, 6/23 Brückenbau; - Autobahnen- und Schnellstraßen- Finanzierungs- Aktiengesellschaft; - ÖBB Infrastruktur Bau AG, ES- Brückenbau und konstruktiver Ingenieurbau; - ALPINE Bau GmbH; -STRABAG AG, Sparte Hoch und Ingenieurbau; - Holcim (Wien) GmbH; - VSL International AG- Switzerland; - Magistratsabteilung 29, Brückenbau und Grundbau der Stadt Wien; - Land Niederösterreich, Amt der NÖ Landesregierung, Abteilung Brückenbau.

Mein Dank gilt Herrn Prof. Dr. Johann Kollegger, der mir die Durchführung des Doktorats ermöglichte. Sein großes persönliches Engagement sowie sein innovativer Forschergeist ermöglichte die Durchführung zahlreicher interessanter Forschungsvorhaben, ebenso wie die Möglichkeit zur Durchführung der spannenden und einzigartigen Praxisprojekte. Für diese außergewöhnlichen Möglichkeiten möchte ich meinen Dank aussprechen.

Ein weiterer Dank gilt Herrn Prof. Dr. Oliver Fischer für das Interesse und die Bereitschaft zur Begutachtung meiner Arbeit.

Dank gilt auch meinen Diplomanden/innen, die alle mit ihrer Unterstützung bei den Versuchen zum Gelingen der Arbeit beigetragen haben.

Bei meiner Familie möchte ich mich für ihre Unterstützung, Geduld und Toleranz bedanken.

Kurzfassung

Bei Brückentragwerken aus Beton weist die konventionelle Abdichtung in der Praxis häufig keine zufriedenstellende Gebrauchsdauer auf. Fehlerhafte Abdichtungen führen zu Chlorideintrag in das Tragwerk durch Biegerisse an der Brückenoberseite im Bereich negativer Momente. Bei Durchfahrten unter Brücken besteht die Gefahr des Chlorideintrages durch Salznebel, welcher sich an allen Außenflächen der Brücke anlegt. Neben der Sanierungsanfälligkeit der Abdichtung stellt der Fahrbelag ebenfalls ein Verschleißteil dar. Beide müssen in regelmäßigen Abständen erneuert werden, was neben der Beeinträchtigung des Verkehrs auch hohe Kosten verursacht. Die in dieser Arbeit vorgestellten Ansätze sind dadurch gekennzeichnet, dass keine korrosionsempfindliche Bewehrung verwendet und der Fahrbelag in das Tragwerk integriert wird. Das Ziel besteht darin Betonbrücken zu schaffen, die gegenüber den bekannten Ausführungen eine verbesserte Dauerhaftigkeit aufweisen und mit vergleichbarem Kostenaufwand hergestellt werden können. Die Betonbrücken werden so ausgeführt, dass eine höhere Lebensdauer erwartet werden kann und gleichzeitig eine geringere Anfälligkeit für Sanierungen gegeben ist.

Präsentiert werden zwei Ansätze für die Errichtung von Brücken ohne Abdichtung und Fahrbelag. Der erste behandelt die Errichtung neuer Brücken, zweiter beschäftigt sich mit der Sanierung sowie gleichzeitiger Verstärkung von Betonbrücken. Aus diesen Ansätzen ergeben sich technische Problemstellungen weshalb Großversuche durchgeführt wurden, um experimentelle Informationen zu bekommen. Diese gliedern sich wie folgt:

1. Untersuchungen zum Tragverhalten vorgespannter Betonkonstruktionen ohne Betonstahlbewehrung
2. Untersuchungen zum Ermüdungs- und Schubtragverhalten der Verbundfuge von vorgespannten Betonbrücken mit integriertem Fahrbelag
3. Untersuchungen zum Ermüdungs- und Schubtragverhalten der Verbundfuge zwischen 50 Jahre altem und neuem Beton

Abschließend werden Projekte vorgestellt wo beide Ansätze praktische Anwendung fanden.

Abstract

Frequently the conventional sealing of concrete bridges does not show a satisfactory serviceability in practice. Imperfect sealing leads to chloride entry into the structure because of bending cracks in the upper side of bridges in the range of negative moments. If a road passes under a bridge, there is the risk of chloride entry caused by salt fog spread on the surface of the bridge. In addition to the restoration liability of the sealing the pavement requires regular repair work. This periodic repair work causes high costs and affects the traffic flow. The approaches presented in this paper are characterized by omitting corrosion-sensitive reinforcement and by integrating the pavement in the structure. The aim is to create concrete bridges with improved durability which can be manufactured with comparable costs to conventional concrete bridges. The bridges are designed in such a way, that the life expectancy can be increased and simultaneously the frequency of repair work can be reduced.

In this work, two approaches for the construction of bridges without sealing and pavement are presented. The first deals with the construction of new bridges, second deals with the rehabilitation and simultaneously strengthening of concrete bridges. From these approaches, technical problems arises which is why large-scale tests were conducted in order to get experimental information.

1. Investigations on the structural behavior of prestressed concrete structures without steel reinforcement
2. Investigations on the fatigue and bearing behaviour of the shear connection in prestressed concrete bridges with integrated pavement
3. Investigations on the fatigue and bearing behaviour of the shear connection between 50 years old and new concrete

Finally, projects are presented where both approaches are found in practical applications.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Ansatz Neubau	3
1.2	Ansatz Sanierung	4
2	Stand der Technik	5
2.1	Betontragwerke ohne Betonstahlbewehrung	6
2.1.1	Normative Situation	8
2.1.2	Korrosionsschutz	9
2.2	Aufbeton auf Fahrbahnplatten	10
2.2.1	ETH ZÜRICH [21]	11
2.2.2	TU MÜNCHEN [36], [15]	12
2.2.3	UNIVERSITÄT INNSBRUCK [28]	13
2.2.4	TU GRAZ [34]	13
3	Vorgespannte Tragwerke ohne Betonstahl	14
3.1	Versuchskörperherstellung	14
3.2	Versuchsaufbau	17
3.2.1	Messtechnik	20
3.3	Kennwerte	21
3.3.1	Querschnittskennwerte	21
3.3.2	Spannkraftverlauf	22
3.3.3	Querschnittswiderstände	22
3.4	Versuchsdurchführung	24
3.4.1	Statischer Versuch VK1	24

3.4.1.1	Last- Verformungsbeziehung	24
3.4.1.2	Rissbild	25
3.4.1.3	Verzerrungs- und Krümmungsverläufe	28
3.4.1.4	Schnittgrößen und Momentenumlagerung	31
3.4.2	Statischer Versuch VK2	34
3.4.2.1	Last- Verformungsbeziehung	34
3.4.2.2	Rissbild	35
3.4.2.3	Verzerrungs- und Krümmungsverläufe	38
3.4.2.4	Schnittgrößen und Momentenumlagerung	40
3.4.3	Veränderung von Zwangsschnittgrößen durch Kriechen	43
3.4.3.1	Zeitabhängige Veränderung einer Zwangsschnittgrö- ße durch Kriechen	43
3.4.3.2	Einfluss einer Zwangsschnittgröße auf die Tragfähigkeit	44
3.4.3.3	Versagensform	46
3.5	Zusammenfassung	48
4	Integrierter Fahrbahnbelag	50
4.1	Allgemeines	50
4.2	Auslegung der Versuchskörper	51
4.2.1	Ritz'scher Ansatz für generalisierte Masse und Steifigkeit . . .	52
4.3	Kennwerte	53
4.3.1	Querschnittskennwerte	53
4.3.2	Spannkraftverlauf	53
4.3.3	Querschnittswiderstände	54
4.3.3.1	Druckzonenergänzung	55
4.3.3.2	Zugzonenergänzung	56
4.4	Versuchskörperherstellung	57
4.5	Schwindverzerrungen	60
4.6	Auslegung der Ermüdungsbeanspruchung	62
4.6.1	Druckzonenergänzung	62
4.6.2	Zugzonenergänzung	63

4.7	Versuchsaufbau	64
4.7.1	Messtechnik	65
4.8	Ermüdungsversuche	66
4.8.1	Druckzonenergänzung	66
4.8.1.1	Belastungsfrequenz	66
4.8.1.2	Dynamische Belastung	67
4.8.1.3	Verformung	68
4.8.1.4	Relativverschiebungen	69
4.8.2	Zugzonenergänzung	71
4.8.2.1	Dynamische Belastung	71
4.8.2.2	Belastungsfrequenz	72
4.8.2.3	Verformung	73
4.8.2.4	Relativverschiebungen	74
4.8.2.5	Risswurzel	75
4.9	Abreiß- und Keilspaltfestigkeiten	77
4.10	Statische Versuche	78
4.10.1	Druckzonenergänzung	78
4.10.1.1	Rissbild	78
4.10.1.2	Verformung	79
4.10.1.3	Verzerrung und Krümmung	79
4.10.1.4	Relativverschiebungen	82
4.10.2	Zugzonenergänzung	83
4.10.2.1	Rissbild	83
4.10.2.2	Verzerrung	83
4.10.2.3	Rissöffnung	84
4.11	Zusammenfassung	86
5	Instandsetzung von Betonbrücken	88
5.1	Allgemeines	88
5.2	Herstellung der Versuchskörper	89
5.3	Kennwerte	90

5.3.1	Querschnittskennwerte für den schlaff bewehrten Versuchskörper	90
5.3.1.1	Belastung für den Ermüdungsversuch	90
5.3.1.2	Querschnittswiderstände	92
5.3.2	Querschnittskennwerte für den vorgespannten Versuchskörper	93
5.3.2.1	Belastung für den Ermüdungsversuch	93
5.3.2.2	Querschnittswiderstände	94
5.4	Schwindverzerrungen	95
5.5	Ermüdungsversuche	98
5.5.1	Kontrolle der dynamischen Belastung	99
5.5.2	Verformung	99
5.5.3	Relativverschiebungen im Bereich der Verbundfuge	101
5.5.4	Krümmung des Querschnitts	103
5.5.5	Rissbild nach Ermüdungsversuch	104
5.6	Probenentnahme	105
5.7	Statische Querkraftversuche	106
5.7.1	Last- Verformungsbeziehung	106
5.7.2	Rissbilder	107
5.7.2.1	Schlaff bewehrte Versuchskörper	108
5.7.2.2	Vorgespannte Versuchskörper	111
5.7.3	Relativverschiebungen im Bereich der Verbundfuge	113
5.7.3.1	Schlaff bewehrte Versuchskörper	113
5.7.3.2	Vorgespannte Versuchskörper	114
5.7.4	Verzerrungen	115
5.7.5	Krümmungen	116
5.7.6	Momenten- und Querkrafttragfähigkeit	118
5.8	Zusammenfassung	119
6	Praxisprojekte	120
6.1	Egg-Graben Brücke	120
6.1.1	Brückenentwurf	121
6.1.2	Konstruktion	121

6.1.2.1	Unterbau	121
6.1.2.2	Bogen	122
6.1.2.3	Wände	122
6.1.2.4	Tragwerk	123
6.1.2.5	Ausbau	123
6.1.2.6	Wirtschaftliche Betrachtung	123
6.1.3	Bemessung [19]	124
6.1.3.1	Bewehrung Bogen	124
6.1.3.2	Bewehrung Fahrbahnplatte	125
6.1.4	Bauausführung	126
6.1.5	Elektrisch Isolierte Spannglieder	131
6.2	Salzachsteg Kaltenhausen	132
6.2.1	Beschreibung des Tragwerks	132
6.2.2	Zustand der tragenden Konstruktionen	134
6.2.3	Vorschlag zur Sanierung der Brücke	135
A	Materialprüfung	142
B	Risstabellen	149
C	Versuchsauswertung	152
C.1	Versuchskörper Nr. 1 (Integrierter Fahrbahnbelag)	152
C.1.1	Ermüdungs Versuch VK1	152
C.1.2	Statischer Versuch VK1	160
C.2	Versuchskörper Nr. 2 (Integrierter Fahrbahnbelag)	167
C.2.1	Ermüdungs Versuch VK2	167
C.2.2	Statischer Versuch VK2	174
C.3	Versuchskörper Nr. 3 (Integrierter Fahrbahnbelag)	180
C.3.1	Ermüdungs Versuch VK3	180
C.3.2	Statischer Versuch VK3	187
C.4	Versuchskörper Nr. 4 (Integrierter Fahrbahnbelag)	194
C.4.1	Ermüdungs Versuch VK4	194

C.4.2 Statischer Versuch VK4	201
--	-----

Kapitel 1

Einleitung

Betonbrücken enthalten üblicherweise eine Bewehrung aus Betonstahl. Die Oberseite von Betonbrücken wird bekannterweise mit einer Abdichtung bzw. Isolierung versehen, um das Eindringen von Wasser und Chloriden zu verhindern. Über der Abdichtung ist ein Fahrbelag angeordnet, der entweder aus Asphalt oder aus Beton besteht. Der Aufbau aus Abdichtung und Fahrbelag ist notwendig, weil die metallische Bewehrung im Falle des Eindringens von Wasser und Chloriden zu korrodieren beginnt. Eine Korrosion der Bewehrung beeinträchtigt das Aussehen der Brücke und reduziert deren Tragfähigkeit. Die Abdichtung bei Brücken wird an der Brückenoberseite unterhalb der Fahrbahn angeordnet und schützt dort den Beton bzw. Betonstahl von Chloridangriffen. Diese Maßnahme ist jedoch nur begrenzt effizient, da sich bei befahrenen Brücken ein Salznebel bildet, der alle Außenflächen der Brücke mit Salz angreift. Besonders stark ist dieser Angriff bei Durchfahrten unter Brücken. Es entstehen dadurch trotz einer Abdichtung an der Brückenoberseite Korrosionen an den Bewehrungen, die nahe bei diesen Außenflächen liegen, siehe Abbildung 1.1. Abdichtung und Fahrbelag sind Verschleißteile, die in regelmäßigen Abständen erneuert werden müssen, was neben der Beeinträchtigung des Verkehrs auch hohe Kosten verursacht.

Die hier vorgestellte Methode der Betonbrücken ohne Abdichtung und Fahrbelag wird so ausgeführt, dass die gesamte Bewehrung aus korrosionsgefährdetem Material in Hüllrohren aus Kunststoff angeordnet ist und die Betonoberfläche des Überbaus frei von Isolations- und Abdichtschichten ist. Die vorgespannte Bewehrung in den Hüllrohren wird zusätzlich mit einer Korrosionsschutzmasse, wie Fett oder Zementstein bzw. Zementmörtel, vorgesehen. Dafür können herkömmliche Spannsysteme eingesetzt werden. Dort wo eine zusätzliche schlaaffe Bewehrung benötigt wird, ist diese in nichtkorrosionsgefährdeter Ausführung wie z.B. mit nichtrostendem Edelstahl herzustellen. In statischer Hinsicht sind Betonbrücken biegebeanspruchte Träger oder Platten. Es ist möglich, biegebeanspruchte Betonträger und Betonplatten ohne schlaaffe Bewehrung nur mit Spanngliedern auszuführen und sämtliche Anforde-

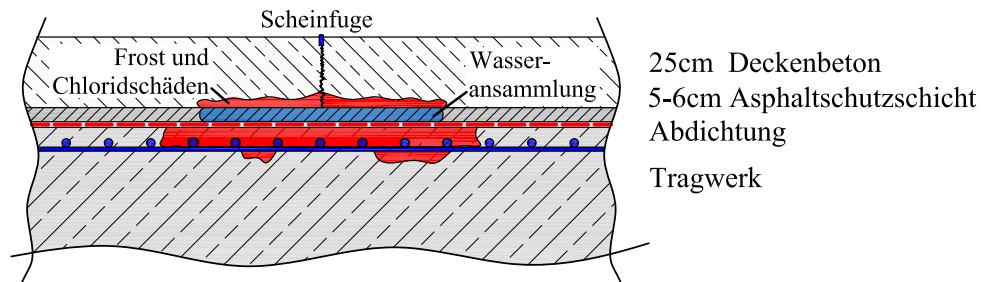


Abbildung 1.1: Mögliche Schäden durch undichten Deckenaufbau

rungen an die Gebrauchstauglichkeit und Tragsicherheit zu erfüllen. Der Querschnitt soll in 2 Schichten betoniert werden, um eine Fahrbahn zu erhalten, die die höchsten Ansprüche an Ebenflächigkeit, Lagegenauigkeit und Griffigkeit erfüllt.

Zur Beurteilung der Wirtschaftlichkeit der beschriebenen Ansätze zieht man am besten den Barwert der Lebenszykluskosten heran. Der vorgestellte Ansatz zur Steigerung der Dauerhaftigkeit verursacht kaum höheren Baukosten, führt jedoch zu einer höheren Lebensdauer und zu geringeren Instandhaltungskosten. Beispielsweise würden sich die Lebenszykluskosten etwa auf die Hälfte verringern, wenn es gelingt, die Nutzungsdauer zu verdoppeln und die laufenden Erhaltungskosten zu halbieren. Derartige Brücken weisen eine viel höhere Lebensdauer als konventionelle mit schlaffer Bewehrung hergestellte Brücken aufweisen. Durch das Weglassen von Abdichtung und Fahrbahnbelag, bei integralen Brücken auch von Lagern und Fahrbahnübergängen, entfallen Verschleißteile und es entstehen dadurch zusätzliche Einsparungen für den Brückenerhalter.

Weitere Vorteile dieser Bauweise ergeben sich im geringeren Gewicht der Konstruktion, höherer Tragfähigkeit und einer höherer Dichtigkeit der Oberfläche. Durch die Verbundwirkung von Fahrbahnbeton und Tragwerk bzw. durch die tragende Wirkung des Gesamtquerschnittes können schlankere und effizientere Querschnitte ausgeführt werden.

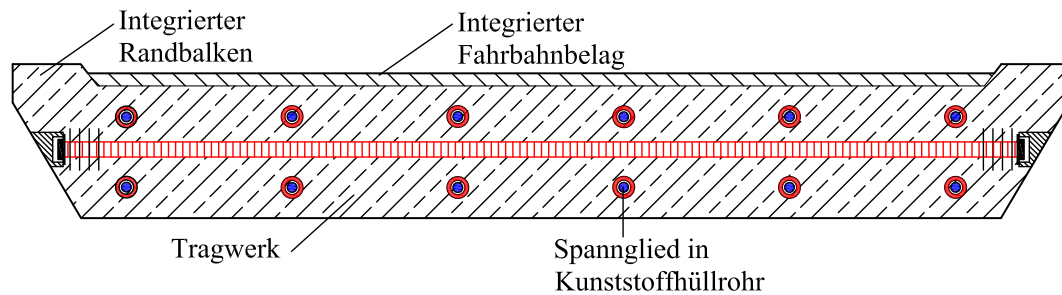


Abbildung 1.2: Querschnitt einer vorgespannten Betonbrücke ohne Abdichtung und Fahrbahnbelag

1.1 Ansatz Neubau

Zur Erreichung einer höheren Dauerhaftigkeit von Betonbrücken wird nach Bruschetini-Ambro [19] vorgeschlagen, Betonbrücken mit folgenden Merkmalen zu bauen, siehe Abbildung 1.2:

- Die Brücke ist vorgespannt und enthält im Wesentlichen keine schlaaffe Bewehrung. Die Vorspannbewehrung ist in Kunststoffhüllrohren angeordnet, wodurch sie zuverlässig vor Chloriden und somit Korrosion geschützt ist. Dort wo eine zusätzliche schlaaffe Bewehrung benötigt wird, ist diese in nicht korrosionsgefährdeter Ausführung, wie zum Beispiel aus nichtrostendem Edelstahl, herzustellen.
- Eine Abdichtung wird eingespart, weil keine vor Korrosion zu schützende Bewehrung im Brückentragwerk vorhanden ist.
- Auf einen Fahrbahnbelag zum Schutz der Abdichtung kann verzichtet werden. Um eine Fahrbahn zu erhalten die die höchsten Ansprüche an Ebenflächigkeit, Lagegenauigkeit und Griffigkeit erfüllt, soll der Querschnitt in 2 Schichten betoniert werden. Für den oberen Teil der Tragkonstruktion soll Hochleistungsbeton angewendet werden.
- Bei kürzeren Brücken kann auf die Anordnung von Lagern und Fahrbahnübergängen verzichtet werden (Integrale Brücken).

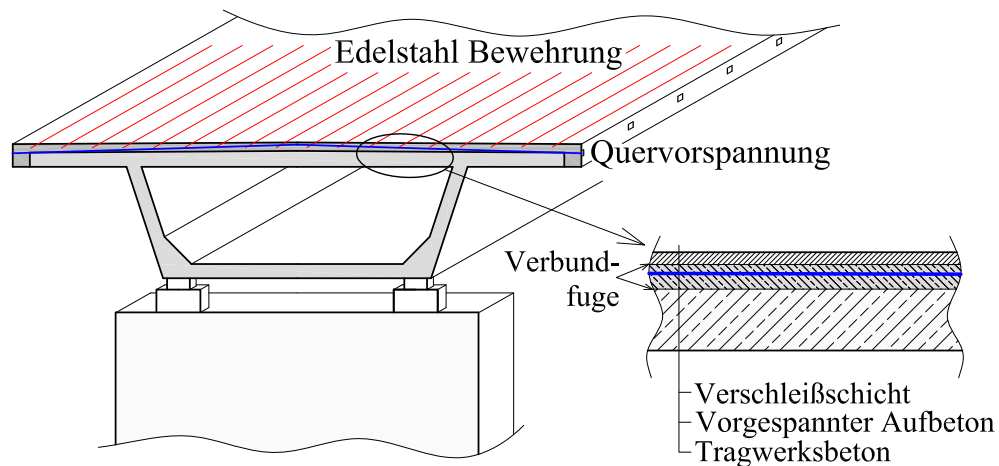


Abbildung 1.3: Sanierung mit Aufbeton

1.2 Ansatz Sanierung

Für die Sanierung und Verstärkung bestehender Brückentragwerke wird vorgeschlagen den Fahrbahnaufbau aus einer 8 bis 16 cm dicken Schicht aus Beton, die in direktem Verbund mit der gefrästen und mit Hochdruckwasserstrahler vorbereiteten Oberfläche der bestehenden Fahrbahnplatte aus Stahlbeton bzw. Spannbeton wirkt, zu errichten. Auf dieser Schicht wird in einem zweiten Arbeitsgang eine 6 bis 8 cm dicke Verschleißschicht aus Beton mit einem Deckenfertiger aufgebracht. Auf eine Abdichtung zum Schutz der Bewehrung wird verzichtet, da der Verstärkungsbeton mit einer nicht korrosionsempfindlichen Bewehrung (Spannglieder in Kunststoffhüllrohren, Edelstahl,...) je nach statischer Erfordernis bewehrt wird.

In Querrichtung werden in dem Verstärkungsbeton Spannglieder mit Kunststoffhüllrohren und vollständig abgedichteten Verankerungen eingelegt, um Zwangsspannungen mit Verstärkungsbeton aus Verkehrsbelastung aufzunehmen. Auf eine Verdübelung der bestehenden Fahrbahnplatte und der Verstärkungsschicht kann verzichtet werden, wenn die Endbereiche des Verstärkungsbetons die alte Fahrbahnplatte an den Stirnseiten umfassen.

Bei Einfeldsystemen entstehen in Längsrichtung im Verstärkungsbeton infolge Verkehrsbelastung Druckspannungen. Auf die Anordnung von Dübeln zur Schubübertragung in die Druckzonenergänzung kann verzichtet werden.

Bei Mehrfeldsystemen entstehen in Längsrichtung im Verstärkungsbeton über den Stützen infolge Verkehrsbelastung Zugspannungen. Zur Überdrückung dieser Zugspannungen kann eine zentrische Vorspannung oder eine planmäßige Stützenabsenkung zur Ausführung gelangen. Alternativ kann eine risseverteilende Bewehrung aus Edelstahl in der Verstärkungsschicht über den Stützen in Längsrichtung verlegt werden.

Kapitel 2

Stand der Technik

Betonbrücken ohne Abdichtung und Fahrbahnbelag sind in Österreich vereinzelt im Zuge eines Forschungsvorhabens auf kurzen Brücken von Nebenstraßen zum Einsatz gekommen. In Bianchi [18] und Macht [43] werden Konzepte für den Fahrbahnaufbau mit Betondecke beschrieben, und die Vor- und Nachteile des derzeitigen Deckenaufbaus gegenübergestellt. Ein Überblick über die Ausbildung und Anwendung der Betondecke im Ausland ist ebenfalls in Bianchi [18] zu finden. Nachstehend werden Brücken angeführt und beschrieben die ohne Abdichtung und Fahrbahnbelag ausgeführt wurden:

- BADHAUSBRÜCKE TULLN [31], [55]
Neubau eines dreifeldrigen Spannbetonplattentragwerks mit einer Länge von 30m die als zweischichtiger Querschnitt mit in Verbund (HDW + Verbundbewehrung) liegender 15cm dicker Deckschicht aus Hochleistungsbeton hergestellt wurde. Zur Vermeidung von Rissen im Bereich negativer Momente unter ständiger Lasten kam verbundlose Vorspannung zur Anwendung. Das Brückentragwerk ist direkt befahrbar.
- ÜBERFÜHRUNG STÖGERSDORF [35]
Neubau einer mehrfeldrigen Stahlverbundbrücke mit einer Länge von 67m, wobei die Fahrbahnplatte in Hochleistungsbeton ohne Abdichtung und Fahrbahnbelag errichtet wurde und direkt befahren wird.
- PERSCHLING BRÜCKE [51], [52]
Neubau einer einfeldrigen Rahmenkonstruktion mit einer Länge von 32m. Das Tragwerk wurde in Sandwichbauweise mit zwei verschiedenen Betongütern lagenweise “Nass in Nass” hergestellt. Die obere, direkt befahrbare Betonschicht weist eine Dicke von 40cm auf.
- BÄRENWERKBRÜCKE [56]
Neubau einer einfeldrigen Rahmenkonstruktion mit einer Länge von 16m. Es

wurde eine 8cm starke Verschleisschicht, die in einem Arbeitsgang mit dem Tragwerk hergestellt wurde, durch Vergrößerung der Betondeckung vorgesehen. Durch Feinfräsung wurde das Brückennivellement hergestellt.

- FEISTRITZBACHBRÜCKE [57]
Neubau einer einfeldrigen Plattenbrücke mit einer Länge von 8m. Die UH-PFRC Fahrbahnplatte wurde “Nass in Nass” auf den Tragwerksbeton aufgebracht, wobei für die Verbundwirkung schlaffe Bewehrung eingebunden wurde.
- EINSTEINBRÜCKE ZÜRICH [18], [42]
Für die Sanierung und Verstärkung der bestehenden mehrfeldrigen 170m langen Spannbetonbrücke wurde der bestehende Fahrbahnaufbau entfernt und mit einer bewehrten Betondecke im Verbund verstärkt. Die Verbundfuge wurde mit Hochdruckwasserstrahlen aufgeraut und mit Klebeankern versehen.
- BRÜCKE ÜBER DIE YBBS [51]
Für die Sanierung und Verstärkung der dreifeldrigen Brücke mit einer lichten Weite von 55m kam Aufbeton mit Verankerungsbewehrung zur Anwendung. Zur Vermeidung von Rissen im Bereich negativer Stützmomente wurden Scheinfugen über den Pfeilern geschnitten.

Die Bestandsaufnahme zeigt, dass vereinzelt Brücken vorwiegend im untergeordneten Straßennetz mit direkt befahrbarem Fahrbahnbeton ohne Abdichtung errichtet wurden. Der Neubau oder die Verstärkung erfolgte in der Regel mit konventionellem Bewehrungsstahl, wobei die Gefahr der Korrosion der Bewehrung durch Begrenzung der Rissbreiten oder durch Verwendung von ultrahochfesten Beton verhindert werden soll. Falls in der Konstruktion Verbundfugen erforderlich waren, wurden diese mit Dübeln oder Bewehrungsstahl verstärkt.

In den folgenden Abschnitten wird der Stand der Technik für die zwei Forschungsschwerpunkte dieser Arbeit, welche die wissenschaftliche Grundlage der vorgestellten Ansätze bilden, präsentiert.

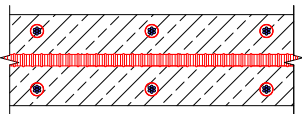
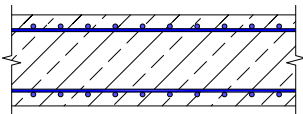
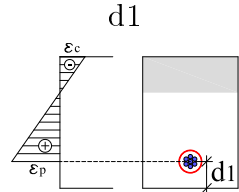
2.1 Betontragwerke ohne Betonstahlbewehrung

Vorgespannte Decken (Spannglieder mit Verbund) ohne schlaffe Bewehrung werden beispielsweise in Australien schon seit längerem eingesetzt [53], [58]. Die hierfür notwendigen Bemessungsregeln sind in Australian Standards AS 3600-2001: *Concrete Structures* [8] festgehalten. Experimentelle Ergebnisse zu Untersuchungen zu Betontragwerken ohne Bewehrung aus Betonstahl gibt es auch in Bruschetini-Ambro [19] und Löffler [40]. Untersuchungen zu stahlfaserverstärkten Spannbetonträgern ohne Betonstahlbewehrung wurden von Empelmann [41] durchgeführt.

In der Betonfertigteilindustrie kommt die Methode des vorgespannten Betons (sofortiger Verbund) ohne Betonstahl in der Erzeugung von Hohlkörperplatten zur Anwendung.

In Tabelle 2.1 werden die Unterschiede bezüglich Rissbildung und Nachweisführung zwischen den Bewehrungssystemen “reine Vorspannung” und “schlaaffe Armierung” gegenübergestellt.

Tabelle 2.1: Gegenüberstellung der Systeme: “reine Vorspannung” und “schlaaffe Armierung”

	“reine Vorspannung”	“schlaaffe Armierung”
		
Anordnung der Bewehrung	Mehrere Litzen konzentriert in Hüllrohren	Einzelne Stäbe mit geringem Abstand zueinander
Verbund	Litzen – Vergussmörtel – Hüllrohr- Beton	Baustahl – Beton
Verbundeigenschaften	Wenige Spannglieder mit großen Abständen (weniger gute Verbundeigenschaften)	Viele Bewehrungsstäbe mit kleinen Stababständen (sehr gute Verbundeigenschaften)
Rissbreite	Wegen weniger guten Verbundeigenschaften: Große Rissbreiten	Wegen sehr guten Verbundeigenschaften: Kleine Rissbreiten
Nachweis der Gebrauchstauglichkeit	Dekompression (keine Risse)	Beschränkung der Rissbreiten (viele Stäbe mit kleinem Durchmesser und niedriger Stahlspannung)
	Große Betondeckung + hohe Lage des Schwerpunktes des Bündels → Reduktion der statischen Nutzhöhe	Betondeckung nach Expositionsklasse + halber Durchmesser des Bewehrungsstabes
Rissabstände	Großes d_1 → große Rissabstände und große Rissbreiten	Kleines d_1 → kleine Rissabstände und kleine Rissbreiten
Nachweis der Tragfähigkeit	Erreichen der Bemessungstraglast	Erreichen der Bemessungstraglast

2.1.1 Normative Situation

Früher konnten Spannbetonbauwerke in Österreich nur in Kombination mit Betonstahl ausgeführt werden. Die Normen ÖNORM B4250: *Spannbetontragwerke (ausgenommen Eisenbahnbrücken) - Berechnung und Ausführung* [2] (Zurückziehungsdatum: 2000-11-01) und ÖNORM B4750: *Spannbetontragwerke - EUROCODE-nahe Berechnung, Bemessung und konstruktive Durchbildung* [4] (Zurückziehungsdatum: 2009-07-01) schrieben eine Mindestbewehrung vor die durch Betonstahl abzudecken war. Demzufolge wurden die Bauwerke so wie die Forschungsprojekte in diese Richtung ausgelegt. Durch die Einführung der ÖNORM EN 1992-1-1: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton und Spannbetontragwerken, Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau* [10] in Österreich wird es ermöglicht auf eine Mindestbewehrung zu verzichten.

Für die Planung, Bemessung und Errichtung von Tragwerken in dieser Ausführung spielt die normative Regelung eine wichtige Rolle. Die Regelung auf den Verzicht der schlaffen Bewehrung und der Mindestbewehrung ist in der ÖNORM EN 1992-1-1 [10] wie folgt geregelt.

Beim Nachweis des Grenzzustands der Tragfähigkeit (GZT) gibt es für die Auslegung der Querkraftbewehrung folgende Bestimmungen:

- 6.2.1 (3) In Querschnitten mit $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ ist Querkraftbewehrung rechnerisch nicht erforderlich. V_{Ed} ist der Bemessungswert der Querkraft im untersuchten Querschnitt aus externer Belastung und Vorspannung (im Verbund oder verbundlos)
- 6.2.1 (4) Auch wenn auf Grundlage der Bemessung keine Querkraftbewehrung erforderlich ist, ist in der Regel gemäß 9.2.2 dennoch eine Mindestquerkraftbewehrung vorzusehen. Auf die Mindestquerkraftbewehrung darf bei Bauteilen wie Platten (Voll-, Rippen- oder Hohlplatten) verzichtet werden, in denen eine Umlagerung der Lasten in Querrichtung möglich ist.

Für den Nachweis des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit (GZG) gibt es bezüglich der Mindestbewehrung für die Begrenzung der Rissbreite die folgende Festlegung:

- 7.3.2 (4) Bei Bauteilen aus Spannbeton wird keine Mindestbewehrung in den Querschnitten benötigt, in denen unter charakteristischer Einwirkungskombination und der charakteristischen Vorspannung der Beton gedrückt oder der absolute Wert der Betonzugspannung weniger als $\sigma_{ct,p}$ beträgt.

Für Spannbetontragwerke gilt es gemäß ÖNORM EN 1992-1-1: 5.10.1 (6) [10] ein Versagen ohne Ankündigung zu verhindern. Normalerweise wird dies durch den Einbau der Mindestbewehrung erfüllt. Da auf diese aus korrosionsschutztechnischen Gründen verzichtet werden soll, müssen andere Punkte zum Tragen kommen. Nach

ÖNORM EN 1992-1-1 [10] muss eine von mehreren zur Auswahl stehenden Methoden zum Tragen kommen. Für den beschriebene Ansatz kommt folgendes zur Anwendung.

VERFAHREN C: Leichte Zugänglichkeit zu Bauteilen aus Spannbeton, um den Zustand der Spannglieder durch zerstörungsfreie Verfahren oder durch Monitoring zu überprüfen und zu kontrollieren.

Für die Überprüfung des Zustandes der Spannglieder gibt es das Monitoring Verfahren der elektrisch isolierten Spannglieder (Electrically Isolated Tendons- EIT) [22]. Hierbei ist der Spannstahl durch Kunststoffhüllrohre und spezielle Anker gänzlich, im Sinne des Messverfahrens, isoliert. Durch das Messen des elektrischen Widerstandes zwischen dem Spannstahl im Hüllrohr und der normalen Bewehrung in der Konstruktion wird es möglich den Grad des Korrosionsschutzes der Spannglieder festzuhalten. Da keine normale Bewehrung eingebaut ist, muss bei der Errichtung des Tragwerkes darauf geachtet werden, dass ein durchgehender Bewehrungsstab (oder Kupferdraht) mit eingebaut wird um einen geschlossenen Messfluss zu gewährleisten.

VERFAHREN E: Sicherstellen, dass es beim Versagen durch Zunahme der Belastung oder durch Abnahme der Vorspannung unter den häufigen Einwirkungskombinationen zur Rissbildung kommt, bevor der Grenzzustand der Tragfähigkeit erreicht ist. Dabei ist die durch die Rissbildung bedingte Momentenumlagerung zu berücksichtigen.

Dies soll durch Großversuche experimentell nachgewiesen werden.

2.1.2 Korrosionsschutz

Der Korrosionsschutz der Bewehrung ist für die Dauerhaftigkeit von Betonbrücken von hoher Bedeutung. Dieser wird für die beschriebenen Ansätze bei der Verwendung von Vorspannung durch folgende Punkte gewährleistet:

- Dekompression: Der Querschnitt bleibt unter charakteristischer Lasteinwirkung und charakteristischer Vorspannung überdrückt. Es werden keine Risse auftreten und ein Chlorideintrag durch Risse kann nicht stattfinden.
- Korrosionssicheres Vorspannsystem: Wasserdichte Ausführung des Gesamtsystems bestehend aus Ankerköpfen, Hüllrohren, Kupplungen und Schutzkappen mit Widerstandsfähigkeit gegen chemischen Angriff nach Zulassung (ETAG). Der Korrosionsschutz der Spannglieder im Bereich der Anker erfolgt durch permanente Plastikkappen deren Hohlräume durch Injektionsmaterial ausgefüllt werden.

- Monitoring des Korrosionsschutz: z.B.: Elektrisch isolierte Spannglieder.

Es kann davon ausgegangen werden, dass die Karbonatisierung bzw. Chloridkontamination des Tragwerksbetons keinen negativen Einfluss auf die Passivierung des Spannstahls durch den Vergussmörtels hat, da dieser vor Umwelteinflüssen durch das Kunststoffhüllrohr geschützt ist. Die Karbonatisierung selbst hat keinen Einfluss auf die Festigkeitseigenschaften des Betons, wobei hingegen nach ÖNORM EN 206-1 [7] für unbewehrten Beton ein Grenzwert von 1,0 M.-% Chlorid bezogen auf den Zementgehalt (vgl. Stahlbeton 0,4 M.-% und Spannbeton 0,2 M.-%) nicht überschritten werden darf. In Hinblick auf die Dauerhaftigkeit des reinen Betons liegt der Grenzwert für Chlorid fünf Mal höher als bei Spannbeton. Die Konzentrierung von Chloridionen bis zum Erreichen eines korrosionsauslösenden Grenzwertes hängt von dem Chloridangebot der äußeren Umgebungsbedingungen und von den beton-technischen Parametern ab, die den Chloridtransport bzw. Chloriddiffusion und die dabei stattfindende Chloridbindung beeinflussen. Auf eine geeignete Betonrezeptur und Nachbehandlung ist deshalb besonders acht zu geben.

Die erforderlichen Kunststoffhüllrohre bieten gegenüber konventionellen Hüllrohren aus Stahlblech einen erheblichen verbesserten Korrosionsschutz für Spannglieder und weisen einen höheren Widerstand gegen Reibermüdung auf. Die Reibungszahl der Kunststoffhüllrohre liegt bei 0,14 und damit 30% unter der Reibungszahl für Stahlhüllrohre. Kunststoffhüllrohre bieten wegen ihres geringen Gewichts und der einfach zu handhabenden Hüllrohrkupplungen einerseits Vorteile für die Baustellenanwendung, erfordern andererseits aber besondere Sorgfalt beim Verlegen sowie die Beachtung von Konstruktionshinweisen für die Unterstützung und deren Abstände, Kollegger [38].

Aus Versuchsergebnissen kann geschlossen werden, dass Kunststoffhüllrohre im Vergleich zu den konventionellen Stahlhüllrohren einen etwas weniger steifen, aber ähnlich festen Verbund ergeben. Die Bemessung für den rechnerischen Bruchzustand kann bei Verwendung von Kunststoffhüllrohren daher wie üblich mit der Annahme des starren Verbundes zwischen Spannglied und Beton erfolgen, Marti [44].

2.2 Aufbeton auf Fahrbahnplatten

Für die vorgestellten Ansätze spielt das Tragverhalten der Verbundfuge nachträglich ergänzter Betonplatten eine große Rolle. Vor allem der Verbundfestigkeitsanteil aus reiner Kohäsion in Hinblick auf Ermüdung wird für dynamisch beanspruchte Bauteile sehr kritisch gesehen.

Die Berechnung des Schubkraftwiderstandes nach ÖNORM EN 1992-1-1: 6.2.5 [10] erfolgt nach folgender Formel:

$$v_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

Der erste Teil beinhaltet die Wirkung der Kohäsion, der zweite und dritte Term den Anteil der Reibung. Der vierte Term beschreibt die Mitwirkung des Verbundmittels am Schubwiderstand.

Während die ÖNORM EN 1992-1-1: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau* [10] eine Schubkraftübertragung über eine unbewehrte Schubfuge sowohl für den statischen Fall als auch im Fall von Ermüdungsbeanspruchungen zulässt, sind gemäß ÖNORM EN 1992-2: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln* [12] für dynamische oder Ermüdungsbeanspruchungen in der Regel die Werte für c in 6.2.5 (1) aus ÖNORM EN 1992-1-1 mit 0 anzunehmen [13].

Zum Thema Schubkraftübertragung in Fugen zwischen Betonen sowie zum Ermüdungsverhalten von Beton liegt eine große Zahl an Veröffentlichungen vor. Jedoch gibt es nur wenig Literatur zum Ermüdungstragverhalten einer unbewehrten Verbundfuge zwischen zwei Betonschichten. Nachstehend sind durchgeführte Versuche sowie deren Ergebnisse kurz beschrieben:

2.2.1 ETH ZÜRICH [21]

Durchgeführt wurden Versuche zur Untersuchung des Verbundtragverhaltens von Alt- und Neubeton (Altersunterschied= 20 Tage). Das Forschungsprojekt beinhaltete Schwindversuche sowie statische und dynamische Versuche. Ermüdungsversuche wurden an zwei Versuchsträgern durchgeführt, wobei die Abmessung $4,50/0,40/0,25 + 0,08\text{m}$ ($l/b/h$) betrugen. Die Behandlung der Oberfläche erfolgte mittels Hochdruck-Wasserstrahlung mit einer Rauigkeitstiefe von $R_t = 4\text{mm}$ nach Kaufmann [46]. Es wurde untersucht, ob die Verbundtragfähigkeit durch Wechselbeanspruchungen vermindert wird. Die beiden Versuchskörper wiesen im Wesentlichen den gleichen Dübelquerschnitt und gleiche Dübelanordnung auf.

Nach der Erstbelastung wurden beim ersten Versuch 2×10^6 Lastwechsel im tiefen Schwingbereich durchgeführt, $\tau_{fat,max} = 0,7\text{N/mm}^2$, $\Delta\tau_{fat} = 0,4\text{N/mm}^2$, und anschließend die Bruchlast gemessen. Beim zweiten Versuch wurden nach der Erstbelastung 2×10^6 Lastwechsel in einem etwa doppelt so hohen Schwingbereich durchgeführt, $\tau_{fat,max} = 1,3\text{N/mm}^2$, $\Delta\tau_{fat} = 1,0\text{N/mm}^2$, und anschließend die Bruchlast gemessen.

Der erste Träger zeigte nach Abschluss der dynamischen Versuchsphase keine Anzeichen eines Kohäsionsbruches- die Dübel wurden somit nicht beansprucht. Das Verhalten beim Bruch war gekennzeichnet durch eine Öffnung der Trennfuge im

Mittelfeld und Wirkung der Bewehrung im Neubeton als Zugband. Die beiden Verankerungen (li. durch Dübel - re. durch Reibung aus der Auflagerreaktion) hielten bis zum Biegebruch. Der Bewehrungsstahl riss in Feldmitte. Die horizontalen Relativverschiebungen im Bereich der gerissenen Verbundfuge betrugen lokal in Feldmitte bei einer Belastung von $F=160\text{kN}$ (Traglast= 196kN) bereits 0,5mm.

Beim zweiten Träger wurde durch die Ermüdungsbeanspruchung die Längsbewehrung mit einem $\Delta\sigma_{fat} = 205\text{N/mm}^2$ stark geschädigt. Mit zunehmender Lastwechselzahl öffneten sich die Biegerisse im Mittelfeld. Die Fuge zwischen Alt- und Neubeton blieb intakt. Beim statischen Versuch (Traglast=107kN) entstand ein Biegebruch, wobei der Bewehrungsstahl einen typischen Ermüdungsbruch ohne Einschnürung zeigte. Trennfuge und Dübel blieben intakt.

Die Ermüdungsversuche zeigten keine Verbundrisse. Beim abschließenden Bruchversuch ergab die vorgängige dynamische Beanspruchung keine Abminderung der Verbundfestigkeit [21].

2.2.2 TU MÜNCHEN [36], [15]

Untersucht wurde der Haftverbund unter wechselnder Beanspruchung mit 2×10^6 Lastwechseln an Kleinkörpern. Die Probekörper, welche aus drei Teilen (Neubeton/ Altbeton/ Neubeton) bestanden, hatten folgende Abmessungen: $3 \times 10/15/50\text{cm}$ (l/b/ h). Die Aufbereitung der Fuge erfolgte mittels Sandstrahlen wobei die Rautiefen zwischen $R_t = 0,8 - 1,5\text{mm}$ nach Kaufmann [46] lagen. Als Obergrenze für die Ermüdungsversuche wurden jeweils 60% der Bruchbelastung angesetzt, als Untergrenze 20% ($\tau_{fat,max} = 2,10\text{N/mm}^2$, $\Delta\tau_{fat} = 1,35\text{N/mm}^2$).

Bei drei Körpern kam es schon vor dem Start des eigentlichen Ermüdungsversuchs zu einem Bruch. Ursache hierfür war eine klar erkennbare Vorschädigung (Risse), die möglicherweise auf ungleiches Schwinden zurückgeführt werden kann. Bei drei von 24 Versuchen kam es zu einem vorzeitigen Versagen infolge Ermüdung.

In Lastbereichen mit einer Oberspannung kleiner als 50% der Bruchspannung und einer Mittelspannung nicht größer als 35% der Bruchspannung ist ein Ermüdungsversagen unwahrscheinlich, zumindest bei nicht mehr als einer Million Lastwechsel. Diese Verhältniswerte machen deutlich, dass bei unbewehrten Schubfugen die Ermüdungsgefahr nicht größer als bei monolithischen Betonbauteilen ist. Die Auswertung der Ergebnisse zeigte, dass die Haftverbindung zwischen Alt- und Neubeton keiner stärkeren Ermüdungsgefahr unterliegt als äquivalent beanspruchte monolithische Bauteile. Die Zugabe von grenzflächenaktiven Fließmitteln beeinflusst die Verbindung zwischen Alt- und Neubeton positiv, Müller [45].

2.2.3 UNIVERSITÄT INNSBRUCK [28]

Es wurden Bauteilversuche mit unverdübelten Aufbetonschichten durchgeführt, mit dem Ziel die Anzahl der Dübel in der Praxis zu minimieren. Die Geometrie des Versuchskörpers entsprach einem zweistegigen Plattenbalkenquerschnitt 5,1/1,0/0,2-0,1m (l/b/h) mit Kragplatten (l=1,55m) der mit einer 6cm dicken bewehrten Aufbetonschicht verstärkt wurde. Die Oberfläche der Grundplatte wurde durch HDW-Strahlen vorbereitet, wobei die Rautiefen $R_t = 3,0mm$ nach Kaufmann [46] betrugen. Durchgeführt wurden 2×10^6 Lastwechsel mit einer Obergrenze der Stahlspannung von $\sigma_{s,max} = 300N/mm^2$ und einer Schwingbreite von $\Delta\sigma_s = 150N/mm^2$. Die Schubspannungen in der Verbundfuge betrugen bei Versuchskörper Nr. 1 $\tau_{fat,max} = 0,039N/mm^2$ bzw. $\Delta\tau_{fat} = 0,036N/mm^2$ und bei Versuchskörper Nr. 2 $\tau_{fat,max} = 0,099N/mm^2$ bzw. $\Delta\tau_{fat} = 0,072N/mm^2$. Nach der dynamischen Belastung wurde die Pressenlast bis zum Erreichen der Traglast gesteigert.

Es stellte sich in keiner Phase des Versuchablaufes ein Versagen der Schubfuge ein.

2.2.4 TU GRAZ [34]

Ziel der Untersuchungen war es, den experimentellen Nachweis zu erbringen, dass die Schubfuge nachträglich ergänzter Fahrbahplatten aus Stahlbeton den dynamischen Beanspruchungen (3×10^6 Lastwechsel) durch Radlasten auch dann noch gewachsen sind, wenn Schubdübel nur in den Randbereichen angeordnet werden [33]. Die Abmessungen der Versuchskörper betrugen 4,3/2,0/0,13-0,23+0,12m (l/b/h) wobei der Altersunterschied zwischen den beiden Betonschichten 4 Monate betrug. Die Oberfläche der Grundplatte wurde durch HDW-Strahlen vorbereitet, wobei die Minimalwerte der Rautiefen zwischen $R_t = 1,0 - 1,3mm$ und die Maximalwerte zwischen $R_t = 1,8 - 2,8mm$ nach Kaufmann [46] betrugen. Die Schubspannungen in der Verbundfuge betrugen bei der Versuchsserie Nr. 1 $\tau_{fat,max} = 0,10N/mm^2$ bzw. $\Delta\tau_{fat} = 0,07N/mm^2$ und bei Versuchsserie Nr. 2 $\tau_{fat,max} = 0,19N/mm^2$ bzw. $\Delta\tau_{fat} = 0,13N/mm^2$. In Summe wurden Versuche an 36 Stück Probekörpern durchgeführt.

Die Ergebnisse zeigten, dass die Fuge zwischen den Schichten durch die Ermüdungsbeanspruchung nicht geschädigt wurde. Es konnten keine gegenseitige Verschiebungen der beiden Schichten festgestellt werden. Bei dem Versuch konnte lediglich eine Zunahme der Durchbiegung registriert werden.

Kapitel 3

Zum Tragverhalten vorgespannter Betontragwerke ohne Betonstahlbewehrung

Ziel des von der FFG (Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft) geförderten Forschungsprogramms war es, mit der vorgeschlagenen Methode eine Technologie zu entwickeln, mit der bewehrte Betonbrücken dauerhafter als bisher ausgeführt werden können. Um Aussagen über die Gebrauchstauglichkeit, Duktilität und Tragfähigkeit dieses Tragsystems treffen zu können, wurden Großversuche durchgeführt. Des Weiteren wurde die Gelegenheit genutzt die Veränderung von Zwangsschnittgrößen durch Kriechen zu untersuchen. Die Auslegung der Versuchskörper in Bezug auf geometrische Abmessungen und Spannsystem erfolgte in Anlehnung an die Egg-Graben Brücke, welche nach dem vorgeschlagenen Ansatz errichtet wurde, siehe Abbildung 3.1.

3.1 Versuchskörperherstellung

Um über einen Vergleich zu verfügen, wurden zwei identische Versuchskörper in einem Betonfertigteilwerk hergestellt, deren Abmessungen 15,3m/0,63m/0,5m (l/b/h) betrugen. Für die Vorspannung kam das Spannsystem CS2000 Typ 6-7, der Firma VSL zur Anwendung, wobei als Hüllrohr PT-Plus® (Kunststoff, chloridbeständig nach [54]) verwendet wurde. Ein Spannbündel bestand aus 7 Litzen à 150mm² ($A_p = 10,5\text{cm}^2$) mit der Güte St 1570/1770. Der charakteristische Wert der Zugfestigkeit des Spannstahls betrug $f_{pk} = 1894\text{N/mm}^2$, siehe Anhang Abbildung A.1. Dieser Wert ist auf die höhere Güte des schlussendlich geliefert und eingebauten Spannstahls zurückzuführen. Die Spanngliedführung erfolgte gerade, siehe Abbildung 3.2a, nur an den Enden auf den letzten 1,5m hin war ein Verzug der geraden

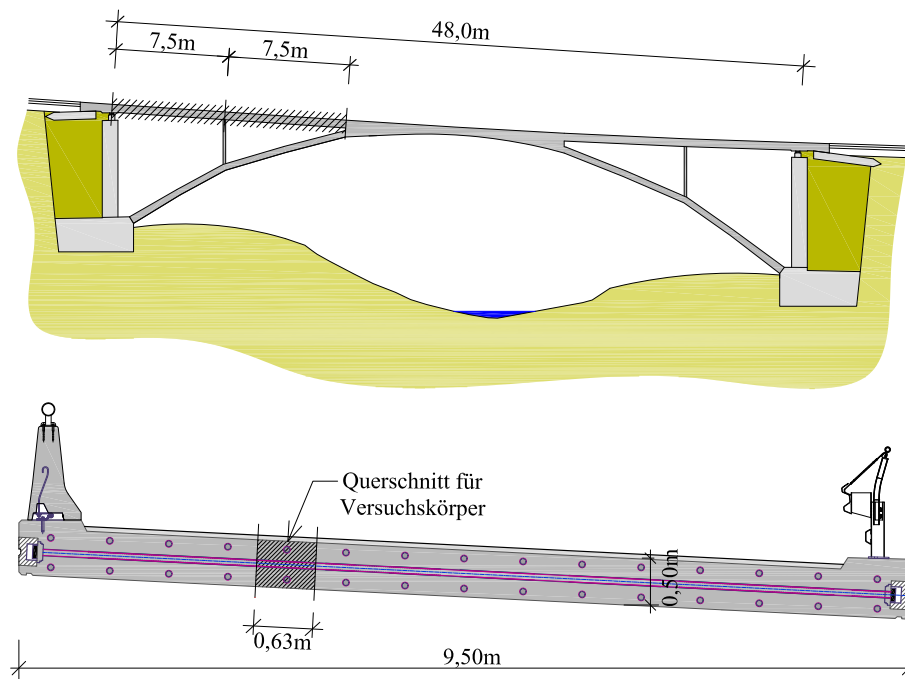


Abbildung 3.1: Auslegung der Versuchskörper

Spanngliedführung aus geometrischen Gründen notwendig, da die Form und Größe der Ankerplatten keine andere Führung der Spannglieder zuließ. Der Bewehrungsgehalt des Versuchskörpers lag bei 52,3kg Spannstahl pro m^3 Beton. Schlaffe Bewehrung wurde nur im Bereich der Ankerköpfe zur Aufnahme der Spaltzugkräfte eingebaut, siehe Abbildung 3.2b.

Das Betonieren der beiden Versuchskörper erfolgte in einem Arbeitsgang mit der gleichen Betonmischung C30/37/B3/GK16/F45/CEMI-52,5R mit einem W/B-Wert von 0,49. Verdichtet wurde mit einem Flaschenrüttler. Die erforderliche Betondeckung beträgt nach ÖNORM EN 1992-1-1 [10] bei dem verwendeten Hüllrohr 78mm. Die Betondeckung für die Versuchskörper wurde jedoch mit 45mm gewählt, da die Auslegung der Versuchskörper in Anlehnung an die Egg-Graben Brücke erfolgte. Der Grund hierfür war die Erhöhung des inneren statischen Hebelsarm, um Gewicht beim Tragwerk der Brücke zu sparen. Die Abminderung der Betondeckung von dem nach ÖNORM EN 1992-1-1 [10] geforderten Wert mit 78mm auf 45mm wurde aus folgenden Gründen akzeptiert:

1. Spannglieder in Kunststoffhüllrohren weisen gegenüber Spanngliedern in Blechhüllrohren ein ähnlich festes aber weiches Verbundverhalten auf, siehe [38]. Die auftretenden Verbundspannungen sind deshalb kleiner als bei Verwendung von Blechhüllrohren.
2. Das Tragwerk der Egg-Graben Brücke wird auch in Querrichtung vorgespannt.

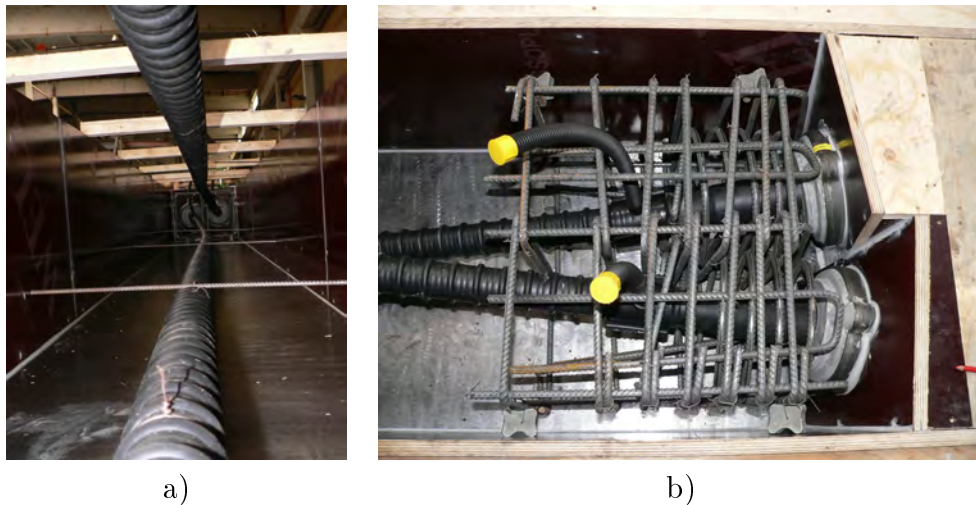


Abbildung 3.2: Schalung des Versuchskörpers: a) Spanngliedführung b) Spaltzugbewehrung im Bereich des Ankerkopfes

3. Es ist keine Bewehrung aus Betonstahl zur Rissebeschränkung in der Fahrbahn vorgesehen. Zur Reduzierung der Rissbreite von allfällig auftretenden Rissen sind näher am Bauteilrand angeordnete Spannglieder günstiger.
4. Das Verhalten der Fahrbahnplatte in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit und der Tragfähigkeit wird vor dem Bau der Egg- Graben Brücke an Versuchskörpern im Maßstab 1:1 überprüft.

Um die Lage der Hüllrohre zu sichern, wurden, wie in der Zulassung [54] gefordert, Abstandhalter aus Faserbeton alle 50cm an den Hüllrohren befestigt. Um die Lage des an der Oberseite liegenden Hüllrohres zu sichern, wurden diese an der Oberseite mit den Abstandhaltern an Querstegen aus Holz bzw. an der Unterseite an Bewehrungsstahlstäbe angebracht. Der Anschluss der Hüllrohre an die Ankerstützen erfolgte über Klemmen. Des Weiteren wurden bei den Hochpunkten der Spannglieder Entlüftungsrohre angebracht, um ein vollständiges Verpressen der Hüllrohre zu gewährleisten. Die Verdichtung des Betons erfolgte abschnittsweise mittels Flaschenrüttler. Nach Beendigung des Betoniervorganges wurde die freiliegende Oberfläche mit Folien abgedeckt, um ein zu rasches Austrocknen des Betons und somit eine übermäßige Rissbildung zu verhindern. Für die Ermittlung der Betondruckfestigkeit wurden 19 Probewürfel entnommen, welche in einem Wasserbad gelagert wurden.

Zwei Tage nach dem Betonieren erfolgte das Schwindvorspannen mit 30% der vollen Vorspannkraft bei einer Betonwürfeldruckfestigkeit von $f_{cm,cube} = 31,6 \text{ N/mm}^2$. Nach sieben Tagen, $f_{cm,cube} = 38,5 \text{ N/mm}^2$, wurde die volle Vorspannkraft durch einseitiges Vorspannen mit $F_p = 1400 \text{ kN}$ vor Bettung pro Spannglied aufgebracht. Die eingebrachte zentrische Druckspannung betrug gut $8,0 \text{ N/mm}^2$. Anschließend wurden die Hüllrohre mit Einpressmörtel voll verpresst, um den Verbund zwischen

Betonkörper und Spannglieder herzustellen. Bei den Versuchskörpern konnten kaum Risse festgestellt werden, lediglich im Bereich der Ankerköpfe waren kleine Haarrisse $w_{cr} \leq 0,05\text{mm}$ feststellbar.

3.2 Versuchsaufbau

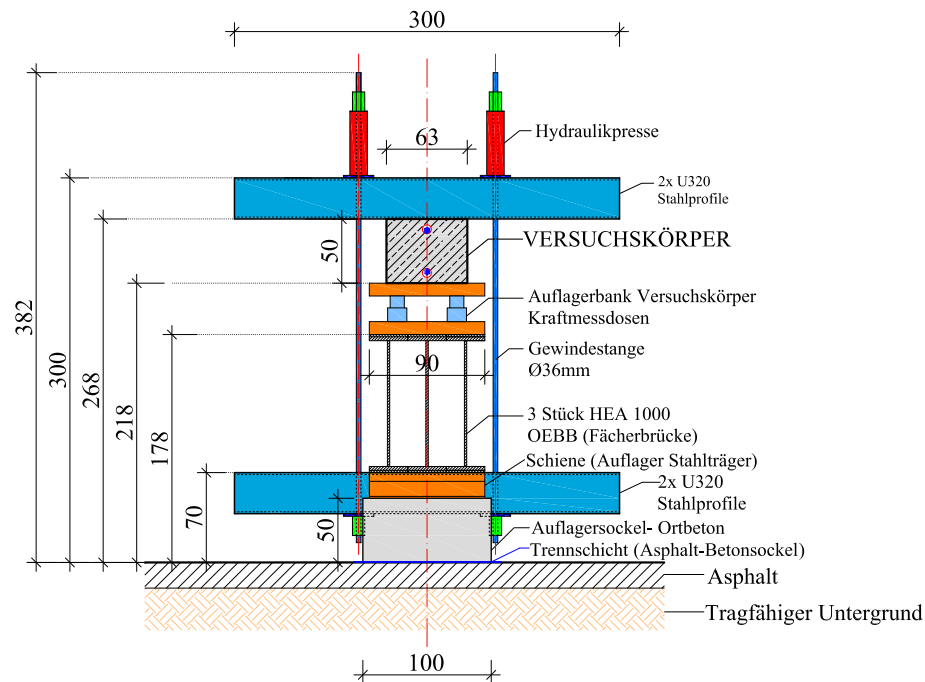


Abbildung 3.3: Versuchsaufbau - Querschnitt

Aufgrund der großen Abmessungen und des Gewichts der Versuchskörper konnten die Versuche nicht im innerstädtischen Labor des Institutes durchgeführt werden. Als Alternative diente das Gelände der aufgelassenen Brückenwerkstätte der ÖBB in Wien (Südtirolerplatz). Damit die Versuchslast aufgebracht werden konnte, wurde ein biegesteifer Stahlträger (Leihgabe ÖBB) zum Gegenspannen in den Versuchsaufbau integriert. Der Stahlträger wurde auf Ortbetonfundamente gelegt, als Auflager dienten Schienen. An der Oberseite des Stahlträgers wurden HEM 300 Profile mit aufgesetzten Kraftmessdosen angebracht. Diese dienten als Auflager für den Versuchskörper, womit ein Zweifeldträger mit einer effektiven Spannweite von $2 \times 7,5\text{m}$ gegeben war.

Die Lasteinbringung erfolgte symmetrisch und weggesteuert durch Gegenspannen beider Träger mit Gewindestangen durch hydraulische Pressen (Einzellasten) die $2,5\text{m}$ entfernt vom Mittelaufleger angeordnet waren, siehe Abbildungen 3.4 und 3.5. An der Oberseite des Betonträgers und der Unterseite des Stahlträgers wurden



Abbildung 3.4: Versuchsaufbau

Stahl- Querhäupter angebracht, die mit Stahlstangen mit einem Durchmesser von 36mm befestigt wurden. Für eine Zuordnung der Risse beim Träger wurde eine Laufkoordinate angebracht, wobei der Nullpunkt beim Mittelaufleger festgelegt wurde. Diese wurde mit Abständen von 10cm in die jeweilige Richtung, vom Mittelaufleger ausgehend, positiv (+) oder negativ (-) am Träger aufgezeichnet.

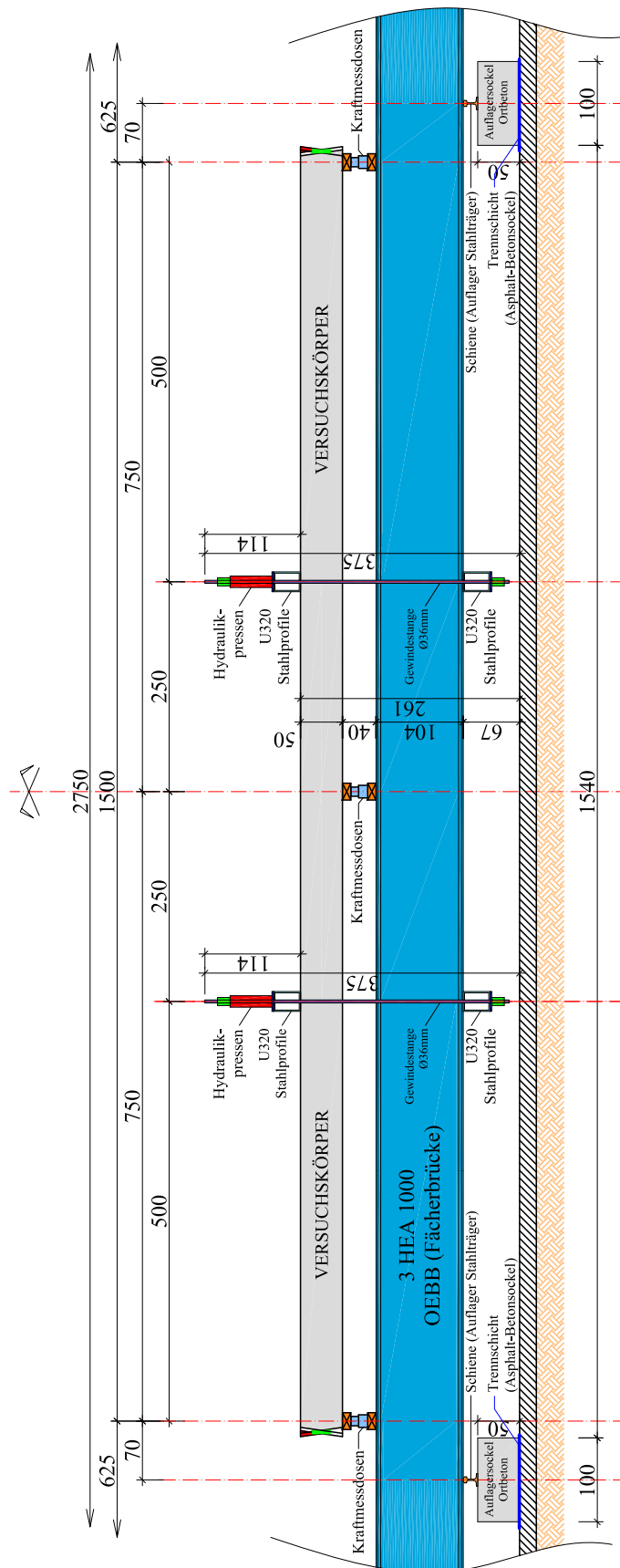


Abbildung 3.5: Versuchsaufbau- Ansicht

3.2.1 Messtechnik

Die Lastaufbringung erfolgte durch hydraulische Pressen. Die tatsächlich vorhandene Kraft konnte durch folgende Instrumente festgestellt werden, wobei die Summe der jeweiligen einzelnen Messinstrumente immer übereinstimmen musste:

- Manometer des Hydraulikaggregats.
- Zugmessglieder gaben die aufgebrachte Kraft an.
- Kraftmessdosen zur Ermittlung der Auflagerreaktionen.

Die Verformung des Versuchskörpers sowie des Stahlträgers wurde mittels der Potentiometrischen Wegaufnehmer gemessen. Für die Messung der Dehnung des Trägers im Zugbereich (Lasteinleitstellen und Mittelaufleger) wurden die induktiven Wegaufnehmer verwendet. Für die Messung der Stauchung des Trägers im Druckbereich (Lasteinleitstellen und Mittelaufleger) kamen Bogenwegaufnehmer zum Einsatz. Für die Ermittlung der Verzerrungen $\varepsilon = \Delta l/l_0$ wurde eine Messweg von $l_0 = 50\text{cm}$ gewählt.

Um die analogen Signale der Messgeräte in digitale Signale umzuwandeln, wurden als Schnittstellen mehrere Spider 8 A/D Wandler der Firma HBM mit einer möglichen Frequenz von bis zu 9600 Messwerten pro Sekunde bei einer Auflösung von 16 Bit pro Kanal verwendet. Zur Aufzeichnung der Messergebnisse wurde das Programm CATMAN 5.0 ebenfalls von der Firma HBM verwendet. Die Speicherfrequenz der Messergebnisse wurde mit 1 Hz gewählt.

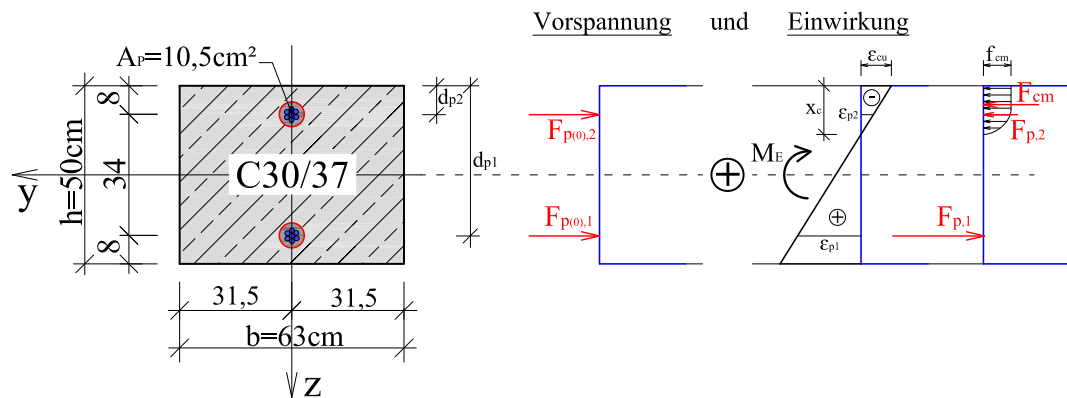


Abbildung 3.6: Querschnitt Versuchskörper

3.3 Kennwerte

Die Querschnittskennwerte wurden mit den tatsächlichen Werkstoffkennwerten für Beton und Spannstahl ermittelt. Folgende Kennwerte, siehe Tabelle 3.1, waren gegeben:

Tabelle 3.1: Kennwerte

Spannstahl		Beton		Abmessungen	
$E_p =$	$200.300 N/mm^2$	$E_{cm} =$	$33.110 N/mm^2$	$b =$	$63 cm$
$f_{pk} =$	$1.894 N/mm^2$	$f_{cm, cube} =$	$48,8 N/mm^2$	$h =$	$50 cm$
$f_{p0,1k} =$	$1.687 N/mm^2$	$f_{ctm} =$	$2,96 N/mm^2$	$A_p =$	$2 \cdot 10,5 cm^2$

3.3.1 Querschnittskennwerte

Die Querschnittskennwerte ergaben sich nach Illich [27] zu den in Tabelle 3.2 angegebenen Werten.

Tabelle 3.2: Querschnittskennwerte

	A_c [cm ²]	I_y [cm ⁴]	W_y [cm ³]
Brutto	3.150	656.250	26.250
Netto	3.087	638.077	25.523
Ideell	3.212	685.241	27.409

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{420}} = 1,69 < 2,0$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = \frac{1,050}{630 \cdot 420} = 0,00397$$

$$k_1 = 0,15$$

$$V_{Rm,c} = \left[C_{Rm,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{cm})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d =$$

$$V_{Rm,c} = \left[0,18 \cdot 1,69 \cdot (100 \cdot 0,00397 \cdot 39)^{1/3} + 0,15 \cdot \frac{2 \cdot 1244 \cdot 10}{3087} \right] \cdot 630 \cdot 420 \cdot \frac{1}{1000}$$

$$V_{Rm,c} = 520 \text{ kN}$$

Die Querschnittswiderstände ergeben sich nach Tabelle 3.3 zu:

Tabelle 3.3: Querschnittswiderstände

M_{el}	M_{Rm}	$V_{Rm,c}$
302kNm	673kNm	520kN

3.4 Versuchsdurchführung

Grundsätzlich war bei beiden Versuchskörpern (VK) die Versuchsdurchführung gleich. Da sich durch die Auslegung der Versuchskörper (hohe Vorspannung) sowie des Versuchsaufbaus (einfach statisch unbestimmt) die Möglichkeit bot die Veränderung eines Zwangsmoment durch Kriechen zu beobachten, wurde beim zweiten statischen Versuch ein Zwangsmoment eingeprägt. Aus diesem Grund werden die Ergebnisse der statischen Versuche separat ausgewertet. Abschließend werden die Ergebnisse der Kriechversuche präsentiert.

3.4.1 Statischer Versuch VK1

Beschrieben wird zuerst jener Versuch, der ohne eingeprägtes Zwangsmoment durchgeführt wurde. Bei VK1 handelt sich um den letzten durchgeführten Versuch, welcher aufgrund der ungünstigen Witterungsbedingungen sieben Tage später als VK1 durchgeführt werden musste. Das Betonalter betrug zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung 49 Tage.

3.4.1.1 Last- Verformungsbeziehung

Die Ermittlung der Verformung des Versuchskörpers erfolgte mit Hilfe der Potentiometrischen Wegaufnehmer. Diese wurden in Entfernungen von $\pm 3,5m$, $\pm 2,5m$ und $\pm 1,25m$ vom Mittelaufleger, zwischen dem Versuchskörper und dem Stahlträger sowie zwischen dem Stahlträger und dem Asphaltbelag des Bodens, angeordnet. Die Messung der Verformung des Stahlträgers war erforderlich da dieser biegeweich war. Das Verhältnis der Biegesteifigkeit des Versuchskörpers zum Stahlträger betrug $E_{Beton} \cdot I_{Versuchskörper} \div E_{Stahl} \cdot I_{Stahlträger} = 1 \div 16,5$. Die maximale Verschiebung des Mittelauflegers des Versuchskörpers betrug bei Traglast $u = 0,5mm$ nach oben, was ein negatives Zwangsmoment von $M_{Zwang,u} = -6,3kNm$ zur Folge hatte.

Von großem Interesse war das Verhalten der Tragstruktur im Zustand II, siehe Abbildung 3.8. Die Belastung wurde aufgebracht bis erste Risse sichtbar waren, was sich bei einer Kraft von $286kN$ im Bereich des Mittelauflegers einstellte. Bis zu diesem Punkt ist eine lineare Beziehung zwischen Belastung und Verformung erkennbar. Ab dem ersten Riss im Mittelauflegerbereich ist noch weiterhin eine lineare Beziehung erkennbar, jedoch mit einer geringeren Steigung des Graphen, was auf die Schnittgrößenumlagerung zufolge des gerissenen Querschnitts im Mittelauflegerbereich zurückzuführen ist. Danach wurde die Belastung gesteigert bis erste Risse im Feldbereich sichtbar wurden, was bei einer Kraft von $420kN$ stattfand. Ab dieser Laststufe verhält sich die Last- Verformungsbeziehung nicht linear aufgrund der Rissbildung und es kommt zu einer stärkeren Zunahme der Verformung. Die letzte Laststufe betrug $F = 656kN$, wobei an der Stelle $x = -3,5m$ die maximale Durchbie-

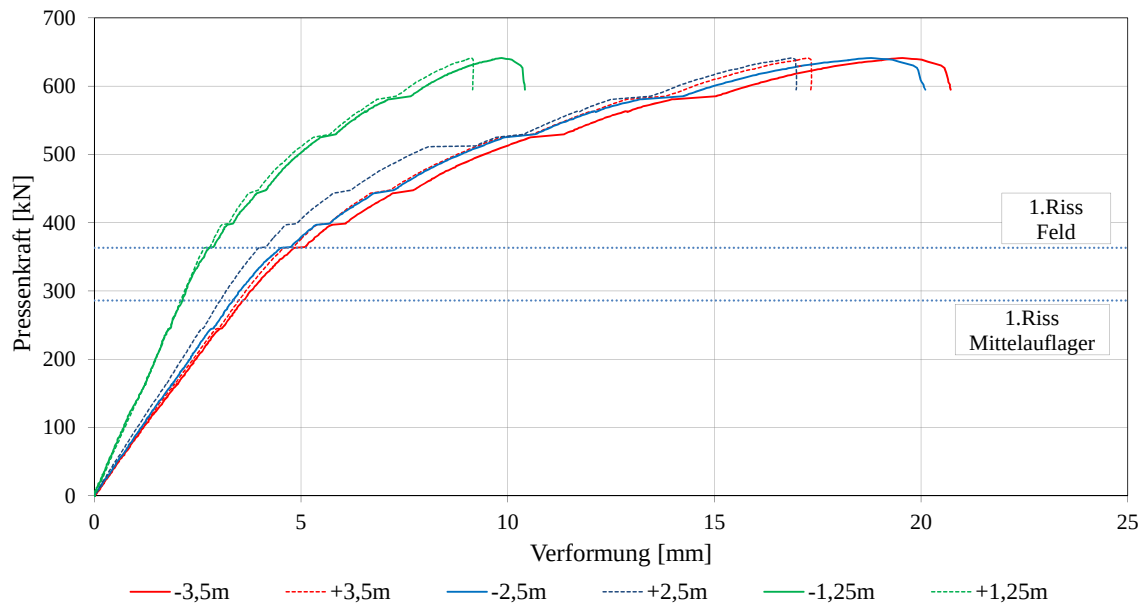


Abbildung 3.8: Last- Verformungsbeziehung VK1

ung im Feld $u_{max} = 21\text{mm}$ betrug, was einem auf die Spannweite bezogenen Wert von $1/357$ entspricht. Ein ausgeprägtes Fließplateau der Last- Verformungsbeziehung ist bei Traglast nicht erkennbar.

3.4.1.2 Rissbild

Bei einer Kraft von 286kN stellte sich der erste Riss im Bereich des Mittelauflegers ein. Die Rissweite betrug an der Trägersoberfläche $w_{cr} = 0,05\text{mm}$. Nachdem die Belastung auf eine Kraft von 460kN gesteigert wurde, waren im Bereich des Mittelauflegers drei Risse sichtbar. Ebenso konnten im Feldbereich Risse wahrgenommen werden, welche sich von der Lasteinleitungsstelle beginnend hin zum Außenaufleger fortentwickelten. Die Risse gingen entweder über die ganze Breite oder waren zweiteilig und versetzt. Bei einer Belastung von 500kN war im Bereich des Mittelauflegers ein Längsriss über eine Länge von $5 - 12\text{cm}$ in der Mitte der Trägersoberseite bei den Biegerissen feststellbar. Erste Anzeichen für eine Zerstörung der Betondruckzone im Bereich des Mittelauflegers konnten bei einer Belastung von 565kN durch kleine Längsrisse am Druckrand wahrgenommen werden. Bei dieser Laststufen begannen sich die Biegerisse im Feldbereich zu verzweigen. Im Bereich des Mittelauflegers kam es zu deutlichen Betonabplatzungen im Druckbereich. Die Biegerisse im Stützbereich neigten sich stark und verzweigten sich zueinander von einer Breite mit 75cm im Zugzonenrand zu 10cm im Bereich der Betondruckzone welche 12cm betrug, siehe Abbildung 3.9a. Des Weiteren war in diesem Bereich ein vertikaler Versatz des Trägers, welcher direkt vom Mittelaufleger gestützt wurde und

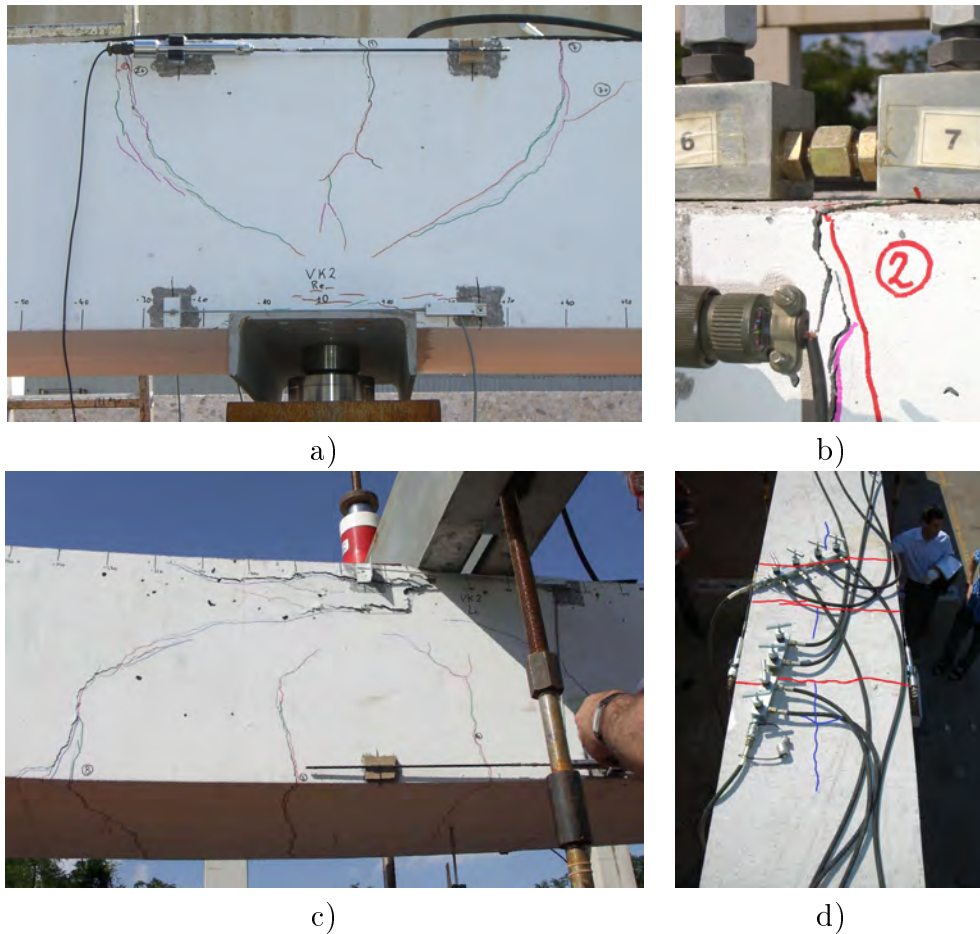


Abbildung 3.9: Rissbilder VK1 bei maximaler Belastung

dem Trägerteil des Feldes, von 1-2mm erkennbar, siehe Abbildung 3.9b. Die Längsrisse an der Trägeroberseite wuchsen zu einer Länge von maximal 50cm an, waren jedoch noch nicht durchgehend, siehe Abbildung 3.9d. Im Bereich der Lasteinleitung kam es zu deutlichen Längsrissen und Abplatzungen der Betondruckzone, siehe Abbildung 3.9c. mit einer Länge von 70cm. Die Biegerisse im Feld entwickelten sich zu einem Biegeschubriss welche sich zur Lasteinleitungsstelle hin entwickelten. Die Betondruckzonenhöhe betrug nur mehr 10cm. Die maximale Rissöffnung im Bereich des Mittelaufagers betrug 2,0mm an der Trägersaußenseite und auf Höhe der Schwerachse des Spannglieds $w_{cr} = 1,7\text{mm}$. Das abgeschlossene Rissbild kann Abbildung 3.10 entnommen werden. Der durchschnittliche Rissabstand betrug beim Erreichen der Traglast $s_{cr,0} = 35\text{cm}$, der maximale $s_{cr,max} = 40\text{cm}$ und der kleinste $s_{cr,min} = 22\text{cm}$. Eine detaillierte tabellarische Beschreibung der Rissentwicklung befindet sich im Anhang Tabelle B.1. Vom Standpunkt der visuellen Betrachtung kündigte sich das Erreichen der Traglast durch Risse und durch Abplatzungen in der Betondruckzone an.

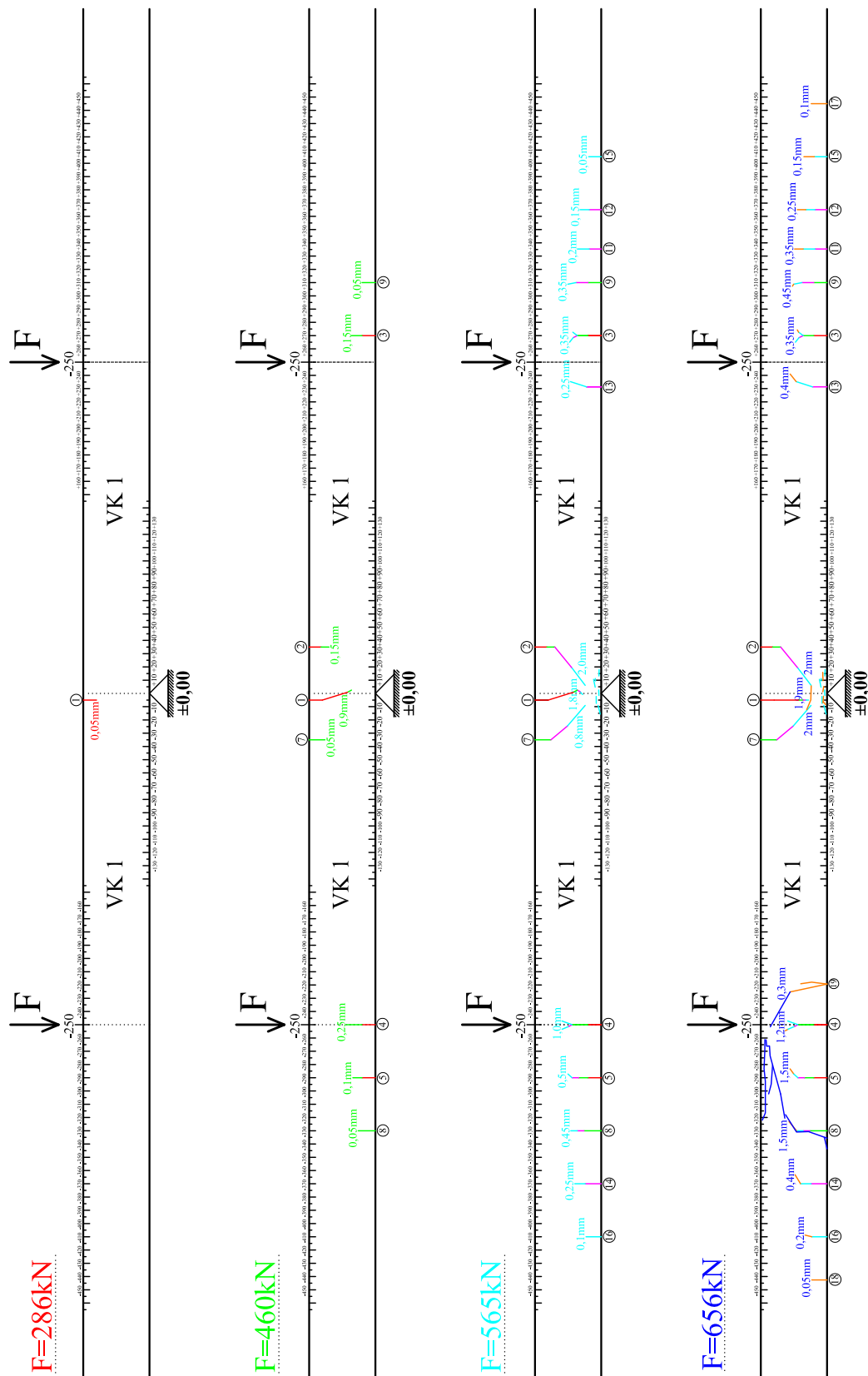


Abbildung 3.10: Rissbilder- Entwicklung VK1

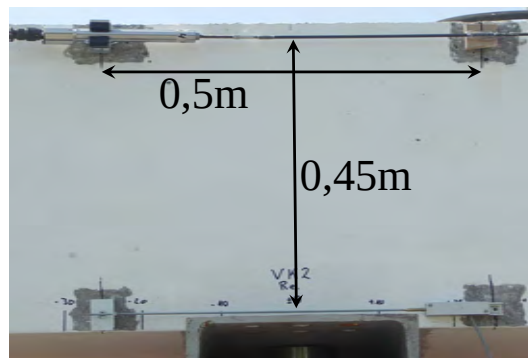


Abbildung 3.11: Anordnung der Messgeräte zur Dehnungs- und Stauchungsermittlung

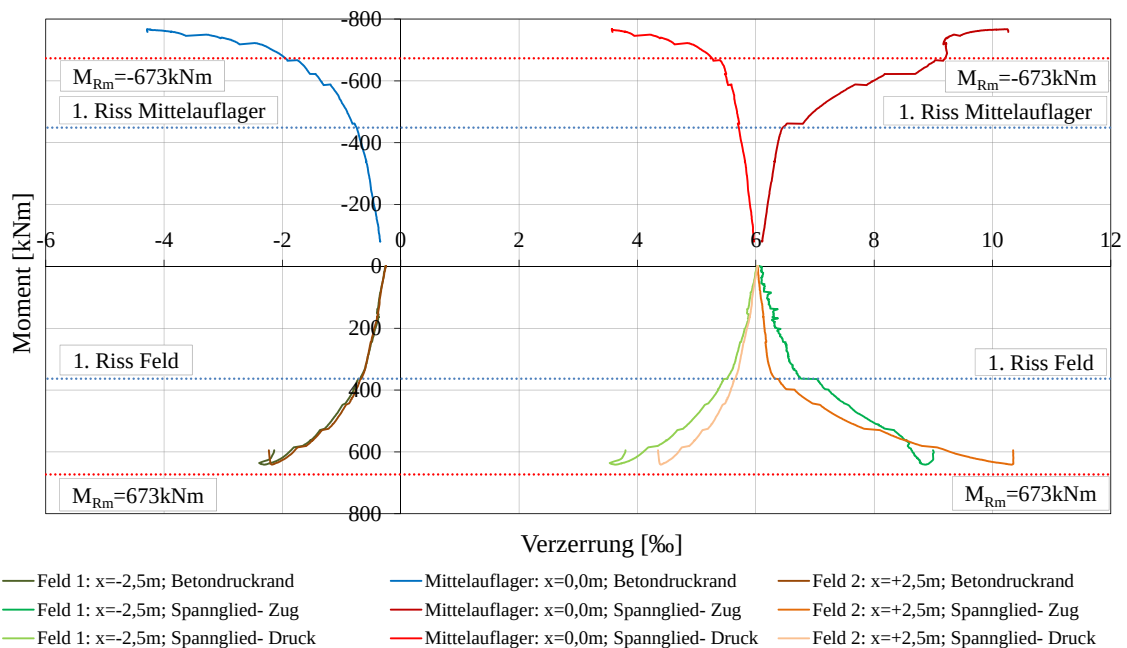
3.4.1.3 Verzerrungs- und Krümmungsverläufe

Für die Messung der Dehnung des Trägers im Zugbereich wurden induktive Wegaufnehmer verwendet. Die Messung der Stauchung des Trägers im Druckbereich erfolgte mit Bogenwegaufnehmern. Diese Messungen wurden im Bereich der Lasteinleitstellen und des Mittelaufagers durchgeführt. Für die Ermittlung der Verzerrungen $\varepsilon = \Delta l / l_0$ wurde ein Messweg von $l_0 = 50\text{cm}$ gewählt. Die Krümmung $\kappa = (|\varepsilon_o| + |\varepsilon_u|) / h$ wurde mit einer Höhe von $h = 0,45\text{m}$ ermittelt, siehe 3.11. Da die Verzerrungen in einem Abstand von $2,5\text{cm}$ vom Betonrand gemessen wurden, wird für die Ermittlung der Verzerrung des Spannglieds die Verzerrung über die Krümmung des Querschnitts rückgerechnet.

Für die Ermittlung der Krümmung und Verzerrungen wurden die Belastungszustände vor Durchführung der Versuche berücksichtigt. Dies beinhaltete:

- Dehnung des Spannglieds durch Vorspannung.
- Stauchung des Betons durch die Wirkung aus Vorspannung.
- Verzerrungszustände durch Eigengewicht.

Die Verzerrungsverläufe des Betondruckrandes und der Spannglieder des Versuchskörpers sind in Abbildung 3.12 dargestellt. Es können Informationen über die Grenzzustände der verwendeten Werkstoffe unter Traglast gewonnen werden. Beim Mittelaufleger an der Stelle $x=0,0\text{m}$ ist im Druckbereich bis zu einem Moment von -330kNm und einer zugeordneten Stauchung von $\varepsilon_c = -0,57\text{‰}$ ein linearer Verlauf erkennbar. Danach ist ein nicht linearer Verlauf gegeben, wobei die maximale Stauchung des Betons $\varepsilon_{c,u} = -4,21\text{‰}$ beträgt. Es ist kein ausgeprägtes Fließplateau erkennbar. Die Vordehnung des Spannglieds betrug durch das Vorspannen



Abbildungung 3.12: Momenten- Verzerrungsbeziehung VK1

$\varepsilon_{p0} = 6, 10\%$. Der Verlauf bis zum ersten Riss ist linear, danach zufolge der Rissbildung nicht linear. Bei einer Verzerrung von $\varepsilon_p = 9, 20\%$ beginnt der Stahl zu fließen. Laut Prüfzeugnis sollte sich bei den verwendeten Spannbetonlizen das Fließen bei einer Verzerrung von $\varepsilon_{py} = 8, 65\%$ einstellen. Die maximal erreichte Dehnung des Spannglieds beträgt $\varepsilon_{p,u} = 10, 18\%$, wobei ein Fließen des Stahls bereits erkennbar ist.

Die Verzerrungsverläufe des Trägers wurden in den Feldern bei den Stellen $x = +2,5\text{m}$ und $x = -2,5\text{m}$ (Lasteinleitung) gemessen. Die Stauchungen des Betondruckrandes verlaufen für beide Stellen gleich, linear bis zu einem Moment von 314kNm mit einer Stauchung von $\varepsilon_c = -0, 58\%$. Die maximale Stauchung beträgt $\varepsilon_{c,u} = -2, 29\%$ bei einem Moment von 640kNm . Das Tragmoment wurde in den Feldern nicht erreicht, da der Versuchskörper im Bereich des Mittelauflegers versagte. Die Dehnungen des Spanngliedes an der Zugseite verhalten sich unterschiedlich. Im Feld 1 kommt es bis zum ersten Riss zu einer stärkeren Zunahme der Verzerrung als im Feld 2. Nach dem Riss ist ein umgekehrtes Verhalten erkennbar. Die maximal erreichte Dehnung beträgt $\varepsilon_{p,u} = 10, 27\%$, wobei noch kein ausgeprägtes Fließplateau erkennbar ist. Zusätzlich dargestellt sind die Dehnungsverläufe des Spannglieds auf Druck, was in Summe die Aufstellung eines Normalkraftgleichgewichtes zur Ermittlung der Traglast ermöglicht.

Die Momenten- Krümmungsbeziehung ist in Abbildung 3.13 dargestellt. Mit dieser sollen Rückschlüsse über das Steifigkeitsverhalten des Querschnitts gewonnen wer-

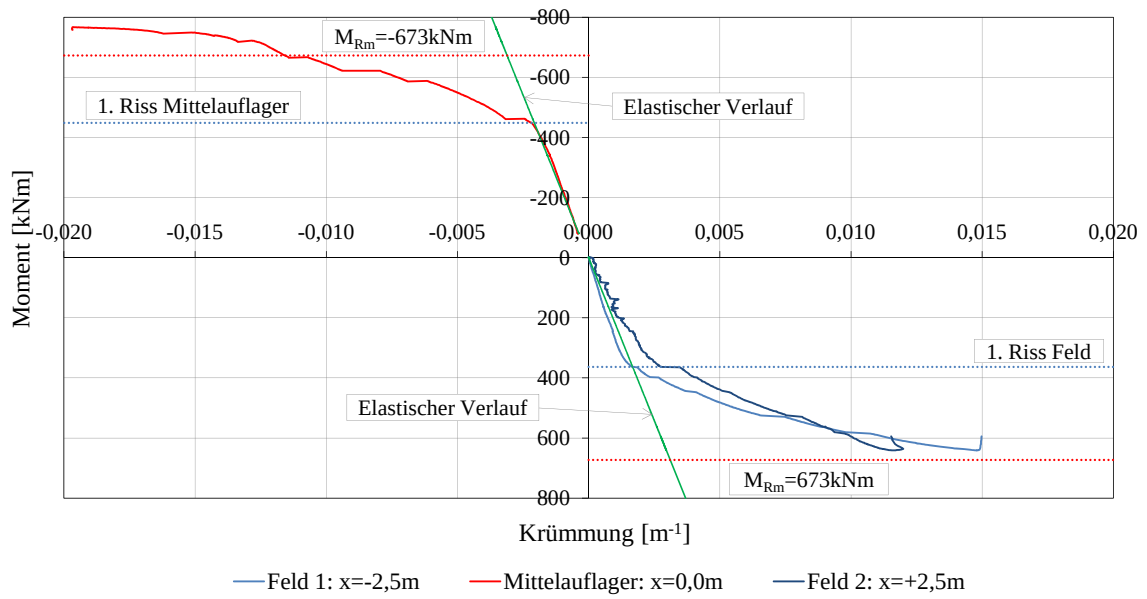


Abbildung 3.13: Momenten- Krümmungsbeziehung

den. Die Krümmung des Querschnitts im Bereich des Mittelauflagers an der Stelle $x=0,0m$ verläuft linear bis zum ersten Riss und stimmt sehr gut mit dem berechneten elastischen Momenten- Krümmungsverlauf zu $\kappa = M/(E \cdot I)$ überein. Für die Berechnung wurde für den Elastizitätsmodul ein $E_c = 33.000 N/mm^2$ verwendet und für die Steifigkeit des ungerissenen Querschnitts ein $I_{Ideell} = 0,0065625 m^4$. Nach dem ersten Riss ist ein deutlicher Abfall der Steifigkeit erkennbar, wobei sich im voll gerissenen Zustand (Risse auch im Feld) wieder eine konstante Steifigkeit $EI_{(II)}$ einstellt, welche jedoch nur mehr über $1 \div 9$ der Steifigkeit des ungerissenen Querschnitts verfügt. Die maximale Krümmung beträgt $\kappa_{max,Stütz} = -0,0195 m^{-1}$.

Die Momenten- Krümmungsbeziehung in den beiden Feldern verläuft nicht ganz ident. Vor den ersten Rissen zeigt das Feld 2 gegenüber dem Feld 1 eine stärkere Krümmung auf. Nach dem ersten Riss im Feld ist ein gegensätzliches Verhalten erkennbar. Das Verhältnis der Steifigkeiten $EI_{(I)} \div EI_{(II)}$ beträgt im voll gerissenen Zustand in Feld 1 $1 \div 13$, wobei hingegen das Verhältnis in Feld 2 $1 \div 6$ beträgt. Die maximale Krümmung im Feldbereich beträgt $\kappa_{max,Feld} = 0,0147 m^{-1}$.

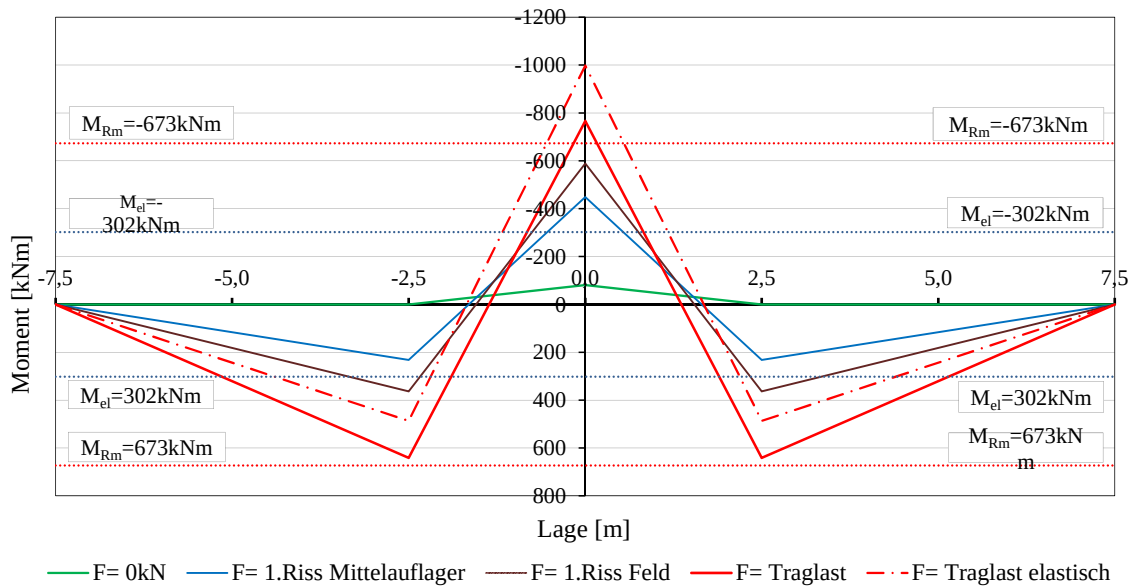


Abbildung 3.14: Momentenentwicklung VK1

3.4.1.4 Schnittgrößen und Momentenumlagerung

In Abbildung 3.14 ist die Entwicklung des Momentenverlaufs über die Trägerlänge dargestellt. Der Momentenverlauf resultiert zufolge Eigengewicht (Versuchskörper und Versuchsaufbau) und statischer Belastung, wobei in der grafischen Darstellung auf den quadratischen Verlauf zufolge Eigengewicht, aus Gründen der Darstellbarkeit verzichtet wurde. Es sind mehrere Verläufe dargestellt, beginnend mit der Ausgangslage zufolge Eigengewicht, Verlauf bei der ersten Rissbildung beim Mittelaufleger und Feld sowie unter Traglast. Ebenso ist der der Pressenkraft unter Traglast zugeordnete Momentenverlauf bei elastischem Materialverhalten in der Grafik dargestellt. Das Moment beim ersten Riss betrug $M_{1.Riss, Mittelaufleger} = -449 \text{ kNm}$, der erste Riss im Feldbereich ist bei einem Moment von $M_{1.Riss, Feld} = 363 \text{ kNm}$ aufgetreten. Das elastische Grenzmoment beträgt nach Kapitel 3.3.3 $M_{el} = 302 \text{ kNm}$. Bei Traglast betrug das Stützmoment $M_{Mittelaufleger} = -767 \text{ kNm}$ womit der mit Mittelwerten berechnete Momentenwiderstand $M_{Rm} = 673 \text{ kNm}$ überschritten wurde, das Feldmoment betrug $M_{Feld} = 641 \text{ kNm}$.

In Abbildung 3.15 ist der Querkraftverlauf zufolge Eigengewicht und statischer Belastung über die Trägerlänge dargestellt. Bei Traglast beträgt die maximale Querkraft im Mittelauflegerbereich $V_E = 556 \text{ kN}$. Im Bereich zwischen dem Mittelaufleger sowie der Lasteinleitstellen wird der aus Mittelwerten der Festigkeit berechnete Querkraftwiderstand $V_{Rm,c} = 520 \text{ kN}$ überschritten. Die Entwicklung der Biegerisse hin in Richtung Biegeschubrisse, siehe Abbildung 3.9 bei den letzten Laststufen wa-

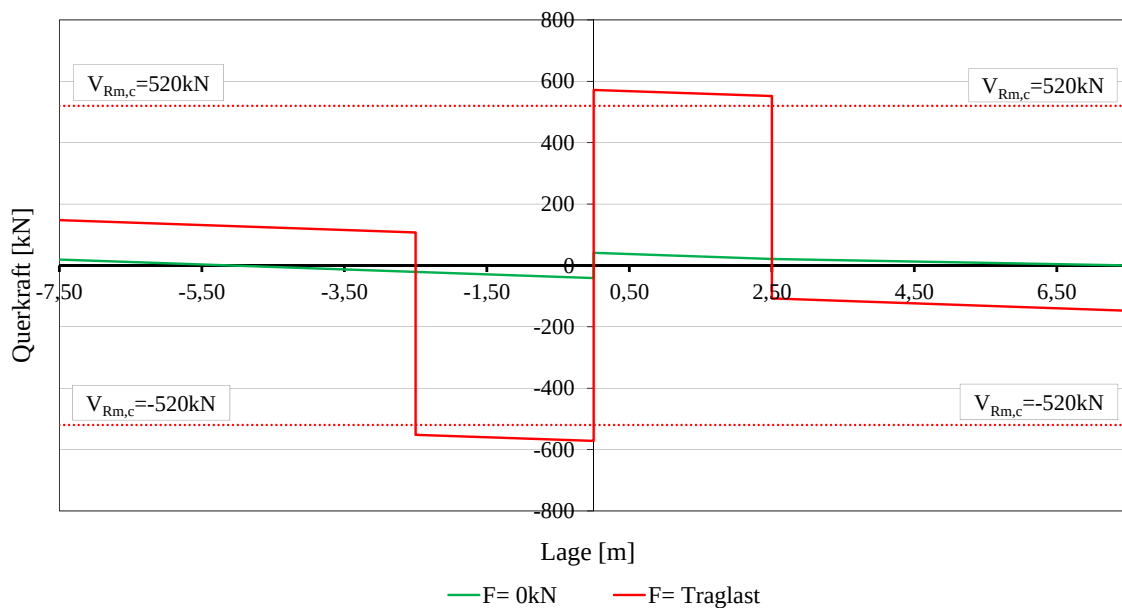


Abbildung 3.15: Querkraftverlauf VK1

ren ein Anzeichen dafür, dass die Querkrafttragfähigkeit erreicht und überschritten wurde.

Beobachtet wurde auch die Eigenschaft des Umlagerens von Schnittgrößen. Aufgrund der einfach statischen Unbestimmtheit des Versuchsaufbaus, kam es durch die Rissbildung zu einer reduzierten Steifigkeit im Mittelauflegerbereich was zu einer Umlagerung der Schnittgrößen führte. Bei Einfeldträgern besteht kein Umlagerungsvermögen. In Abbildung 3.16 ist das Verhältnis der nach Elastizitätstheorie ermittelten Momente (Mittelaufleger, Lasteinleitstelle) zu den vorhandenen Momenten in Abhängigkeit der Belastung dargestellt. Die tatsächlich vorhandenen Momente wurden durch Rückrechnen aus den gemessenen Auflagerreaktionen (Kraftmessdosens) ermittelt. Idealerweise sollte der Verlauf bis zur ersten Rissbildung konstant $M_{el}/M_{pl} = 1,00$ betragen.

Das Verhältnis der Momente M_{el}/M_{pl} für das Stützmoment verläuft bis zum ersten Riss beim Mittelaufleger annähernd konstant mit einem Anfangswert von 0,98 zu einem Wert von 0,94. Danach kommt es zu einer Umlagerung der Schnittgrößen zufolge der reduzierten Steifigkeit im Bereich des Mittelauflegers. Unter Traglast beträgt das vorhandene Moment 77% des elastisch ermittelten Moments. Berücksichtigt man das nicht ideale Verhältnis der Momente vor der Rissbildung, welches nicht exakt 1,0 war, so kam es zu einer Reduktion von 17%.

Das Verhältnis der Momente im Feldbereich an der Stelle der Lasteinleitung verläuft ab einer Pressenkraft von 60kN konstant mit einem Wert zu $(M_{el}/M_{pl})_{Feld} = 1,10$. Im Bereich kleiner Pressenkräfte ist ein asymptotischer Verlauf mit einer Polstelle bei

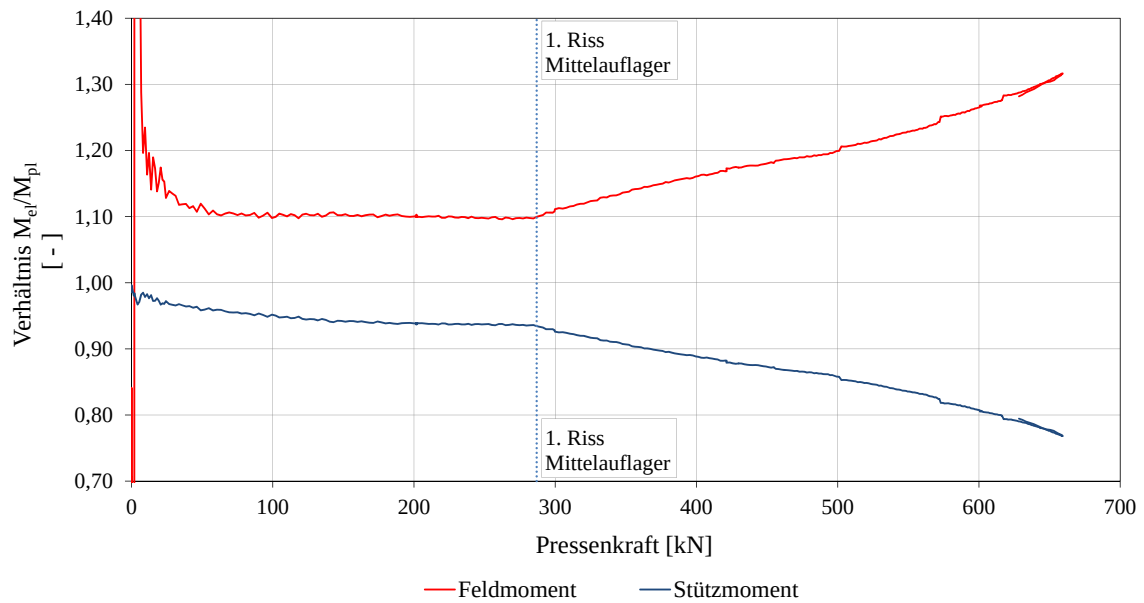


Abbildung 3.16: Momentenumlagerung VK1

$F = 1\text{ kN}$ zu erkennen. Dies ist darauf zurückzuführen, dass das Ausgangsmoment an der betrachteten Stelle $M_{x=2,5\text{ m}, F=0\text{ kN}} = -0,68\text{ kNm}$ beträgt, siehe Abbildung 3.14. Dies ist ein sehr niedriger Wert und führt dadurch, dass die Momente ins Verhältnis gesetzt werden und das tatsächlich vorhandene Moment im Nenner steht zu solch extremen Werten. Ab dem ersten Riss kommt es zu einer Umlagerung von Schnittkräften, wobei unter Traglast das tatsächlich vorhandene Moment 131% des elastisch ermittelten Moments beträgt. Berücksichtigt man das nicht ideale Verhältnis der Momente vor der Rissbildung, welches nicht exakt 1,0 war, so kam es zu einer Erhöhung von 21%.

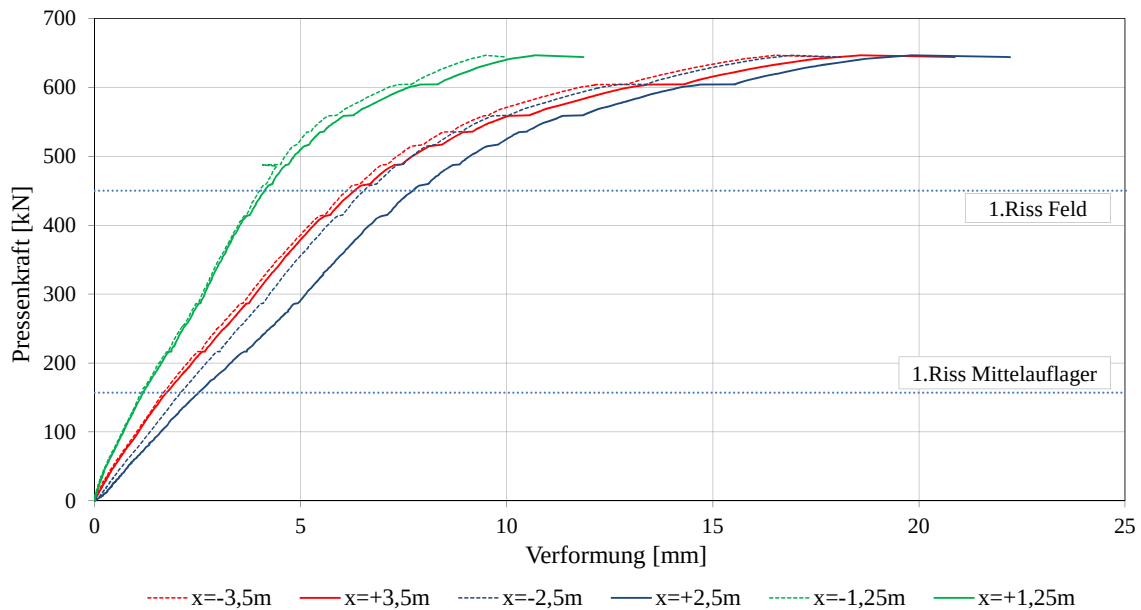


Abbildung 3.17: Last- Verformungsbeziehung VK2

3.4.2 Statischer Versuch VK2

Das Betonalter betrug zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung 42 Tage. Vor Versuchsdurchführung wurde durch Anhebung des Mittelauflegers um 10mm ein Zwangsmoment eingeprägt. Untersucht wurde auch der Einfluss eines Zwangsmoments auf die Tragfähigkeit, worauf in Kapitel 3.4.3.2 näher eingegangen wird.

3.4.2.1 Last- Verformungsbeziehung

Die Last- Verformungsbeziehung für VK2, siehe Abbildung 3.17, verläuft bis zum ersten Riss beim Mittelaufleger linear. Durch das eingeprägte negative Zwangsmoment im Mittelaufleger kommt es bereits bei einer Kraft von 157kN zu einer Rissbildung im Mittelauflegerbereich. Der weitere Verlauf des Graphen bis zum ersten Riss bei einer Kraft von 450kN im Feldbereich verläuft ebenfalls linear, jedoch mit einer geringeren Steigung, was auf die bereits stattfindende Schnittgrößenumlagerung zurückzuführen ist. Danach ist der Verlauf nicht linear bis sich ein Fließplateau einstellt. An der Stelle $x=+2,5m$ betrug die maximale Verformung $u_{max} = 22mm$. Das Erreichen der Traglast kündigte sich durch große Verformungen sowie ein beträchtliches Anwachsen der Verformung bei kleinen Laststeigerungen an.

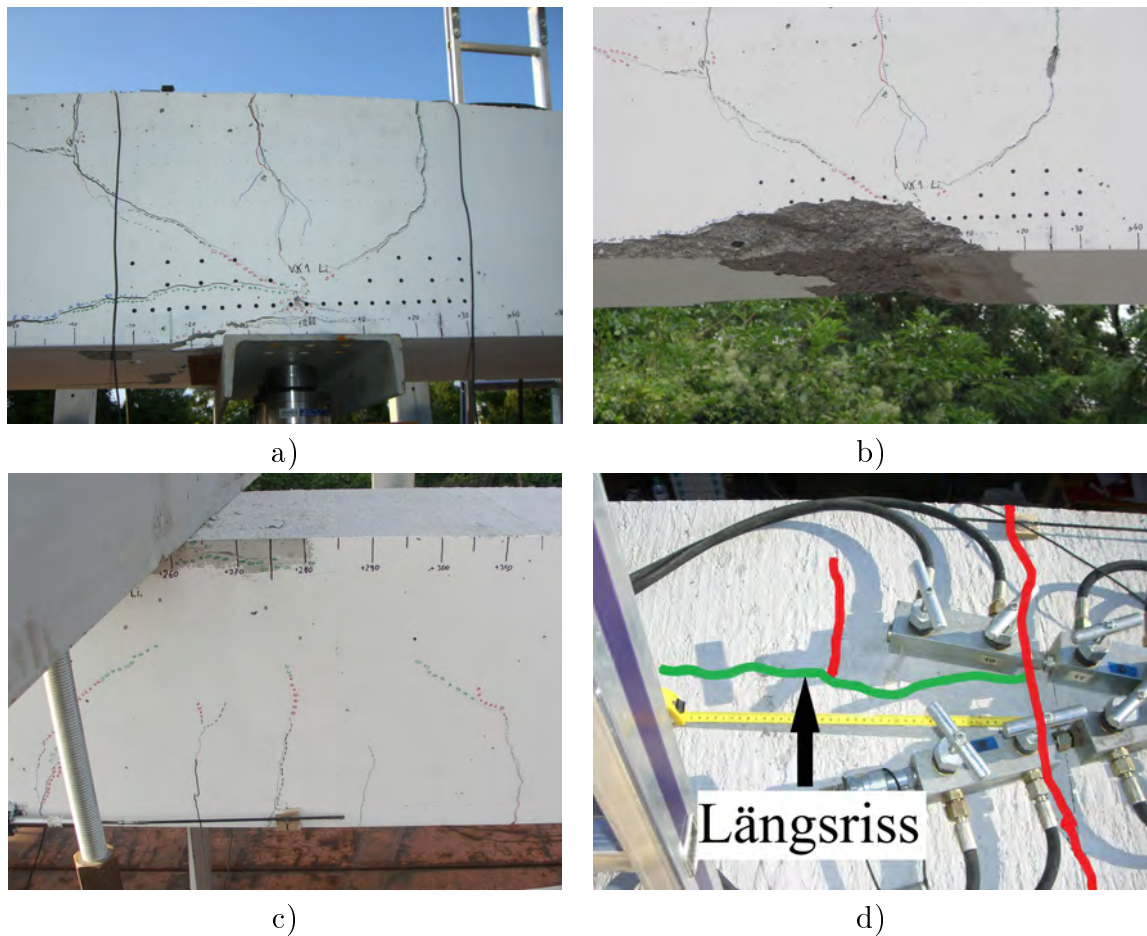


Abbildung 3.18: Rissbilder VK2 bei maximaler Belastung

3.4.2.2 Rissbild

Bei einer Belastung von 157kN stellte sich der erste Riss im Bereich des Mittelauflegers ein. Visuell wahrgenommen wurde der erste Riss bei der Versuchsdurchführung jedoch erst bei einer Kraft von 216kN. Die Rissweite betrug an der Trägersoberfläche bereits $w_{cr} = 0,10\text{mm}$. Nachdem die Belastung auf eine Kraft von 455kN gesteigert wurde, waren im Bereich des Mittelauflegers drei Risse sichtbar. Ebenso traten erste Risse im Feld auf. Bei einer Belastung von 512kN waren erste Abplatzungen im Bereich der Betondruckzone im Bereich des Mittelauflegers erkennbar und die drei Biegerisse verjüngten sich stark zueinander. Ebenfalls waren bei dieser Laststufe Längsrisse an der Trägersoberseite im Mittelauflegerbereich erkennbar, siehe Abbildung 3.18d. Diese hatten eine Länge von 30cm und begannen sich von den Biegerissen aus zu entwickeln. Die Traglast betrug 640kN und war gekennzeichnet durch eine deutliche Zunahme der Verformung bei geringer Laststeigerung. Im Druckzonenbereich des Mittelauflegers kam es zu großen Abplatzungen des Betons, siehe Abbil-

dung 3.18a und b. Bei den Kanten gingen die Abplatzungen über eine Länge von 70cm. Die Biegrisse verjüngten sich von einer Breite mit 70cm an der Trägeroberseite zu einer Breite von 10 cm an der Risswurzel zueinander. Die Betondruckzonenhöhe betrug nur mehr $x_c = 11cm$. Die maximale Rissöffnung an der Trägeroberseite betrug 3,5mm und auf Höhe der Schwerachse des Spannglieds $w_{cr} = 2,8mm$. Ebenso war in diesem Bereich, zwischen dem direkt vom Mittelaufleger gestützten und dem Trägerteil des Feldes, ein vertikaler Versatz von 1-2mm an der Trägeroberseite erkennbar. Im Bereich der Lasteinleitung an der Stelle $x=+2,5m$ kam es zu Abplatzungen der Betondruckzone über eine Länge von 30cm, siehe Abbildung 3.18c. In diesem Bereich verjüngten sich auch die Biegrisse in Richtung Lasteinleitungsstelle. Das abgeschlossene Rissbild kann Abbildung 3.19 entnommen werden. Der durchschnittliche Rissabstand betrug beim Erreichen der Traglast $s_{cr,0} = 35cm$, der maximale $s_{cr,max} = 50cm$ und der kleinste $s_{cr,min} = 15cm$. Eine detaillierte Beschreibung tabellarische Beschreibung der Rissentwicklung befindet sich im Anhang Tabelle B.2 .

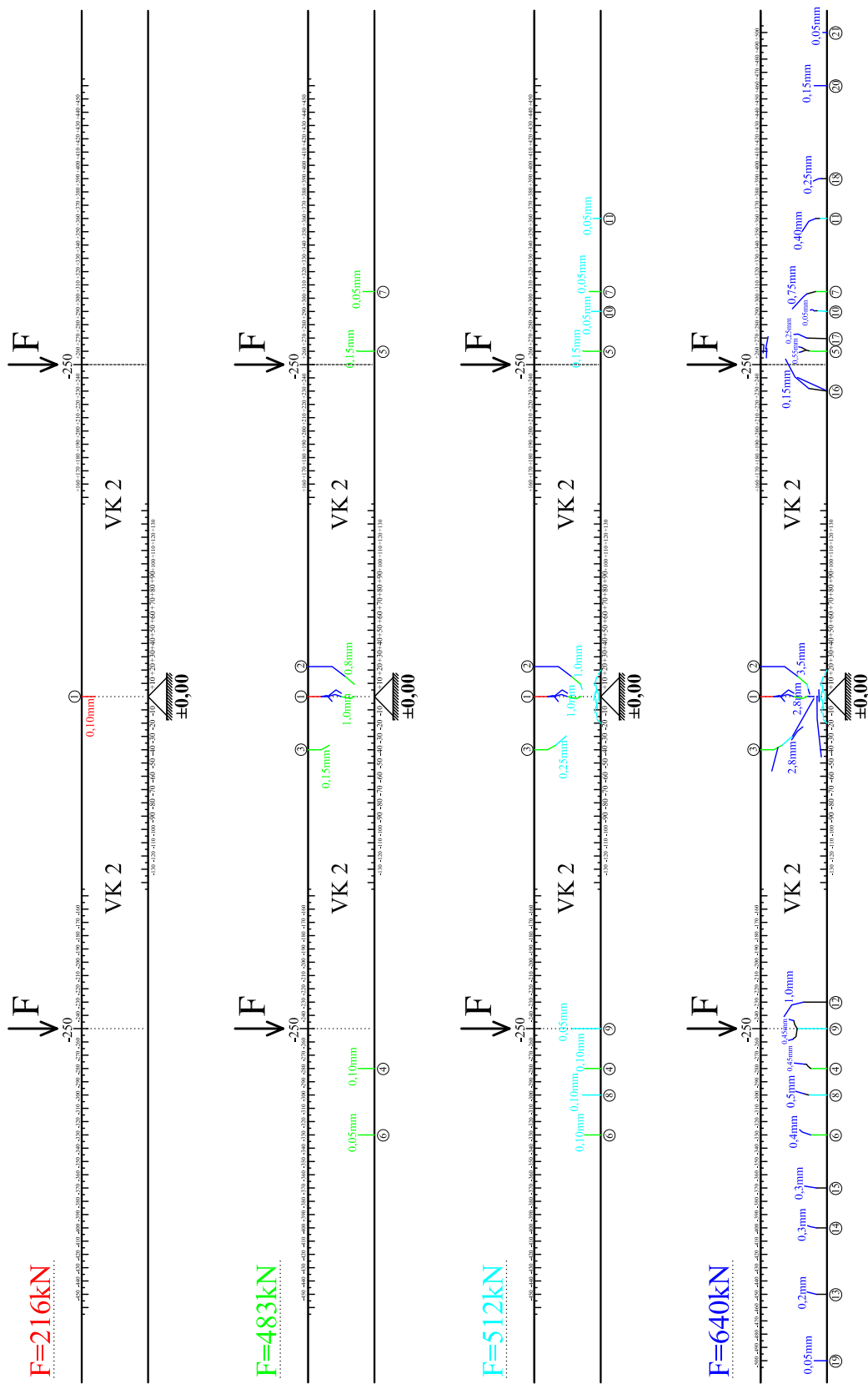


Abbildung 3.19: Rissbilder- Entwicklung VK2

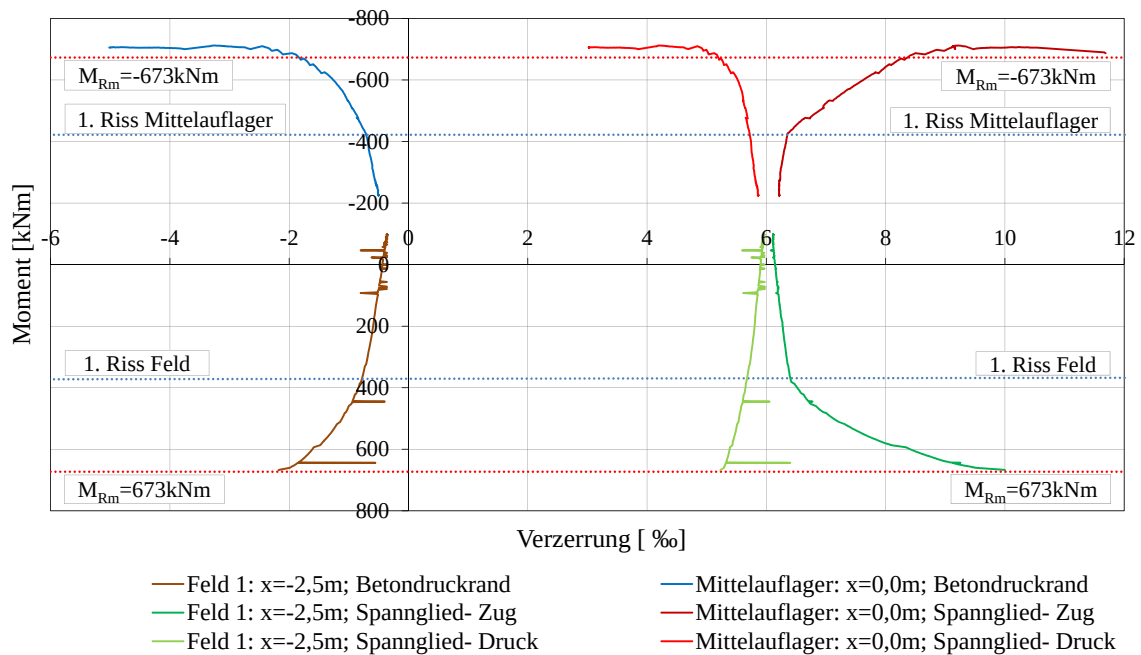


Abbildung 3.20: Momenten- Verzerrungsbeziehung

3.4.2.3 Verzerrungs- und Krümmungsverläufe

Die Verzerrungsverläufe des Betondruckrandes und der Spannglieder des Versuchskörpers sind in Abbildung 3.20 dargestellt. Beim Mittelauflager an der Stelle $x=0,0\text{m}$ ist im Druckbereich bis zu einem Moment von -422kNm und einer zugeordneten Stauchung von $\varepsilon_c = -0,71\text{‰}$ ein linearer Verlauf erkennbar. Nach der Rissbildung verläuft der Graph nichtlinear bis zum Erreichen des Fließplateaus, welches sich bei einer Stauchung von $\varepsilon_c = -2,38\text{‰}$ einstellt. Die maximale Stauchung des Betons beträgt $\varepsilon_{c,u} = 4,94\text{‰}$. Der Verlauf der Dehnung des Spanngliedes, welches durch die Biegung auf Zug beansprucht wird, verläuft bis zum ersten Riss linear. Annähernd linear, jedoch mit einer kleineren Steigung ist der Verlauf des Graphens bis zum Erreichen des Momentenwiderstandes M_{Rm} . Bei einer Dehnung von $\varepsilon_p = 9,10\text{‰}$ beginnt der Spannstahl zu fließen. Laut Prüfzeugnis, siehe Anhang A.1, sollte sich bei den verwendeten Spannbetonlizen das Fließen bei einer Verzerrung von $\varepsilon_{py} = 8,65\text{‰}$ einstellen. Die maximal erreichte Dehnung des Spanngliedes beträgt $\varepsilon_{p,u} = 11,67\text{‰}$, wobei ein Fließen des Stahls bereits erkennbar ist. Das Fließen des Betons sowie der Spannstahlitzen erfolgte nach Erreichen des mit Mittelwerten der Festigkeiten berechneten Momentenwiderstandes M_{Rm} .

Die Verzerrungsverläufe des Trägers wurden nur in einem Feld ($x=-2,5\text{m}$) gemessen. Bis zum ersten Riss bei einem Moment von 375kNm verläuft die Stauchung des Betondruckrandes linear mit einem zugeordneten $\varepsilon_c = -0,78\text{‰}$. Die theoretisch ermittelte Traglast wurde im Feld gerade erreicht wobei die maximale Stauchung

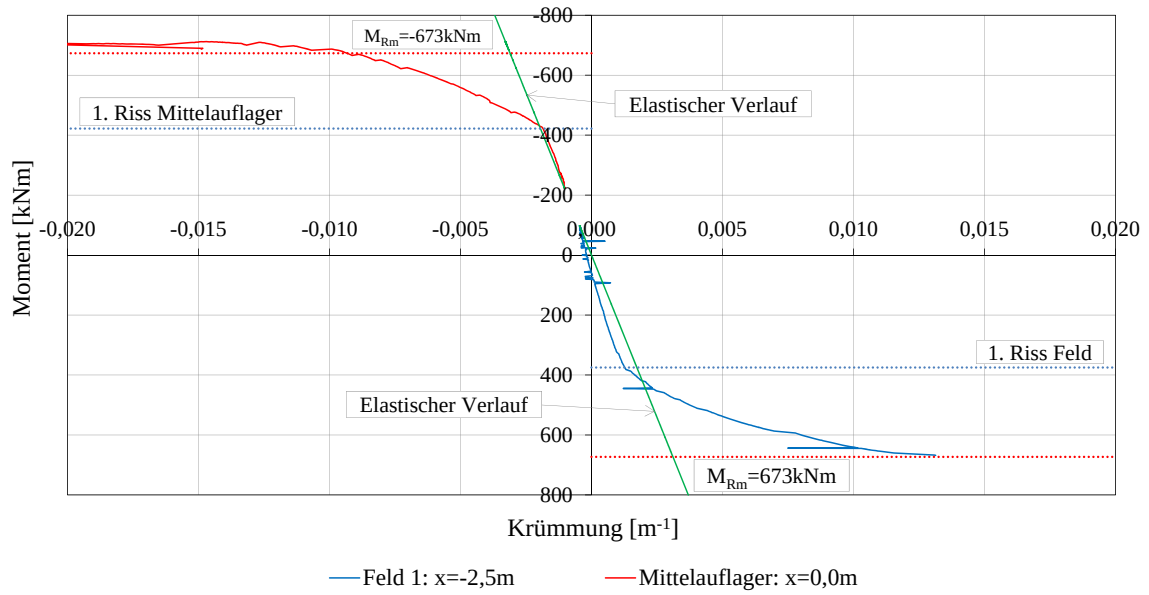


Abbildung 3.21: Momenten- Krümmungsbeziehung

$\varepsilon_{c,u} = -2,17\text{‰}$ beträgt. An der Zugseite verlaufen die Dehnungen des Spannglieds linear bis zum ersten Riss. Danach erfolgt ein nichtlineares Anwachsen bis zum Erreichen der theoretisch ermittelten Traglast, wobei die maximale Dehnung des Spannglieds $\varepsilon_{p,u} = 9,99\text{‰}$ betrug. Ein Fließen der Werkstoffe im Feldbereich ist nicht eingetreten. Zusätzlich dargestellt sind die Dehnungsverläufe des Spannglieds auf Druck, was in Summe die Aufstellung eines Normalkraftgleichgewichtes zur Ermittlung der Traglast ermöglicht.

Die Momenten- Krümmungsbeziehung ist in Abbildung 3.21 dargestellt. Mit dieser sollen Rückschlüsse über das Steifigkeitsverhalten des Querschnitts gewonnen werden. Die Krümmung des Querschnitts im Bereich des Mittelauflegers an der Stelle $x=0,0\text{m}$ verläuft linear bis zum ersten Riss und stimmt sehr gut mit dem berechneten elastischen Momenten- Krümmungsverlauf überein. Nach dem ersten Riss ist ein deutlicher Abfall der Steifigkeit erkennbar, wobei sich im voll gerissenen Zustand (Risse auch im Feld) wieder eine konstante Steifigkeit $EI_{(II)}$ einstellt, welche jedoch nur mehr über $1 \div 5,5$ der Steifigkeit des ungerissenen Querschnitts verfügt. Die maximale Krümmung beträgt $\kappa_{max,Stütz} = -0,022\text{m}^{-1}$.

Die vorhandene Momenten- Krümmungsbeziehung an der Stelle $x=-2,5\text{m}$ weist eine höhere Steifigkeit auf als die elastische. Der Verlauf des Graphens im gerissenen Bereich verläuft nicht ganz linear, weshalb die Ermittlung der Steifigkeit des gerissenen Querschnitts linearisiert erfolgt. Das Verhältnis der Steifigkeiten $EI_{(I)} \div EI_{(II)}$ beträgt linearisiert im voll gerissenen Zustand $1 \div 6,5$. Die maximale Krümmung im Feldbereich beträgt $\kappa_{max,Feld} = -0,013\text{m}^{-1}$.

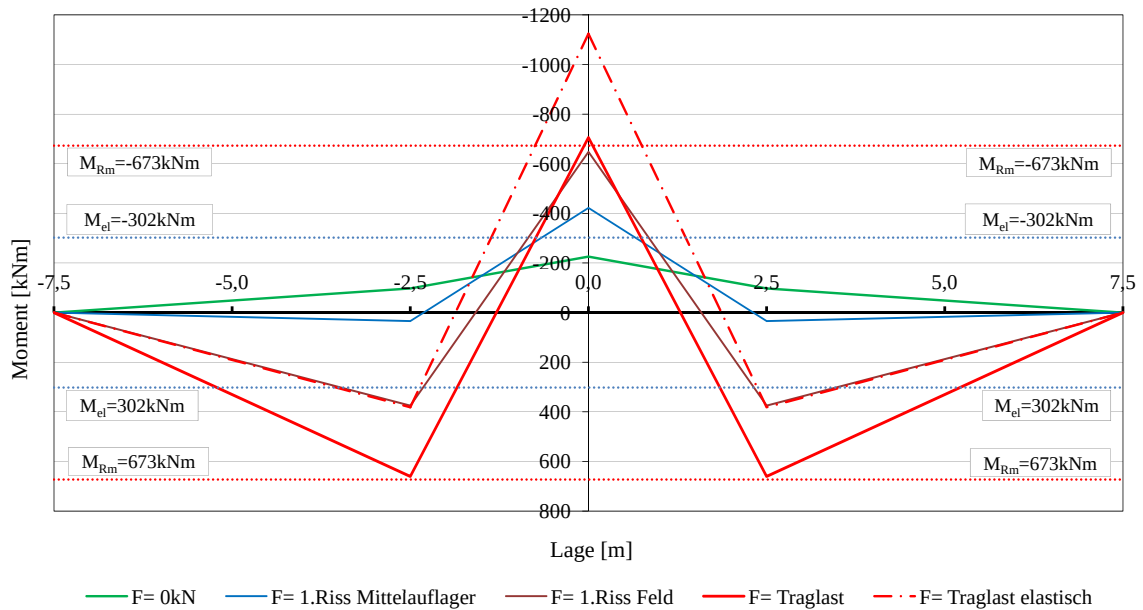


Abbildung 3.22: Momentenentwicklung VK2

3.4.2.4 Schnittgrößen und Momentenumlagerung

In Abbildung 3.22 ist die Entwicklung des Momentenverlaufs über die Trägerlänge dargestellt. Der Momentenverlauf resultiert zufolge Eigengewicht (Versuchskörper und Versuchsaufbau) und statischer Belastung, wobei in der grafischen Darstellung auf den quadratischen Verlauf zufolge Eigengewicht, aus Gründen der Darstellbarkeit verzichtet wurde. In der Ausgangslage $F=0 \text{ kN}$ ist die Auswirkung durch die Einprägung des Zwangsmoment, Anhebung des Mittelauflegers bis Randauflegerreaktion gleich Null, durch den negativen Verlauf über die gesamte Trägerlänge zu erkennen. Das Moment beim ersten Riss im Mittelauflegerbereich betrug $M_{1.Riss, Mittelaufleger} = -422 \text{ kNm}$, der erste Riss im Feldbereich ist bei einem Moment von $M_{1.Riss, Feld} = 375 \text{ kNm}$ aufgetreten. Das elastische Grenzmoment beträgt nach Kapitel 3.3.3 302 kNm . Bei Traglast betrug das Stützmoment $M_{Mittelaufleger} = -705 \text{ kNm}$, womit der mit Mittelwerten berechnete Momentenwiderstand $M_{Rm} = 673 \text{ kNm}$ überschritten wurde, das Feldmoment betrug $M_{Feld} = 660 \text{ kNm}$.

In Abbildung 3.23 ist der Querkraftverlauf zufolge Eigengewicht und statischer Belastung über die Trägerlänge dargestellt. Bei Traglast beträgt die maximale Querkraft im Mittelauflegerbereich $V_E = 555 \text{ kN}$. Im Bereich zwischen dem Mittelaufleger sowie den Lasteinleitstellen wird der mit den Mittelwerten der Festigkeit berechnete Querkraftwiderstand $V_{Rm,c} = 520 \text{ kN}$ überschritten. Die Entwicklung der Biegerisse hin in Richtung Biegeschubrisse, siehe Abbildung 3.18 bei den letzten Laststufen wa-

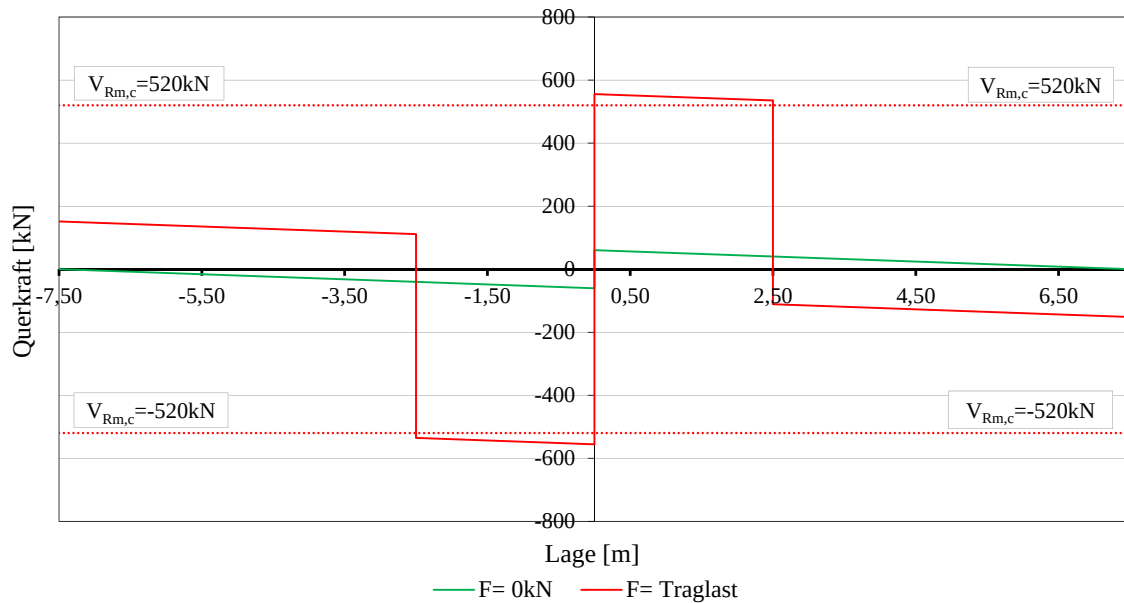


Abbildung 3.23: Querkraftverlauf VK2

ren ein Anzeichen dafür, dass die Querkrafttragfähigkeit erreicht und überschritten wurde.

In Abbildung 3.24 ist das Verhältnis der nach Elastizitätstheorie ermittelten Momente unter Berücksichtigung des Zwangsmoments zu den vorhandenen Momenten in Abhängigkeit der Belastung dargestellt. Aufgrund der Einprägung des Zwangsmoments vor Versuchsbeginn ist eine Interpretation der Momentenumlagerung zwischen den elastisch berechneten und den tatsächlich vorhandenen Moment nur schwer möglich, da es bei dem tatsächlich vorhandenen Moment zu einem Abbau des Zwangsmoments mit fortschreitender Pressenlast kommt. Bei dem theoretisch ermittelten elastischen Verlauf hingegen wird das Zwangsmoment beibehalten. Zu Beginn des Versuchs beträgt das Verhältnis der Momente eins. Bei dem Verhältnis der Stützmomente verläuft der Graph von 1,00 zu 0,95 bis zum ersten Riss beim Mittellaufleger. Danach kommt es zu einer deutlicheren Reduktion des Verhältnis, wobei der Wert unter Traglast $(M_{el}/M_{pl})_{Mittellaufleger} = 0,63$ beträgt.

Das Verhältnis der Momente an der Stelle der Lasteinleitung ist im Anfangsbereich, Pressenkräfte von 50-200kN, stark geprägt durch eine Polstelle, welche sich bei einer Kraft von 127kN einstellt. Diese ist auf den niedrigen Wert des vorhandenen Momentes ($M=0\text{kNm}$) an der Polstelle und dem Vorzeichensprung der Momente zurückzuführen. Ab einer Kraft von 200kN scheint der Verlauf des Graphen sich zu harmonisieren und steigt von einem Verhältnis $(M_{el}/M_{pl})_{Feld} = 1,52$ auf 1,73 unter Traglast.

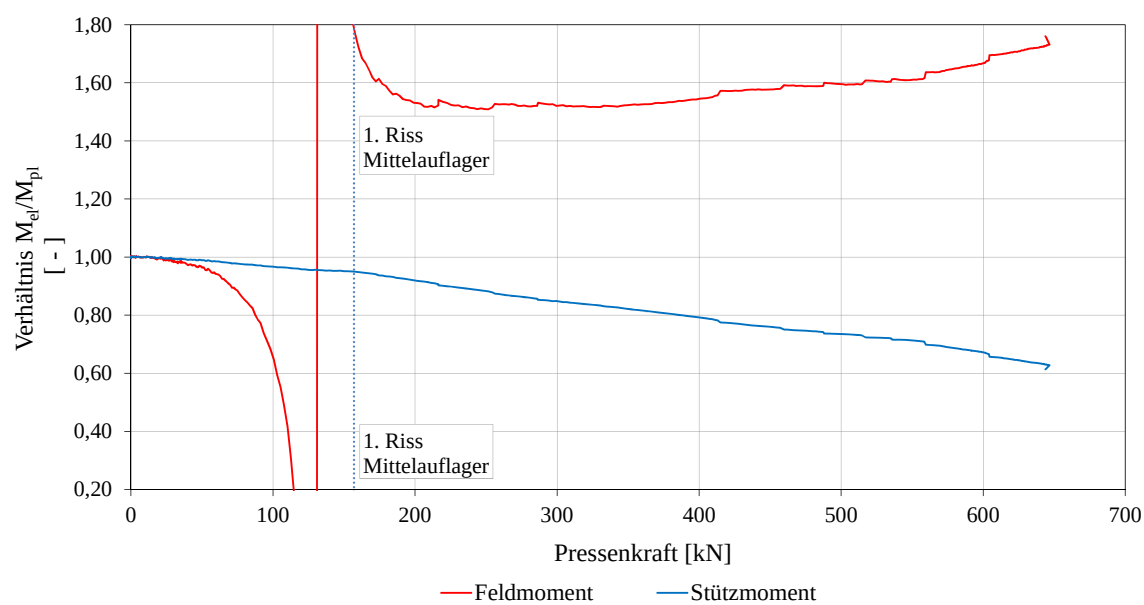


Abbildung 3.24: Momentenumlagerung VK2



Abbildung 3.25: Einprägung eines Zwangsmoments durch Auflageranhebung

3.4.3 Veränderung von Zwangsschnittgrößen durch Kriechen

Im Forschungsprogramm waren Versuche an zwei Trägern vorgesehen um über einen Vergleich zu verfügen. Dieser Umstand wurde genutzt, um die zeitabhängige Veränderung einer Zwangsschnittgröße (Stützensetzung) durch Kriechen sowie den Einfluss eines Zwangsmoments (Stützensenkung) auf die Tragfähigkeit der Konstruktion zu untersuchen. Der Umstand das der Träger hoch vorgespannt war und das es sich um ein einfach statisch unbestimmtes System (Zweifeldträger) handelte, ermöglichte eine einfache Versuchsdurchführung und Auswertung.

3.4.3.1 Zeitabhängige Veränderung einer Zwangsschnittgröße durch Kriechen

Vor der Durchführung der statischen Versuche wurde bei einem Versuchskörper die zeitabhängige Veränderung einer Zwangsschnittgröße durch Kriechen durch Einprägung eines Zwangsmoments beobachtet. Durch Anhebung des Mittelaufagers um $\Delta u = +6,25\text{mm}$ wurde ein Zwangsmoment von $M_{Zwang} = -75,63\text{kNm}$ eingepreßt. Über eine Dauer von 11 Tagen wurden die Kräfte an den Auflagern gemessen, womit das Zwangsmoment zum jeweiligen Zeitpunkt rückgerechnet werden konnte. Als ungünstig erwies sich ein der Witterung ungeschützter Versuchsaufbau. Vor allem die Sonneneinstrahlung verursachte zusätzliche Zwangsschnittgrößen.

In Abbildung 3.26 ist das Verhältnis des gemessenen Zwangsmoment zum ursprünglichen Zwangsmoment bei Versuchsbeginn über die Zeit dargestellt. Des weiteren ist die Entwicklung der Zwangsschnittgröße über die Zeit, ebenfalls als Verhältnis, entsprechend dem Ansatz nach Trost [25] nach Gleichung 3.1 für einen plötzlich auftretenden Zwang nach mit den Kriechzahlen nach ÖNORM EN1992-1-1 [10] in der Grafik eingetragen. Der Verlauf mit dem tatsächlich gemessenen Zwang ist geprägt von einigen Zacken, verursacht durch Sonneneinstrahlung, weist jedoch einen klaren Trend auf. Die gemessenen Werte liegen unterhalb des Ansatzes nach Trost [25] und

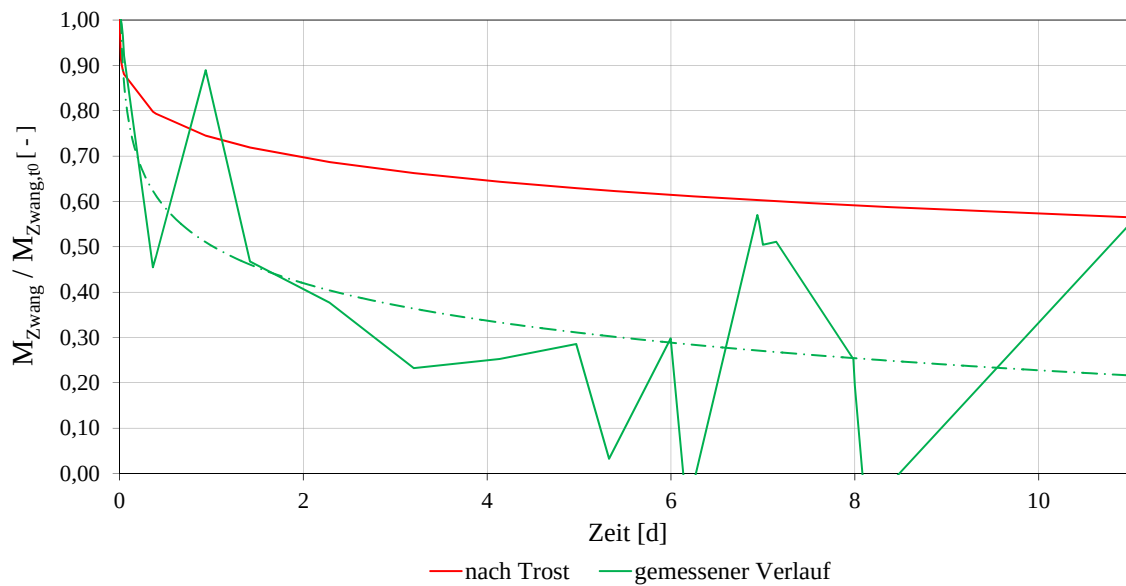


Abbildung 3.26: Zeitabhängige Veränderung einer Zwangsschnittgröße durch Kriechen

es findet ein rascherer Abbau statt. Die Grundzahl des Kriechens beträgt nach EN 1992-1-1 [10] $\varphi_0 = 2,3$. Um den tatsächlich vorhandenen Verlauf abzubilden wäre eine Grundzahl des Kriechens von $\varphi_0 = 6,5$ erforderlich.

$$X_{1(t)} = X_1^{elastisch} \cdot \left(1 - \frac{\varphi(t,t_0)}{1 + \chi \cdot \varphi(t,t_0)} \right) \quad (3.1)$$

$X_{1(t)}$zeitlich veränderliche Zwangsschnittgröße

$X_1^{elastisch}$Zwangsschnittgröße, die nur mit elastischem Materialverhalten, also ohne zeitabhängiges Materialverhalten berechnet wird

$\varphi(t,t_0)$Kriechzahl

χRelaxationsbeiwert

3.4.3.2 Einfluss einer Zwangsschnittgröße auf die Tragfähigkeit

Vor Versuchsbeginn wurde das Mittelauflager des zweiten Versuchskörpers so lange angehoben, siehe Abbildung 3.25, bis die gemessene Auflagerreaktion in den Rändern annähernd Null war, der Träger blieb dabei ungerissen. Dadurch wurde ein Zwangsmoment von $M_{Zwang} = -144kNm$ eingeprägt.

Für die Interpretation wurde die Momenten- Belastungsbeziehung der beiden Versuchskörper in einem Diagramm dargestellt, siehe Abbildung 3.27. Bis der erste

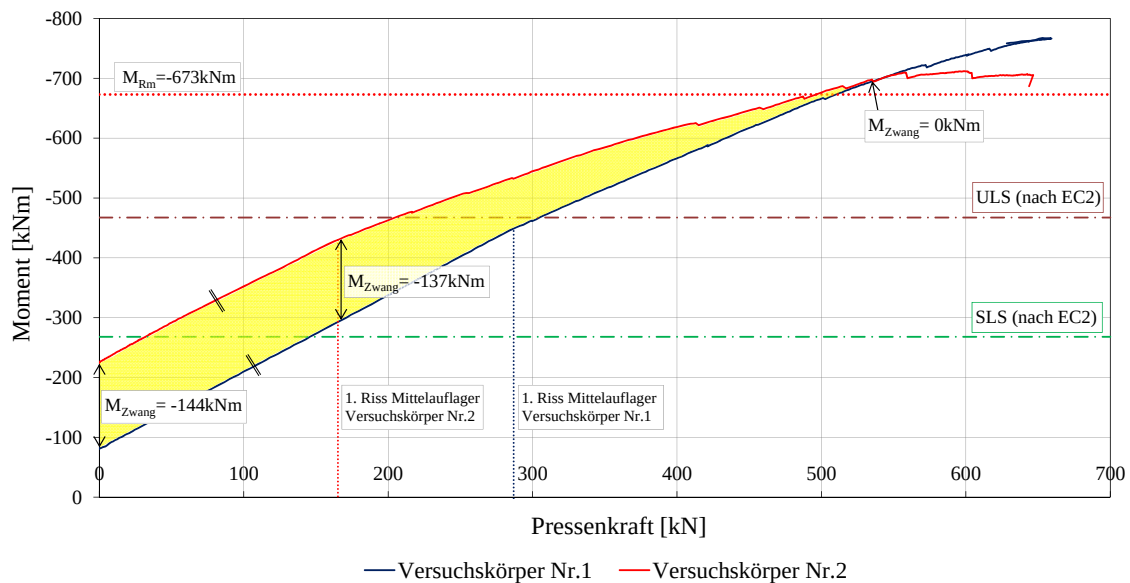


Abbildung 3.27: Abbau des Zwangsmoments während des Traglastversuchs

Riss sich bei einer Pressenkraft von $P = 165 \text{ kN}$ in Versuchskörper Nr. 2 einstellt verlaufen beiden Kurven beinahe parallel zueinander. Ohne eingepprägtes Zwangsmoment sollten beide Kurven grundsätzlich gleich verlaufen. Der Versatz des Graphen bei VK2 nach oben ist auf das eingepprägte Zwangsmoment zurückzuführen. Dieses beträgt bei Versuchsbeginn $M_{Zwang} = -144 \text{ kNm}$. Ab dem Zeitpunkt des ersten Risses, $M_{Zwang} = -137 \text{ kNm}$, beginnt die Momenten- Belastungsbeziehung beim Versuchskörper mit dem Zwangsmoment sich jenem Verlauf ohne Zwangsmoment anzunähern.

Knapp vor dem Erreichen des ermittelten Momentenwiderstandes M_{Rm} schneiden beide Kurven einander. Das Zwangsmoment beträgt bei dieser Laststufe annähernd Null, wie die gelbe Fläche zwischen den beiden Kurven zeigt. Daraus kann geschlossen werden, dass das Zwangsmoment keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit der Konstruktion hat. Das Zwangsmoment wird bis zum Erreichen des Grenzzustandes der Tragfähigkeit aufgrund der Rissbildung und der hohen Beanspruchung der Betondruckzone abgebaut.

Die Zwangsbeanspruchung ist somit keineswegs proportional zur Größe der Zwangseinwirkung (Auflagerverschiebung, Temperatureinwirkung, etc.), und bei duktilen Systemen treten im Bruchzustand keine Zwangsbeanspruchungen auf, Ch. Menn [20].



Abbildung 3.28: Versagensform- Aufspaltung Träger

3.4.3.3 Versagensform

Ziel der Versuche war es, Erkenntnisse über die Versagensankündigung und Versagensform zu erlangen. Kriterien hierfür waren einerseits das Erreichen der Traglast, andererseits das Erreichen eines ausgeprägten Fließplateaus in der Last- Verformungsbeziehung. Bei der letzten Laststufe bei VK1 mit einer Belastung von $F=656\text{kN}$ kam es zu sehr großen Abplatzungen im Bereich der Betondruckzone im Feldbereich, siehe Abbildung 3.28. Die gemessene Kraft in den Gewindestangen welche die Belastung aufbrachten, zeigten einen raschen Abfall der Kraft um 100kN an. Des Weiteren war ein deutliches Knistern über eine Dauer von 1-2 min im Bereich der Druckabplatzungen und ein kontinuierliches Fortschreiten der Abplatzungen wahrnehmbar. Nach einem plötzlichen lauten Knall fiel ein der Länge nach zweigespaltener Träger vom Versuchsaufbau herab. Es war ein Längsriss in der Mitte über die gesamte Höhe erkennbar der sich bis an beide Enden des Trägers fortentwickelte.

Folgende Gründe werden in Betracht gezogen:

- Überschreiten der Verbundspannungen des Spannglieds.
- Versagen der Betondruckzone durch Biegebeanspruchung.

Der primäre Grund für diese ungünstige Versagensform wird in den hohen Verbundspannungen gesehen, welche durch die Spannglieder entstanden. Als äußerst ungünstig erwies es sich, dass eine niedrige Betondeckung gewählt wurde. Die Gründe hierfür sind in Kapitel beschrieben 3.1. Dadurch kam es rasch zu einem Überschreiten der Betonzugfestigkeit in Querrichtung durch die hohen Verbundspannungen des Spannglieds, was zu Rissen an der Trägeroberseite führte. Da keine Bewehrung in Querrichtung angeordnet war, z.B.: Bügel, wurde der Versuchskörper in der Mitte vertikal zweigeteilt.

Im Bereich des Mittelaufagers waren bei VK1 die Längsrisse bei einer Laststufe von $F = 500kN$, was einem Stützmoment von $M_{Stütz, VK1} = -666kNm$ entspricht, an der Trägeroberfläche erkennbar. Bei VK2 betrug die Laststufe $F = 512kN$ was einem Stützmoment von $M_{Stütz, VK2} = -686kNm$ entspricht. Das der Versagenslast $F = 656kN$ zugeordnete Feldmoment betrug $M_{Feld} = 641kNm$ und hatte einen ähnlichen Wert wie jenes Stützmoment bei dem Längsrisse im Mittelaufagerbereich auftraten.

Als Konsequenz wurde die Betondeckung der Spannglieder für das Brückentragwerk der Egg-Graben Brücke von 45mm auf 55mm erhöht.

Anzumerken ist, dass bei der Egg- Graben Brücke durch die orthogonale Vorspannung wesentlich günstigere Verhältnisse in Bezug auf die Höhe der Querspannungen infolge Verbundwirkung vorliegen.

3.5 Zusammenfassung

Die Erfüllung der Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit und die Tragfähigkeit nach Eurocode [12], [10] konnte mit diesen Versuchen nachgewiesen werden. Der Vergleich der im Versuch erreichten Traglasten mit den berechneten Werten zeigte, dass die Berechnung mit Mittelwerten gut mit den Versuchswerten übereinstimmt.

Die Errichtung von rissefreien Betonbrücken mit korrosionsgeschützter Armierung kann mit dem beschriebenen System durchgeführt werden. Der Verzicht auf die Betonstahlbewehrung ist einerseits normativ geregelt, andererseits konnten die Anforderungen dieser Tragstruktur an die Gebrauchstauglichkeit, Duktilität sowie an die Tragfähigkeit experimentell nachgewiesen werden.

Erwartungsgemäß konnte festgestellt werden, dass die Vorspannung eine günstige Wirkung auf das Durchbiegungsverhalten hat.

Es wurde auch gezeigt, dass bei Einsatz von Vorspannung ohne weitere schlaffe Bewehrung ein ausreichend duktiles Nachbruchverhalten erreicht wird. Die Ankündigung des Versagens durch Verformungen, große Rissbreiten und schließlich durch das Abplatzen des Betons in der Druckzone, die bei der Bemessung von Stahlbetontragwerken implizit gefordert wird, wurde durch die Versuche in ausreichendem Maße nachgewiesen.

In Tabelle 3.4 sind die Ergebnisse der Versuche gegenübergestellt.

Tabelle 3.4: Gegenüberstellung der Grenzwerte

	VK1	VK2	Vergleichswerte
Rissmoment Mittelaufleger	-448kNm	-422kNm	$M_{R,el} = 302kNm$
Rissmoment Feld	363kNm	381kNm	$M_{R,el} = 302kNm$
max. Belastung	641kN	644kN	
max. Stützmoment	-766kNm	-705kN	$M_{Rm} = 673kNm$
max. Feldmoment	641kNm	660kNm	$M_{Rm} = 673kNm$
max. Querkraft	571kN	556kN	$V_{Rm,c} = 520kN$
max. Verformung	20,5mm	22,1mm	
Ø Rissabstand	35cm	35cm	
max. Rissöffnung	2,8mm	3,5mm	
max. Stauchung Betondruckrand	-4,21‰	-4,93‰	$\varepsilon_{cu} = 3,5‰$
max. Dehnung Spannglied	10,27‰	11,67‰	$\varepsilon_{py} = 12‰$
max. Krümmung	$0,0195m^{-1}$	$0,022m^{-1}$	
max. Momentenumlagerung Mittelaufleger	31%	72% *	
max. Momentenumlagerung Feld	23%	37% *	

* mit Zwang; ohne Zwang: max. Momentenumlagerung Mittelaufleger= 38% und max. Momentenumlagerung Feld= 27%

Kapitel 4

Zum Ermüdungs- und Schubtragverhalten der Verbundfuge von Betonbrücken mit integriertem Fahrbahnbelag

4.1 Allgemeines

Für die Bemessung von Bauwerken mit einer hohen Lebensdauer spielt das zeitabhängige Materialverhalten der verwendeten Werkstoffe eine große Rolle. Aus diesem Grund wurden Ermüdungsversuche durchgeführt, was die Beanspruchung einer Brücke, welcher sie durch Schwerverkehr im Laufe ihres Lebens ausgesetzt ist, simulieren soll. Unter Ermüdungsverhalten von Werkstoffen versteht man die Abnahme der Leistungsfähigkeit durch zyklisch-mechanische Beanspruchung. Hierzu wurde eine neue, vom Institut für Tragkonstruktionen entwickelte und patentierte Methode angewandt um zeiteffizient und wirtschaftlich arbeiten zu können [29], [16]. Durchgeführt wurden experimentelle Untersuchungen bezüglich des Verbundverhaltens zwischen Betonfahrbahnbelag und Tragwerksbeton ohne Verwendung von mechanischen Verbindungsmittel bei Spannbetonbrücken, siehe Abbildung 4.1. Ziel war es, Informationen über den Einfluss von Ermüdungsbeanspruchung auf eine unbewehrte Betonverbundfuge zu erlangen. Hergestellt wurden 4 Stück Großversuchskörper, wobei die Auslegung der Versuchskörper ebenfalls in Anlehnung an die Egg-Graben Brücke erfolgte. Diese wurden bei den Ermüdungsversuch 4 Millionen Lastwechseln mit einer Frequenz von 15Hz unterzogen und anschließend statisch bis zum Erreichen der Traglast belastet. Nach folgenden Parametern können die Versuchskörper unterschieden werden:

- Beanspruchung des Oberbetons durch Biegung auf Druck (DZE)

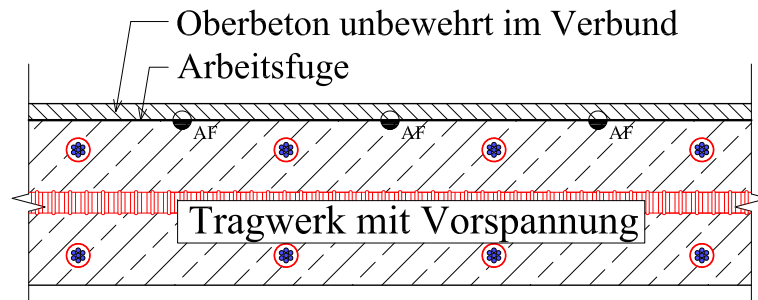


Abbildung 4.1: Fahrbahnaufbau: Tragwerk + Oberbeton

- Beanspruchung des Oberbetons durch Biegung auf Zug (ZZE)
- Verbundfugenrauigkeit: Rüttelraues belassen der Fläche und Hochdruckwasserstrahlen
- Verbundfugenrauigkeit: Rechenrau und Hochdruckwasserstrahlen

4.2 Auslegung der Versuchskörper

Die Auslegung der Versuchskörper und Ermüdungsbelastung erfolgte nach folgenden Kriterien:

- Gleiche Querschnittsabmessungen wie bei der statischen Versuchsserie.
- Prüffrequenz soll in einem Bereich von 15Hz liegen.

Die Querschnittsabmessungen für diese Versuchsserie betrugen 0,63m Breite und 0,50m Höhe und waren somit gleich mit der statischen Versuchsserie. Anschließend wurde noch 0,05m unbewehrter Oberbeton auf das Tragwerk aufgebracht. Für die Länge des Versuchskörpers war die gewünschte Eigenfrequenz des Versuchsaufbaus maßgebend. Die Ermüdungsbelastung wurde durch das Schwingen des Körpers in der Eigenfrequenz dynamisch aufgebracht. Aus wirtschaftlichen Gründen der zeit- und aufwendigen Ermüdungsversuche sollte die Eigenfrequenz in einem Bereich von 15Hz liegen. Als vereinfachtes Modell wurde ein ungedämpftes Ein-Massenschwingermodell gewählt [17]. Die Eigenfrequenz f_0 des linearisierten Einmassenschwingers ergibt sich zu:

$$f_0 = \frac{\omega_0}{2 \cdot \pi} \quad (4.1)$$

Wobei die Eigenkreisfrequenz ω_0 von der Steifigkeit c und der Masse m abhängt

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{c}{m}} \quad (4.2)$$

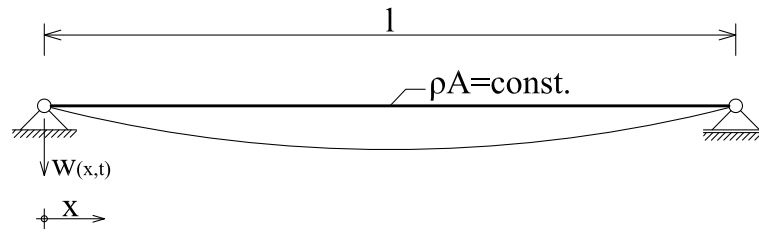


Abbildung 4.2: Grundschiwingung Einfeldträger

4.2.1 Ritz'scher Ansatz für generalisierte Masse und Steifigkeit

Für die dynamische Verformung des Betonträgers wurde der eingliedrige Ritz'sche Ansatz $w_{(x,t)} = q_{(t)} \cdot \varphi_{(x)}$ des Einfeldträgers gewählt.

Als Ansatz für die Funktion $\varphi_{(x)}$ wird gemäß der statischen Biegelinie unter dynamischer Belastung eine sinusförmige Halbwelle gewählt: $\varphi(x) = \sin(\pi x/l)$. Die generalisierte Steifigkeit der Betonplatte ergibt sich zu:

$$\tilde{k} = \int_0^l E \cdot I \cdot \varphi_{,xx(x)}^2 dx$$

$$\tilde{k}_{Einfeldtraeger} = \frac{E \cdot I \cdot \pi^4}{2 \cdot l^3} \quad (4.3)$$

Die generalisierte Masse der Versuchskörpers ergibt sich zu:

$$\tilde{m} = \int_0^l \rho \cdot A_{(x)} \cdot \varphi_{(x)}^2 dx$$

$$\tilde{m}_{Einfeldtraeger} = \rho \cdot A \cdot \frac{l}{2} \quad (4.4)$$

Die maßgebenden Querschnittsabmessungen ergeben sich bei einer Biegebeanspruchung des Oberbetons auf Zug, womit für die Steifigkeitsermittlung folgende Querschnittswerte verwendet wurden: Breite= 0,63m, Höhe= 0,50m. Mit einer Trägerlänge von 7,30m ergibt sich die generalisierte Steifigkeit und Masse nach Gleichung 4.4 und 4.3 zu:

$$\tilde{k} = \frac{3.300 \cdot 656.250 \cdot \pi^4}{2 \cdot 730^3} = 271,1 kN/cm$$

$$\tilde{m} = 2.500 \cdot 0,3465 \cdot 7,3/2 = 3.162 kg$$

Die Eigenfrequenz ergibt sich nach Gleichung 4.2 und 4.1 zu:

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{271,1E5}{3.161}} = 92,61 \text{ rad/s}$$

$$f_0 = 14,73 \text{ Hz}$$

Die Frequenz liegt mit der gewählten Trägerlänge im gewünschten Bereich.

4.3 Kennwerte

Die Querschnittskennwerte wurden mit den tatsächlichen Werkstoffkennwerten für Beton und Spannstahl ermittelt. Folgende Kennwerte, siehe Tabelle 4.1, waren gegeben:

Tabelle 4.1: Kennwerte

Spannstahl		Beton		Abmessungen	
$E_p =$	199.200 N/mm^2	$E_{cm} =$	36.300 N/mm^2	$b =$	63 cm
$f_{pk} =$	1.834 N/mm^2	$f_{cm, \text{cube}} =$	$51,0 \text{ N/mm}^2$	$h =$	$50 + 5 \text{ cm}$
$f_{p0,1k} =$	1.633 N/mm^2	$f_{ctm} =$	$3,07 \text{ N/mm}^2$	$A_p =$	$2 \cdot 10,5 \text{ cm}^2$

4.3.1 Querschnittskennwerte

Die Querschnittskennwerte ergaben sich nach Wieder [59] zu den in der Tabelle 4.2 angegebenen Werten.

Tabelle 4.2: Querschnittskennwerte

	A_c [cm ²]	I_y [cm ⁴]	W_y [cm ³]
Brutto	3.150	656.250	26.250
Netto	3.087	638.077	25.523
Ideell	3.212	685.241	27.409
Ideell mit Aufbeton	3.559	894.351	32.600

4.3.2 Spannkraftverlauf

Der Verlauf der Spannglieder ist grundsätzlich gerade, nur an den beiden Enden, entlang den letzten 1,5m sind die Spannglieder lage- und höhenmäßig verzogen worden, siehe Abbildung 4.3. Dieser Verlauf wurde in der Berechnung in Form einer

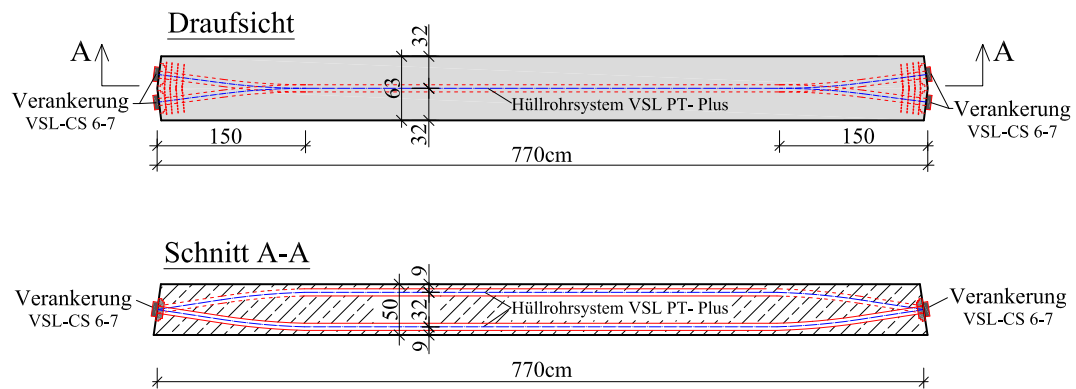


Abbildung 4.3: Spanngliedverlauf

quadratischen Parabel angenommen. Laut Zulassung [54] beträgt für das verwendete Spannsystem der ungewollte Umlenkwinkel $k = 0,006 \text{ rad/m}$ und der Reibungsbeiwert $\mu = -0,14$. Die Vorspannkraft unter Berücksichtigung von Reibung, Keilschlupf, Kriechen, Schwinden und Relaxation für den Tag an dem der erste Ermüdungsversuch durchgeführt wurde betrug in Trägermitte $F_{p,x=0,0m} = 1247,3 \text{ kN}$.

4.3.3 Querschnittswiderstände

Die Querschnittswiderstände ergeben sich nach Tabelle 4.3 zu:

Tabelle 4.3: Querschnittswiderstände

	M_{el}	M_{Rm}	$V_{Rm,c}$
DZE	$363,5 \text{ kNm}$	$794,9 \text{ kNm}$	$563,6 \text{ kN}$
ZZE	$305,6 \text{ kNm}$	$649,4 \text{ kNm}$	$514,4 \text{ kN}$

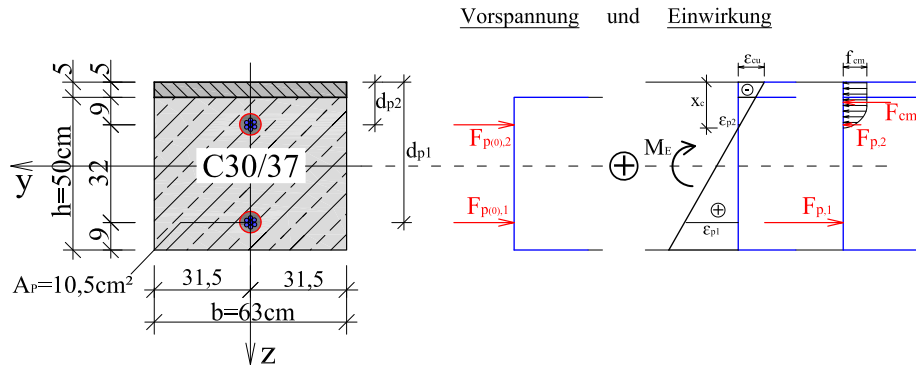


Abbildung 4.4: Querschnitt Versuchskörper DZE

4.3.3.1 Druckzonenergänzung

Das elastische Grenzmoment $M_{el,DZE}$ in Trägermitte ergibt sich mit einem $f_{ctm} = 3,07 \text{ N/mm}^2$ zu:

$$M_{el,DZE} = \left(\frac{P_{eff}}{A_{netto}} + f_{ctm} \right) \cdot W_{c,id} = \left(\frac{2 \cdot 1.247,3}{3.087} + 0,307 \right) \cdot 32.600 \cdot \frac{1}{100} = 363,5 \text{ kNm}$$

Der Momentenwiderstand $M_{Rm,DZE}$ wird nach Abbildung 4.4 berechnet. Die Betondruckzonenhöhe x_c wird über die Gleichgewichtsbedingung der Normalkräfte iterativ ermittelt und beträgt für den Querschnitt $x_c = 13,99 \text{ cm}$. Das Momentengleichgewicht um das Spannglied 1 ergibt:

$$M_{Rm,DZE} = F_{cm} \cdot (d_{p1} - 0,416 \cdot x_c) - (F_{P(0),2} - F_{p2}) \cdot (d_{p1} - d_{p2}) = 794,9 \text{ kNm}$$

Der Querkraftwiderstand aus den Mittelwerten wurde für Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung nach ÖNORM EN 1992-1-1[10], Abschnitt 6.2.2 ermittelt.

$$C_{Rm,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,18$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{460}} = 1,659 < 2,0$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = \frac{1.050}{630 \cdot 460} = 0,003623$$

$$k_1 = 0,15$$

$$V_{Rm,c} = \left[C_{Rm,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{cm})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d =$$

$$V_{Rm,c,DZE} = \left[0,18 \cdot 1,659 \cdot (100 \cdot 0,003623 \cdot 40,8)^{1/3} + 0,15 \cdot \frac{2 \cdot 1.247 \cdot 10}{3087} \right] \cdot 630 \cdot 460 \cdot \frac{1}{1000}$$

$$V_{Rm,c,DZE} = 563,6 \text{ kN}$$

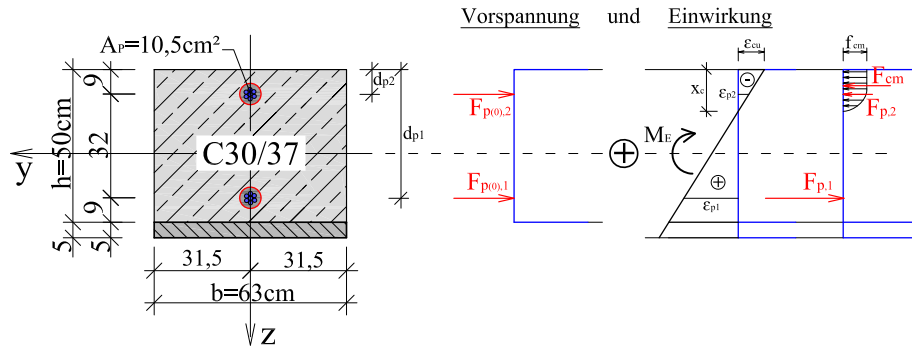


Abbildung 4.5: Querschnitt-Versuchskörper ZZE

4.3.3.2 Zugzonenergänzung

Das elastische Grenzmoment $M_{el,ZZE}$ in Trägermitte ergibt sich mit einem $f_{ctm} = 3,07 \text{ N/mm}^2$ zu:

$$M_{el,ZZE} = \left(\frac{P_{eff}}{A_{netto}} + f_{ctm} \right) \cdot W_{c,id} = \left(\frac{2 \cdot 1.247,3}{3.087} + 0,307 \right) \cdot 27.409 \cdot \frac{1}{100} = 305,6 \text{ kNm}$$

Der Momentenwiderstand $M_{Rm,ZZE}$ wird nach Abbildung 4.5 berechnet. Die Betondruckzonenhöhe x_c wird über die Gleichgewichtsbedingung der Normalkräfte iterativ ermittelt und beträgt für den Querschnitt $x_c = 12,95 \text{ cm}$. Das Momentengleichgewicht um das Spannglied 1 ergibt:

$$M_{Rm,ZZE} = F_{cm} \cdot (d_{p1} - 0,416 \cdot x_c) - (F_{P(0),2} - F_{p2}) \cdot (d_{p1} - d_{p2}) = 649,4 \text{ kNm}$$

Der Querkraftwiderstand aus den Mittelwerten wurde für Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung nach ÖNORM EN 1992-1-1 [10], Abschnitt 6.2.2 ermittelt.

$$C_{Rm,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,18$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{410}} = 1,698 < 2,0$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = \frac{1.050}{630 \cdot 410} = 0,004065$$

$$k_1 = 0,15$$

$$V_{Rm,c,DZE} = \left[C_{Rm,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{cm})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d =$$

$$V_{Rm,c,DZE} = \left[0,18 \cdot 1,698 \cdot (100 \cdot 0,004065 \cdot 40,8)^{1/3} + 0,15 \cdot \frac{2 \cdot 1.247 \cdot 10}{3087} \right] \cdot 630 \cdot 410 \cdot \frac{1}{1000} = 514,4 \text{ kN}$$

$$V_{Rm,c,DZE} = 514,4 \text{ kN}$$



a) Betonieren b) Vorspannen des Versuchskörpers

Abbildung 4.6: Herstellung der Versuchskörper

4.4 Versuchskörperherstellung

Hergestellt wurden 4 Stück Versuchskörper in einem Betonfertigteilwerk mit den Abmessungen 7,7m/0,63m/0,50+0,05m (l/b/h). Für die Vorspannung kam das Spannsystem CS2000 Typ 6-7, der Firma VSL zur Anwendung, wobei als Hüllrohr PT-Plus® verwendet wurde. Ein Spannbündel bestand aus 7 Litzen à 150mm² ($A_p = 10,5\text{cm}^2$) mit der Güte St 1570/1770. Der vorhandene Wert der Zugfestigkeit des Spannstahls betrug $f_{pk} = 1834\text{N/mm}^2$, siehe Anhang Abbildung A.3. Die Spanngliedführung sowie die Anordnung schlaffer Bewehrung im Bereich der Ankerköpfe erfolgte gleich wie bei den Versuchskörpern in Kapitel 3. Die Betondeckung des Spannglieds wurde jedoch von 45mm auf 55mm erhöht. Das Betonieren mit Beton der Güte C30/37/GK16/F45/B3/CEMI-52,5R (W/B= 0,5) und Verdichten der Versuchskörper mittels Rütteltisch erfolgte lagenweise.

Die Profilierungsmaßnahme der Oberfläche im Frischbeton sowie anschließende Bearbeitung des erhärteten Betons wurde folgendermaßen durchgeführt:

- Glatt + HDW: Rüttelraues Belassen der Fläche mit abschließenden Hochdruckwasserstrahlen (HDW, Pumpendruck etwa 1200 bar), Oberflächevorbereitung gemäß RVS 15.02.34 [13] für die Herstellung von Aufbeton auf Fahrbahnplatten.
- Stahlrechen + HDW: Strukturieren der Oberfläche mit einem Stahlrechen mit abschließenden Hochdruckwasserstrahlen (Pumpendruck etwa 1200 bar).

Einen Tag nach dem Betonieren erfolgte das Schwindvorspannen mit 30% der vollen Vorspannkraft, bei einer Betonwürfeldruckfestigkeit von $f_{cm,cube} = 30,7\text{N/mm}^2$.



a) Rautiefe: Glatt + HDW

b) Rautiefe: Stahlrechen + HDW

Abbildung 4.7: Ermittlung der Rautiefe mit Sandfleckmethode

Nach vier Tagen, $f_{cm,cube} = 37,3 \text{ N/mm}^2$, wurde die volle Vorspannkraft durch einseitiges Vorspannen mit $F_p = 1400 \text{ kN}$ vor Bettung pro Spannglied aufgebracht. Die eingebrachte zentrische Druckspannung betrug $8,0 \text{ N/mm}^2$. Anschließend wurden die Hüllrohre mit Einpressmörtel voll verpresst. Bei den Versuchskörpern konnten kaum Risse festgestellt werden, lediglich im Bereich der Ankerköpfe waren kleine Haarrisse $w_{cr} \leq 0,05 \text{ mm}$ feststellbar. Nach Erhärten des Einpressmörtels wurden die Versuchskörper im Freien gelagert.

Vor dem Aufbringen des Aufbetons erfolgte in einem Betonalter von 6 Wochen das Hochdruckwasserstrahlen der Oberfläche mit einem Pumpendruck von etwa 1200 bar. Das Hochdruckwasserstrahlen der Oberfläche wurde durchgeführt um eventuelle für den Verbund ungünstige Bindemittel- und Feinteilanreicherungen von der Oberfläche zu entfernen. Bei den glatten Oberflächen sollte durch das Hochdruckwasserstrahlen die Oberfläche zur Erzielung eines möglichst guten Verbundes mit dem Oberbeton strukturiert bzw. das Korngerüst freigelegt werden. Um Aussagen über die Rauheit der Verbundfuge treffen zu können, wurde die Rautiefe mit Hilfe der Sandfleckmethode nach Kaufmann [46] ermittelt.

Die in Tabelle 4.4 zusammengestellten Rautiefen für die Oberflächenvorbereitung Rüttelrau + HDW lagen zwischen 1,6 bis 3,5 mm [48]. Die zusammengestellten Rautiefen für die Oberflächenvorbereitung Stahlrechen + HDW liegen im Bereich zwischen 4,4 bis 5,0 mm. Für die Verstärkung von Brückentragwerken durch Aufbeton werden Anforderungen an die Rautiefe gemäß [13] von $R_t \geq 3,0 \text{ mm}$ gestellt. Der Wert für den Versuchskörper Nr.1, mit 1,63 mm, ist jedoch als Ausnahme anzusehen, da, um die im Betonkörper installierte Messtechnik nicht zu beschädigen, in diesem Bereich eine vorsichtiger HDW-Bestrahlung durchgeführt wurde. An dieser Stelle wurde jedoch gezielt die Rautiefe bestimmt, um einen Vergleichswert zu haben, inwieweit sich eine schlechtere Oberflächenbehandlung auf das Messergebnis auswirken kann. Für die rechenrauen Oberflächen sind deutlich höhere Rautiefen festgestellt

Tabelle 4.4: Rautiefen der Oberflächen

Prüfkörper	Oberfläche	Rautiefe [mm]
VK 1	Rüttelrau + HDW	3,2
		1,6
VK 2	Rüttelrau + HDW	3,5
		2,4
VK 3	Stahlrechen + HDW	5,0
		4,9
VK 4	Stahlrechen + HDW	4,4
		4,9

worden, als bei den abgezogenen, wobei im Mittel die erforderliche Rautiefe von $R_t \geq 3,0\text{mm}$ erreicht wurde.

Nach dem HDW wurde die vorbereitete Oberfläche feucht gehalten und mit einer Folie abgedeckt um eine Verschmutzung zu verhindern. 47 Tage nach dem Betonieren des Tragwerks wurde der Oberbeton mit einer Stärke von 5cm aufgebracht. Für die zukünftige Fahrbahnoberfläche kam ein Straßenoberbeton der Sorte OB/GK11/F52 (W/B=0,42, "Straßenfließbeton") gemäß RVS 08.17.02 [5] zur Anwendung. Die Rezeptur kann dem Anhang Tabelle A.1 entnommen werden. Bei einem Oberbeton kommt als Gesteinskörnung ein polierresistenter Splitt zum Einsatz, Zementgehalt und W/B-Wert sind durchaus mit einem HL-B (Hochleistungsbeton für konstruktive Zwecke) vergleichbar. Der Oberbeton wurde nach Aufbringen und Abziehen der Oberfläche verdichtet (Rütteltisch), um eine bessere Verbindung zwischen dem erhärteten Tragwerkskörper und dem frischen Beton zu erzielen. Um den Beton vor schnellem Austrocknen zu schützen, wurde er mit einer Folie abgedeckt. Da die Träger in einer Halle hergestellt wurden und somit vor unmittelbarer Sonneneinstrahlung geschützt waren, und die durchschnittliche Hallentemperatur ca. 20°C betrug, wurden keine weiteren Nachbehandlungsmaßnahmen vorgenommen.



Abbildung 4.8: Aufbringen des Oberbetons

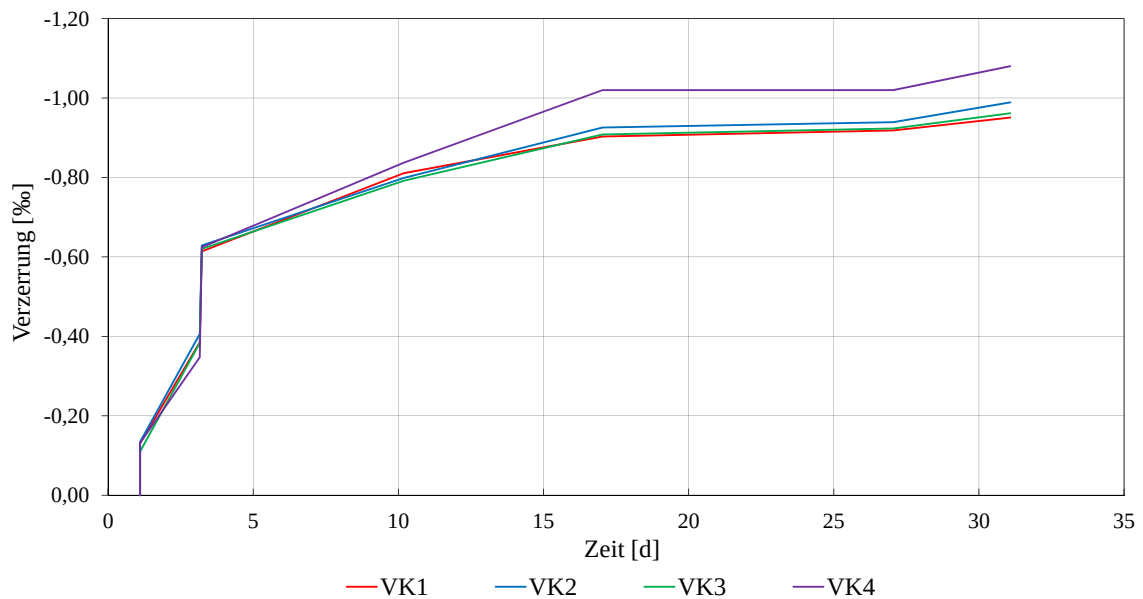


Abbildung 4.9: Verzerrung Tragwerksbeton

4.5 Schwindverzerrungen

Von Interesse waren die unterschiedlichen Verzerrungen zwischen dem Tragwerksbeton und dem Oberbeton welche aus Temperaturveränderung (Hydratationswärme), Kriechen und Schwinden resultierten. Der Oberbeton wurde 47 Tage nach dem Betonieren des Tragwerksbetons aufgebracht. Durch einen “hohen” Altersunterschied beider Schichten wollte man erreichen, dass der Tragwerksbeton kaum mehr schwindet und das Verzerrungsbestreben des Oberbetons zu Zwangsspannungen in der Verbundfuge und dem Oberbeton führt. Um Zwangsspannungen aufgrund des Schwindens des Aufbetons zu reduzieren wurde ein RRS-Beton (radikal reduziertes Schwinden gemäß ÖNORM B4710-1 [3]) verwendet. Das Schwindmaß für diesen Beton darf nach 56 Tagen 0,35mm/m nicht überschreiten. Die Messung der Verzerrungen erfolgte mittels Setzdehnungsmesser. Hierfür wurden Messpunkte mit einem Abstand von 50 cm an der seitlichen Fläche auf den Tragwerkskörper und dem Oberbeton in unmittelbarer Nähe der Fuge aufgebracht.

Die Darstellung der Messergebnisse für den Tragwerksbeton, siehe Abbildung 4.9, erfolgte für den Zeitraum in dem die Versuchskörper vollflächig am Schaltisch gelagert wurden (1-31 Tage). Die ersten Messungen wurden einen Tag nach dem Betonieren durchgeführt. Der hohe Anstieg der Stauchungen in den ersten Tagen ist auf die Vorspannung und dem Abklingen der Hydratationswärme zurückzuführen. Der Höhepunkt der Temperaturentwicklung zufolge abfließender Hydratationswärme im Versuchskörper wurde 12h nach Betonierbeginn erreicht. Es war ein Anstieg von 24°C auf 51,6° messbar. Der Verläufe der Versuchskörper Nr.1, Nr.2 und Nr.3

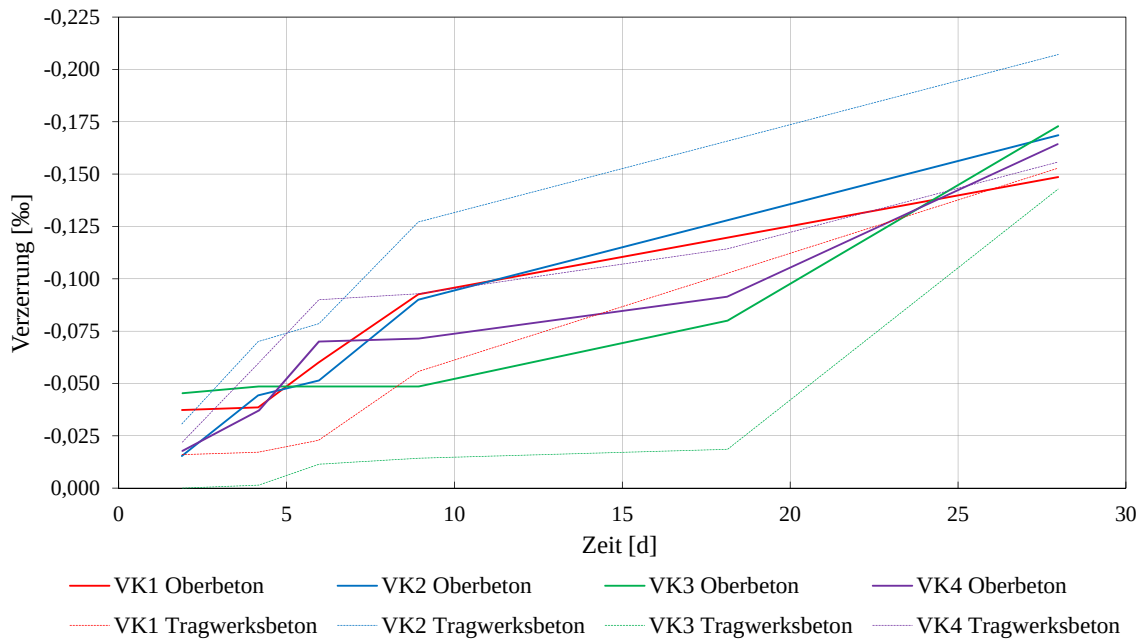


Abbildung 4.10: Verzerrung Tragwerksbeton und Oberbeton

weisen zueinander nur geringe Abweichungen auf. Versuchskörper Nr. 4 weist im Zeitraum zwischen Tag 3 und Tag 17 eine etwas stärkere Zunahme an Stauchung auf. Die maximale Stauchung innerhalb der ersten 31 Tage nach dem Betonieren beträgt $\varepsilon_c = -1,08\text{‰}$.

In Abbildung 4.10 sind die Verzerrungsverläufe des Tragwerkbetons sowie des Oberbetons für den Zeitraum nach Aufbringung des Oberbetons (1-28 Tage) dargestellt. In diesem Zeitraum fand eine vollflächige Lagerung der Versuchskörper auf dem Schaltisch statt. Es ist deutlich erkennbar dass beide Schichten einer Stauchung unterliegen. Dies ist primär auf das Kriechen durch die Wirkung der Vorspannung zurückzuführen. Auffällig ist, dass bei den Versuchskörpern Nr.1 und Nr.3 die Stauchung im Oberbeton größer ist als im Tragwerksbeton. Bei den Versuchskörpern Nr. 2 und Nr.4 ist ein umgekehrtes Verhalten erkennbar. Die maximale Zunahme der Stauchung ist bei VK2 am Tragwerkskörper mit einem $\varepsilon_c = -0,207\text{‰}$ gemessen worden. Grundsätzlich sind die gemessenen Werte sehr klein und liegen in einem Bereich von $\Delta\varepsilon = 0,06\text{‰}$, der kleinste Messbereich des Setzdehnungsmesser beträgt $\varepsilon_{min} = 0,02\text{‰}$.

Im Zeitraum zwischen der Versuchskörperherstellung und Versuchsbeginn konnten in der Oberbetonschicht keine Schwindrisse festgestellt werden. Die dünne Stärke der Oberbetonschicht (niedrige Hydratationswärme), Betonrezeptur (schwindreduziert), Vorspannung des Tragwerkskörpers (Teil der Vorspannkraft kriecht in den Oberbeton), sowie die Umweltbedingungen/Nachbehandlung (Lagerung in einer Halle/Abdeckung mit einer Folie) erwiesen sich als günstig.

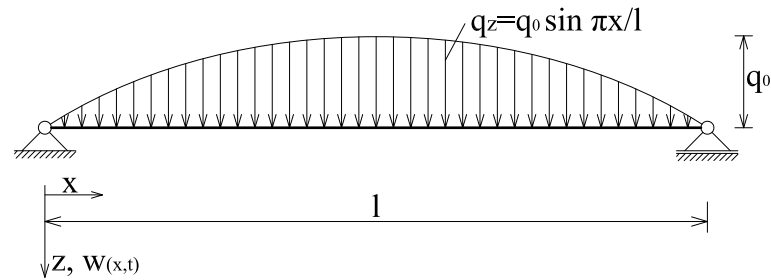


Abbildung 4.11: Sinusförmig verteilte Linienlast auf einem Einfeldträger

4.6 Auslegung der Ermüdungsbeanspruchung

Für die Ermüdungsversuche wurde die Belastung so gewählt, dass unter Oberlast der Querschnitt gerade noch überdrückt bleibt. Die Zugfestigkeit des Betons wird nicht in Rechnung gestellt. Nach ÖNORM EN 1992 1-1 6.8.2. (1) erfolgt die Ermittlung der Spannungen für den Nachweis gegen Ermüdung auf der Grundlage gerissener Querschnitte unter Vernachlässigung der Zugfestigkeit des Betons. Die Bemessung von Konstruktionen mit dem Ansatz beschrieben in Kapitel 1.1 erfolgt so, dass der Querschnitt unter Gebrauchslast nicht reißt.

Für den Ermüdungsversuch wird die Mittellast statisch in der Mitte des Versuchskörpers in Form einer Einzellast aufgebracht. Die aufgebrachte Belastung soll die Hälfte des Moments der dynamischen Ermüdungsbeanspruchung erzeugen. Die Ermüdungsbeanspruchung des Versuchs wird dynamisch durch Schwingen des Körpers in der Eigenfrequenz aufgebracht. Die resultierende Belastung wird als sinusförmig verteilte Last angenommen, siehe Abbildung 4.11, und die Schnittgrößen berechnen sich wie folgt:

$$M_{max,l/2} = q_0 \cdot l^2 / \pi^2$$

$$Q_{max;0,l} = q_0 \cdot l / \pi$$

4.6.1 Druckzonenergänzung

Aus der Vorspannung wurde eine zentrische Druckkraft von $F_p = 2 \cdot 1247,3 \text{ kN} = 2494,6 \text{ kN}$, eingebracht. Dies entspricht einer zentrischen Druckspannung von $\sigma_{c,p} = -2494,6 / (63 \cdot 50) \cdot 10 = -7,92 \text{ N/mm}^2$. Das Eigengewicht beträgt $g = 0,63 \cdot (0,5 + 0,05) \cdot 25 = 8,66 \text{ kN/m}$. Für einen Einfeldträger mit einer Stützweite von $l = 7,30 \text{ m}$ ergibt sich das maximale Feldmoment zu $M_g = g \cdot l^2 / 8 = 57,68 \text{ kNm}$. Die Spannung an der Unterseite (Zug) des Tragwerksbetons beträgt $\sigma_{c,g,3} = \frac{57,68 \cdot 100}{894,351} \cdot 27,5 \cdot 10 = 1,77 \text{ N/mm}^2$. Für den Ermüdungsversuch beträgt die vorhandene Zugspannungsreserve $\sigma_{dyn.} = -7,92 + 1,77 = -6,15 \text{ N/mm}^2$. Die daraus zulässige Momenten-

Tabelle 4.5: Normalspannungen im Querschnitt DZE

	Unterlast	Oberlast
Faser 1	$-1,77N/mm^2$	$-7,94N/mm^2$
Faser 2	$-9,37N/mm^2$	$-14,41N/mm^2$
Faser 3	$-6,15N/mm^2$	$0,0N/mm^2$
$\sigma_{c,max}/f_{cd,fat} = 14,41/17,6 = 0,818$		

beanspruchung für den Ermüdungsversuch ergibt sich zu $M_{dyn.} = \sigma_{dyn.} \cdot W = 0,615 \cdot 32.600/100 = 200,5kNm$. Die im Versuch unter der Ermüdungsbeanspruchung auftretenden Spannungen sind in Tabelle 4.5 dargestellt.

4.6.2 Zugzonenergänzung

Die eingebrachte zentrische Druckspannung durch die Wirkung der Vorspannung beträgt für die DZE $\sigma_{c,p} = -7,92N/mm^2$. Da der Oberbeton auf Zug beansprucht wird, unbewehrt ist und nicht der Wirkung der Vorspannung unterliegt, wird dieser unter der Ermüdungsbeanspruchung reißen und wird deshalb statisch nicht in Rechnung gesetzt. Die Zugspannung an der Unterseite (Zug) des Tragwerkbetons beträgt durch das Eigengewicht $\sigma_{c,g,3} = 57,68 \cdot 100/27.409 \cdot 10 = 2,10N/mm^2$. Für den Ermüdungsversuch beträgt die vorhandene Zugspannungsreserve $\sigma_{dyn.} = -7,92 + 2,10 = -5,82N/mm^2$. Die zulässige Momentenbeanspruchung für den Ermüdungsversuch ergibt sich zu $M_{dyn} = \sigma_{dyn.} \cdot W = 0,582 \cdot 27.409/100 = 159,5kNm$. Die im Versuch unter der Ermüdungsbeanspruchung auftretenden Spannungen sind in Tabelle 4.6 dargestellt.

Tabelle 4.6: Normalspannungen im Querschnitt ZZE

	Unterlast	Oberlast
Faser 1	$-10,02N/mm^2$	$-15,84N/mm^2$
Faser 2	$-5,82N/mm^2$	$0,00N/mm^2$
Faser 3	Spannungsfrei	Spannungsfrei
$\sigma_{c,max}/f_{cd,fat} = 15,84/17,6 = 0,90$		

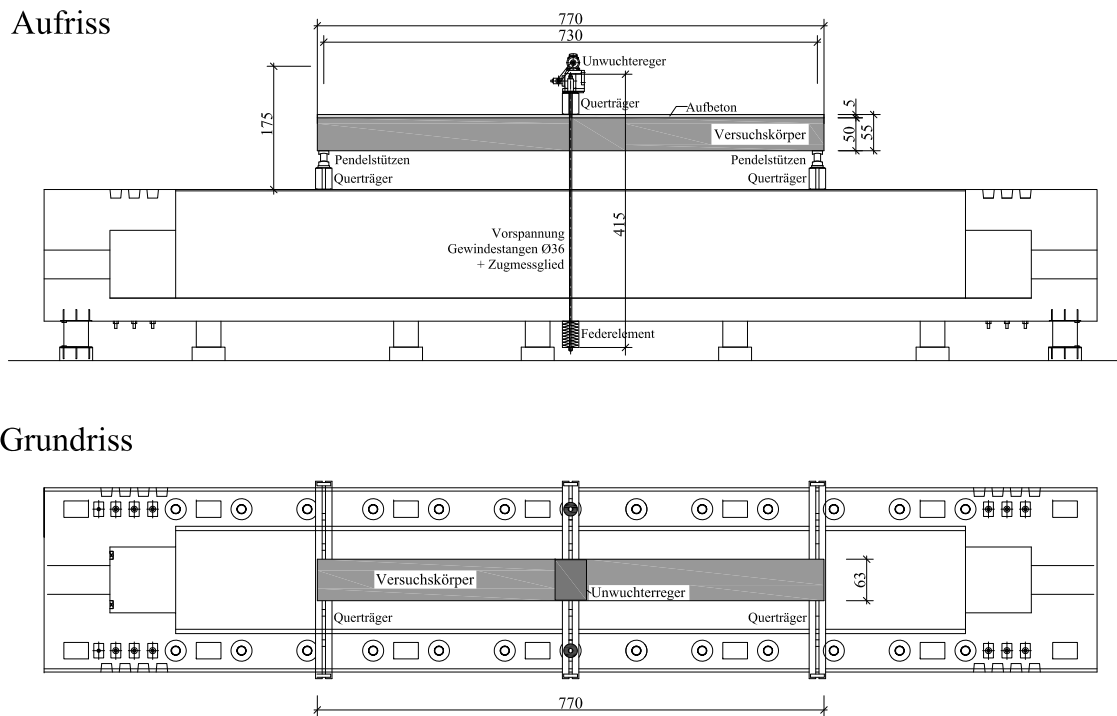


Abbildung 4.12: Versuchsaufbau

4.7 Versuchsaufbau

Die Versuche wurden im Labor des Instituts für Tragkonstruktionen der Technischen Universität Wien durchgeführt. In Abbildung 4.12 ist der Versuchsaufbau für den Fall einer Druckzonenergänzung schematisch dargestellt. Ein für hochfrequente Schwingversuche angefertigter Prüfrahm bildet dabei die Unterkonstruktion bzw. die Auflagerfläche. Dieser 16 m lange trogförmige Spannbetonbauteil ist auf Federpaketen gelagert und weist im Abstand von einem Meter Aufspannpunkte auf. So ist es möglich, große Bauteile an verschiedenen Punkten auf Biegung zu belasten, oder im Falle eines Ermüdungsversuches eine gewünschte Mittellast aufzubringen. Der Versuchskörper ist auf drei selbstzentrierenden Pendelstützen jeweils in Verbindung mit einer Kraftmessdose gelagert. Diese leiten die Kräfte über HEM 300 Stahlprofile in die Seitenstege des Betontrogs ab. Ein weiteres Querhaupt (2 x U-320 Stahlprofil), welches über Gewindestangen mit dem Prüfrahm verbunden wird, dient zur Lasteinleitung und zum Aufbringen der Grundkraft. Durch Vorspannen der Gewindestangen ($\text{Ø}36 \text{ mm}$), die das Querhaupt mit dem Prüfrahm verbinden, wird mit Spannpressen das Grundlastsniveau auf den Prüfkörper aufgebracht. Um ausreichend weiche Federn für den Versuchsaufbau zu erhalten, werden an der Unterkante zwischen dem Prüfrahm und den Gewindestangen zusätzlich weiche Federpakete angeordnet. Am lasteinleitenden Querhaupt wurde der Unwuchterreger,

Typ 400/15-75 (Hochhauser), mit Antriebsmotor zum Aufbringen der schwingenden Belastung montiert. Das Ziel des Unwuchterregers ist es, den Prüfkörper in seiner Eigenfrequenz anzuregen. Das hat den Vorteil, dass man durch den Resonanzeffekt mit relativ geringem Kraftaufwand hohe Schwingungsamplituden erzeugen kann. Die Schwingungsamplitude wird über die variable Unwuchtmasse gesteuert. Die für Ermüdungsversuche an großen Tragstrukturen eher unübliche Frequenz von 15Hz ermöglicht eine kurze und wirtschaftliche Prüfdauer. Die Steuerung des Unwuchterregers erfolgte mit einem Niederspannungsumrichter (Micromaster- Fa. Siemens) und einem Abgleichgerät (optische Lichtschranke) für den Signalabgleich. Dabei wurde das Signal des Erregers mit einem Beschleunigungssensor am Träger synchronisiert, wodurch die Unwucht genau im richtigen Moment zur wiederholten Belastung führte.

4.7.1 Messtechnik

Folgende Messtechnik kam bei den Ermüdungsversuchen zum Einsatz:

KRÄFTE

Zur Messung der Auflagerreaktionen dienten drei Kraftmessdosen (HBM RTN 100) in Verbindung mit selbstzentrierenden Pendelstützen. Zusätzlich waren an den Gewindestangen Zugmessglieder befestigt.

WEGE

Zur Messung der Verformung des Versuchskörpers wurden 6 Stück induktive Wegaufnehmer (Solartron BS25) mit einem Federweg von $\pm 50mm$ verwendet. Diese wurden an den Enden des Versuchskörpers in den Viertelpunkten sowie in Feldmitte angebracht. Für die Messung der Verzerrungen, Rissweiten und Relativverschiebungen im Bereich der Verbundfuge kamen 14 Stück induktive Wegaufnehmer (HBM WI5) mit einem Federweg von $\pm 5mm$ zum Einsatz.

BESCHLEUNIGUNG

Zur Messung der dynamischen Beanspruchung wurden 3 Stück Beschleunigungsaufnehmer (HBM B12) verwendet. Diese wurden über den Auflagern sowie in Trägermitte angebracht und dienten zur Überprüfung der angenommenen dynamischen Belastungsform.

SCHNITTSTELLE

Die Erfassung der Messsignale erfolgte mit einem Spider 8.0 (HBM), wobei als PC-Messelektronik die Software Catman 4.5 verwendet wurde.

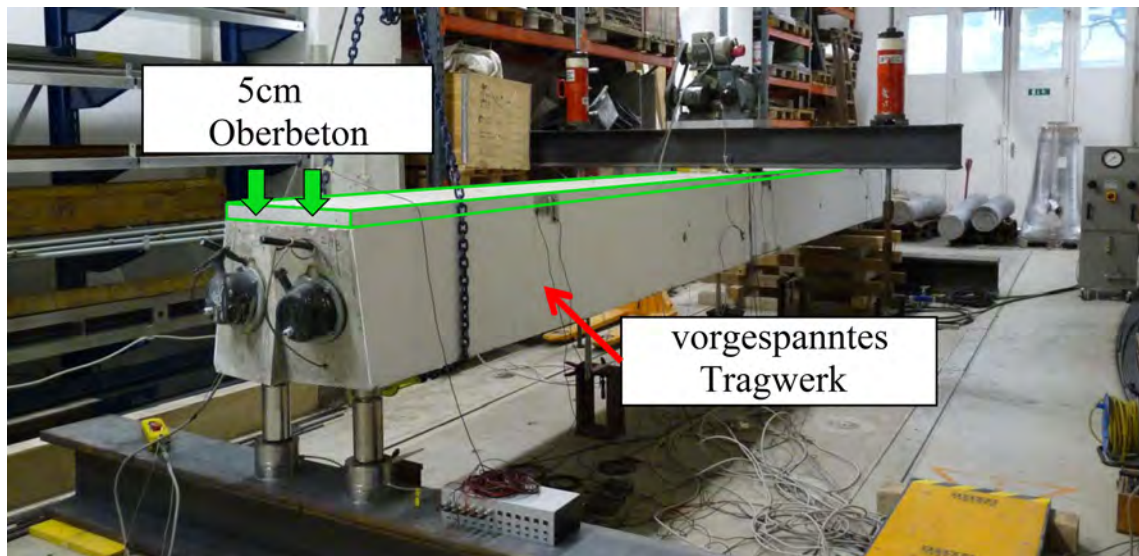


Abbildung 4.13: Versuchsaufbau Labor

4.8 Ermüdungsversuche

4.8.1 Druckzonenergänzung

Vor Durchführung der Ermüdungsversuche wurde die erforderliche Mittellast zu $F_{Mittellast} = 54,93kN$ statisch aufgebracht. Diese Kraft erzeugte ein Moment von $M_{Mittellast} = M_{dyn.}/2 = 200,5/2 = 100,25kNm$. Danach wurde die Ermüdungsbeanspruchung dynamisch durch Anregung des Versuchsaufbaus in der Eigenfrequenz aufgebracht und 4 Millionen Lastwechseln unterzogen.

4.8.1.1 Belastungsfrequenz

Die Belastungsfrequenzen betrugen im Mittel für die Versuchskörper Nr.2 $f_{VK2} = 16,17Hz$ und Versuchskörper Nr.4 $f_{VK2} = 15,35Hz$ und verlaufen annähernd konstant. Dies ist auf die gleichbleibende Steifigkeit der Versuchskörper zurückzuführen, da diese ungerissen blieben. Der Unterschied in der Belastungsfrequenz zwischen den beiden Versuchskörpern ist auf die Steuerung der Regeltechnik zurückzuführen. Die Eigenfrequenz des Versuchsaufbaus liegt in einem Bereich von $f_{Resonanz,DZE} = 15,7Hz$. Bei Resonanz erreicht man die maximal mögliche Amplitude. Die bei Resonanz resultierende Amplitude erwies sich als zu groß, weshalb man gezielt neben der Resonanzspitze die Belastungsfrequenz wählte, um die erforderliche Ermüdungsbeanspruchung zu erlangen. Bei Versuchskörper Nr. 2, der erste durchgeführte Versuch, wurde die Belastungsfrequenz höher als jene der Resonanzspitze gewählt. Dies erwies sich als ungünstig, da zur Erreichung dieser Frequenz die Resonanzspitze

überschritten werden musste und man kurzfristig eine zu hohe Belastung erreichte. Bei Versuchsdurchführung von VK4 wurde die Erregerfrequenz niedriger der Resonanzspitze gewählt und kurzfristige Überlastungen zu vermeiden.

4.8.1.2 Dynamische Belastung

Die dynamische Belastung wurde über die Messung der Auflagerreaktionen ermittelt. Für Versuchskörper Nr. 2 beträgt die Summe der Amplitude der Auflagerreaktionen $\pm 49kN$ und für Versuchskörper Nr.4 $\pm 84kN$. Die Verläufe sind annähernd konstant, unterliegen jedoch Schwankungen. Dies ist vor allem bei VK2 erkennbar, da es sich um den ersten Versuch handelte und noch wenig Erfahrung zur Steuerung vorhanden war. Die maximalen Abweichungen betrugen 20kN und traten nur innerhalb eines kurzen Zeitraums auf.

Zur Kontrolle der Annahme der dynamischen Belastung wurden die gemessenen Beschleunigungen des Versuchskörpers Nr.2 herangezogen. Die maximale Beschleunigung in Feldmitte wurde mit $a_m = 11m/s^2$ gemessen. Aufgrund der Biegeweichheit der Auflager (HEM 300, $l=2,15m$) kam es auch zu Beschleunigungen der Enden der Träger, welche $a_r = 2m/s^2$ betrugen. Für die Ermittlung der resultierenden Kraft durch die Beschleunigung wird die Berechnung zweigeteilt. Der erste Anteil besteht aus der Translation des ganzen Körpers durch die Nachgiebigkeit des Auflagers. Es wird eine lineare konstante Beschleunigung über die gesamte Trägelänge mit $a_1 = 2m/s^2$ angenommen.

$$F_1 = (0,63m \cdot 0,55m \cdot 7,7m \cdot 2500kg/m) \cdot 2m/s^2 / 1000 = 13,34kN$$

Der zweite Anteil resultiert zufolge der Beschleunigung in der Verformungsfigur, welche sich nach 4.6 berechnen lässt. Für die Form der Beschleunigung wird ein sinusförmiger Verlauf mit einem maximalen Wert in der Mitte des Trägers zu $a_2 = (11 - 2) = 9m/s^2$ angenommen.

$$F_2 = 2 \cdot (0,63m \cdot 0,55m \cdot 2500kg/m) \cdot 7,3m/\pi \cdot 9m/s^2 / 1000 = 36,23kN$$

Die Summe der Auflagerreaktionen beträgt $F_{ges} = F_1 + F_2 = 13,34 + 36,23 = 49,57kN$ und stimmt gut mit dem gemessenen Wert aus dem Versuch zu $F_{ges.,Versuch} = 49kN$ überein. Für den Versuchskörper Nr. 4 betrug die Beschleunigung in Trägermitte $a_m = 18,3m/s^2$ und am Trägerrand $a_r = 5,0m/s^2$.

Die resultierenden Schubspannungen in der Verbundfuge sind in Tabelle 4.7 dargestellt.

Tabelle 4.7: Schubspannungen in der Verbundfuge

	VK2	VK4
$\nu_{fat,max}$	0,125N/mm ²	0,15N/mm ²
$\Delta\nu_{fat}$	0,07N/mm ²	0,12N/mm ²

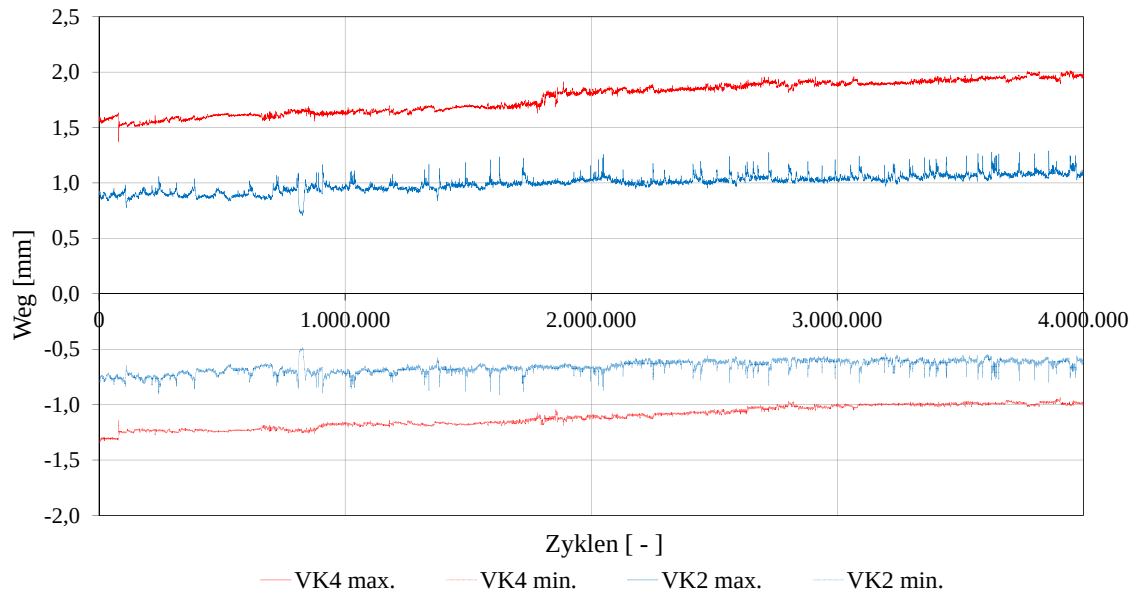


Abbildung 4.14: Verformung in Feldmitte DZE

4.8.1.3 Verformung

Erste Informationen über den Einfluss der Ermüdungsbeanspruchung auf den Versuchskörper konnten durch die Entwicklung der Verformung gewonnen werden. In Abbildung 4.14 ist die Zunahme der Verformung in Trägermitte dargestellt, welche über die Dauer des Versuches konstant zunahm. Berücksichtigt werden muss, dass die Versuchsdauer bei VK2 (77h) und VK4 (95,5h) unterschiedlich lange war. Aufgrund der langen Versuchsdauer spielt auch Kriechen bei der Zunahme der Verformung eine Rolle, siehe Tabelle 4.8. Die Kriechzahlen betragen für VK2 $\varphi_{(t,t_0),VK2,EG} = 0,0288$ und $\varphi_{(t,t_0),VK2,Mittellast} = 0,3282$, für VK4 $\varphi_{(t,t_0),VK4,EG} = 0,0098$ und $\varphi_{(t,t_0),VK4,Mittellast} = 0,316$. Die maximale Stauchung des Versuchskörpers erfolgte bei Oberlast an der Druckrandfaser des Tragwerksbetons und betrug $\varepsilon_{c,fat,max} = \varepsilon_p + \varepsilon_g + \varepsilon_{Mittellast} + \varepsilon_{Oberlast} = -0,370 - 0,044 - 0,077 - 0,097 = -0,588\%$.

Tabelle 4.8: Zunahme der Verformung

	$\Delta u_{Versuch}$	$\Delta u_{Kriechen, EG+Mittellast}$
VK2	0,19mm	0,49mm
VK4	0,46mm	0,48mm

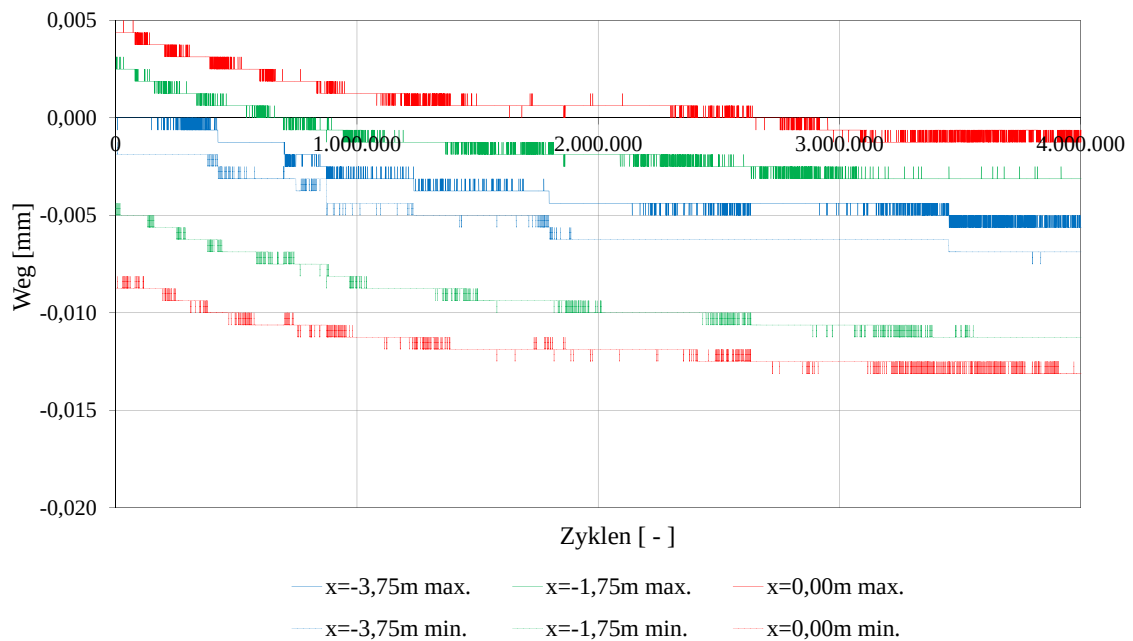


Abbildung 4.15: Relativverschiebung in horizontaler Richtung VK4

4.8.1.4 Relativverschiebungen

Für die Messung von Relativverschiebungen im Bereich der Verbundfuge wurden Wegaufnehmer an den Stellen $x = \pm 0,0m; -0,75m; -1,75m; -2,75m; -3,75m$ ($x = 0,0m \hat{=} \text{Trägermitte}$) in horizontaler und vertikaler Richtung angeordnet.

Zur Interpretation der Ergebnisse werden die Messdaten an den Stellen $x = \pm 0,0m; -1,75m; -3,75m$ des Versuchskörpers Nr.4 herangezogen. In Abbildung 4.15 sind die horizontalen Relativverschiebungen dargestellt. Mit fortschreitender Versuchsdauer ist eine Zunahme des Weges unter Mittellastniveau erkennbar. Die Wirkung der Ober- und Unterlast bleibt hingegen über die gesamte Versuchsdauer gleich. Die schädigungsäquivalente Belastung für die Verbundfuge resultiert durch die Querkraft. Zuzufolge der Belastung bei den durchgeführten Versuchen war die Querkraftbeanspruchung bei den Auflagern am größten und betrug in der Mitte Null. Die Messergebnisse zeigen jedoch, dass im Auflagerbereich die kleinsten und in der Mitte des Versuchskörpers die größten Wege gemessen wurden. Dieses Ergebnis ist auf die Stauchungen durch die Biegebeanspruchung in Längsrichtung und dem damit verbundenen Kriechen über die Versuchsdauer zurückzuführen. Somit wird die Annahme getroffen, dass es bei den durchgeführten Versuchen zu keiner Ermüdungsschädigung der Verbundfuge gekommen ist und ein starrer Verbund während der ganzen Versuchsdauer vorlag.

Diese Annahme wird durch die Messergebnisse der vertikalen Verschiebungen im Bereich der Verbundfuge, siehe Abbildung 4.16, bestätigt. Die gemessenen Wege sind

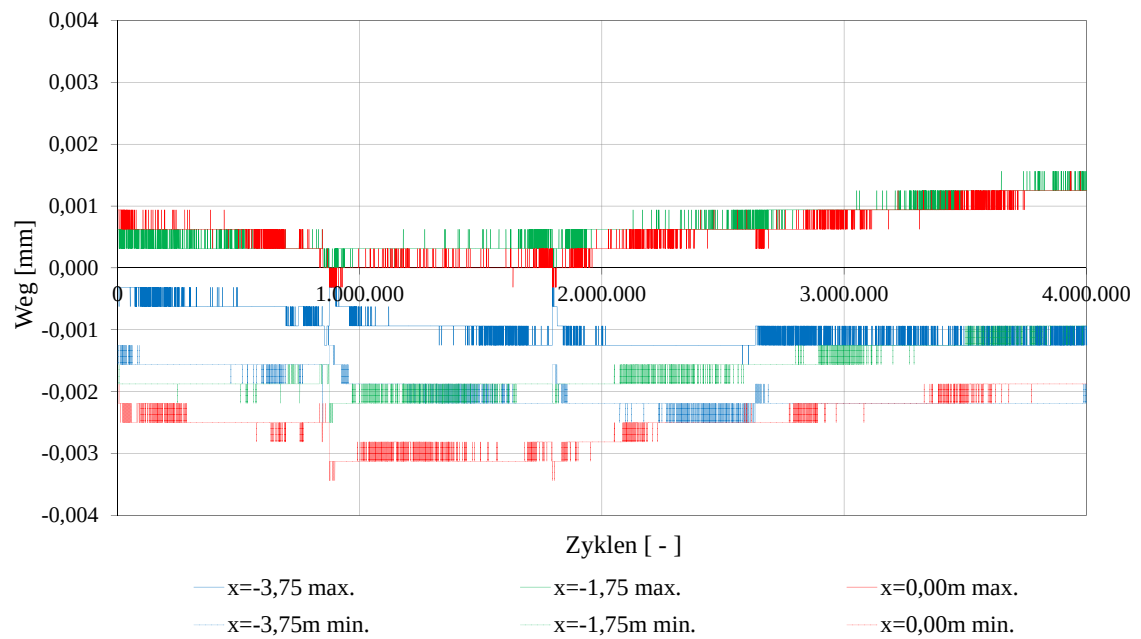


Abbildung 4.16: Verschiebung in vertikaler Richtung VK4

sehr klein und liegen mit Werten von 0,001mm im Bereich der unteren Messgenauigkeit der Wegaufnehmer. Zusätzlich liegen über die Versuchsdauer Schwankungen in die positive und negative Richtung vor, was auf keinen eindeutigen Trend rückschließen lässt.

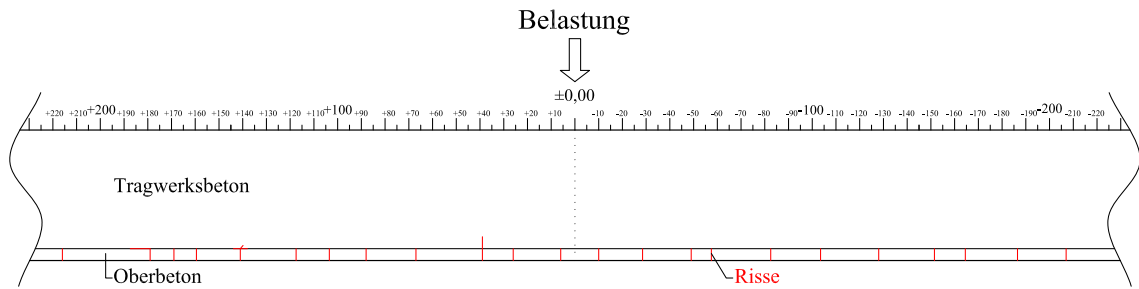


Abbildung 4.17: Rissbild vor Ermüdungsversuch

4.8.2 Zugzonenergänzung

Vor Durchführung der Ermüdungsversuche wurde der Versuchskörper mit einer statischen Last von $87,4\text{kN}$ beansprucht, um Risse in der Aufbetonschicht zu erzeugen. Der durchschnittliche Rissabstand betrug 20cm mit einer Rissweite an der Trägersaußenseite zu $w_{cr} < 0,05\text{mm}$. Diese Risse verteilten sich von der Mitte ausgehend über eine Länge von ca. $4,0\text{m}$, siehe Abbildung 4.17. Die Risse entstanden bis auf eine Ausnahme nur im Oberbeton. Ein Riss setzte sich wenige Zentimeter im Tragwerksbeton fort und bei zwei Rissen war eine Fortpflanzung in der horizontalen Verbundfuge erkennbar. Danach wurde die statische Belastung auf die erforderliche Mittellast zu $F_{\text{Mittellast}} = 43,7\text{kN}$ reduziert. Diese Kraft erzeugte das erforderliche Moment zu $M_{\text{Mittellast}} = M_{\text{dyn}}/2 = 159,5/2 = 79,75\text{kNm}$. Vor Durchführung der dynamischen Versuche wurden Wegaufnehmer im Bereich der Risse in der Aufbetonschicht angebracht, um deren Entwicklung über die Dauer der Ermüdungsversuche zu dokumentieren. Die Ermüdungsbeanspruchung wurde dynamisch durch Anregung des Versuchsaufbaus in der Eigenfrequenz aufgebracht und es wurden ebenfalls 4 Millionen Lastwechsel durchgeführt.

4.8.2.1 Dynamische Belastung

Die dynamische Belastung wurde über die Messung der Auflagerreaktionen ermittelt. Für Versuchskörper Nr. 1 und Nr. 3 betrug die Amplitude der Summe der Auflagerreaktionen $\pm 68\text{kN}$. Im Gegensatz zu den Ermüdungsversuchen bei der DZE wurde bei der ZZE die Ermüdungsbeanspruchung für beide Versuchskörper gleich gewählt.

Für die beiden Versuchskörper betrug die Beschleunigung in Trägersmitte $a_m = 15,8\text{m/s}^2$ und am Trägerrand $a_r = 4,0\text{m/s}^2$.

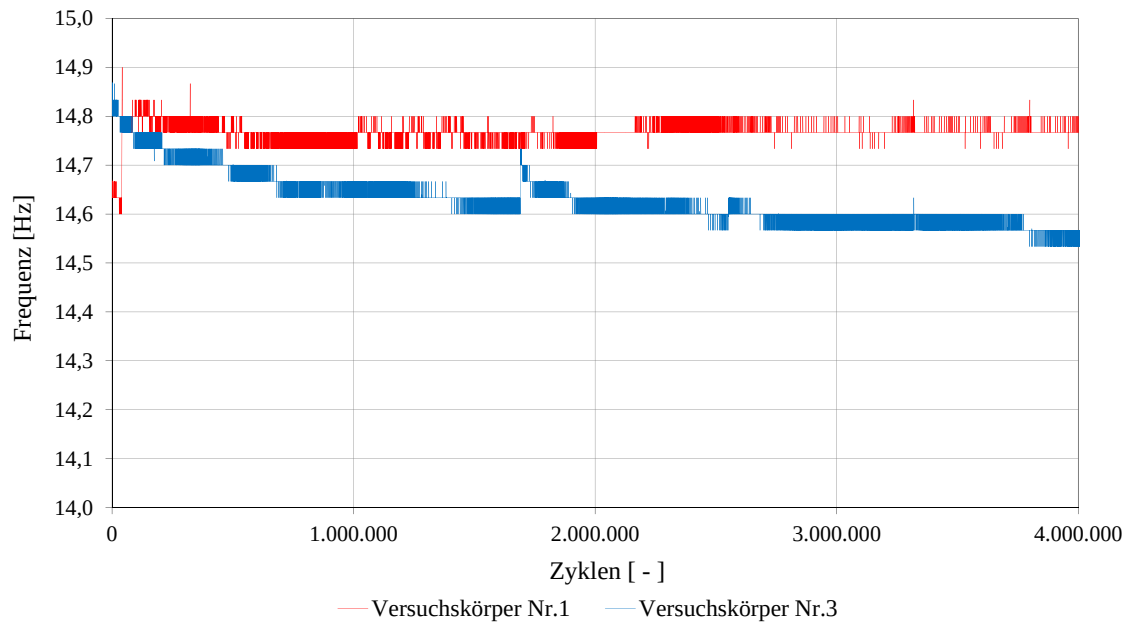


Abbildung 4.18: Belastungsfrequenzen ZZE

4.8.2.2 Belastungsfrequenz

Die Belastungsfrequenz für Versuchskörper Nr.1 betrug im Mittel $f_{VK1} = 14,76\text{ Hz}$ und verlief annähernd konstant, siehe Abbildung 4.18. Bei Versuchskörper Nr.3 kommt es innerhalb der ersten Million Lastwechsel zu einem Abfall der Belastungsfrequenz von 14,87 Hz auf 14,66 Hz. Ein Abfall der Frequenz bei der ZZE kann auf eine Veränderung der Steifigkeit durch die Rissbildung im Oberbeton zurückgeführt werden. Danach verlief die Frequenz annähernd konstant bei 14,66 Hz.

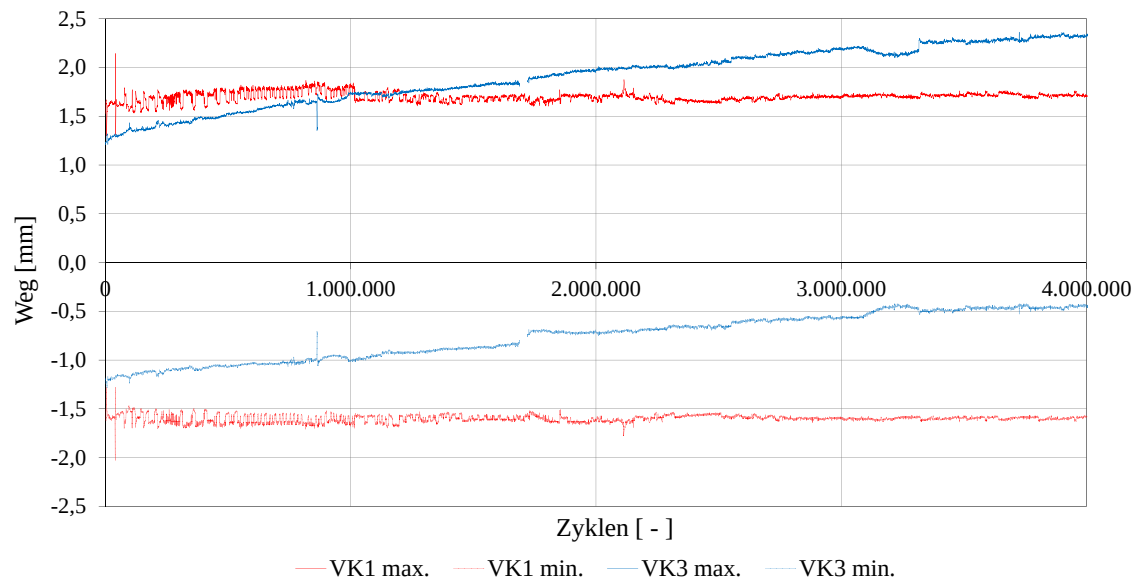


Abbildung 4.19: Verformung in Feldmitte ZZE

4.8.2.3 Verformung

In Abbildung 4.19 ist die Entwicklung der Verformung in Trägermitte über die Versuchsdauer dargestellt. Wie bereits in Kapitel 4.8.1.3 beschrieben, spielt Kriechen eine nicht zu vernachlässigende Rolle. Die Versuchsdauer bei VK1 betrug 91,3h und bei VK3 141,5h. Auffällig ist, dass es bei VK1 zu keiner Zunahme der Verformung über die Versuchsdauer kommt, Die Kriechzahlen betragen für VK1 $\varphi_{(t,t_0),VK1,EG} = 0,0152$ und $\varphi_{(t,t_0),VK1,Mittellast} = 0,3329$, für VK3 $\varphi_{(t,t_0),VK3,EG} = 0,0161$ und $\varphi_{(t,t_0),VK3,Mittellast} = 0,3611$. Die Gegenüberstellung der gemessenen Verformung mit den berechneten Kriechverformungen zeigt, dass die vorhandenen Verformungen kleiner sind als die berechneten Werte, siehe Tabelle 4.9.

Tabelle 4.9: Zunahme der Verformung

	$\Delta u_{Versuch}$	$\Delta u_{Kriechen, EG+Mittellast}$
VK1	0,12mm	0,68mm
VK3	0,46mm	0,72mm

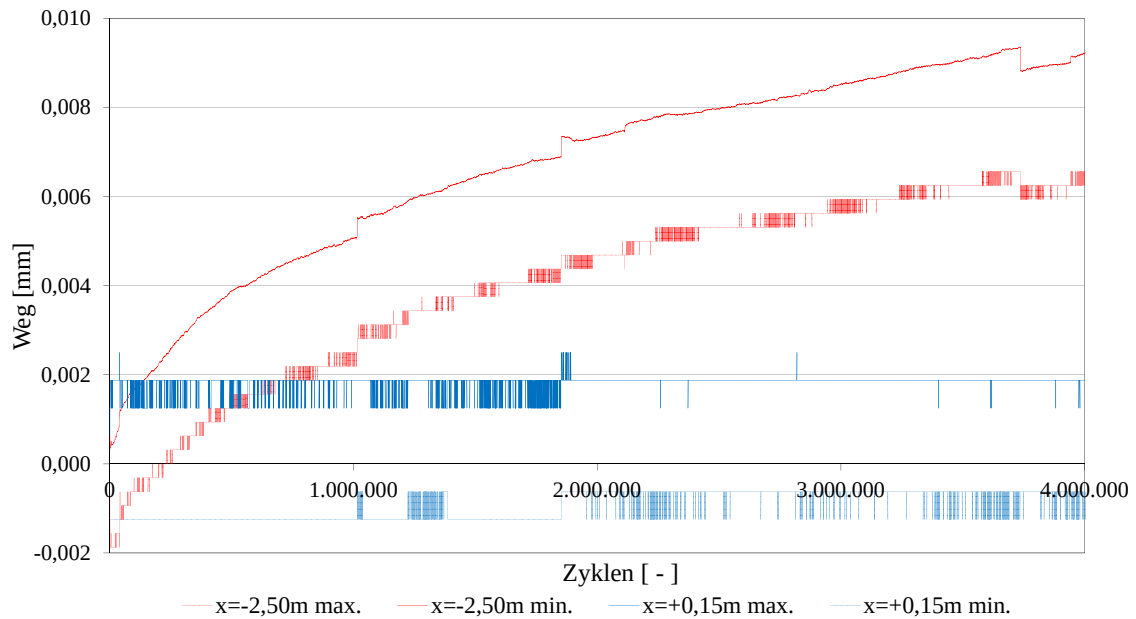


Abbildung 4.20: Relativverschiebung in horizontaler Richtung VK1

4.8.2.4 Relativverschiebungen

Zur Interpretation der Ergebnisse der Relativverschiebungen im Bereich der Verbundfuge werden die Messdaten an den Stellen $x = +0,15m$ (Feldmitte- Oberbeton gerissen) und $x = -2,50m$ (Randbereich- Oberbeton ungerissen) des Versuchskörpers Nr.1 herangezogen. Die in Abbildung 4.20 dargestellten horizontalen Relativverschiebungen im Bereich der Verbundfuge zeigen eine deutliche Zunahme des gemessenen Weges unter Mittellast am Randbereich ($x=-2,50m$ - Oberbeton ungerissen) um den Faktor 9. Die Zunahme des Weges im Randbereich ist betragsmäßig in einer vergleichbaren Größenordnung wie bei den durchgeführten Versuchen mit der DZE, siehe Abbildung 4.15. Im Vergleich dazu zeigen die gemessenen Werte im Feldbereich ($x=+0,15m$, Oberbeton gerissen), einen konstanten Verlauf über die gesamte Versuchsdauer.

Die Messergebnisse der vertikalen Verschiebungen, siehe Abbildung 4.21 zeigen einen konstanten Verlauf mit einem Weg von $\pm 0,001mm$. Das Verhalten ist im gerissenen Feldbereich $x = +0,15m$ als auch beim ungerissenen Randbereich $x = -2,50m$ gleich und somit gegensätzlich zu den gemessenen horizontalen Relativverschiebungen.

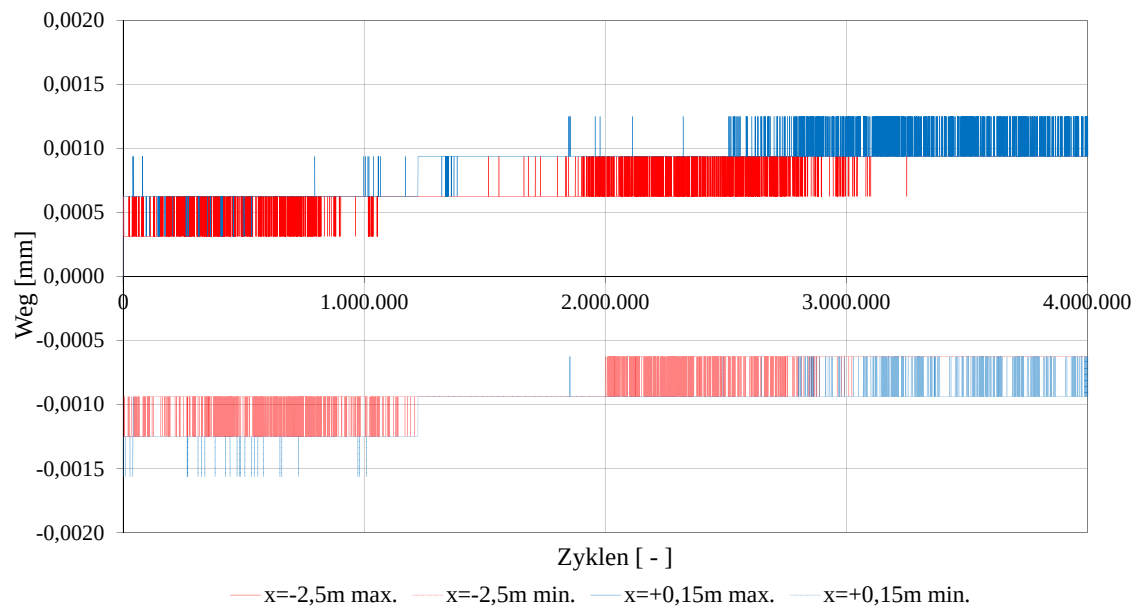


Abbildung 4.21: Verschiebung in vertikaler Richtung VK1

4.8.2.5 Risswurzel

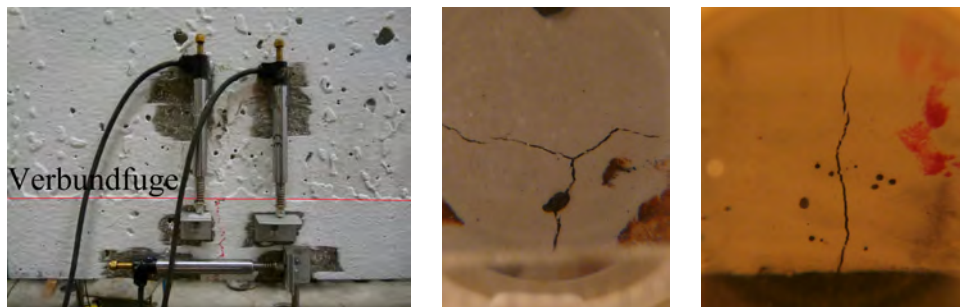


Abbildung 4.22: Risse im Oberbeton vor Ermüdungsversuch

Im Nahbereich der entstandenen Risse im Oberbeton wurden Wegaufnehmer angebracht, siehe Abbildung 4.22. Abbildung 4.23 zeigt den Weg der Rissöffnung über die Dauer des Ermüdungsversuches, wobei diese konstant zu $\pm 0,016\text{mm}$ blieb. Ebenso war keine Veränderung des Weges senkrecht zur Verbundfuge im Bereich der Risse über die Versuchsdauer erkennbar, siehe Abbildung 4.24. Die gemessenen Wege liegen im Bereich von $0,0015\text{mm}$ und verlaufen ebenfalls konstant über die Versuchsdauer.

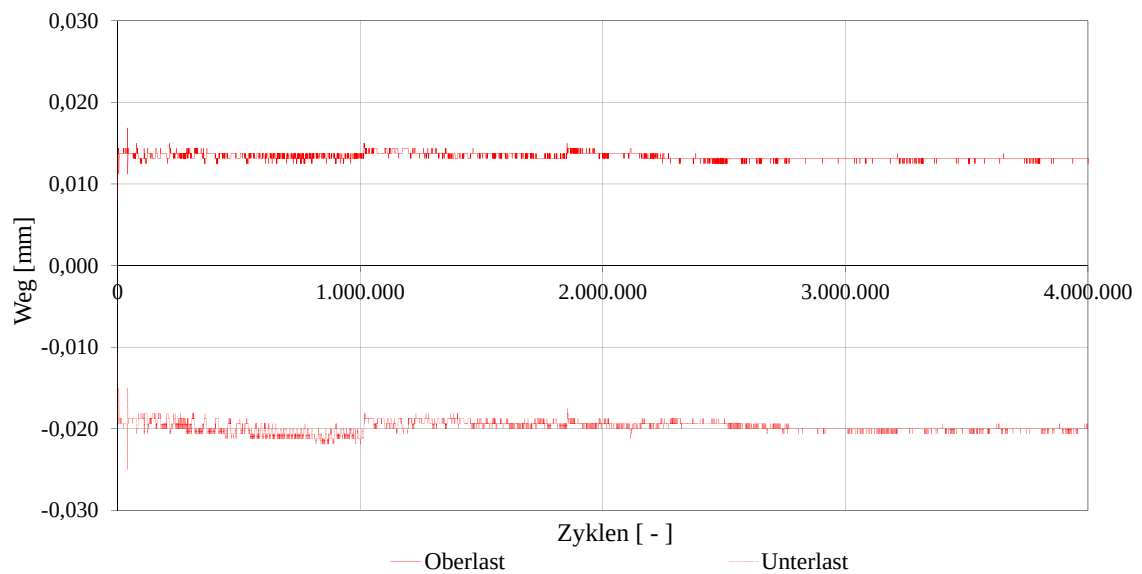


Abbildung 4.23: Entwicklung der Rissöffnung

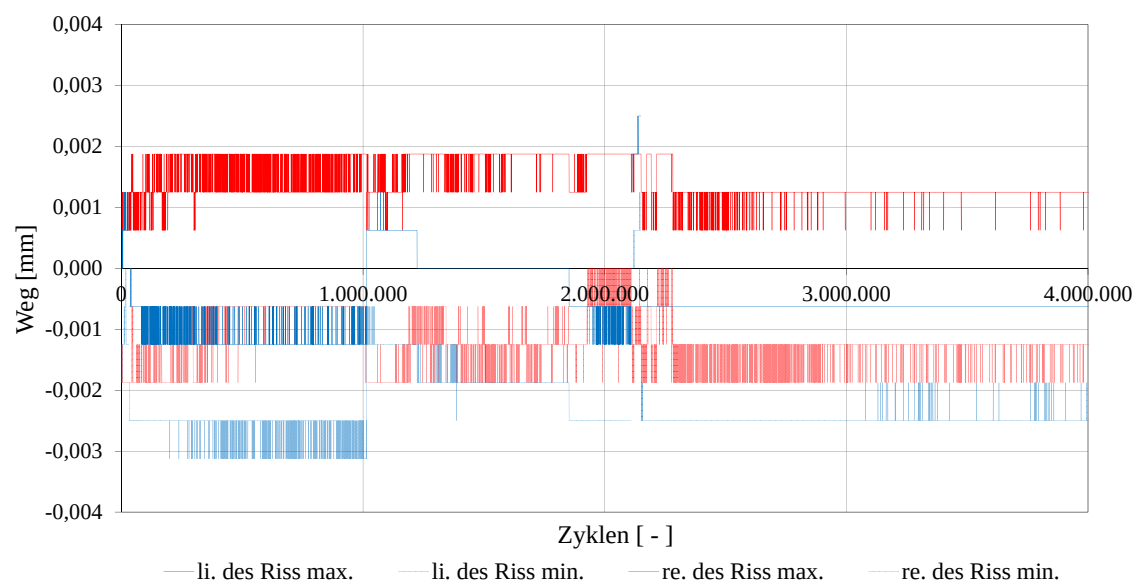


Abbildung 4.24: Vertikale Wege



Abbildung 4.25: Probekörper Abreißfestigkeit

4.9 Abreiß- und Keilspaltfestigkeiten

Im Zuge der Untersuchung der Ermüdungsfestigkeit der Aufbetonschicht in der Druckzone wurden vom Forschungsinstitut der Vereinigung der Österreichischen Zementindustrie Kernbohrungen im Bereich der Oberbetonschicht durchgeführt. Einerseits wurden Kerne mit einem Durchmesser 15cm und einer Höhe von 15cm entnommen, andererseits wurden Bohrungen durch die Oberbetonschichte und Verbundfuge für eine Ermittlung der Abreißfestigkeit f_A nach ÖN B3303 [1] durchgeführt, siehe Abbildung 4.25. Die Prüfungen wurden sowohl nach der Dauerschwingbeanspruchung, als auch nach dem statischen Versuch bei den Druckzonenergänzungen (VK2 und VK4) durchgeführt, um nähere Informationen zu erlangen.

Für die Ermittlung der Abreißfestigkeit wurden mit einem Kernbohrungsgerät mehrere Zylinder von 50mm Durchmesser in den Probekörper gebohrt, darauf mit einem Zweikomponenten-Epoxidkleber ein kreisförmiger Stempel aufgeklebt und dieser dann mit der Prüfmaschine senkrecht zur Oberfläche abgezogen, bis die Zugfestigkeit überschritten wird. Über die Bruchlast F in [N] und den Durchmesser D des Prüfkörpers in [mm] kann die Abreißfestigkeit mit folgender Formel berechnet werden: $f_A = \frac{4 \cdot F}{\pi \cdot D^2}$

Laut Normung sind die Abreißfestigkeiten im Bereich von $1,0 - 2,0 \text{ N/mm}^2$. Nach den 4 Mio. Lastwechseln ergab sich aus 7 Messungen ein Mittelwert von $2,8 \text{ N/mm}^2$. In Abbildung 4.25 sind die Probekörper dargestellt. Bei den Proben, die nicht auf unmittelbarer Höhe des Stempel abgerissen sind, wurde die Abreißfestigkeit erst in Tragwerksbetonschicht oder der Fuge erreicht und ergab einen Mittelwert von $2,7 \text{ N/mm}^2$. Nach Beanspruchung des Versuchskörpers bis zur Traglast wurden nochmals 6 Messungen durchgeführt. Der daraus errechnete Mittelwert von $2,6 \text{ N/mm}^2$ ist nur gering weniger als jener nach der Ermüdungsbeanspruchung und noch immer höher als die Werte aus der Normung [48].

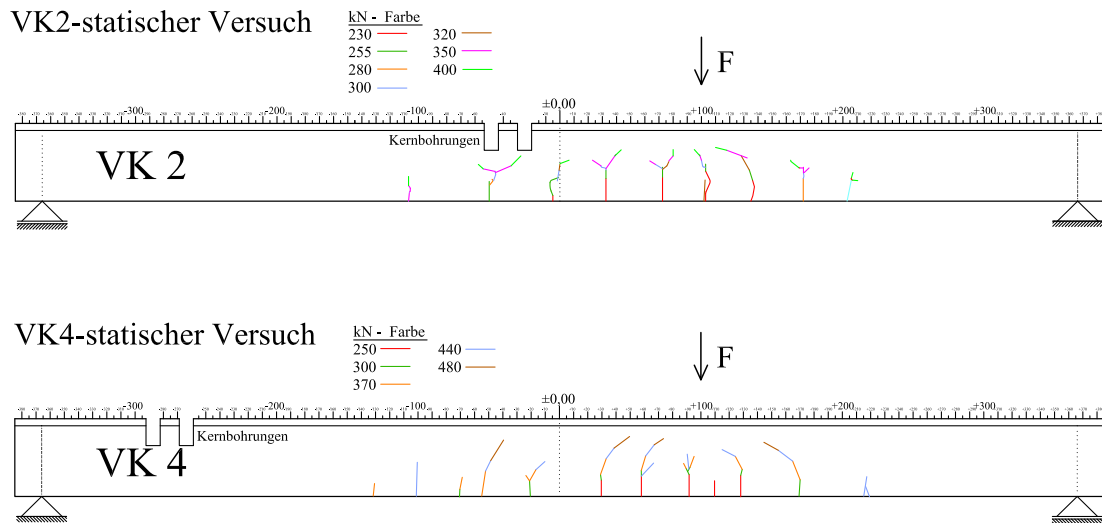


Abbildung 4.26: Rissbilder statischer Versuch DZE

4.10 Statische Versuche

Bei den statischen Versuchen blieb der Versuchsaufbau sowie die Anordnung der Messtechnik grundsätzlich gleich wie bei den Ermüdungsversuchen. Bei den Versuchskörpern mit einer Druckzonenergänzung (VK2 & 4) wurde, um eine höhere Querkraftbeanspruchung unter Traglast zu erreichen, die Stelle der Lasteinleitung um einen Meter von der Mitte weg hin zum Auflager verschoben. Bei den Versuchskörpern mit einer Zugzonenergänzung (VK1 & 3) wurde die Belastung in Feldmitte aufgebracht. Eine Beanspruchung der Verbundfuge war nicht zu erwarten, da der Oberbeton unbewehrt war und somit keine Schubspannungen über die Verbundfuge zu übertragen waren. Ausgewertet werden die Versuchskörper Nr.4 (DZE) und Nr. 3 (ZZE). Die Belastung wurde weggesteuert durch hydraulische Pressen aufgebracht. Da bei den Versuchskörpern mit einer Druckzonenergänzung nach den Ermüdungsversuchen Kernbohrungen entnommen wurden, war die volle Tragfähigkeit nicht mehr gegeben. Vor allem bei VK2 fand die Entnahme an einer ungünstigen Stelle statt, weshalb die aufgebrachte Maximallast niedriger war als bei VK4.

4.10.1 Druckzonenergänzung

4.10.1.1 Rissbild

In Abbildung 4.26 sind die abgeschlossenen Rissbilder der Versuchskörper Nr.2 und Nr. 4 dargestellt. Während des Versuches konnte keine Schädigung der Verbundfuge festgestellt werden. Bei den Biegerissen betrug der durchschnittliche Rissabstand

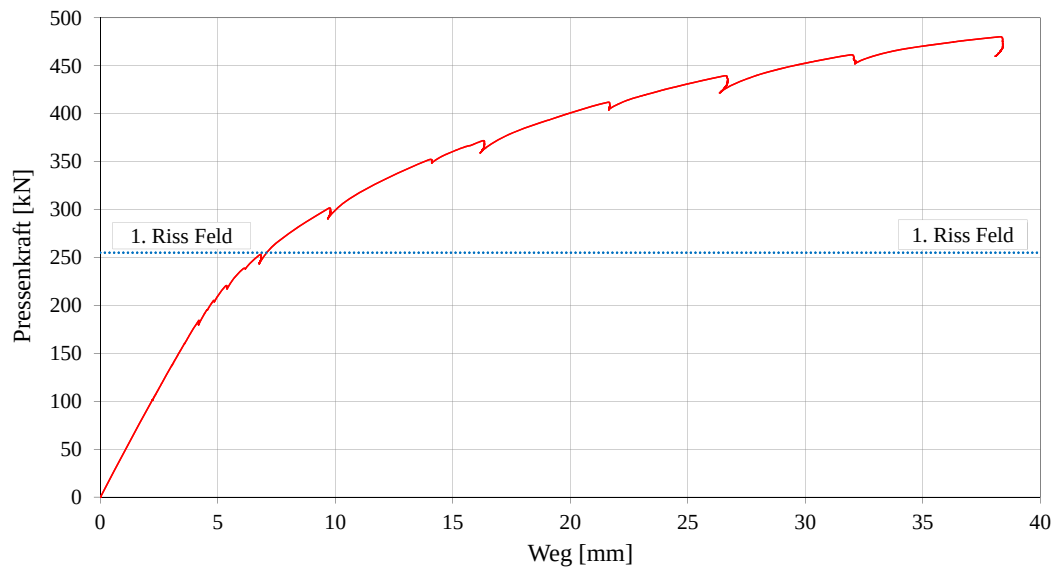


Abbildung 4.27: Last- Verformungsbeziehung DZE VK4

bei VK2 $s_{cr\emptyset} = 38\text{cm}$ mit einer maximalen Öffnung des Risses auf Spanngliedhöhe von $w_{cr} = 0,8\text{mm}$. Bei Versuchskörper Nr. 4 betrug der durchschnittliche Rissabstand $s_{cr\emptyset} = 35\text{cm}$ mit einer maximalen Öffnung des Risses auf Spanngliedhöhe von $w_{cr} = 1,9\text{mm}$. Grundsätzlich waren reine Biegerisse zu verzeichnen. Bei den letzten Laststufen neigten sich einige Risse in Richtung der Lasteinleitungsstelle. Die Betondruckzone betrug 14cm und stimmt somit gut mit den nach 4.3.3.1 berechneten Wert von $x_{c,DZE} = 13,99\text{cm}$ überein.

4.10.1.2 Verformung

In Abbildung 4.27 ist die Last- Verformungsbeziehung des Versuchskörpers Nr. 4 an der Stelle der Lasteinleitung dargestellt. Bei einer Belastung von $F = 255\text{kN}$ war visuell der erste Riss erkennbar. Danach wurde die Belastung stufenweise gesteigert, bis der aus Mittelwerten berechnete Momentenwiderstand des Versuchskörpers deutlich überschritten wurde. Die maximal aufgebrachte Last betrug $F = 480\text{kN}$ mit einem zugeordneten Verformung von $u_{max} = 38\text{mm}$. Bis zum Erreichen des ersten Risses ist eine ausgeprägte lineare Beziehung zwischen der Last und Verformung erkennbar, danach kommt es zu einer deutlichen Zunahme der Verformung.

4.10.1.3 Verzerrung und Krümmung

Die Verzerrungen unter Berücksichtigung von Eigengewicht und Vorspannung sind in Abbildung 4.28 dargestellt. Es ist sehr gut erkennbar, dass der erste optisch erkenn-

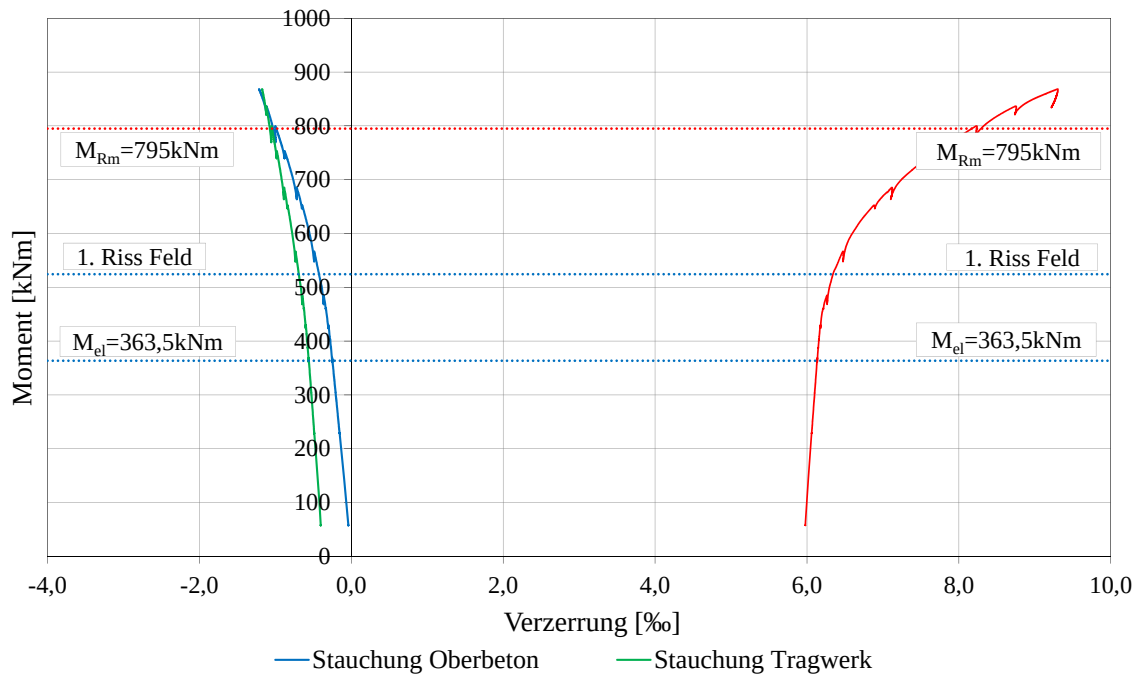


Abbildung 4.28: Momenten- Verzerrungsbeziehung DZE VK4

bare Riss wesentlich später als berechnet (M_{el}) aufgetreten ist. Dies kann auf eine höhere Zugfestigkeit des Betons zurückgeführt werden. Der berechnete Momentenwiderstand $M_{Rm} = 794,9 \text{ kNm}$ wurde um 135 kNm überschritten und anschließend der Versuch gestoppt. Die gemessenen Stauchungen des Oberbetons sowie am Druckrand des Tragwerksbetons zeigen, dass die Verbundfuge den Belastungen standhielt. Erwartungsgemäß war bei dem statischen Versuch die Stauchung des Oberbetons höher als jene unterhalb der Verbundfuge liegende des Tragwerksbetons. Die maximal eingeprägte Betonstauchung betrug $\varepsilon_{c,max.} = -1,15\text{‰}$ und die maximale Spannglieddehnung $\varepsilon_{p,max.} = 9,20\text{‰}$. Ein ausgeprägtes Fließplateau stellte sich nicht ein.

Die Momenten- Krümmungs- Beziehung, siehe Abbildung 4.29 stimmt bis kurz vor dem ersten Riss gut mit dem elastischen Verlauf überein. Nach dem ersten Riss ist ein deutlicher Abfall der Steifigkeit erkennbar, wobei sich im voll gerissenen Zustand (Risse auch im Feld) wieder eine konstante Steifigkeit $EI_{(II)}$ einstellt, welche jedoch nur mehr über $1 \div 10$ der Steifigkeit des ungerissenen Querschnitts verfügt. Die maximale Krümmung beträgt $\kappa_{max,Stütz} = -0,011 \text{ m}^{-1}$.

Die Krümmung des Querschnitts über die Höhe wurde über die Verzerrungen, welche auf Höhe des Spanngliedes, der Druckrandfaser des Tragwerksbetons, sowie des Oberbetons gemessen wurden, ermittelt. Da die Verbundfuge auch der statischen Beanspruchung standgehalten hat, war die Krümmung über die Höhe konstant. Dies zeigt der Verlauf des Verhältnis der beiden ermittelten Krümmungsverläufe

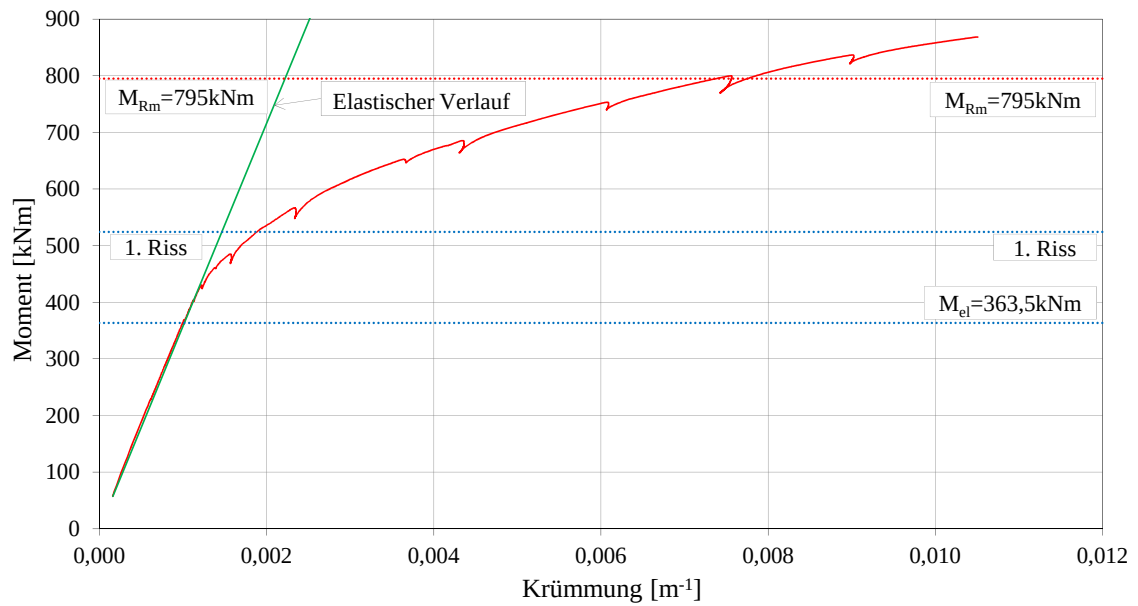


Abbildung 4.29: Momenten- Krümmungsbeziehung DZE VK4

(Krümmung Gesamtquerschnitt/Krümmung Tragwerk), siehe Abbildung 4.30, welches annähernd konstant zu $\kappa_o/\kappa_u = 1,0$ über die Versuchsdauer blieb. Bei einem monolithischen Querschnitt würde das Verhältnis $\kappa_o/\kappa_u = 1,0$ betragen.

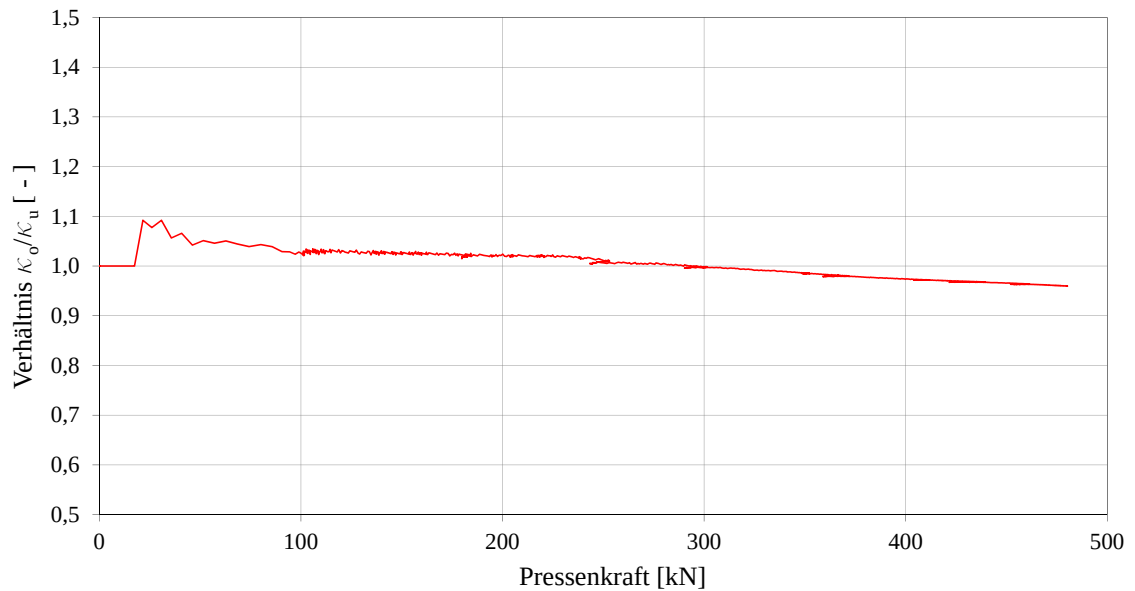


Abbildung 4.30: Verhältnis der Krümmungen DZE VK4

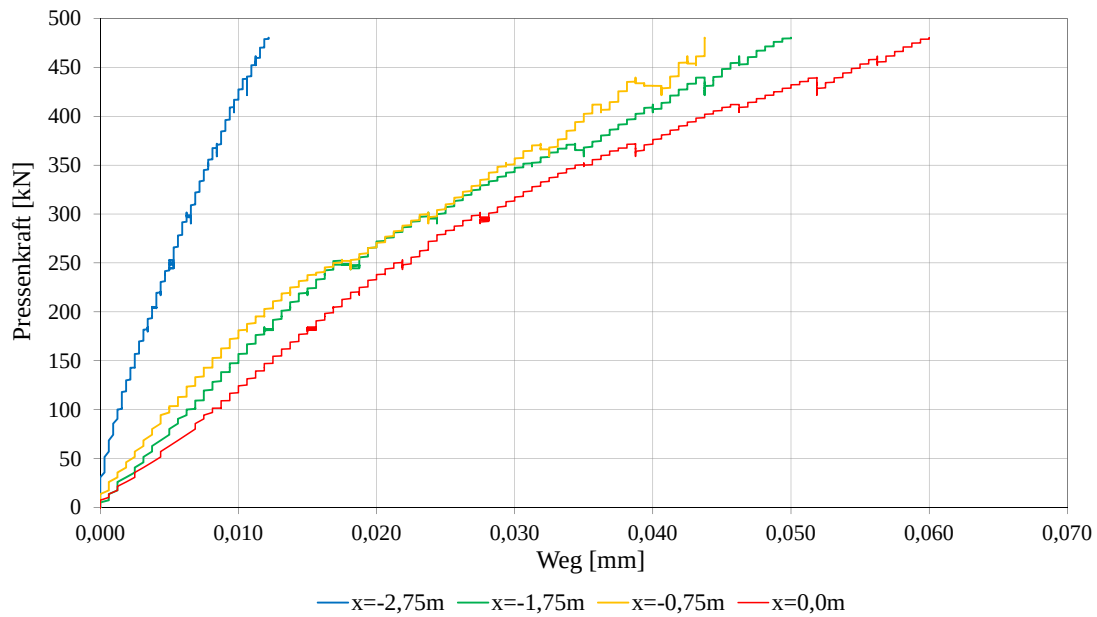


Abbildung 4.31: Horizontale Relativverschiebungen DZE VK4

4.10.1.4 Relativverschiebungen

Aus den Messungen der Relativverschiebungen der Verbundfuge zwischen Tragwerks- und Oberbeton ist ersichtlich, dass die Beanspruchung der Verbundfuge in Trägermitte größer war als am Trägerrand. Dieses Ergebnis ist auf die Stauchungen des Betons durch die Biegebeanspruchung in Längsrichtung zurückzuführen.

Da die Länge des Wegaufnehmer für die Messung der Relativverschiebungen $l_0 = 50\text{mm}$ betrug und die maximal gemessenen Verzerrungen in Feldmitte ($x=0,0\text{m}$), siehe Kapitel 4.10.1.3, eine Betonstauchung von $\varepsilon_{c,max} = -1,15\text{‰}$ ergaben, ergibt sich für das verwendete Messinstrument eine Längenänderung zufolge Stauchung aus reiner Biegung von $\Delta l = \varepsilon \cdot l_0 = 1,15\text{‰} \cdot 50 = 0,0575\text{mm}$. Dieser rückgerechnete Wert stimmt gut mit dem gemessenen Maximalwert zu $\Delta l_{gemessen} = 0,060\text{mm}$, siehe Abbildung 4.31, überein. Somit wird die Annahme bestätigt, dass es bei den durchgeführten Versuchen zu keiner Ermüdungsschädigung der Verbundfuge gekommen ist und ein starrer Verbund während der ganzen Versuchsdauer vorlag.

Die maximalen Schubspannungen in der Verbundfuge betrugen bei Versuchskörper Nr.2 $\nu_{Ei,VK2} = 0,39\text{N/mm}^2$ und bei Nr. 4 $\nu_{Ei,VK4} = 0,46\text{N/mm}^2$. Der Schubkraftwiderstand betrug $\nu_{Ri} = 1,35\text{N/mm}^2$ nach ÖNORM EN 1992-1-1[10].

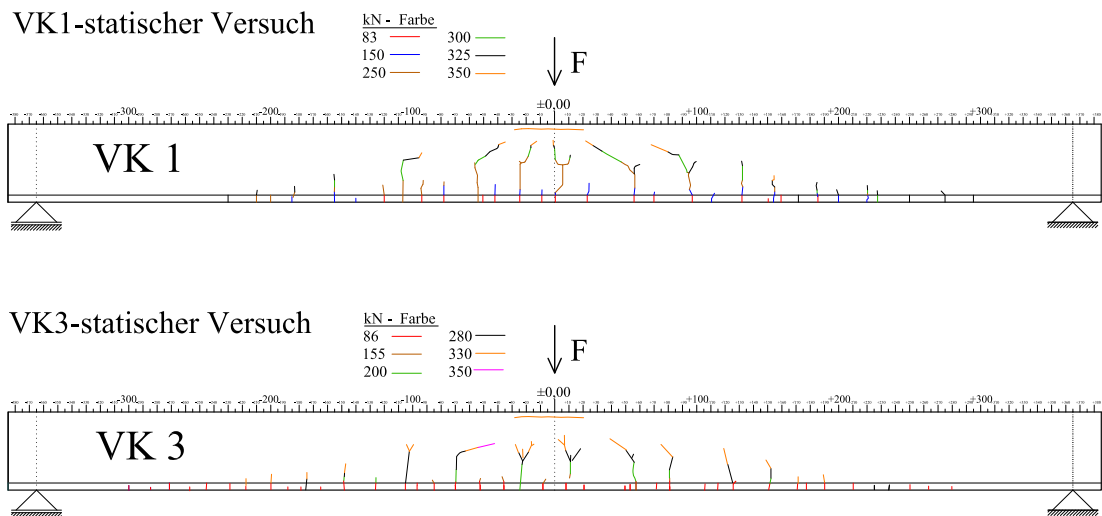


Abbildung 4.32: Rissbilder statischer Versuch ZZE

4.10.2 Zugzonenergänzung

4.10.2.1 Rissbild

Die abgeschlossenen Rissbilder der Versuchskörper Nr.1 und Nr.3 können Abbildung 4.32 entnommen werden. Beide Träger wurden bis zu einer Kraft von 350 kN belastet. Wie bei der Druckzonenergänzung weisen die Risse bei den letzten Laststufen eine Neigung in Richtung zur Lasteinleitungsstelle auf. Da der Tragwerkskörper durch die Wirkung der Vorspannung wesentlich länger ungerissen blieb als die Aufbetonschicht, hatte dies eine rissverteilende Wirkung. Der durchschnittliche Rissabstand in der Aufbetonschicht betrug im Mittel $s_{cr\phi} = 15\text{cm}$ mit einer Rissweite kleiner $w_{cr} < 0,1\text{mm}$. Aus diesen entwickelten sich die Primarrisse der Tragstruktur, welche einen durchschnittlichen Rissabstand von $s_{cr\phi} = 38\text{cm}$ mit einer maximalen Rissöffnung von $w_{cr,max} = 1,5\text{mm}$ auf Höhe des Spanngliedes hatten. Nachdem Abplatzungen in der Betondruckzone aufgetreten sind wurde der Versuch beendet. Lokal konnten mit Hilfe einer Risslupe horizontale Risse in der Verbundfuge festgestellt werden.

4.10.2.2 Verzerrung

In Abbildung 4.33 sind die Verzerrungen, gemessen am Druck- und Zugrand des Tragwerksbetons sowie am Oberbeton dargestellt. Berücksichtigt wurden Eigen-gewicht, Belastung aus Versuchsaufbau sowie Vorspannung. Das maximal erreichte Moment betrug $M_E = 703\text{kNm}$ womit der berechnete Momentenwiderstand $M_{Rm} = 649,5\text{kNm}$ überschritten wurde. Der Beton begann auf Druck bei einer

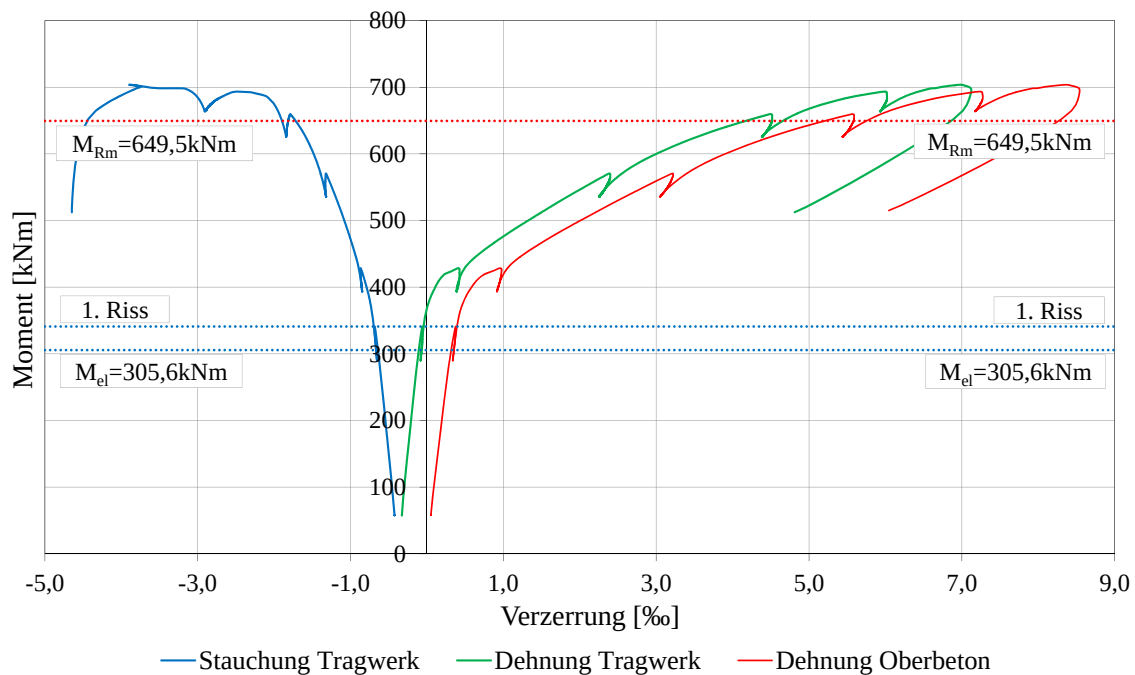


Abbildung 4.33: Momenten- Verzerrungsbeziehung ZZE VK3

Stauchung von $\varepsilon_{c1} = -2,0\%$ zu fließen. Des weiteren ist ein paralleler Verlauf der Dehnung des Tragwerksbetons zur Dehnung des Oberbetons vorhanden. Dies lässt rückschließen, dass der Oberbeton die Verzerrungen des Tragwerksbetons direkt mitging. Da die ermittelte Krümmung über die gesamte Querschnittshöhe gleich blieb, kann von einem monolithischen Verhalten des Querschnitts ausgegangen werden und die Oberbetonschicht als zusätzliche Betondeckung betrachtet werden.

4.10.2.3 Rissöffnung

Abbildung 4.34 zeigt die gemessenen Wege von Rissöffnungen im Oberbeton, welche bereits durch die Ermüdungsversuche im Oberbeton erzeugt wurden. Die blaue Linie zeigt die Entwicklung der Öffnung eines Risses welcher sich nicht in den Tragwerksbeton fortpflanzte. Die maximale Öffnung betrug $w_{cr} = 0,06mm$ kurz nach sichtbarwerden des ersten Risses im Tragwerksbeton, danach verjüngte sich die Öffnung auf einen Wert zu $w_{cr} = 0,02mm$ und blieb konstant bis zum Erreichen der Traglast. Die rote Linie zeigt die Entwicklung der Öffnung eines Risses welche sich im Tragwerksbeton fortpflanzte. Bis zum ersten Riss im Tragwerksbeton kommt es zu einer linearen Zunahe der Öffnung bis zu einem Wert von $w_{cr} = 0,10mm$. Die geringe Zunahe der Rissöffnung im Oberbeton ist auf die Steifigkeit des ungerissenen Tragwerksbeton zurückzuführen. Nach dem ersten Riss im Tragwerksbeton

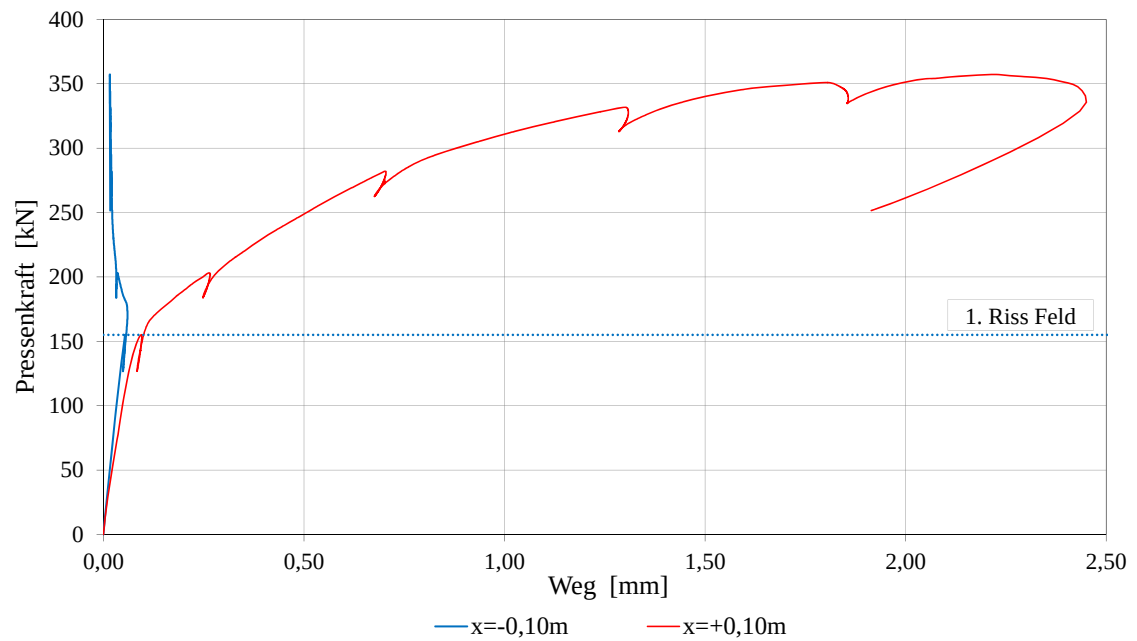


Abbildung 4.34: Rissöffnung ZZE VK3

kommt es zu einer viel stärkeren Zunahme der Rissöffnung aufgrund der reduzierten Steifigkeit des Querschnitts bis zu einem maximalen Wert von $w_{cr} = 2,45\text{mm}$.

4.11 Zusammenfassung

Die gewonnenen Erkenntnisse dieser Versuchsserie zeigten gute Eigenschaften in Hinblick auf das Ermüdungs- und Schubtragverhalten einer unbewehrten Betonschubfuge.

Zu Beginn wurden Verzerrungen über einen Zeitraum von 28 Tagen über die Höhe des Querschnitts gemessen, wobei der Altersunterschied zwischen den beiden Schichten 31 Tage betrug. Hierbei sollten Informationen über Zwangsspannungen, resultierend durch das unterschiedliche Schwindbestreben beider Schichten, in der Verbundfuge gewonnen werden. Die gemessenen Ergebnisse lassen nur schwer Rückschlüsse zu, da die Messergebnisse keinen klaren Trend aufweisen und sich gegensätzlich verhalten. Ebenso lagen die Messgrößen im unteren Genauigkeitsbereich des verwendeten Messinstruments. Die gemessenen Verzerrungen resultierten primär zufolge des Kriechbestreben des Betons durch die Wirkung der Vorspannung. Eine optische Schädigung der Verbundfuge konnte nicht festgestellt werden.

Bei den dynamischen Versuchen konnte kein Einfluss der Ermüdungsbeanspruchung (Gebrauchslastniveau) auf die Festigkeitseigenschaften der Verbundfuge festgestellt werden.

Bei den Versuchskörpern mit einer Druckzonenergänzung wirkte der Aufbeton statisch mit und führt zu einer Erhöhung des inneren Hebelarms, womit die Tragfähigkeit erhöht wurde. Bei den statischen Versuchen kam es zu keiner Schädigung der Verbundfuge. Bei der Zugzonenergänzung hat die Verbundfuge die im Aufbeton vorhandenen Risse ohne Versatz in den Tragwerksbeton eingeleitet, wobei keine Horizontalrisse in der Verbundfuge entstanden sind. Die maximalen Rissöffnungen betrugen auf Spanngliedhöhe bei dem Versuchskörper einer DZE 0,80 mm, und bei der ZZE 1,20 mm.

Die bei den durchgeführten Versuchen in der Verbundfuge entstandenen Kräfte konnten vom Haftverbund bzw. bei der Druckzonenergänzung noch zusätzlich von den Reibungswiderständen übernommen werden. Bestätigt wurde dieses Ergebnis weiters durch die Untersuchung der Haftzugfestigkeit bei dem Versuchskörper der Druckzonenergänzung, bei der sowohl nach dem Dauerschwingversuch, als auch nach der Beanspruchung durch eine statisch aufgebrachte Last, hohe Prüfergebnisse im Bereich von $2,6 \text{ N/mm}^2$ erreicht wurden.

Die Wirkung der Vorspannung des Tragwerksbetons, sowie die dünne Stärke der Oberbetonschicht erweisen sich als günstig.

In Tabelle 4.10 sind die Ergebnisse der statischen Versuche dargestellt.

Tabelle 4.10: Gegenüberstellung der Grenzwerte des statischen Versuchs

	VK1 (ZZE)	VK2 (DZE)	VK3 (ZZE)	VK4 (DZE)	Vergleichswerte
$M_{E,el}$	332kNm	470kNm	341kNm	524kNm	$M_{R,el,DZE} = 364kNm$ $M_{R,el,ZZE} = 306kNm$
F_{max}	376kN	404kN	357kN	480kN	
M_E	740kNm	739kNm	703kNm	867kNm	$M_{Rm,DZE} = 795kNm$ $M_{Rm,ZZE} = 650kNm$
V_E	203kN	273kN	194kN	322kN	$V_{Rm,c,DZE} = 563,6kN$ $V_{Rm,c,ZZE} = 514kN$
v_{Ei}	-	0,39N/mm ²	-	0,46N/mm ²	$v_{Rmi} = 1,35N/mm^2$
u_{max}	43mm	26mm	46mm	38mm	
$s_{cr,\emptyset}$	40cm 16cm	38cm -	37cm 15cm	35cm -	Tragwerk Oberbeton
w_{cr}	1,2mm	0,8mm	1,5mm	1,9mm	Höhe Spannglied
$\varepsilon_{c,max}$	-2,0‰	-1,0‰	-4,6‰	-1,15‰	$\varepsilon_{cu} = 3,5‰$
$\varepsilon_{p,max}$	9,15‰	7,48‰	11,44‰	9,23‰	$\varepsilon_{py} = 12‰$
κ_{max}	0,013m ⁻¹	0,007m ⁻¹	0,025m ⁻¹	0,010m ⁻¹	

$M_{E,el}$	Rissmoment
F_{max}	maximale Kraft
M_E	einwirkendes Moment
V_E	einwirkende Querkraft
v_{Ei}	einwirkende Schubkraft
u_{max}	maximale Verformung
$s_{cr,\emptyset}$	durchschnittlicher Rissabstand
w_{cr}	Rissweite
$\varepsilon_{c,max}$	maximale Betondruckstauchung
$\varepsilon_{p,max}$	maximale Spannglieddehnung
κ_{max}	maximale Krümmung des Querschnitts

Kapitel 5

Zum Ermüdungs- und Schubtragverhalten der Verbundfuge zwischen 50 Jahre altem und neuem Beton

5.1 Allgemeines

Für den in Kapitel 1.2 vorgeschlagenen Ansatz für einen alternativen Fahrbahnaufbau auf Brücken im Zuge einer Verstärkung wurden Untersuchungen zum Ermüdungs- und Schubtragverhalten der Verbundfuge zwischen 50 Jahre altem und neuem Beton durchgeführt. Erfolgen bei einer bestehenden Brücke Sanierungsarbeiten durch Aufbringen von neuem Beton auf das bestehende alte Brückenbauwerk, so spielt das unterschiedliche Alter eine zu berücksichtigende Rolle. Auf die Verbundeigenschaften hat dieses Verhalten einen besonderen Einfluss, da diese die Schnittstelle zwischen altem und neuem Beton darstellt. Ebenfalls entsteht durch das Vorspannen des Deckenbetons eine zusätzliche Beanspruchung der Verbundfuge. Da die Verbundfuge die schwächste Stelle des Systems darstellt, sollen Untersuchungen durchgeführt werden, um Informationen über die Umsetzbarkeit dieses Ansatzes zu gewinnen. Dieses Verhalten soll anhand von Experimenten im Maßstab 1:1 untersucht werden. Hierfür soll auf 50 Jahre alten Platten von einer bestehen Brücke (Baron Schwarz- Park Brücke, 1962, B150 Salzburg Nord) neuer Deckenbeton aufgebracht werden. Zur Verfügung standen Platten mit den Abmessungen $l \times b \times h = 3,0 \times 1,5 \times 0,2\text{m}$, siehe Abbildung 5.1. Untersucht werden soll die Auswirkung des unterschiedlichen Kriechens und Schwindens zwischen dem neuen und alten Beton, das Verbundverhalten bei Beanspruchung durch Biegung des Deckenbetons auf Zug, sowie der Einfluss der Vorspannung auf die Verbundfuge.



Abbildung 5.1: 50 Jahre alte Betonplatten

5.2 Herstellung der Versuchskörper

Hergestellt wurden 4 Stück Versuchskörper mit den Abmessungen 7,2m/0,5m/0,41m (l/b/h), siehe Abbildung 5.2. Auf den alten Betonplatten ($d=25\text{cm}$) wurde der Verstärkungsbeton ($d=16\text{cm}$, C35/45/B4/F45/GK16) aufgebracht, wobei 2 Stück Versuchskörper mit Edelstahl bewehrt und 2 Stück Versuchskörper vorgespannt wurden. Vor dem Aufbringen des Verstärkungsbetons wurde die Oberfläche der alten Betonkörper gefräst, mittels Hochdruckwasserstrahlung aufgeraut und feucht gehalten. Die Versuchskörper Nr.1 und Nr.2 wurden mit $10\varnothing 16$ ($A_s=20,11\text{cm}^2$) Bewehrungsstäben aus Edelstahl BSt 500 bewehrt. Zusätzlich wurde bei Versuchskörper Nr. 2 die Breite der Verbundfuge von 50cm auf 32cm reduziert um höhere Schubspannungen zu erzeugen. Bei den Versuchskörpern Nr.3 und Nr.4 wurde der Verstärkungsbeton mit einem Spannglied (4 Litzen in Kunststoffhüllrohr VSL PT-Plus®) bewehrt. Es wurde keine weitere schlaffe Bewehrung verwendet, lediglich im Bereich der Ankerköpfe wurde eine Bügelbewehrung zur Aufnahme der Spaltzugkräfte eingebaut. Die Spanngliedführung wies einen parabelförmigen Verlauf auf, wobei die Anker an den Enden zentrisch angeordnet waren und in Feldmitte die Exzentrizität des Spanngliedes zur Schwerachse des Trägers 15 cm betrug. Einen Tag nach dem Betonieren wurde die Schwindvorspannung mit $F_{P,Schwind} = 200\text{kN}$ und 6 Tage nach dem Betonieren die volle Vorspannkraft mit $F_P = 800\text{kN}$ vor Bettung durch einseitiges Vorspannen aufgebracht. Abschließend wurden die Hüllrohre mit Zementsuspension ausgegossen. Die Lagerung der Versuchskörper erfolgte über eine Dauer von 130 Tage im Labor des Institutes.



Abbildung 5.2: Betonieren der Versuchskörper

5.3 Kennwerte

Die Querschnittskennwerte wurden mit den tatsächlichen Werkstoffkennwerten für Beton, unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Elastizitätsmoduln, und Stahl ermittelt. Folgende Materialkennwerte, siehe Tabelle 5.1, waren gegeben:

Tabelle 5.1: Materialkennwerte [N/mm²]

Spannstahl	Edelstahl	Altbeton	Verstärkungsbeton
$E_p = 199.200$	$E_s = 200.000$	$E_{cm,Alt} = 43.650$	$E_{cm,Neu} = 34.000$
$f_{pk} = 1.834$	$f_y = 500$	$f_{cm,Alt} = 92$	$f_{cm,Neu} = 43$

5.3.1 Querschnittskennwerte für den schlaff bewehrten Versuchskörper

5.3.1.1 Belastung für den Ermüdungsversuch

Bei der Auslegung der Belastung für den Ermüdungsversuch orientierte man sich am Ermüdungsnachweis für Betonstahl nach ÖNORM EN 1992-1-1 [10]. Dabei wurde eine Oberspannung im Betonstahl zu $\sigma_{S,max} = 250 \text{ N/mm}^2$ und eine Schwingbreite von $\Delta\sigma_S = 150 \text{ N/mm}^2$ festgelegt.

Unter Berücksichtigung von Eigengewicht des Versuchskörpers sowie der Ausbaulasten für den Versuchsaufbau (Unwuchterreger, Querträger, hydraulische Pressen,...), mit einem Gewicht von $m_{Aus.} = 1.200 \text{ kg}$, war in der Mitte des Einfeldträgers eine statische Belastung von $F_m = 36,6 \text{ kN}$ erforderlich. Um die Schwingbreite im Betonstahl zu erreichen war ein Biegemoment von $\pm 48,8 \text{ kNm}$ erforderlich. Diese

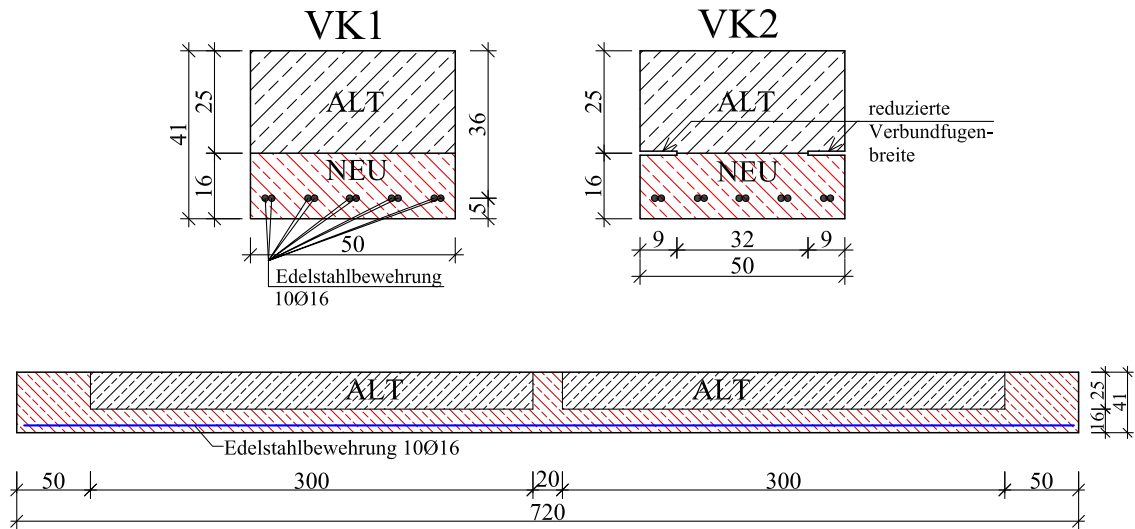


Abbildung 5.3: Abmessungen des Querschnitts für VK1 & 2

wurde dynamisch aufgebracht, wobei eine genaue Beschreibung bereits in Kapitel 4 erfolgte. Die dynamische Belastung kann einerseits über die Beschleunigung und andererseits über die Auflagerreaktionen kontrolliert werden. Für den schlaff bewehrten Versuchskörper war in Feldmitte eine Beschleunigung von $a_m = \pm 10,75 \text{ m/s}^2$ und eine Summe der Auflagerreaktionen von $F = \pm 37,08 \text{ kN}$ erforderlich.

Aus der dynamischen Belastung resultieren folgende Spannungszustände auf Grundlage eines gerissenen Querschnitts für den Ermüdungsversuch, siehe Tabelle 5.2:

Die Eigenfrequenzen für den Zustand I (ungerissen) und Zustand II (gerissen) sind in Tabelle 5.3 dargestellt. Da durch die Ermüdungsbeanspruchung die Zugfestigkeit des Betons überschritten wird, kann davon ausgegangen werden, dass die Eigenfrequenz des Versuchsaufbau zwischen Zustand I und II liegen wird.

Tabelle 5.2: Spannungen Ermüdungsversuch

Oberlast		Spannungsamplitude	
$\sigma_{c,max} =$	$-18,45 \text{ N/mm}^2$	$\Delta\sigma_c =$	$\pm 5,5 \text{ N/mm}^2$
$\nu_{Ei,max} =$	$0,32 \text{ N/mm}^2$	$\Delta\nu_{Ei} =$	$\pm 0,113 \text{ N/mm}^2$

Tabelle 5.3: Ermittlung der Eigenfrequenzen [26]

			Zustand I	Zustand II
Ersatzmasse	m^*	[kg]	2968,0	2968,0
Ersatzfedersteifigkeit	k^*	[kN/cm]	167,1	50,8
Eigenkreisfrequenz	ω_0	[rad/s]	75,0	41,4
Eigenfrequenz	f_0	[Hz]	11,9	6,58

5.3.1.2 Querschnittswiderstände

Die Querschnittswiderstände ermittelt mit Mittelwerten der Festigkeiten sind in Tabelle 5.4 dargestellt. Für den in Abbildung 5.3 dargestellten Querschnitt ergibt sich ein Flächenträgheitsmoment des ungerissenen Querschnitts von $I_I = 331.433 \text{ cm}^4$. Das Flächenträgheitsmoment im Zustand II ergibt sich mit einer Betondruckzonenhöhe von $x_c = 9,93 \text{ cm}$ zu $I_{II} = 80.625 \text{ cm}^4$. Das Verhältnis der Steifigkeiten beträgt $I_I/I_{II} = 4,11$. Der Querkraftwiderstand $V_{Rm,c}$ wurde mit den Festigkeiten des Alt- und Neubetons ermittelt.

Bei der Ermittlung des Querkraftwiderstandes nach EN 1992-1-1 [10] sind die wesentlichen Komponenten des Querkraftabtrags eines gerissenen Stahlbetonbalkens [23]:

- Schubspannungen in der ungerissenen Betondruckzone (V_c)
- Reibung bei Verschiebung der Rissflanken (V_{iR})
- Dübelwirkung der Längsbewehrung im Riss ($V_{dü}$)
- Rissübergreifende Zugkräfte in der Bruchzone direkt oberhalb des Risses (V_{bpz})
- Druckbögen oder direkte Druckstreben (an den Auflagern)

Diese Anteile werden durch einen empirischen Ansatz mit berücksichtigt was einen homogenen Querschnitt erfordert. Da bei dem vorliegenden Versuchskörper dies nicht gegeben ist wurden die Querkraftwiderstände für beide Betonfestigkeiten separat ermittelt, siehe Tabelle 5.4.

Tabelle 5.4: Querschnittswiderstände

Momentenwiderstand	Querkraftwiderstand	
$M_{Rm} = 350,8 \text{ kNm}$	$V_{Rm,c,Alt} = 266 \text{ kN}$	$V_{Rm,c,Neu} = 205,6 \text{ kN}$

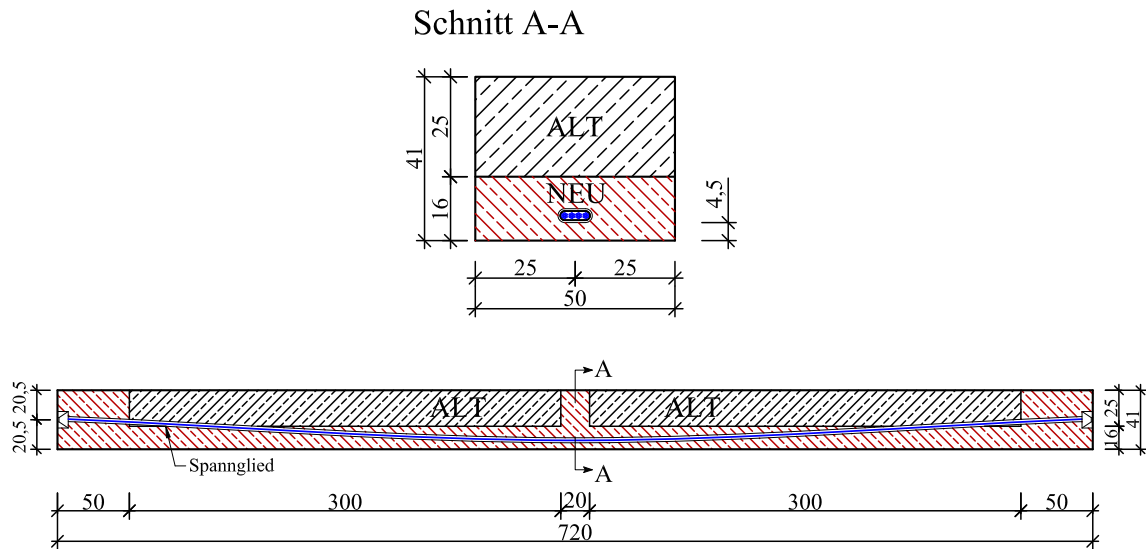


Abbildung 5.4: Abmessungen des Querschnitts für VK3 &4

5.3.2 Querschnittskennwerte für den vorgespannten Versuchskörper

Der Querschnitt sowie der Spanngliedverlauf der vorgespannten Versuchskörper sind in Abbildung 5.4 dargestellt. Die effektive Vorspannkraft beträgt in Feldmitte unter Berücksichtigung von Reibung, Keileinzug sowie des zeitabhängigen Materialverhaltens $P_{eff} = 591,9 \text{ kN}$ ($k = 0,006 \text{ rad/m}$, $\mu = -0,14$).

5.3.2.1 Belastung für den Ermüdungsversuch

Für die Ermüdungsversuche wurde die Belastung so gewählt, dass unter Oberlast der Querschnitt gerade noch überdrückt bleibt. Die Zugfestigkeit des Betons wird nicht in Rechnung gestellt. Die Vorspannung brachte in Feldmitte an der Trägerunterseite eine Druckspannung von $\sigma_{p,u} = -9,2 \text{ N/mm}^2$ ein. Unter Berücksichtigung von dem Eigengewicht des Versuchskörpers sowie der Ausbaulasten für den Versuchsaufbau, war in der Mitte des Einfeldträgers eine statische Belastung von $F_m = 25,1 \text{ kN}$ erforderlich um die Mittelspannungen im Versuchskörper zu erzeugen. Das für die Schwingbreite zulässige Biegemoment betrug $\Delta M = \pm 43,2 \text{ kNm}$. Um dieses Moment durch die dynamische Belastung zu erzeugen war in Feldmitte eine Beschleunigung von $a_m = \pm 9,6 \text{ m/s}^2$ und eine Summe der Auflagerreaktionen von $F = \pm 33,2 \text{ kN}$ erforderlich. Aus der dynamischen Belastung resultieren für einen ungerissenen Querschnitt folgende Spannungszustände, siehe Tabelle 5.5. Die Eigenfrequenz für den Träger mit einem ungerissenen Querschnitt beträgt $f_0 = 11,9 \text{ Hz}$.

Tabelle 5.5: Spannungen Ermüdungsversuch

Oberlast		Spannungsamplitude	
$\sigma_{c,max}=$	$-6,1N/mm^2$	$\Delta\sigma_c=$	$\pm 3,05N/mm^2$
$\nu_{Ei,max}=$	$0,10N/mm^2$	$\Delta\nu_{Ei}=$	$\pm 0,065N/mm^2$

5.3.2.2 Querschnittswiderstände

Der Momentenwiderstand wird an der Krafteinleitungsstelle des statischen Versuchs ermittelt. An dieser Stelle beträgt die statische Nutzhöhe aufgrund der parabelförmigen Spanngliedführung $d_p = 30,35cm$. Mit einer Betondruckzone von $x = 2,72cm$ ergibt sich ein Momentenwiderstand von $M_{Rm} = 291kNm$. Der Querkraftwiderstand beträgt für die jeweilige Betonfestigkeiten $V_{Rmc,alt} = 205kN$ und $V_{Rm,c,neu} = 173,8kN$. Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit muss jedoch berücksichtigt werden, dass aufgrund der geneigten Spanngliedführung eine günstig wirkende Querkraftkomponente durch die Biegebeanspruchung des Querschnitts erzeugt wird.

Tabelle 5.6: Querschnittswiderstände

Momentenwiderstand	Querkraftwiderstand	
$M_{Rm} = 291kNm$	$V_{Rm,c,Alt} = 205kN$	$V_{Rm,c,Neu} = 173,8kN$

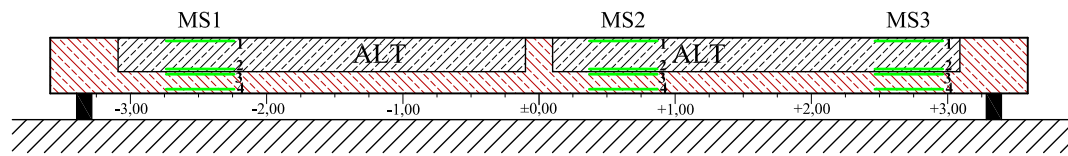


Abbildung 5.5: Anordnung der Messpunkte

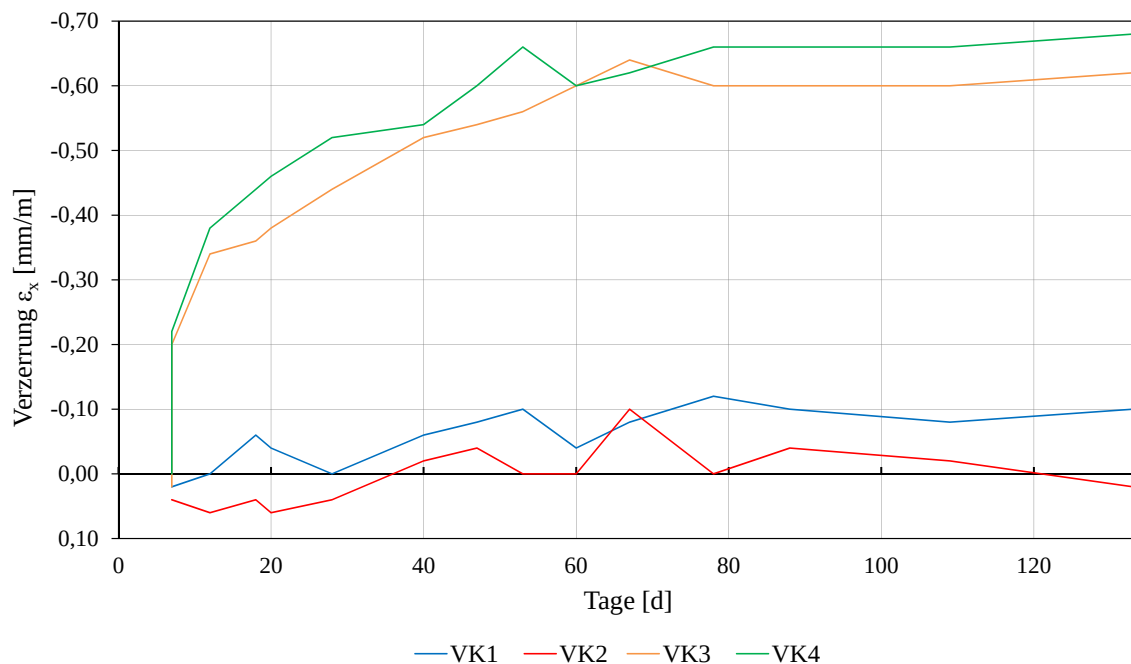


Abbildung 5.6: Verzerrung im Bereich der Trägermitte- Unterseite (MS2-4)

5.4 Schwindverzerrungen

Verzerrungen beider Schichten (Alt- und Neubeton) wurden gemessen um Informationen über das unterschiedliche Verzerrungsbestreben (Kriechen und Schwinden) beider Schichten und deren Einfluss auf die Verbundfugenbeanspruchung zu erlangen. Dies erfolgte über einen Zeitraum von 130 Tagen, manuell mittels eines Setzdehnmessers (Messgenauigkeit $\pm 0,01\text{mm}$) mit einem Messweg von $l_0 = 50\text{cm}$. Die Messpunkte wurden am Trägerrand und in Trägermitte angebracht, wobei sich die Messtellen an Ober- und Unterseite des Versuchskörpers sowie ober- und unterhalb der Verbundfuge befanden, siehe Abbildung 5.5. Die Versuchskörper wurden in einem Betonfertigteilwerk hergestellt und 4 Tage nach dem Betonieren in das Institutslabor transportiert, wo sie an den Enden gelagert wurden (Einfeldträger). Die Temperatur sowie die Luftfeuchtigkeit verliefen annähernd konstant mit $T=17\text{--}19^\circ\text{C}$ sowie $RH=35\text{--}45\%$. Die Messergebnisse beinhalten Anteile aus Schwinden des

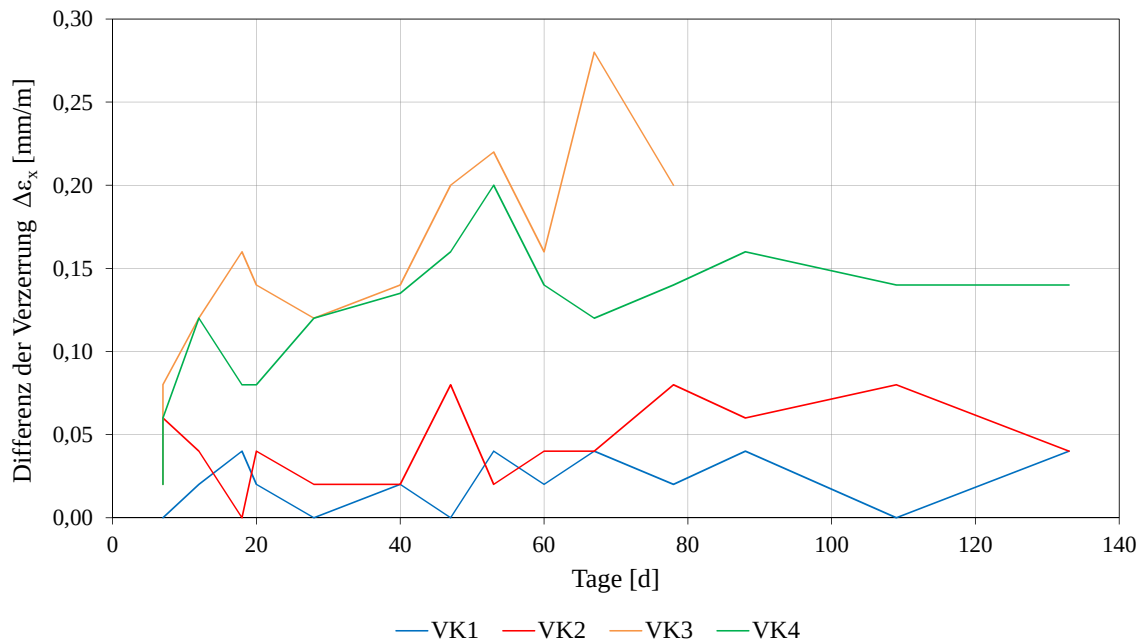


Abbildung 5.7: Differenz der Verzerrungen im Bereich der Verbundfuge (MS2 2-3)

Verstärkungsbetons sowie aus Kriechen durch die Wirkung aus Eigengewicht und exzentrischer Vorspannung.

Bei den schlaff bewehrten Versuchskörpern wurden Stauchungen an der Unter- und Oberseite des Versuchskörpers gemessen, siehe Abbildung 5.6. Diese zeigten nur eine geringe Entwicklung auf (Messgenauigkeitsbereich) und waren über die Trägerlänge annähernd konstant. Die Stauchungen betrugen maximal $\varepsilon_{c,x,max} = -0,1\text{‰}$, wobei eine Krümmung des Querschnitts kaum merkbar war.

Bei den vorgespannten Versuchskörpern wurde an der Unterseite eine Stauchung ($\varepsilon_{c,max,unten} = -0,65\text{‰}$) und an der Oberseite eine Dehnung ($\varepsilon_{c,max,oben} = +0,32\text{‰}$) gemessen. Es stellte sich eine negative Krümmung über die Höhe ein. Durch die exzentrische Spanngliedführung wurden in der Mitte größere Verzerrungen als am Rand gemessen.

Die Differenz der gemessenen Verzerrung ober- und unterhalb der Verbundfuge ($\Delta h = 3\text{cm}$) ist in Abbildung 5.7 für die Mitte des Trägers (MS2) dargestellt. Bei den vorgespannten Versuchskörpern ist ein größerer Unterschied ($\Delta\varepsilon_{Ende} = 0,15\text{‰}$) als bei den schlaff bewehrten Versuchskörpern ($\Delta\varepsilon_{Ende} = 0,05\text{‰}$) erkennbar. Bei den vorgespannten Versuchskörpern muss die Querschnittskrümmung durch die unterschiedliche Höhe der Messpunkte mit berücksichtigt werden. Am Randbereich des Trägers (MS1 & 3) wurden kleinere Differenzen gemessen.

Eine Interpretation der Messergebnisse bezüglich des Einflusses des unterschiedlichen Verzerrungsbestrebens erweist sich aufgrund der vielen mitwirkenden Einflüsse als schwierig. Es läßt sich der Zwang zufolge des unterschiedlichen Verzerrungsbestreben beider Schichten nur schwer interpretieren. Bezüglich der entstandenen Zwangsspannungen muss auch das viskoelastische Materialverhalten des Betons mit der Eigenschaft Zwangsspannungen im Laufe der Zeit abzubauen berücksichtigt werden.

Bezüglich numerischer Untersuchungen über den Einfluss von Schwinden auf die Verbundfugenfestigkeit sei auf die Arbeiten von Theiner [60] und Hartl [24] verwiesen.

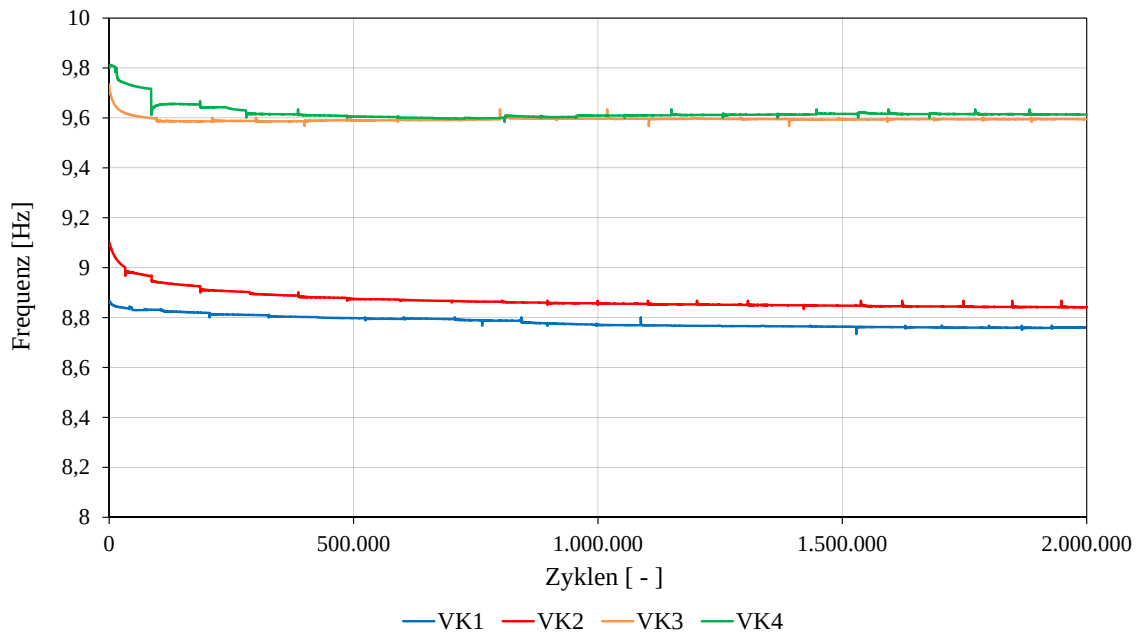


Abbildung 5.8: Frequenzverläufe der Ermüdungsversuche

5.5 Ermüdungsversuche

Der Versuchsaufbau bei den Ermüdungsversuchen war bei sämtlichen Versuchskörpern gleich und ident mit der Versuchsserie beschrieben in Kapitel 4. Die Spannweite des Einfeldträgers betrug 6,9m. Nach Aufbringen der Mittellast wurden 2 Millionen Lastwechseln durch kontrolliertes Anregen nahe der Eigenfrequenz aufgebracht.

Abbildung 5.8 zeigt die Frequenzverläufe sämtlicher Ermüdungsversuche. Bei den mit Edelstahl bewehrten Versuchskörpern (VK1 und VK2) ist zu Beginn des Versuches eine Abnahme der Frequenz aufgrund der mit der Rissbildung verbundenen Änderung der Steifigkeit erkennbar. Nach ca. 100.000 Zyklen verringert sich die Frequenz mit fortschreitender Zyklenanzahl deutlich weniger. Die vorhandenen Frequenzen von $f = 8,8\text{Hz}$ liegen in einem Bereich zwischen den nach Kapitel 5.3.1.1 theoretisch ermittelten Resonanzfrequenzen $f_{0,I} = 11,9\text{Hz}$ und $f_{0,II} = 6,58\text{Hz}$. Bei den vorgespannten Versuchskörpern verlief nach einer Eingangsphase von ein paar 100.000 Zyklen konstant bei $f = 9,6\text{Hz}$. Die theoretisch ermittelte Frequenz für einen ungerissen Querschnitt sollte bei $f_{0,I} = 11,9\text{Hz}$ liegen. Die niedrigere Frequenz ist auf Risse im Verstärkungsbeton zurückzuführen, welche in Trägermitte, wo der Stoß der alten Betonplatten stattgefunden hat, aufgetreten sind. Somit kam es zu einem Abfall der Steifigkeit.

Tabelle 5.7: Ermüdungsbeanspruchung

Versuchskörper	$F_{Versuch}/F_{Soll}$	$a_{Versuch}/a_{Soll}$
VK1	$\pm 36,80 / \pm 37,08 kN$	$\pm 13,03 / \pm 10,75 m/s^2$
VK2	$\pm 38,25 / \pm 37,08 kN$	$\pm 13,51 / \pm 10,75 m/s^2$
VK3	$\pm 37,50 / \pm 33,20 kN$	$\pm 11,98 / \pm 9,60 m/s^2$
VK4	$\pm 38,10 / \pm 33,20 kN$	$\pm 11,77 / \pm 9,60 m/s^2$

5.5.1 Kontrolle der dynamischen Belastung

Die Ermüdungsbeanspruchung wurde durch Anregung des Versuchsaufbaus nahe der Eigenfrequenz aufgebracht. Zur Kontrolle dienten die gemessenen Auflagerreaktionen $F_{Versuch}$ und Beschleunigungen $a_{Versuch}$ welche in Tabelle 5.7 mit den theoretisch ermittelten nach den Kapitel 5.3.1.1 und 5.3.2.1 gegenübergestellt werden. Mit diesen Werten kann die Ermüdungsbeanspruchung rückgerechnet werden. Die Steuerung der Belastung erfolgte über die Kontrolle der gemessenen Auflagerreaktionen welche für die Versuchskörper gut übereinstimmt. Um die gewünschten Kräfte zu erreichen war jedoch in Feldmitte eine höhere Beschleunigung als berechnet erforderlich.

5.5.2 Verformung

Die Entwicklung der Verformung in Feldmitte über die Versuchsdauer ist für sämtliche Versuchskörper in Abbildung 5.9 und Tabelle 5.8 dargestellt. Die schlaff bewehrten Versuchskörper (VK1 und 2) weisen eine größere Verformung als die vorgespannten (VK3 und 4) auf. Bei den Versuchskörpern Nr. 1 und Nr.2 muss berücksichtigt werden, dass es zu einer Relativverschiebung des Nullabgleiches gekommen ist. Die Verformung beider Versuchskörper ist unter Berücksichtigung der Verformung unter Ober- und Unterlast jedoch ident: $VK1 = \pm 4,63 mm$ und $VK2 = \pm 4,68 mm$. Über die Versuchsdauer ist es bei den schlaff bewehrten Versuchskörpern zu einer Zunahme der Verformung unter Mittellast gekommen. Hierbei muss berücksichtigt werden, dass einerseits eine fortschreitende Rissbildung und zusätzlich ein Anteil aus Kriechen (Versuchsdauer= 63 h) zu einer Zunahme der Verformung führen. Da sich der 50 Jahre alte Beton in der Druckzone des Versuchskörpers befindet ist jedoch nicht mit einem großen Anteil aus Kriechen zu rechnen. Die Reduktion der Verbundfugenbreite ($50 cm \rightarrow 32 cm$) bei VK2 hatte keinen Einfluss auf die Verformungsentwicklung. Bei den vorgespannten Versuchskörpern stimmt die Verformungsbeziehung gut überein. Hier ist es mit fortschreitender Versuchsdauer kaum zu einer Zunahme der Verformung gekommen.

Ob bei der Zunahme der Verformung die Ermüdung (Beton oder Verbundfuge) einen Einfluss hatte, kann nicht rückgeschlossen werden.

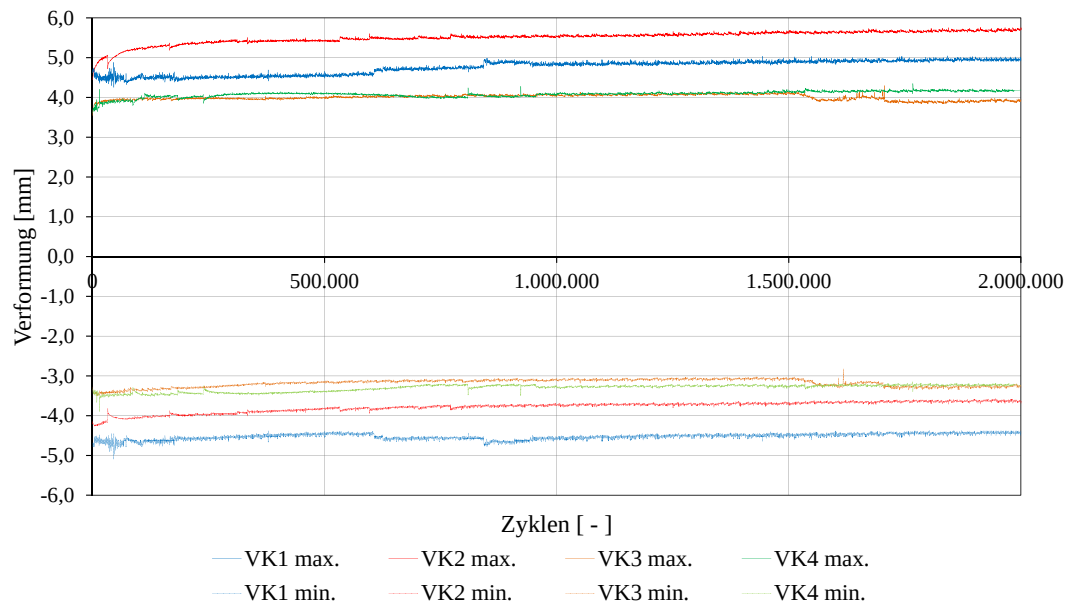


Abbildung 5.9: Verformung in Feldmitte

Tabelle 5.8: Entwicklung der Verformung

Versuchskörper	Versuchsdauer	δ_{Anfang} [mm]	δ_{Ende} [mm]	$\Delta\delta$ [mm]
VK1	63,4h	4,543	5,349	0,806
VK2	62,7h	4,424	5,701	1,277
VK3	57,9h	3,543	4,025	0,483
VK4	55,1h	3,577	4,135	0,558

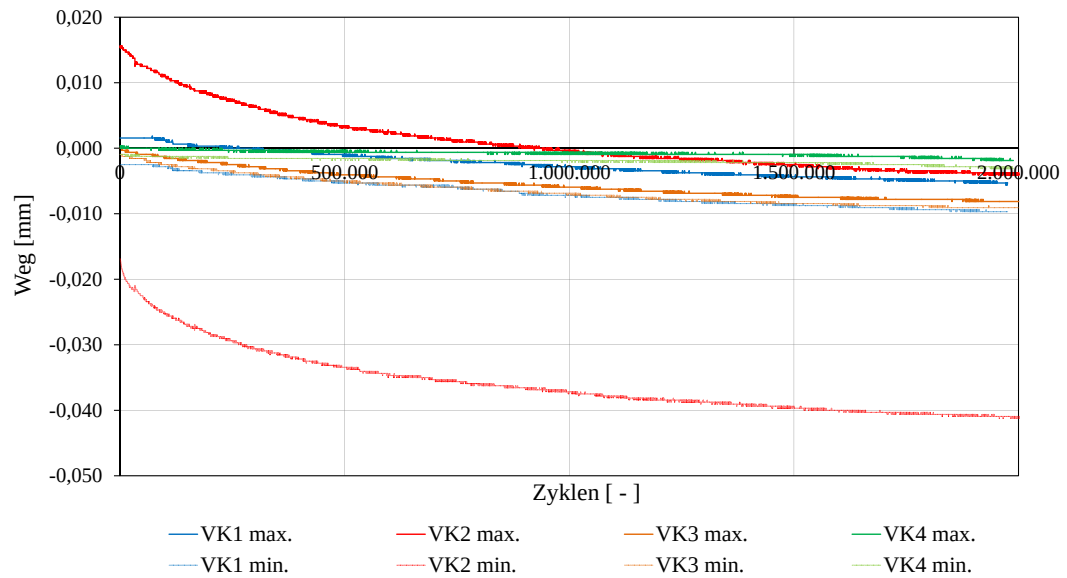
5.5.3 Relativverschiebungen im Bereich der Verbundfuge

Hauptaugenmerk der Versuche galt dem Verhalten der Verbundfuge. Abbildung 5.10 zeigt die Entwicklung der horizontalen Relativverschiebungen im Bereich der Fuge. Zur Interpretation der gemessenen Werte wird der Bereich in Trägermitte ($x=1,0\text{m}$) mit jenem am Trägerrand ($x=3,0\text{m}$) verglichen. Die Trägermitte ist mit $x=0,0\text{m}$ definiert.

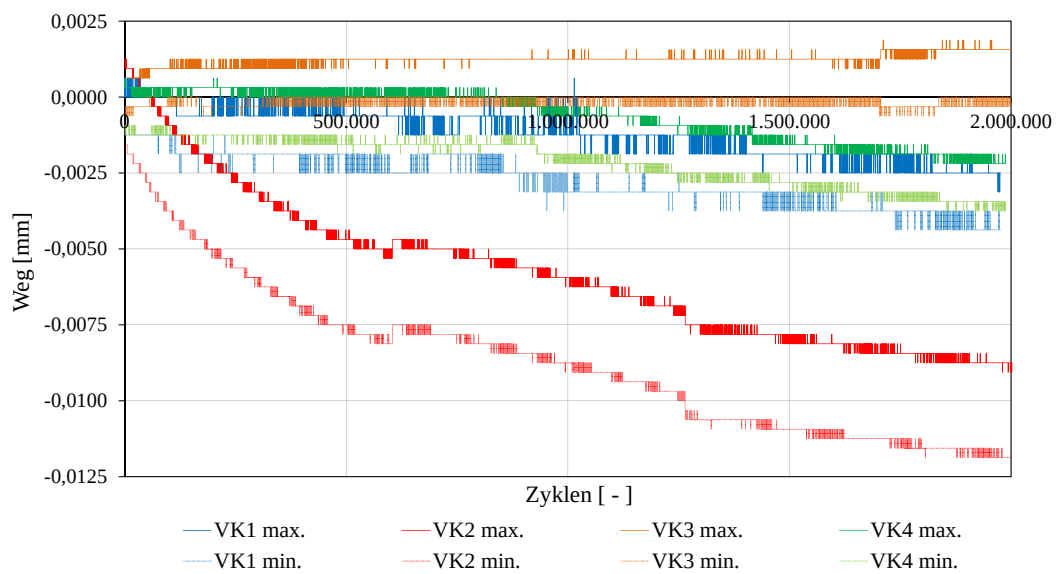
Mit fortschreitender Versuchsdauer ist eine Zunahme des Weges unter Mittellastniveau erkennbar. Die Wirkung der Ober- und Unterlast blieb über die gesamte Versuchsdauer konstant. Die Schädigungsäquivalente Belastung für die Verbundfuge resultiert durch die Querkraft. Zuzufolge der Belastung bei den durchgeführten Versuchen war die Querkraftbeanspruchung bei den Auflagern am größten und betrug in der Mitte Null. Die Messergebnisse zeigen jedoch, dass im Auflagerbereich die kleinsten und in der Mitte des Versuchskörpers die größten Wege gemessen wurden. Wie die Messung der Verformung in Feldmitte zeigte, siehe Abbildung 5.9, spielte bei dieser Versuchsserie das Kriechen des Betons keine bedeutende Rolle mehr.

Bei den Messergebnissen der Relativverschiebungen ist ein deutlicher Ausreißer zu erkennen. Bei Versuchskörper Nr.2 (Rot) wurde durch seitliches Einschneiden die Breite der Verbundfuge von 50cm auf 32cm reduziert. Die Ergebnisse in Feldmitte zeigen einen 6-fach höheren Wert der horizontalen Relativverschiebung als der Referenz Versuchskörper Nr.1 (Blau). Der Drift ist ähnlich wie bei den anderen Versuchskörpern. Am Trägerrand ($x=3,0\text{m}$) ist der gemessene Wert der Relativverschiebung vergleichbar mit den anderen Versuchskörpern, jedoch ist eine viel stärkere Entwicklung des Drift erkennbar. Die gemessenen Wege vertikal zur Fuge zeigen bei Versuchskörper Nr.2 gleich große Werte sowie eine ähnliche Entwicklung wie bei den restlichen Versuchskörpern.

Die restlichen Versuchskörper (Nr.1, Nr.3 und Nr.4) verhalten sich ähnlich und es ist kein besonderer Trend erkennbar. Da die gemessenen Wege sehr klein sind und einen klaren Trend ohne auffällige Sprünge aufweisen, kann ein Versagen der Verbundfuge ausgeschlossen werden. Während der gesamten Versuchsdurchführung konnte optisch keine Schädigung der Verbundfuge festgestellt werden.



a) Trägerrand x=1,0m



b) Trägerrand x=3,0m

Abbildung 5.10: Horizontale Relativverschiebungen

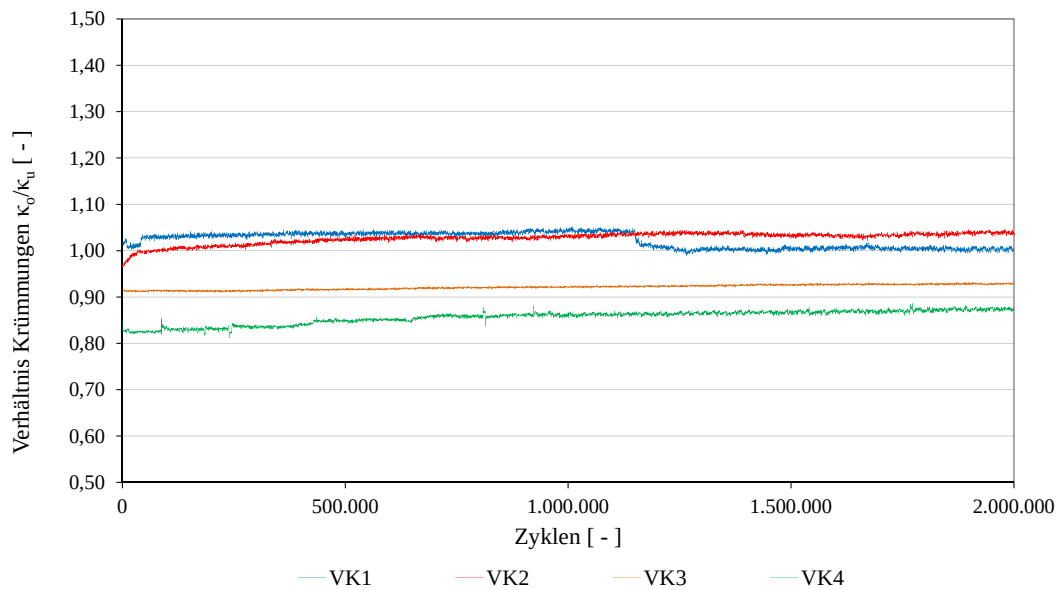


Abbildung 5.11: Verhältnis der Krümmungen

5.5.4 Krümmung des Querschnitts

In Feldmitte der Versuchskörper wurden die Verzerrungen in der Betondruckzone, in dem Bereich oberhalb der Verbundfuge sowie auf Höhe der Zugbewehrung des Verstärkungsbetons gemessen. Grundsätzlich konnten keine besonderen Vorkommnisse festgestellt werden.

Mit den ermittelten Verzerrungen wurde die Krümmung des Querschnitts rückgerechnet. Von besonderem Interesse war das Verhältnis der Krümmungen des Querschnitts oberhalb der Verbundfuge (Altbeton) zu jenem der Gesamtkonstruktion. Unter der Annahme des Ebenbleibens des Querschnitts bei der Verformung liegen bei einem monolithischen Querschnitt gleiche Werte der Krümmung vor. Wenn man beide Krümmungen ins Verhältnis setzt müsste der Wert zu 1,0 resultieren. Das Verhältnis der Krümmungen der Altbetonschicht zum Gesamtquerschnitt ist für die Versuchskörper in Abbildung 5.11 dargestellt. Sämtliche Verläufe weisen einen linearen Verlauf auf, lediglich bei VK1 ist bei einer Zyklen Anzahl von 1.150.000 ein Versatz erkennbar. Keiner der Verläufe weist das ideale Verhältnis von 1,0 auf. Die Werte liegen zwischen 0,82 und 1,05.

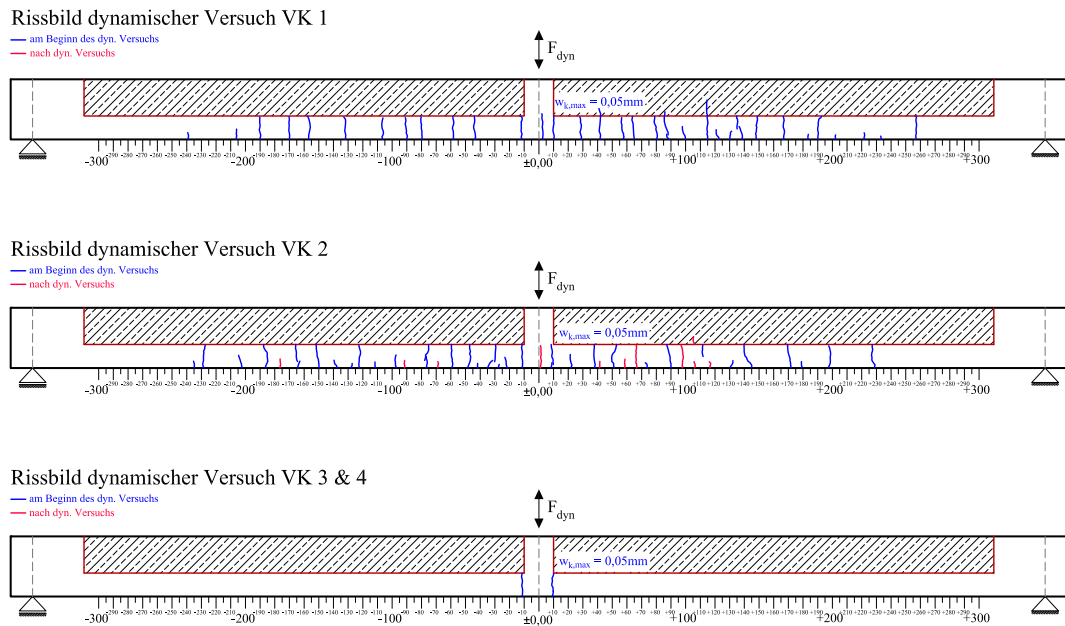


Abbildung 5.12: Rissbild nach Ermüdungsversuch

5.5.5 Rissbild nach Ermüdungsversuch

In Abbildung 5.12 sind die Rissbilder nach Beendigung des Ermüdungsversuches unter Eigengewicht dargestellt. Bei den schlaff bewehrten Versuchskörpern beträgt der durchschnittliche Rissabstand $s_{cr,0} = 15cm$, der kleinste $s_{cr,min} = 5cm$ und der größte $s_{cr,max} = 25cm$ mit einer maximalen Rissöffnung von $w_{cr} = 0,05mm$. Bei VK 2 konnte festgestellt werden, dass durch die Ermüdungsbeanspruchung zusätzlich Risse aufgetreten sind. Diese hatten eine Länge von wenigen Zentimetern. Bei den vorgespannten Versuchskörpern sind zwei Risse ($w_{cr} = 0,05mm$) im Bereich des Knoten, wo die Stückelung der alten Betonplatten stattgefunden hat, aufgetreten. Grundsätzlich hätten zufolge der Ermüdungsbeanspruchung keine Risse auftreten dürfen. Es wird angenommen, dass die Ausbildung des Knotens zu ungünstigen Spannungen und Spannungsumlenkungen geführt hat, wobei lokal die Zugfestigkeit des Betons überschritten wurde. Auffällig bei sämtlichen Rissen war, dass die Risslänge nur über die Stärke des Verstärkungsbeton ging. Es kam zu keinem Fortschreiten der Risse in den Altbeton.

Während der gesamten Versuchsdurchführung konnten optisch keine Schädigungen der Verbundfuge festgestellt werden.

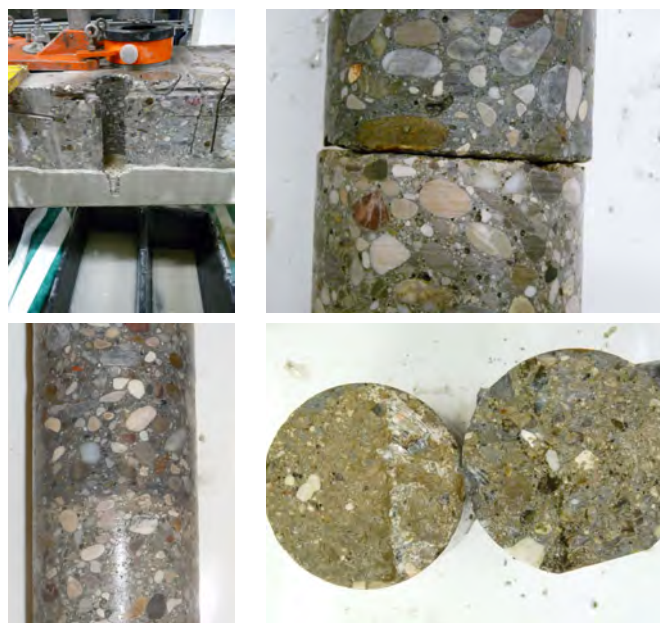


Abbildung 5.13: Probenentnahme

5.6 Probenentnahme

Nach Beendigung der dynamischen Ermüdungsversuche wurden mittels Kernbohrungen Proben bei zwei Versuchskörpern (schlaff und vorgespannt) entnommen. Mit diesen wurde vom Forschungsinstitut der VÖZ, Wien die Prüfung des Verbundes mittels der Keilspaltmethode nach Tschegg (Haftverbund, Bruchenergie) [6] durchgeführt. Die Probenentnahme erfolgte am Trägerende, siehe Abbildung 5.13. Grundsätzlich erwies es sich als schwierig geeignete Proben zu entnehmen, da die Verbundfuge während der Bohrungen bereits abgedreht wurde. Die bruchmechanischen Kennwerte sind Tabelle 5.9 zu entnehmen. Die niedrigen Werte sind auf eine nicht optimal durchgeführte Oberflächenbehandlung zurückzuführen. Durch das Fräsen ist es zu einer Schädigung des Untergrundes gekommen, welche durch die spätere Oberflächenbehandlung mittels Hochdruckwasserstrahlen nicht vollständig entfernt werden konnte. Der Bruch ist in der Regel knapp unterhalb der Verbundfuge im Altbeton aufgetreten, siehe Abbildung 5.13.

Tabelle 5.9: Bruchmechanische Kennwerte der Kernbohrungen [49]

	VK1	VK2
σ_{KZ}	0,69N/mm ²	1,44N/mm ²
GF	48N/m	56N/m

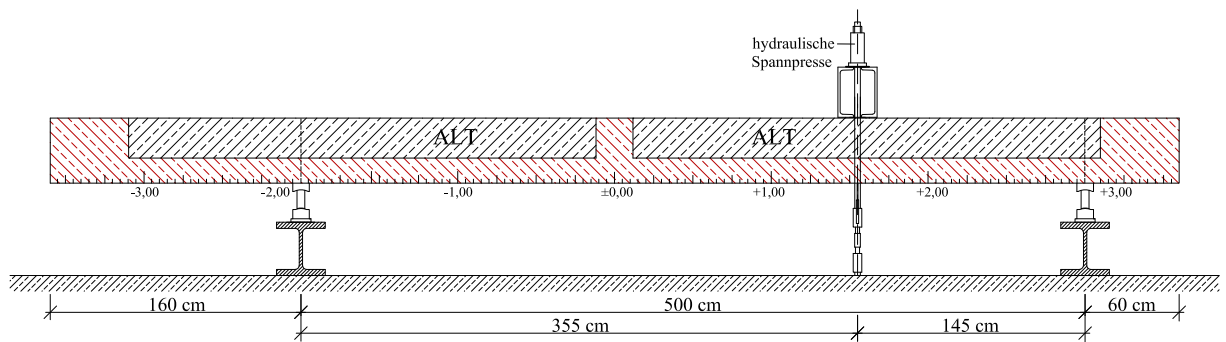


Abbildung 5.14: Versuchsaufbau

5.7 Statische Querkraftversuche

Die statischen Versuche wurden unmittelbar nach den Ermüdungsversuchen durchgeführt. Um eine möglichst hohe Querkraftbeanspruchung zu erzeugen, wurde der Versuchsaufbau gegenüber den Ermüdungsversuchen verändert. Die Stützweite wurde von 6,9m auf 5,0m reduziert, und die Stelle der Lasteinleitung befand sich 1,45m vom Auflager entfernt, siehe Abbildung 5.14.

Das Schubtragverhalten wird wesentlich von der Laststellung beeinflusst. Die Lage des Lastangriffpunktes kann bei Einzellasten durch die Schubschlankheit a/d ausgedrückt werden. Bei einer Schubschlankheit $a/d = 3$ tritt die geringste Querkrafttragfähigkeit auf. Ein geringeres Verhältnis führt dazu, dass ein Teil der Last direkt über eine schräg geneigte Druckstrebe ins Auflager abgeleitet wird ($a/d < 2,5$). Bei $a/d > 5$ wird die Grenztragfähigkeit von der Biegetragfähigkeit bestimmt [39]. Das Verhältnis von Entfernung der Lasteinleitung zur statischen Nutzhöhe a/d betrug bei den mit Edelstahl bewehrten Versuchskörpern $1,45\text{m}/0,36\text{m}=4,0$ und bei den vorgespannten $1,45\text{m}/0,30\text{m}=4,8$. Die Belastung wurde weggesteuert mit hydraulischen Pressen stufenweise bis zum Erreichen der Traglast aufgebracht.

5.7.1 Last- Verformungsbeziehung

Die Ermittlung der Vertikalverformung wurde mittels Wegaufnehmern durchgeführt. Die Last- Verformungsbeziehung in Feldmitte ist für sämtliche Versuchskörper in Abbildung 5.15 dargestellt. Die beiden schlaff bewehrten Versuchskörper (VK1 & 2) zeigen einen linearen Verlauf bis Versuchsende, wobei beide Kurven einen nahezu identen Verlauf aufweisen. Die Versuche zeigen keine Anzeichen eines ausgeprägten Fließplateaus. Die maximal erreichte Verformung betrug $u_{max,schlaff} = 21\text{mm}$ bei einer Kraft von $F_{max,schlaff} = 315\text{kN}$. Bei beiden Versuchskörpern kam es aufgrund der fehlenden Schubbewehrung zu einem Biegeschubversagen, welches sich plötzlich einstellte.

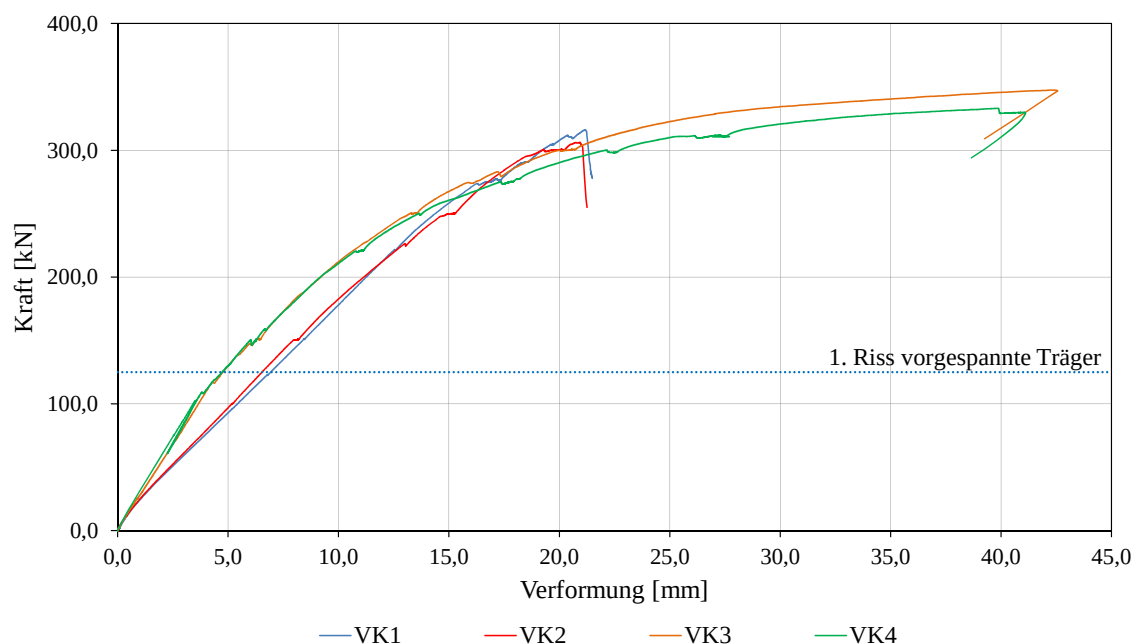


Abbildung 5.15: Last- Verformungsbeziehung

Die beiden vorgespannten Versuchskörper (VK3 & 4) zeigen einen linearen Verlauf bis zum ersten Riss ($F=120\text{kN}$), danach ist ein nichtlinearer Verlauf in der Beziehung erkennbar, wobei ab einer Belastung von $F = 260\text{kN}$ von einem Fließen der Bewehrung ausgegangen werden kann. Die Gründe für den nichtlinearen Verlauf der Beziehung im Zustand II können in der Verbundfestigkeit des Spannsystems gesehen werden. Ein Hüllrohr aus Kunststoff sowie die Konzentration der gesamten Zugbewehrung in der Mitte des Trägers führen zu nicht idealen Verbundeigenschaften. Die maximal erreichte Verformung betrug $u_{\max, \text{vorgespannt}} = 42\text{mm}$ bei einer Kraft von $F_{\max, \text{vorgespannt}} = 350\text{kN}$.

5.7.2 Rissbilder

Bereits einen Tag nach dem Betonieren der Versuchskörper konnten zahlreiche oberflächennahe Risse im Verstärkungsbeton festgestellt werden. Diese erstreckten sich in Längsrichtung der Versuchskörper, wobei die maximale Rissweite $w_{cr} = 0,15\text{mm}$ betrug. Bei den vorgespannten Versuchskörpern waren Längsrisse über eine Länge von mehreren Metern an der Oberfläche über dem Hüllrohr erkennbar.

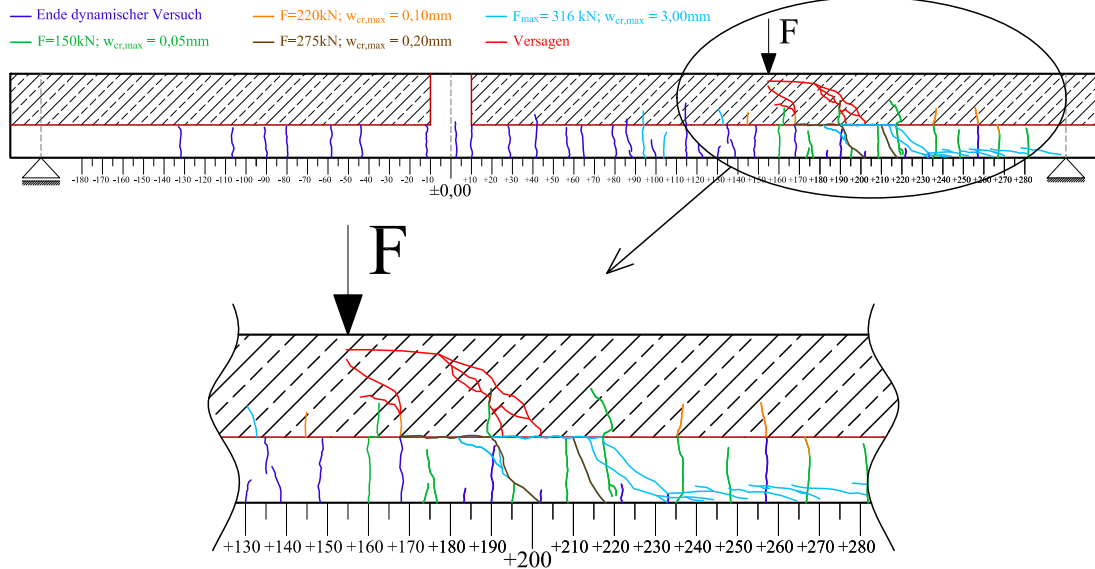
5.7.2.1 Schlaff bewehrte Versuchskörper

Beschrieben wird hier nur die Rissentwicklung für Versuchskörper Nr. 1, da die beiden schlaff bewehrten Versuchskörper ein ähnliches Verhalten aufwiesen. Die Rissbilder beider Versuchskörper sind in Abbildung 5.16 dargestellt. Bei einer Belastung von $F=150$ kN sind zahlreiche Biegerisse im Verstärkungsbeton mit einer Rissweite von $w_{cr} = 0,05\text{mm}$ aufgetreten. Diese Risse entwickelten sich im Verstärkungsbeton, jedoch nicht im Altbeton. Dies kann auf eine wesentlich höhere Zugfestigkeit des Altbetons zurückgeführt werden. Bei einer Belastung von $F=220\text{kN}$ konnten erste Risse im Altbeton festgestellt werden, sie wiesen jedoch nur eine kleine Länge auf. Zu einer Öffnung der Verbundfuge ($w_{cr,Fuge} = 0,05\text{mm}$) kam es bei einer Belastung von $F=275\text{kN}$ ($\nu_{Ei,RissFuge} = 1,23\text{N/mm}^2$), welche sich aus einem Biegeriss, welcher nicht in den Altbeton fortschritt, entwickelte. Dieser Biegeriss ging in einen Biegeschubriss ($w_{cr} = 0,20\text{mm}$) im Verstärkungsbeton über. Die maximal erreichte Belastung betrug $F=316\text{kN}$ wobei die größte Rissweite $w_{cr} = 3,00\text{mm}$ betrug. Es kam zu Längsrissen in Höhe der Bewehrung (Dübelriss) auf halber Länge zwischen der Lasteinleitungsstelle und dem Auflager. Die Öffnung der Verbundfuge ($w_{cr,Fuge} = 0,20\text{mm}$) ging bereits über eine Länge von 50cm . Risse im Altbeton sind nicht mehr aufgetreten. Das Versagen kündigte sich bei einer Belastung von $F=316\text{kN}$ akustisch durch ein Knistern über eine Dauer von circa einer Minute an. Danach fiel der Versuchskörper herunter. Dies passierte durch einen Biegeschubriss welcher sich im Bereich des Altbetons entwickelte. Der durchschnittliche Rissabstand betrug $s_{cr,\emptyset} = 15\text{cm}$, wobei die Rissweite mit einer Öffnung von $w_{cr} = 0,20\text{mm}$ bis kurz vor Versagen sehr klein blieb.

Die Versagensursache wird im Abplatzen der Betondeckung der Längsbewehrung gesehen, siehe Abbildung 5.17a & b. Die durch Rissuferverschiebung aktivierte Dübelkraft V_d [37] überschritt die Betonzugspannungen zwischen den Bewehrungsstäben. Der Biegeschubriss im Altbeton entstand infolge des globalen Versagens (Herunterfallen) des Versuchskörpers.

Die Versagensform bei Versuchskörper Nr. 2 war ähnlich wie bei VK1. Durch das seitliche Einschneiden konnte während des Versuchs keine Öffnung der Verbundfuge festgestellt werden. Die Versagensform kann als Biegeschubversagen bezeichnet werden, wobei erst bei Versagen optisch ein Versatz der Verbundfuge beobachtet werden konnte, siehe Abbildung 5.17c & d.

Rissbild statischer Versuch VK 1



Rissbild statischer Versuch VK 2

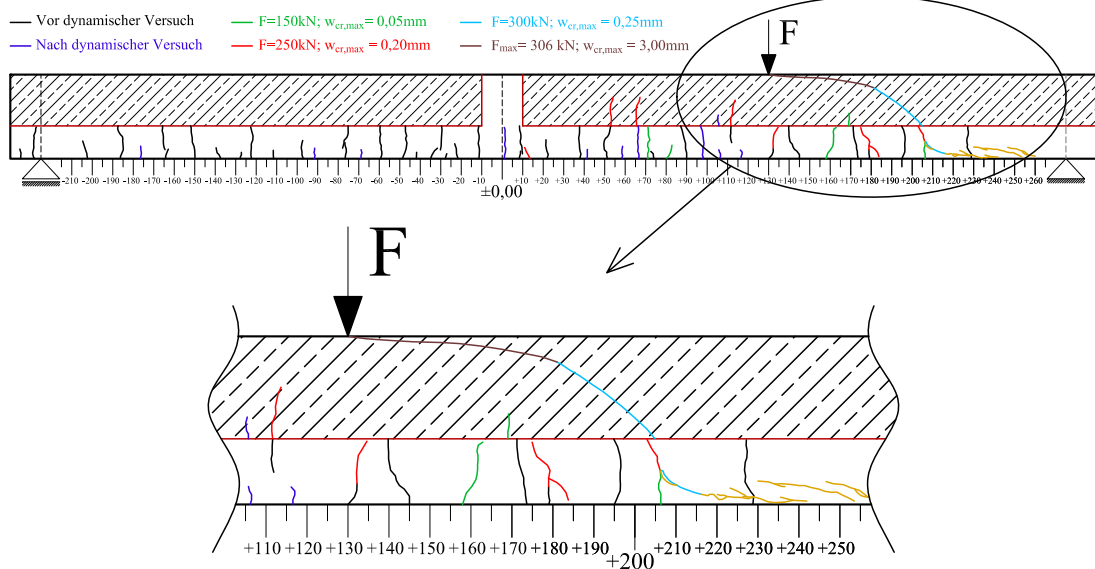


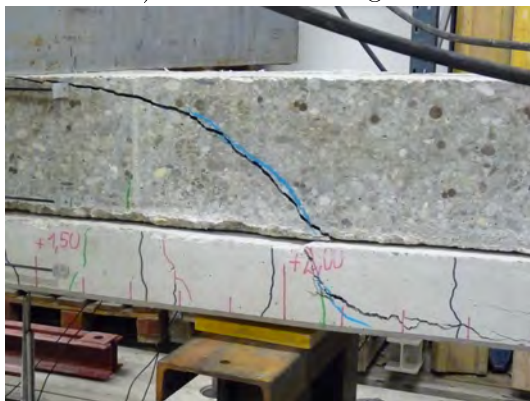
Abbildung 5.16: Rissbilder VK1 & 2 (Skizze)



a) VK1 vor Versagen



b) VK1 nach Versagen



c) VK2 Biegeschubriss



d) Riss durch Verbundfuge

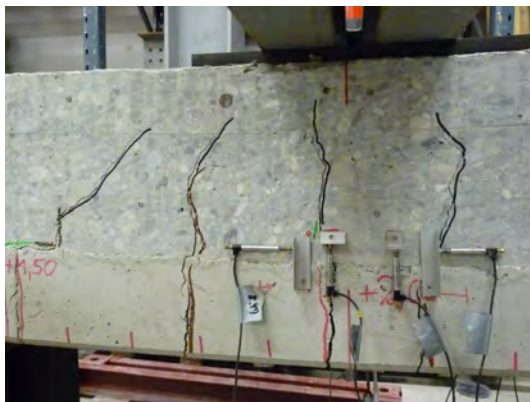
Abbildung 5.17: Rissbilder VK1 & 2

5.7.2.2 Vorgespannte Versuchskörper

Die Rissbilder der Versuchskörper Nr. 3 & 4 sind in Abbildung 5.19 dargestellt.

Bei VK3 traten die ersten Risse bei einer Belastung von $F=150\text{kN}$ mit einer Rissweite von $w_{cr} = 0,05\text{mm}$ und einem Rissabstand von $s_{cr} = 50\text{cm}$ auf. Zu einer Öffnung der Verbundfuge kam es bei einer Belastung von $F=250\text{kN}$ ($\nu_{Ei, RissFuge} = 0,95\text{N/mm}^2$) beidseits der Lasteinleitstelle in einer Entfernung von 50cm . Die maximale Last betrug $F_{max} = 347\text{kN}$ mit einer maximalen Rissweite $w_{cr,max} = 5,0\text{mm}$ an der Oberfläche und einer maximalen Öffnung der Verbundfuge zu $w_{cr,Fuge} = 0,2\text{mm}$. Bei diesem Versuchskörper war es auffallend, dass die Biegerisse direkt aus dem Verstärkungsbeton in den Altbeton fortschritten, ohne dass es zu einer Öffnung der Verbundfuge kam. Der durchschnittliche Rissabstand betrug $s_{cr,\emptyset} = 25\text{cm}$.

Bei einer Belastung von $F=150\text{kN}$ traten bei VK4 die ersten Risse ($w_{cr} = 0,05\text{mm}$) mit einem Rissabstand von $s_{cr} = 50\text{cm}$ auf. Der Biegeriss ging durch den ganzen Verstärkungsbeton und pflanzte sich in der Verbundfuge horizontal fort ($\nu_{Ei, RissFuge} = 0,63\text{N/mm}^2$). Bei Steigerung der Belastung auf $F=220\text{kN}$ ($w_{cr} = 0,35\text{mm}$) traten weitere Biegerisse auf, die in der Verbundfuge wieder in die horizontale Richtung umgeleitet wurden. Erste Risse im Altbeton traten bei $F=275\text{kN}$ auf. Diese hatten einen Rissabstand von $s_{cr} = 25\text{cm}$ und erschienen zwischen den Rissen des Verstärkungsbeton. Die Verbundfuge war an zwei Stellen über eine Länge von 35cm geöffnet mit einer Weite von $w_{cr,Fuge} = 0,15\text{mm}$. Der Versuch wurde bei einer Belastung von $F_{max} = 333\text{kN}$ gestoppt. Die größte Rissweite eines Biegerisses betrug $w_{cr,max} = 5\text{mm}$. Dieser Riss entwickelte sich in der Verbundfuge horizontal weiter und hatte eine maximale Öffnung von $w_{cr,Fuge} = 3,0\text{mm}$. Der durchschnittliche Rissabstand betrug $s_{cr,\emptyset} = 25\text{cm}$.



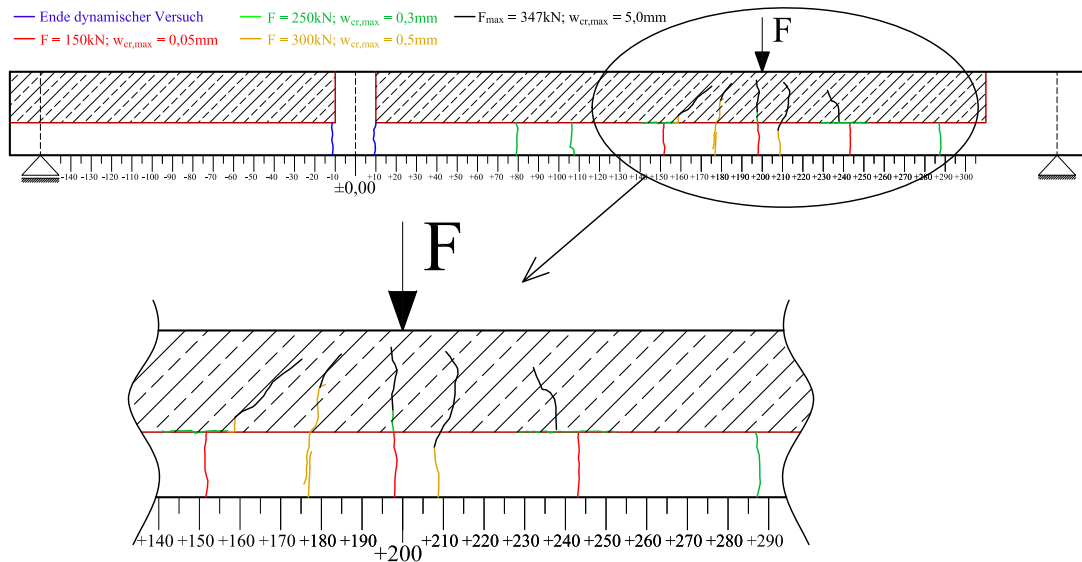
a) VK3



b) VK4

Abbildung 5.18: Rissbilder VK3 & 4

Rissbild statischer Versuch VK 3



Rissbild statischer Versuch VK 4

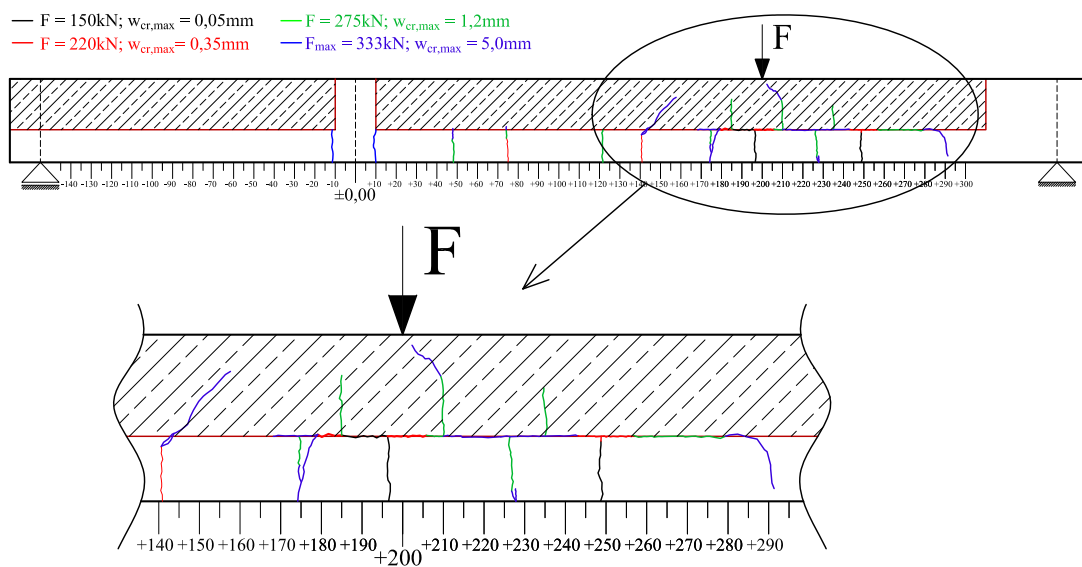


Abbildung 5.19: Rissbilder VK3 & 4 (Skizze)

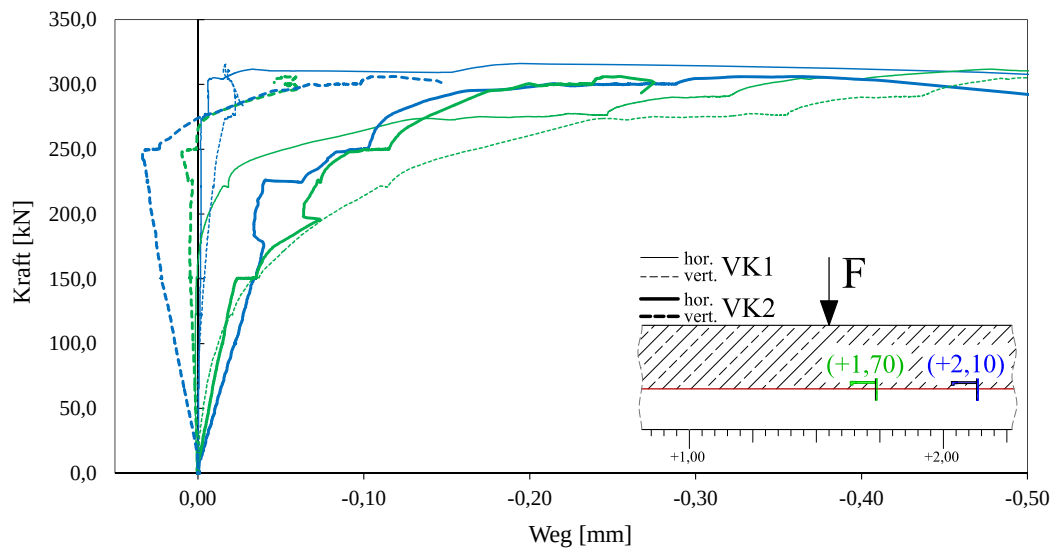


Abbildung 5.20: Horizontale und vertikale Verschiebungen im Bereich der Verbundfuge VK1 & 2

5.7.3 Relativverschiebungen im Bereich der Verbundfuge

5.7.3.1 Schlaff bewehrte Versuchskörper

Die horizontalen- und vertikalen Relativverschiebungen der Verbundfuge bei Versuchskörper Nr. 1 und 2 sind in Abbildung 5.20 dargestellt.

Bei VK1 kommt es zu einer signifikanten Zunahme des gemessenen Weges in einer Entfernung von 20cm (Grün) von der Lasteinleitstelle ab einer Belastung von $F=165\text{kN}$. Eine sichtbare Öffnung der Verbundfuge ist erst bei $F=275\text{kN}$ aufgetreten. Bei dieser Belastungsstufe ist bereits ein ausgeprägter horizontaler Verlauf erkennbar. Der maximal gemessene Weg betrug an dieser Stelle 1,2mm. In einer Entfernung von 60cm (Blau) von der Lasteinleitstelle kam es ebenfalls zu einer Öffnung der Verbundfuge. Dies geschah im Zuge des globalen Versagens des Versuchskörpers. Bei den gemessenen Wegen an anderen Stellen betrug der maximale Wert 0,01mm.

Bei Versuchskörper Nr. 2 (reduzierte Verbundfugenbreite) ist von Beginn der Lastaufbringung eine deutliche stärkere Zunahme des Weges als bei VK1 erkennbar. Visuell sichtbar war eine Relativverschiebung der Verbundfuge erst bei Versagen. Dies trat bei einer Belastung von $F=300\text{kN}$ ein. Bei dieser Laststufe ist im Diagramm, ab einem gemessenen Weg von 0,17mm, ein ausgeprägter horizontaler Verlauf erkennbar. Bei Öffnung der Verbundfuge war keine Laststeigerung mehr möglich.

Bei der vertikalen Verschiebung der Verbundfuge bei Versuchskörper Nr.1 ist bei dem gemessenen Weg in einer Entfernung von 20cm (Grün) von der Lasteinleitstelle auffällig, dass es bereits ab Beginn der Lastaufbringung zu einer deutlich größeren

Zunahme des Weges kommt als bei den anderen. Der unter Maximallast gemessenen Weg betrug 0,7mm. Die Messung bei VK1 in einer Entfernung von 60cm (Blau) reicht bis zur Maximallast ohne nennenswerte Zunahme des Weges. Beim Öffnen der Verbundfuge unter Maximallast fiel der Wegaufnehmer herunter. Bei Versuchskörper Nr. 2 kommt es zu einem linearen Anstieg bis zu einer Belastung von 245kN. Ab dieser Belastungsstufe kommt es zu einer starken Zunahme des gemessenen Weges, vor allem an der Stelle in einer Entfernung von 60cm (Blau). Die maximale Zunahme betrug 0,185mm.

5.7.3.2 Vorgespannte Versuchskörper

Die horizontalen- und vertikalen Relativverschiebungen der Verbundfuge bei Versuchskörper Nr. 3 und 4 sind in Abbildung dargestellt 5.21.

Bei VK3 kam es an der Stelle direkt unter der Lasteinleitung zu keiner Öffnung der Verbundfuge, weder horizontal noch vertikal. In einer Entfernung von 50cm links und rechts der Lasteinleitungsstelle kam es zu einer lokalen Öffnung der Verbundfuge über eine maximale Länge von 20cm unter Traglast. Bei einer Belastung von $F=145\text{kN}$ ist eine sprunghafte Zunahme des vertikalen Weges erkennbar. Die dieser Stelle zugeordnete horizontale Relativverschiebung weist jedoch keine nennenswerte Zunahme auf. Diese Risse entwickelten sich aus Biegerissen welche sich in der Verbundfuge horizontal weiterentwickelten und sich bei Traglast im Altbeton in Richtung eines geneigten Biegeschubriss entwickelten.

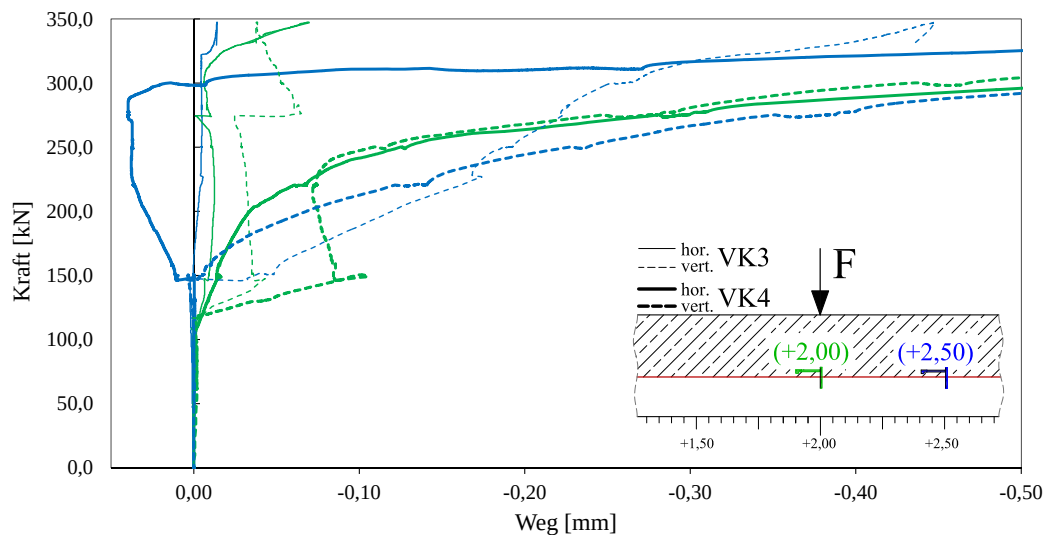


Abbildung 5.21: Horizontale und vertikale Verschiebungen im Bereich der Verbundfuge VK3 & 4

Bei VK4 kam es bereits ab einer Belastung von $F=110\text{kN}$ zu einer deutlichen Zunahme des gemessenen Weges in der Verbundfuge direkt unter der Lasteinleitungsstelle. Diese Öffnung entwickelte sich aus einem Biegeriss des Verstärkungsbetons welcher sich nicht in dem alten Beton weiterentwickeln konnte, und sich horizontal in der Verbundfuge weiter entwickelte. Visuell sichtbar war diese Öffnung bei einer Belastung von $F=150\text{kN}$. Die gemessene horizontale Relativverschiebung bei Öffnung der Verbundfuge betrug nur $0,013\text{mm}$. Bei einer Belastung von $F=145\text{kN}$ kam es in einer Entfernung von 50 cm von der Lasteinleitungsstelle zu einer deutlichen Zunahme des gemessenen vertikalen Weges. Der zugeordnete horizontale Weg zeigt erst bei einer Belastung von $F=300\text{kN}$ eine deutliche Zunahme an. Visuell sichtbar war die Öffnung ab einer Belastung von $F=220\text{kN}$. Die Länge der Öffnung der Verbundfuge betrug bei Erreichen der Traglast $1,2\text{m}$, wobei sich die Öffnungen jedes Mal aus einem Biegeriss des Verstärkungsbetons heraus entwickelten. Die maximale Öffnung der Verbundfuge betrug $3,0\text{mm}$.

5.7.4 Verzerrungen

Die Messung der Verzerrungen erfolgte an der Stelle der Lasteinleitung. Die Anordnung der Wegaufnehmer mit einem Messweg von $l_0 = 50\text{cm}$ erfolgte am Betondruckrand, im Bereich oberhalb der Verbundfuge sowie auf Höhe der Zugbewehrung. Die Ergebnisse der maximal erreichten Werte sind in Tabelle 5.10 angeführt.

Bei den schlaff bewehrten Versuchskörpern beträgt die maximale Druckstauchung des Betons $\varepsilon_{c,max} = -0,78\text{‰}$. Die Stauchung bei Höchstwert der Betondruckspannungen ε_{c1} beträgt für den Altbeton $\varepsilon_{c1,C80/95} = -2,80\text{‰}$. Die maximale Dehnung des Edelstahls betrug $\varepsilon_s = 2,63\text{‰}$, wobei die Fließgrenze des Stahles bei $\varepsilon_y = 2,50\text{‰}$ lag. Die Bewehrung stand unmittelbar vor dem Fließen, jedoch konnte der Versuch aufgrund des Biegeschubversagens nicht fortgeführt werden.

Bei den vorgespannten Versuchskörpern betrug die maximale Betondruckstauchung $\varepsilon_{c,max} = -1,60\text{‰}$. Auch hier kam es zu keiner vollen Ausnutzung des Betons. Die maximale Dehnung des Spanngliedes betrug $\varepsilon_{p,max} = +20,01\text{‰}$, wobei die Streckgrenze bei einer Verzerrung von $\varepsilon_{p,y} = 8,29\text{‰}$ lag.

Tabelle 5.10: Verzerrungen der Werkstoffe

	Stauchung Beton	Dehnung Bewehrung/Spannglied
VK1	$-0,78\text{‰}$	$+2,63\text{‰}$
VK2	$-0,63\text{‰}$	$+2,62\text{‰}$
VK3	$-1,60\text{‰}$	$+20,01\text{‰}$
VK4	$-1,45\text{‰}$	$+18,28\text{‰}$

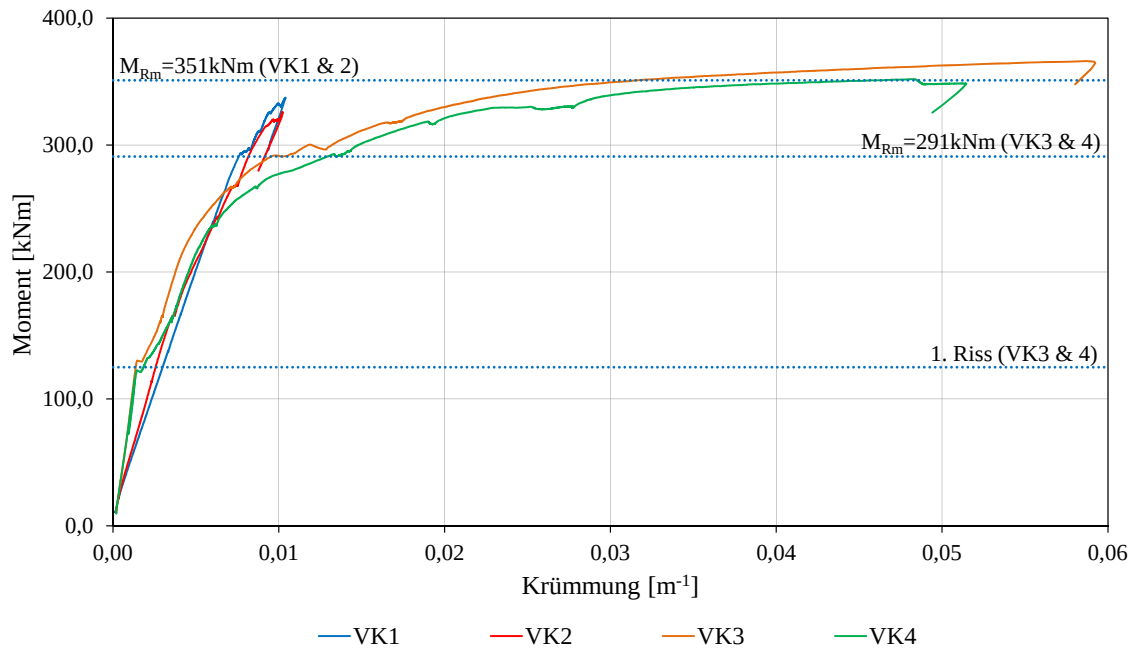


Abbildung 5.22: Momenten- Krümmungsbeziehung

5.7.5 Krümmungen

Abbildung 5.22 zeigt die Krümmungsverläufe über die ganze Höhe des Querschnitts sämtlicher Versuchskörper. Die Biegesteifigkeit der schlaff bewehrten Versuchskörper im Zustand II stimmt gut mit den analytisch ermittelten nach Kapitel 5.3.1.2 überein. Die theoretisch ermittelte Steifigkeit beträgt $I_{II} = 80.625 \text{ cm}^4$, die tatsächlich vorhandene ergibt sich mit einem Norm E- Modul von $E_c = 3.400 \text{ kN/cm}^2$ zu $I_{II} = 111.484 \text{ cm}^4$. Mit einem E-Modul von $E_c = 4.700 \text{ kN/cm}^2$ würde die theoretische mit der vorhandenen Steifigkeit exakt übereinstimmen. Der mit Mittelwerten der Festigkeit berechnete Momentenwiderstand des Querschnitts $M_{Rm} = 351 \text{ kNm}$ konnte mit einem $M_E = 333 \text{ kNm}$ nicht erreicht werden. Die Versuchskörper wiesen mit einer maximalen Krümmung von $\kappa_{max} = 0,01 \text{ m}^{-1}$ ein sprödes Versagen auf.

Die vorgespannten Versuchskörper blieben bis zu einem Moment von $M_{1.Riss} = 125 \text{ kNm}$ ungerissen. Das elastische Grenzmoment betrug mit einer Zugfestigkeit von $f_{ctm} = 3,2 \text{ N/mm}^2$ an der Stelle der Lasteinleitung $M_{el} = 145,8 \text{ kNm}$, womit der Versuchskörper früher als berechnet gerissen ist. Für diesen Umstand wird als Ursache in Betracht gezogen, dass aufgrund der unterschiedlichen E- Moduln der beiden Betonschichten es zu einer stärkeren Einleitung der Vorspannkraft in den alten Beton aufgrund des höheren E- Moduls gekommen ist. Die Versuchskörper wiesen eine hohe Duktilität ($\kappa_{max} = 0,059 \text{ m}^{-1}$) auf und der berechnete Momentenwiderstand wurde mit $M_E = 366 \text{ kNm} > M_{Rm} = 291 \text{ kNm}$ überschritten. Der über die

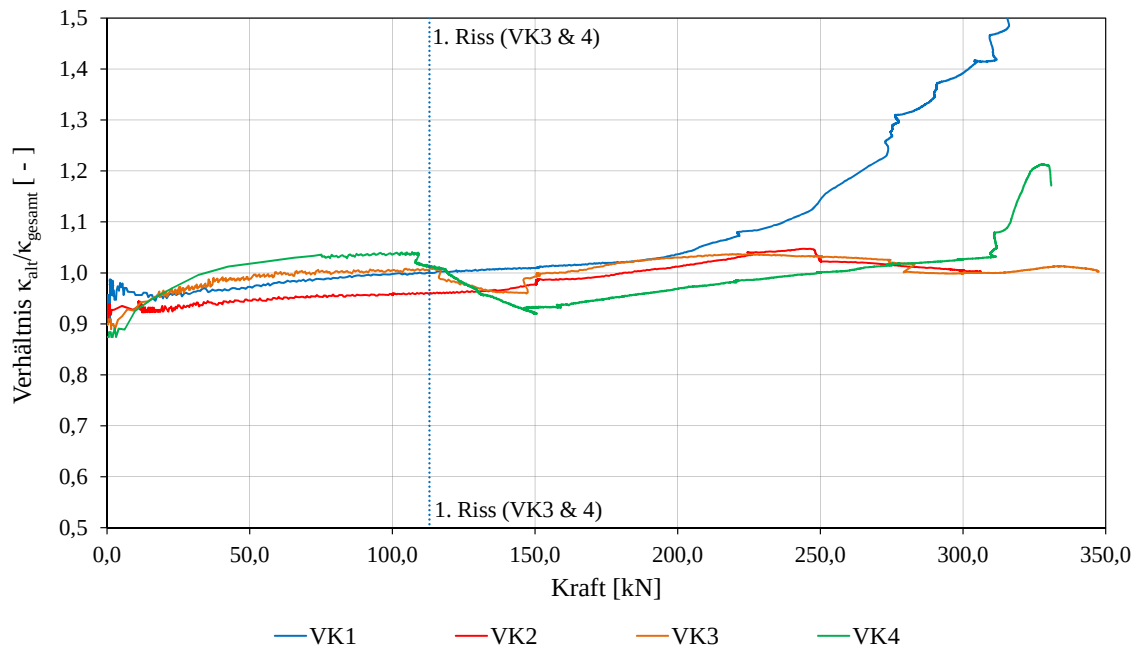


Abbildung 5.23: Verhältnis der Krümmungen

Momenten Krümmungsbeziehung rückgerechnete E-Modul des Versuchskörpers im ungerissenen Zustand betrug $E_{Verbundkonstruktion} = 3.042 \text{ kN/cm}^2$.

In Abbildung 5.23 ist das Verhältnis der Krümmungen des Altbeton im Verhältnis zum Gesamtquerschnitt dargestellt. Unter idealen Bedingungen sollte das Verhältnis $\kappa_{alt}/\kappa_{gesamt} = 1,0$ betragen. Bei sämtlichen Versuchskörpern startet die Beziehung mit einem Wert kleiner 1,0. Dies bedeutet, dass die Krümmung des Gesamtquerschnitts größer als jene des Altbetonkörpers ist. Mit fortschreitender Belastung steigt das Verhältnis linear. Bei den vorgespannten Versuchskörpern (VK3 & 4) ist ab dem ersten Riss im Feld wieder ein gegenläufiger Trend bis zu einer Belastung von $F = 150 \text{ kN}$ erkennbar. Gegen Ende der Traglast weisen die Versuchskörper Nr. 2 und Nr. 3 eine beinahe ideale Beziehung nahe dem Faktor 1,0 auf. Bei Versuchskörper Nr. 1 tritt ab einer Belastung von $F = 180 \text{ kN}$ eine signifikante Abweichung auf. Ab dieser Laststufe kommt es zu Horizontalverschiebungen im Bereich der Verbundfuge nahe der Lasteinleitungsstelle. Die Verbundfuge beginnt sich zu öffnen wobei ein vertikaler Biegeriss im Altbeton, in welchem keine Zugbewehrung angeordnet ist, sich öffnet. Der Rissfortschritt im Altbeton wird lokal nicht mehr über eine Bewehrung kontrolliert sondern über die Verbundfuge welche sich mit fortschreitender Belastung öffnet. Die Fuge schlupft. Bei Versuchskörper Nr. 4 ist ein ähnliches Verhalten kurz vor Erreichen der Traglast erkennbar.

5.7.6 Momenten- und Querkrafttragfähigkeit

Die Gegenüberstellung der erreichten Schnittgrößen (Moment und Querkraft) mit den aus Mittelwerten der Festigkeiten berechneten Querschnittswiderständen ist in Tabelle 5.11 dargestellt.

Bei den beiden schlaff bewehrten Versuchskörpern (VK1 und VK2) wurde bei Traglast der Momentenwiderstand nicht überschritten. Die effektive Querkraft lag in einem Bereich zwischen dem Querkraftwiderstand welcher einmal mit den Materialkennwerten des alten und einmal mit jenen des neuen ermittelt wurde. Die Versuchskörper versagten spröde auf Querkraft.

$$M_{E,max,VK1\&2} < M_{Rm,VK1\&2} \text{ und } V_{Rm,c;neu} < V_{E,max} < V_{Rm,c;alt}$$

Bei den vorgespannten Versuchskörpern (VK3 und VK4) konnte der Momenten- sowie auch der Querkraftwiderstand überschritten werden. Die geeignete Spanngliederführung im Auflagerbereich hatte eine günstige Wirkung auf die effektive Querkraft. Die Versuchskörper versagten auf Biegung.

$$M_{E,max,VK3\&4} > M_{Rm,VK3\&4} \text{ und } V_{E,max} \geq V_{Rm,c;alt} > V_{Rm,c;neu}$$

Tabelle 5.11: Gegenüberstellung der Schnittgrößen und Querschnittswiderstände

	VK1	VK2	VK3	VK4
$M_{E,max}$	336kNm	328kNm	369kNm	353kNm
M_{Rm}	351kNm		291kNm	
$V_{E,max}$	236kN	228kN	208kN	200kN
$V_{Rm,c;alt}$	266kN		205kN	
$V_{Rm,c;neu}$	205kN		174kN	

5.8 Zusammenfassung

Bei den Ermüdungsversuchen konnten keine Schäden an der Verbundfuge festgestellt werden. Die Messergebnisse der Relativverschiebung der Verbundfuge zeigen zwar eine deutliche Zunahme des gemessenen Weges, diese lagen jedoch im Mikrometerbereich.

Bei den statischen Versuchen kam es bei sämtlichen Versuchskörpern zu einer Öffnung der Verbundfuge. Diese traten im Nahbereich der Lasteinleitungsstelle auf, resultierend aus der Fortpflanzung der Risse aus dem Verstärkungsbeton welche sich nicht in den Altbeton weiterentwickelten und dann horizontal in die Verbundfuge übergingen. Somit traten auch Risse in der Verbundfuge auf, wo nur eine geringe Querkraftbeanspruchung vorlag. Den Versuchskörper als Ganzes betrachtet kann gesagt werden, dass die Risse in der Verbundfuge keinen Einfluss auf die Biegesteifigkeit oder Tragfähigkeit des Versuchskörpers hatten, da die Bewehrung an ihren Enden gut verankert war (Zugband). Bei den schlaff bewehrten Versuchskörpern war die Versagensform gekennzeichnet durch einen Biegeschubbruch, bei den vorgespannten Versuchskörpern lag ein Biegeversagen vor.

Tabelle 5.12: Gegenüberstellung der Grenzwerte des statischen Versuchs

	VK1 (BSt)	VK2 (BSt)	VK3 (PT)	VK4 (PT)	Vergleichswerte
F_{max}	315kN	301kN	347kN	332kN	
Versagens- form	Biegeschubbruch		Biegung		
V_E	236kN	228kN	208kN	200kN	
v_{Ei}	1,5N/mm ²	2,2N/mm ²	1,5N/mm ²	1,5N/mm ²	$v_{Rmi} =$ 1,35N/mm ²
u_{max}	21,0mm	20,8mm	42,3mm	41,0mm	
$s_{cr,0}$	15cm	15cm	25cm	25cm	
w_{cr}	0,15mm 0,20mm	0,15mm 0,20mm	5,0mm 3,0mm	5,0mm 3,0mm	Bewehrung Fuge
$\varepsilon_{c,max}$	-0,78‰	-0,63‰	-1,60‰	-1,45‰	$\varepsilon_{cu} = 3,5‰$
$\varepsilon_{p,max}$	2,63‰	2,63‰	20,01‰	18,28‰	$\varepsilon_y = 2,5‰$ $\varepsilon_{py} = 8,29‰$
κ_{max}	0,010m ⁻¹	0,010m ⁻¹	0,059m ⁻¹	0,051m ⁻¹	

Kapitel 6

Praxisprojekte

Die Arbeit des Verfassers dieser Arbeit bestand bei den vorliegenden Projekten wie folgt:

- EGG GRABEN BRÜCKE
Mitarbeit Statik sowie Projektleitung Konstruktion und Ausführung
- SALZACHSTEG KALTENHAUSEN
Stellungnahme zum Zustand der Tragkonstruktion und zur Verstärkungsmöglichkeit

6.1 Egg-Graben Brücke

Die Egg-Graben Brücke ist die erste Brücke in Österreich bei der das Tragwerk unter weitestgehendem Verzicht auf Betonstahlbewehrung vorgespannt wurde. Die Brücke wurde für den Ausbau der L 109- Großarler Landesstraße im Straßenabschnitt km 8,32 errichtet und befindet sich zwischen „Alter Wacht“ und der Streusiedlung Gollegg. Die Umsetzung des Projektes erfolgte durch die in Tabelle 6.1 und 6.2 aufgelisteten Partner.

Tabelle 6.1: Projektbeteiligte

Bauherr	Land Salzburg
Bauausführung	ALPINE Bau GmbH
Spannarbeiten	Grund- Pfahl- und Sonderbau GmbH
Forschung	TU Wien

Tabelle 6.2: Projektinformation

Planerteam	Entwurf	Dipl.-Ing. Franz Brandauer Prof. Dr.-Ing. Johann Kollegger
	Statische Berechnung	Institut für Tragkonstruktionen TU Wien
	Konstruktion	BauCon ZT GmbH Zell am See
Projektdaten	Brückenlänge	50,69m
	Projektdauer	Sept. 2007 - Dez. 2009
	Baukosten	€1.063.304,- inkl. 20% Mwst.

6.1.1 Brückenentwurf

Aufgrund der Heterogenität des anstehenden Felsens (geologische Störungszone im Bereich der Brücke, unterschiedliche Fels- Eigenschaften zwischen den beiden Widerlagern und teilweise auch innerhalb der Aufstandsfläche eines Widerlagers) sowie der Steilheit des Geländes wurde ein Tragsystem angestrebt, welches den Graben stützenfrei überspannt. Es wurde entschieden eine Bogenbrücke zu errichten, weil mit einem Bogen bei den vorliegenden Verhältnissen die Anforderungen an die Tragstruktur am besten erfüllt werden konnten. Bei der Wahl der Form des Bogens wurde festgestellt, dass wegen der unterschiedlichen Höhen der Bogenfußpunkte eine unsymmetrische Verformung des Tragwerks infolge Eigengewicht eintritt. Um das Problem zu lösen, wurde eine Stabbogenform gewählt. Dem Wunsch der Brückenbauabteilung des Landes Salzburg ein integrales Brückenbauwerk zu planen, konnte nicht entsprochen werden. Die ersten Berechnungen zeigten, dass die zusätzlichen Beanspruchungen infolge Zwang aus Temperaturschwankung und Schwinden sehr große Zwangsspannungen verursachen. Für dieses Projekt wurde entschieden, die Fahrbahnplatte von den Widerlagerwänden durch Elastomerlager zu trennen. Der Entwurf der Brücke wurde von der Schwandbachbrücke (1933), Schweiz inspiriert [32]. Bei der von Robert Maillart entworfenen Brücke handelt es sich um eine sehr schlanke im Grundriss gekrümmte Bogenbrücke mit einer Gewölbestärke von 0,2 m bei einer Stützweite von 37,4 m die seit 1984 unter Denkmalschutz steht.

6.1.2 Konstruktion

6.1.2.1 Unterbau

Beide Widerlager sind radial um 30° zur Straßenachse verdreht. Die Fundamente der Widerlager wurden bis zur Baugrubensicherungswand ausgeführt und vollflächig im unverwitterten Fels gegründet. Der Anschluss des Tragwerks zum Erdreich hinter dem Widerlager erfolgte durch Schleppplatten. Diese wurden mit einer Bewehrung aus Edelstahl an das Tragwerk angehängt.

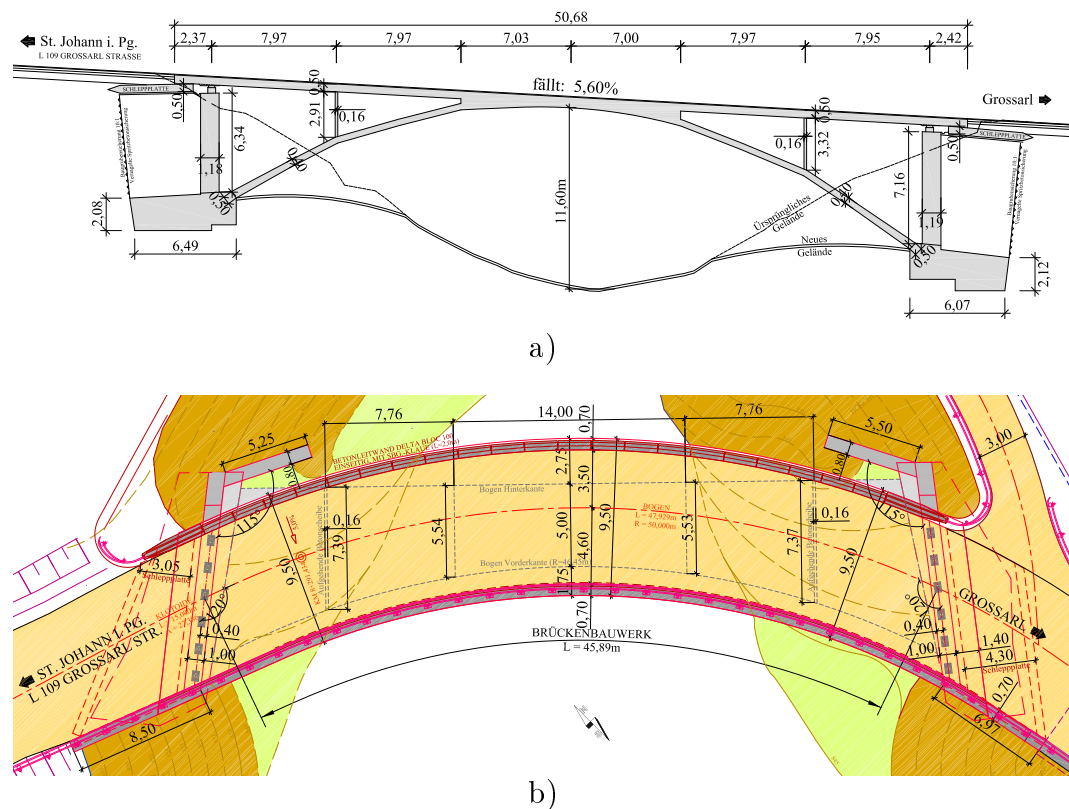


Abbildung 6.1: a) Längsschnitt in Brückenachse b) Grundriss

6.1.2.2 Bogen

Die Egg-Graben Brücke wurde als Stabbogenbrücke entworfen, siehe Abbildung 6.1a. In Anlehnung an die Schwandbachbrücke ist die Grundrissform des Bogens an der Bergseite geradlinig und an der Talseite folgt die Krümmung der Fahrbahnplatte. Der Bogen weist im Auflagerbereich eine Dicke von 0,50 m auf und verjüngt sich entlang der ersten 3,50 m auf eine Dicke von 0,40 m, die konstant über die gesamte Bogenlänge beibehalten wird.

6.1.2.3 Wände

Die zwei vom Bogen aufgehenden Wandscheiben, welche die Fahrbahn aufständern, weisen eine Höhe von 3,25 m bzw. 3,70 m auf und haben eine Dicke von 0,16 m. Die Stirnseite der Wandscheiben ist an der Talseite auskragend ausgeführt, womit die Krümmung der Brücke im Grundriss stärker betont wird.

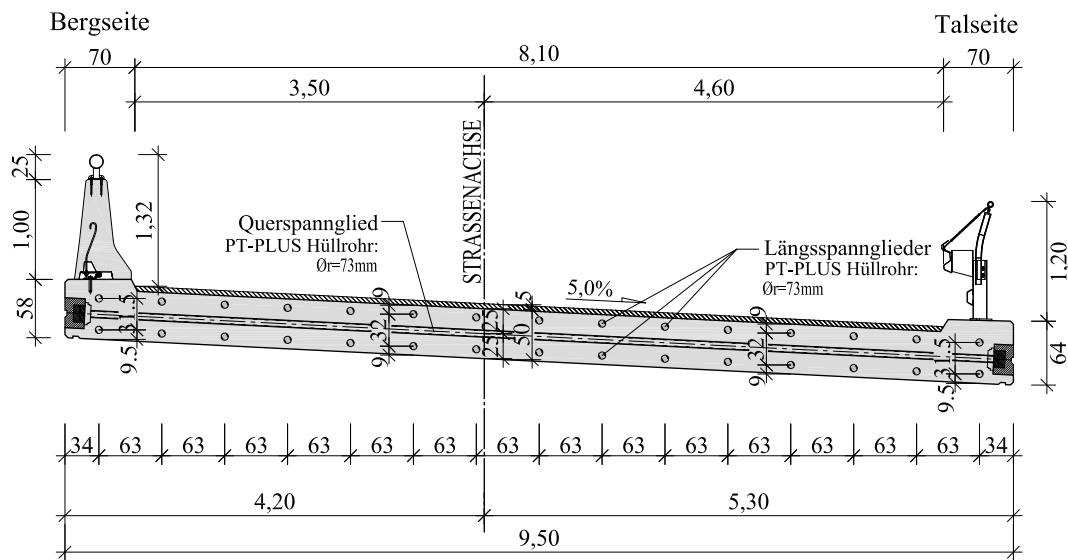


Abbildung 6.2: Regelquerschnitt des Tragwerks

6.1.2.4 Tragwerk

Für das Tragwerk, welches im Grundriss mit einem Radius von 50 m gekrümmt ist, siehe Abbildung 6.1b, wurde eine durchlaufende Spannbetonplatte gewählt. Im mittleren Bereich der Brücke ist die Fahrbahnplatte mit dem Bogen verbunden. Zusätzlich ist die Fahrbahnplatte durch zwei vom Bogen aufgehende Wandscheiben gestützt. Das so entstandene fünffeldrige Tragwerk mit zwei Auskragungen über den Lagerachsen weist eine Gesamtlänge von $L = 2,37 + 7,97 + 7,97 + 14,03 + 7,97 + 7,95 + 2,42 = 50,68$ m in der Brückenachse auf. Als Querschnitt der Fahrbahnplatte wurde eine Vollplatte mit 9,50 m Breite und einer Konstruktionsdicke von 0,50 m gewählt, siehe Abbildung 6.2.

6.1.2.5 Ausbau

Die auf der Brücke auftretenden Oberflächenwässer werden durch die Längsneigung der Brücke abgeleitet, durch Brückenabläufe gesammelt und in das Gelände abgeführt. Die Brückenausrüstung enthält an der Bergseite eine aufgedübelte Betonleitwand (Aufhaltestufe H2) mit Geländerkonstruktion und an der Talseite eine aufgedübelte Leitschiene mit Gitter (Aufhaltestufe H1).

6.1.2.6 Wirtschaftliche Betrachtung

Ersparnisse beim Bau von vorgespannten Betonbrücken ohne Betonstahlbewehrung sind auf der Materialseite (Weglassen der Bewehrung aus Betonstahl, der Abdich-

tung und des Fahrbahnbelags) sowie in der Reduktion der Lohnkosten zu sehen. Wenn man die zukünftigen Ersparnisse beim Betrieb und der Erhaltung betrachtet, weisen derartige Brücken ein höheres wirtschaftliches Potential im Vergleich zu den konventionell gebauten auf.

6.1.3 Bemessung [19]

Die Bemessung der Brücke erfolgte mit den Einwirkungen nach Eurocode. Es wurden die Einzeleinwirkungen aus Eigengewicht, Windlast, Temperatureinwirkung, außergewöhnliche Einwirkungen und Verkehrslasten auf Brücken, die in den österreichischen Normen der Reihe ÖNORM EN 1991-2 [9] geregelt sind, berücksichtigt. Die maßgebenden Schnittgrößen für die Bemessung der Brücke ergaben sich aus veränderlichen Einwirkungen aus dem Straßenverkehr. Als Verkehrslast wurde das Lastmodell 1 (LM 1) verwendet. Eine Belastung infolge von Sonderfahrzeugen wurde nicht berücksichtigt. Aufgrund der komplexen Geometrie wurden die Schnittgrößen mit einem Finite Elemente Programm anhand eines 3 D Modells berechnet. Das 3 D Modell entspricht der tatsächlichen Geometrie der Brücke, lediglich die Querneigung wurde vernachlässigt. Zur Überprüfung der Ergebnisse wurde noch eine Berechnung an einem 1 m Streifen der Brücke mit einem Stabwerksprogramm durchgeführt. Die Ermittlung der Schnittgrößen erfolgte bei beiden Modellen mit einem linear elastischen Werkstoffmodell.

6.1.3.1 Bewehrung Bogen

Ein weiteres Ziel beim Entwurf der Brücke war es, den Bogen unbewehrt auszuführen. Durch die Bogenform sollten im gesamten Querschnitt statisch nur Druckspannungen auftreten. Da die Belastung infolge der Verkehrslast nach Lastmodell 1 Biegemomente im Bogen verursacht, entstehen auch Zugspannungen. Aus diesem Grund war es notwendig den Bogen mit Betonstahl zu bewehren. Die erforderliche Längsbewehrung im Auflagerbereich, welche die maßgebende Stelle für die Bemessung des Bogens ist, beträgt für den Tragsicherheitsnachweis $A_{s,erf} = 19,2 \text{ cm}^2/\text{m}$ je Seite. Für den Gebrauchstauglichkeitsnachweis konnte mit diesem Bewehrungsgehalt der Nachweis zur Begrenzung der Betondruckspannungen nicht erfüllt werden. Aus diesem Grund wurde die Bewehrung im Auflagerbereich auf $A_{s,vorh} = 47,12 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($\varnothing 30/15$) je Seite erhöht. In den restlichen Bereichen des Bogens ist die Mindestbewehrung $A_{s,min}$ maßgebend. Der Bogen enthält keine Querkraftbewehrung, da nachgewiesen wurde, dass der Querkraftwiderstand des Querschnitts $V_{Rd,c}$ größer als die einwirkende Querkraft V_{Ed} ist.

6.1.3.2 Bewehrung Fahrbahnplatte

Für die Gewährleistung der Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit wurde die Fahrbahnplatte in Längs- und Querrichtung vorgespannt. Es ist im wesentlichen keine weitere Bewehrung aus Betonstahl vorhanden, außer im Rand- und Krafteinleitungsbereich der Ankerköpfe (Spaltzug). Dort kam Bewehrungsstahl (Edelstahl 1.4571, BSt 500) zum Einsatz. Für die Längs- und Querrichtung wurden Spannglieder 07-150 ($A_p = 1050 \text{ mm}^2$) mit einer Spannstahlgüte St 1570/1770 verwendet. Die Spannglieder liegen in Kunststoffhüllrohren PT-PlusTM wobei für die Verankerungen der Typ CS6-7 [54] verwendet wurde. Diese wurden mit einer permanenten Ankerkappe aus Kunststoff geschlossen und die Hüllrohre nachträglich mit Zementmörtel ausinjiziert. Die Anzahl der Spannglieder wurde so gewählt, dass der Nachweis der Dekompression unter der häufigen Einwirkungskombination an jeder Stelle der Brücke erfüllt wird. Dieser verlangt, dass alle Teile des Spanngliedes (inkl. Hüllrohr) mindestens 25 mm tief im überdrückten Bereich liegen. Aus der ungünstigsten Lastkombination ergab sich die maßgebende Stelle für die Bemessung in Längsrichtung im vierten Feld der Brücke. Um eine optimale Spanngliederführung zu finden, wurden mehrere Varianten untersucht. Letztendlich hat man sich für eine zentrische Vorspannung in beiden Richtungen der Brücke entschieden. Somit ist der Querschnitt unter Gebrauchslast immer überdrückt. In Längsrichtung wurden jeweils zwei Spannglieder übereinander angeordnet. Insgesamt waren 15 solche Reihen erforderlich, womit sich ein Abstand von 0,63 m zueinander ergab. Der Abstand der 94 Querspannglieder beträgt bergseitig 0,50 m und talseitig 0,54 m. Der Nachweis für die Begrenzung der Rissbreiten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wurde wie folgt geführt. Nach ÖNORMEN 1992-1-1: 7.3.2 (4) [10], ÖNORMEN 1992-2 [12] verweist auf ÖNORMEN 1992-1-1 [10], wird bei Bauteilen aus Spannbeton keine Mindestbewehrung in den Querschnitten benötigt, wenn unter der charakteristischen Einwirkungskombination und der charakteristischen Vorspannung der Beton gedrückt oder der absolute Wert der Betonzugspannung weniger als $\sigma_{ct,p}$ beträgt. Der landesspezifische Wert für $\sigma_{ct,p}$ darf dem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert beträgt $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2,9 \text{ N/mm}^2$. Zur Vermeidung von Zugspannungen aus indirekten Einwirkungen (Zwang) wurde die Lagerung des Tragwerks so gewählt, dass sich weitestgehend kein Zwang aus Temperaturbeanspruchung oder Schwinden einstellen kann. Da dieser Nachweis an der maßgebenden Stelle erfüllt wurde, enthält das Tragwerk keine Mindestbewehrung aus Betonstahl. Für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit wurden gleichzeitig auftretende ständige, veränderliche und außergewöhnliche Einwirkungen festgelegt. Es wurden drei Einwirkungskombinationen unterschieden.

- Ständige und vorübergehende Bemessungssituation
- Außergewöhnliche Bemessungssituation
- Erdbeben

Die Brücke liegt in der Erdbebenzone 1 und die Referenzbodenbeschleunigung a_{gR} beträgt für den Standort $0,41 \text{ m/s}^2$. Es liegt der Fall “geringe Seismizität” vor. Die Ergebnisse aus der Berechnung zeigen, dass die Lastkombination für die Bemessungssituation bei Erdbeben nicht maßgebend für die Bemessung der Brücke ist. Die maßgebenden Schnittgrößen für die Bemessung der Brücke ergaben sich infolge der Grundkombination. Bei der Biegebemessung wurde nachgewiesen, dass das Widerstandsmoment M_{Rd} der Fahrbahnplatte größer ist als das Moment M_{Ed} infolge der maßgebenden Einwirkungskombination. Der Tragsicherheitsnachweis wird nur durch Vorspannung gewährleistet und es wurde keine weitere Bewehrung aus Betonstahl angeordnet. Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit erfolgte durch die Gegenüberstellung von einwirkender Querkraft V_{Ed} und dem Querkraftwiderstand V_{Rd} im maßgebenden Querschnitt. Da der Bemessungswert für den Querkraftwiderstand $V_{Rd,c}$ größer ist als die einwirkende Querkraft V_{Ed} wurde auf eine Querkraftbewehrung (Bügel) im Tragwerk verzichtet.

6.1.4 Bauausführung

Im Herbst 2008 begannen die Arbeiten für den Unterbau. Da der unverwitterte Fels erst 8 m unterhalb der Geländeoberkante anzutreffen war, waren umfangreiche Aushubarbeiten erforderlich. Die für die Widerlagerwand erforderliche Baugrubensicherung, die bis zu 10 m hoch war, wurde senkrecht hergestellt und durch Spritzbeton gesichert. Das beim Aushub anfallende Material wurde zur Schüttung eines Dammes verwendet, der die Aufstandsfläche für das Lehrgerüst des Bogens bildete.

Vor dem Winter 2008 konnten noch beide Widerlager samt Böschungsflügel errichtet werden. Die Fundierung erfolgte durch eine bewehrte Betonplatte ($l/b/h = 15\text{m}/5\text{m}/2\text{m}$) auf Fels. Die Schalarbeiten für den Bogen begannen im darauffolgenden Frühjahr. Hierfür wurde ein Lehrgerüst verwendet. Beim Betonieren des Bogens wurde jener Bereich, wo der Verschnitt des Bogens mit dem Tragwerk stattfindet, ausgelassen. Dieser wurde gleichzeitig mit dem Tragwerk betoniert. Im steilen Bereich des Bogens, vom Fundament bis zur aufgehenden Wandscheibe, wurde eine Konterschalung verwendet. Als Beton kam selbst verdichtender Beton zur Anwendung. Aus montage technischer Sicht war beim Verlegen der Bewehrung für den Bogen auf die Anschlussbewehrung für die Wandscheiben besonders zu achten. Da für diese Edelstahl (1.4571, BSt 500) verwendet wurde, war darauf zu achten, dass kein Kontakt zwischen normalem Bewehrungsstahl und Edelstahlbewehrung stattfand. Dies ist erforderlich um Kontaktkorrosion zu vermeiden [47]. Für die Bewehrung des Bogens wurde konventioneller Bewehrungsstahl verwendet, da kein direktes Eindringen chloridbelasteter Wässer gegeben ist, die Geometrie des Bogens so ausgelegt wurde das unter Eigengewicht keine Zugspannungen auftreten und die Materialkosten wesentlich niedriger sind als bei Edelstahl. Für das Betonieren der schlanken auf-

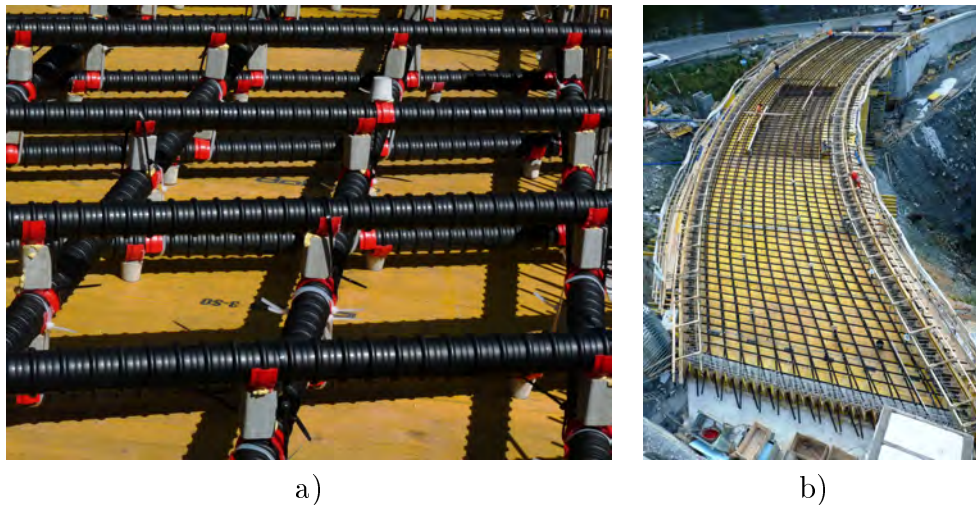


Abbildung 6.3: a) Detail Abstandhalter b) Spannliedführung Tragwerk

gehenden Wandscheiben die mit Edelstahl bewehrt wurden, kam ebenfalls selbst verdichtender Beton zur Anwendung.

Nach Fertigstellung der Schalhaut für das Tragwerk wurden die Ankernischen montiert. Aufgrund der komplizierten Grundrissform des Tragwerks wurden die Ankernischen werkseitig hergestellt. Für die Verankerung der Längsspannglieder, welche im Tragwerksbereich übereinander geführt sind, war es erforderlich diese an beiden Widerlagern zu verziehen, um die Ankerköpfe konstruktiv unterzubringen. Für die Vorspannung kam das Spannsystem CS2000 Typ 6-7, der Firma VSL zur Anwendung, wobei als Hüllrohr PT-PlusTM (Kunststoff, chloridbeständig nach [54]) verwendet wurde. Die Verbindung der 5 m langen Kunststoffhüllrohre erfolgte durch Spiegelschweißen. Die Empfindlichkeit der Kunststoffhüllrohre in Hinblick auf das Temperatúrausdehnungsverhalten bedurfte besonderer Rücksicht. Durch die orthogonale Spannliedführung, sowie durch die Reibung der Spannbetonlitzen im Kunststoffhüllrohr konnte diese reduziert werden.

Für den lage- und höherichtigen Einbau der Spannglieder wurden diese bei jedem Kreuzungspunkt zwischen Längs- und Querspannglied mit Faserzementblöcken (zugeschnittene Meterware) unterstellt, siehe Abbildung 6.3a. Der maximale Abstand für die Unterstellung der Hüllrohre beträgt laut Zulassung [54] 0,80 m. Da der Abstand zwischen den Längsspanngliedern 0,63 m und zwischen den Querspanngliedern 0,50 m betrug, erwies es sich als günstig, jeden Kreuzungspunkt der Spannglieder zu unterstellen. Zur Gewährleistung einer ebenen Aufstandsfläche wurden zwischen Hüllrohr und Faserzementblock Halbschalen auf das gerippte Hüllrohr aufgeklippt. Die Befestigung der Faserzementblöcke erfolgte durch Kunststoffkabelbinder. Durch die kreuzweise Verbindung der Hüllrohre zu einem stabilen Geflecht, siehe Abbil-

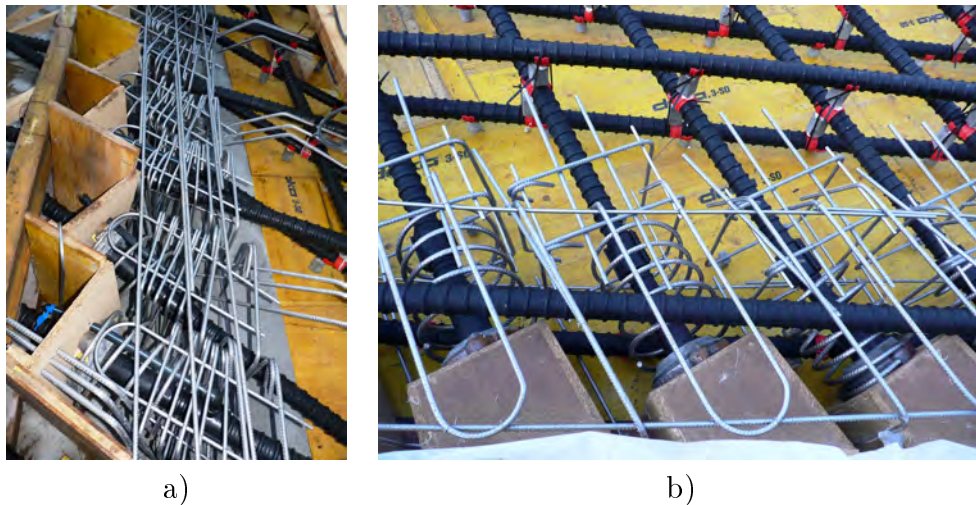


Abbildung 6.4: Edelstahlbewehrung bei den Ankerköpfen: a) Längsspannglieder b) Querspannglieder

dung 6.3b, erreichen die Spannglieder eine Stabilität die auch dem Betonierdruck standhält.

Das “Einschießen“ der Spanndrahtlitzen erfolgte vor dem Betonieren. Das Gewicht der Spanndrahtlitzen entsprach genau der durch das Volumen des Hüllrohrs im Beton entstehenden Auftriebskraft, womit die Hüllrohre nicht gegen Aufschwimmen zu sichern waren. Ein Spannbündel bestand aus 7 Litzen à 150 mm^2 ($A_p = 10,5 \text{ cm}^2$) aus St 1570/1770. Der Bewehrungsgehalt des Tragwerks lag bei $85 \text{ kg Spannstahl pro m}^3$ Beton. Schlaife Bewehrung (Edelstahl) wurde nur im Bereich des Randes und bei den Ankerköpfen zur Aufnahme der Spaltzugkräfte eingebaut, siehe Abbildung 6.4.

Zur Reduktion des Hydratationszwangs vor dem Teilvorspannen wurden folgende Maßnahmen getroffen. Um die Temperaturentwicklung im massigen Bereich ($d_{\max} = 1,5 \text{ m}$) niedrig zu halten wurde Beton C30/37(56)/BS1C/GK22/F45, welcher auch für die Errichtung von wasserundurchlässigen Betonbauwerken zum Einsatz kommt, verwendet. Dieser RRS- Beton (radikal reduziertes Schwinden gemäß ÖNORM B 4710[3]) erreicht seine Normfestigkeit erst nach 56 Tagen. Durch den langsamer stattfindenden Abbindevorgang kommt es zu einer geringeren Temperaturentwicklung. Zur Reduktion der Zwangsbeanspruchung, resultierend aus dem Verkürzungsbestreben des Tragwerks dienen die geölte Schalhaut sowie die überwiegend zwängungsfreie Lagerung (Elastomerlager). Die herbstlichen Witterungsbedingungen wirkten sich ebenfalls günstig aus. Die Betonierarbeiten für das Tragwerk mit dem integrierten Randbalken begannen am 15. September 2009 um 06:45 und dauerten 12 Stunden. Der Einbau der 280 m^3 erfolgte mit einer Betonpumpe. Das Wetter erwies sich als günstig und die Lufttemperaturen für den Einbau lagen zwischen 5°C in der Früh und 20°C zur Mittagszeit. Lediglich der zu Mittag eintretende Föhn (war-

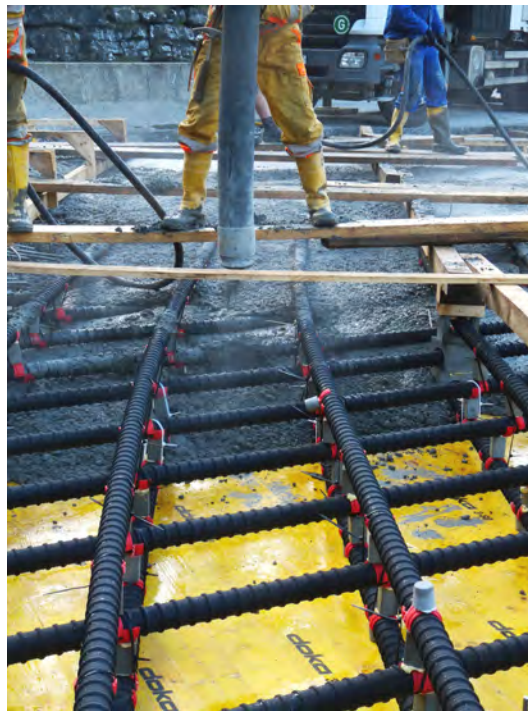


Abbildung 6.5: Betonieren des Tragwerks

mer, trockener Fallwind) erschwerte das Abziehen der Oberfläche. Da kein dichtes oben liegendes Bewehrungsnetz vorhanden war auf dem man hätte gehen können, wurden für das Betonieren des Überbaus einige Kreuzungspunkte massiv errichtet (Betonhalbschalen). Auf diesen wurden Kanthölzer der Länge nach verlegt. Quer dazu wurden Pfosten aufgelegt die als Arbeitsbühne dienten, siehe Abbildung 6.5. Der Beton hatte zum Zeitpunkt des Einbaus eine Temperatur von 18°C . An der dicksten Stelle des Betonierabschnittes betrug 35 Stunden nach Betonierbeginn die maximale Betontemperatur $44,5^{\circ}\text{C}$. Im Tragwerksbereich, wo die Dicke durchgehend $0,5\text{ m}$ betrug, stellte sich 20 Stunden nach Betoneinbau eine maximale Temperatur von 37°C ein. Die Oberflächennachbehandlung erfolgte durch Aufsprühen eines Verdunstungsschutzes.

Zwei Tage nach dem Betonieren, am 17. und 18. September 2009, erfolgte das Teilvorspannen mit 25 % der vollen Vorspannkraft. Die erforderliche Mindestbetonfestigkeit beim Quervorspannen war mit einer Würfeldruckfestigkeit zu $f_{\text{cm,cube}} = 22\text{ N/mm}^2$ festgelegt. Die Vorspannkraft betrug $P_{\text{Teilvorspannen, quer, max}} = 420\text{ kN}$ vor Bettung. Die Spannkraft für die Querspannglieder wurde höher als bei den Längsspanngliedern gewählt, da aufgrund der kurzen Spanngliedlänge der Verlust an Vorspannkraft durch den Keilschlupf größer ist. Für das Vorspannen wurde eine Reihenfolge vorgegeben, beginnend mit den Querspanngliedern, wobei zwischen den einzelnen Spannvorgängen jeweils vier Spannglieder ausgelassen wurden. Der Vorgang wurde so oft



Abbildung 6.6: Ansichten Egg-Graben Brücke © Pez Hejduk: www.pezhejduk.at

wiederholt bis sämtliche Querspannglieder gespannt waren. Für die Längsspannglieder betrug die maximale Vorspannkraft $P_{\text{Teilvorspannen, längs, max}} = 350 \text{ kN}$ vor Bettung, wobei die Vorspannkraft in zwei Schritten aufgebracht wurde. Um einen gleichmäßigen Spannkraftverlauf über die Länge zu erhalten, wurden 50 % der Spannglieder vom Widerlager St. Johann und die anderen 50 % vom Widerlager Grossarl aus gespannt. Begonnen wurde von der Mitte aus zum Rand hinarbeitend, wobei immer zwei Stück übereinander liegende Spannglieder gespannt wurden, um das Einbringen eines Moments zufolge Vorspannkraft zu verhindern.

Das Aufbringen der vollen Vorspannkraft erfolgte 13 Tage nach dem Betonieren, vom 28. - 29. September 2009. Die erforderliche Mindestbetonfestigkeit beim Vorspannen war mit einer Würfeldruckfestigkeit zu $f_{\text{cm, cube}} = 36 \text{ N/mm}^2$ festgelegt. Für das Vorspannen wurde ebenfalls eine Spannreihenfolge festgelegt. Begonnen wurde mit den Querspanngliedern, wobei die Vorspannkraft von 420 kN auf 1410 kN erhöht wurde. Die Spannreihenfolge war analog zu jener beim Teilvorspannen. Bei den Längsspanngliedern erfolgte ein Erhöhen der Vorspannkraft von 350 kN auf 1400 kN in zwei Schritten. Von 350 kN auf 875 kN und von 875 kN auf 1400 kN. Die Spannreihenfolge der ersten Laststufe war analog zu jener beim Teilvorspannen. Das Aufbringen der letzten Laststufe erfolgte durch beidseitiges Spannen, wobei wiederum übereinanderliegende Spannglieder gleichzeitig gespannt wurden. Somit waren vier Pressen gleichzeitig im Einsatz. Nach Abschluss der Spannarbeiten erfolgte das Ausinjizieren der Hüllrohre mit Zementsuspension. Die eingebrachte zentrische Druckspannung betrug in Längsrichtung $\sim 8 \text{ N/mm}^2$ und in Querrichtung $\sim 5 \text{ N/mm}^2$.

Einen Monat nach dem Betonieren, vom 14.-15. Oktober 2009, wurde mit dem Ausschalen der Brücke begonnen. Als erstes wurde der Bereich über dem Bogen, das Tragwerk, ausgeschalt. Danach der Bogen, von der Mitte aus beginnend jeweils ein halbe Spindelumdrehung zum Widerlager hin vorarbeitend. Dies wurde so oft durchgeführt, bis sich die Schalhaut vom Beton löste. Die Verformung des Trag-

werks zufolge Eigengewichts betrug in der Mitte $\sim 4mm$ und stimmte somit gut mit der berechneten Verformung überein. Die fertige Brücke ist in den Abbildungen 6.6 dargestellt. Die Baukosten der Brücke beliefen sich auf €1.063.304,- inkl. 20% Mehrwertsteuer. Dies entspricht einem Preis von €2.209/m² Brückenüberbau.

6.1.5 Elektrisch Isolierte Spannglieder

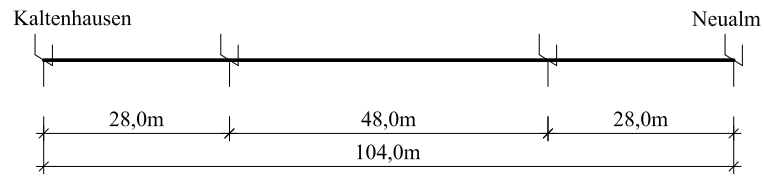
Das verwendete Spannsystem ermöglichte es, die Längsspannglieder elektrisch isoliert auszuführen (EIT: Electrically Isolated Tendons). Durch die Verwendung eines Systems mit Kunststoffhüllrohren und einer mit Kunststoffhüllrohren kompatiblen Verankerung, besteht die Möglichkeit der zerstörungsfreien Überwachung des Korrosionsschutzes der Spannglieder mittels der elektrischen Widerstandsmessung [14], [30]. Die Verwendung von elektrisch isolierten Spanngliedern erlaubt die elektrische Isolation und die Dichtigkeit von Kunststoffhüllrohren zu kontrollieren. Damit gelingt es während der ganzen Lebensdauer eines Spanngliedes, Messungen über dessen Zustand durchzuführen. Eine optimale Dauerhaftigkeit von Spanngliedern ist nur dann gewährleistet, wenn keine Fehlstellen im Hüllrohr und damit keine Kurzschlüsse zwischen Spannglied und Bewehrung auftreten. Ein Abfall des Widerstandes zeigt das Eindringen von Wasser und Feuchtigkeit durch eine Verletzung des Hüllrohrs an. Damit ist die Überwachung des Korrosionsschutzes des Spannstahls gegeben. Die Impedanzmessung erfolgt zwischen dem Spannstahl und der schlaffen Bewehrung. Da sich nun im Tragwerk kein Bewehrungsstahl befindet, wurde, um Messungen durchführen zu können, zusätzlich ein Bewehrungsstab aus Edelstahl eingebaut. Bei der Egg- Graben Brücke wurden bis jetzt fünf Messungen durchgeführt. Im Mittel beträgt der längennormierte elektrische Widerstand $R_{l,mittel} = 7.500k\Omega m$ ($R_{l,min.} = 6.800k\Omega m$, $R_{l,max.} = 10.000k\Omega m$). Schwankungen der Messergebnisse resultieren durch wechselnde Umweltbedingungen wie Luftfeuchte, Regen, Temperatur oder Jahreszeit. Der vom Auftraggeber verlangte Wert war mit $R_{l,erf.} > 300k\Omega m$ (= hohe elektrische Isolation) festgelegt. Die sehr hohen gemessenen Werte sind auf die Dichtheit der Kunststoffhüllrohre zurückzuführen.

6.2 Salzachsteg Kaltenhausen

6.2.1 Beschreibung des Tragwerks

Bei dem Salzachsteg Kaltenhausen handelt es sich um eine dreifeldrige Fußgängerbrücke mit einer Gesamtbauwerkslänge von $l=28\text{m}+48\text{m}+28\text{m}=104\text{m}$, siehe Abbildung 6.7. Der Querschnitt der Brücke ist T-förmig, wobei die Breite des Gurtes 3,2m beträgt und im Mittel 14cm stark ist. Die Oberfläche weist ein dachförmiges Gefälle von 2,6% Neigung auf. An den Enden der Platte sind Randbalken mit Geländer aufgesetzt. Die Breite des Steges beträgt 50cm, wobei die Höhe aufgrund der Voutung in Längsrichtung zwischen 1,2 und 2,0m variiert. An den beiden Widerlagern sind Elastomerlager angeordnet. Der verwendete Beton entspricht der Güte B450. Für die Bewehrung der Platte kam Betonstahl BSt 500 zur Anwendung. Der Träger ist vorgespannt. Das Spannverfahren "DYWIDAG Spannbeton" Spannstahl 80/105 Ø32mm wurde beim Bau der Brücke im Jahr 1969 verwendet. Auf das Tragwerk wurde ein 2cm starker Asphaltbelag aufgebracht. Eine Abdichtung wurde nicht angeordnet.

Längsschnitt



Querschnitt

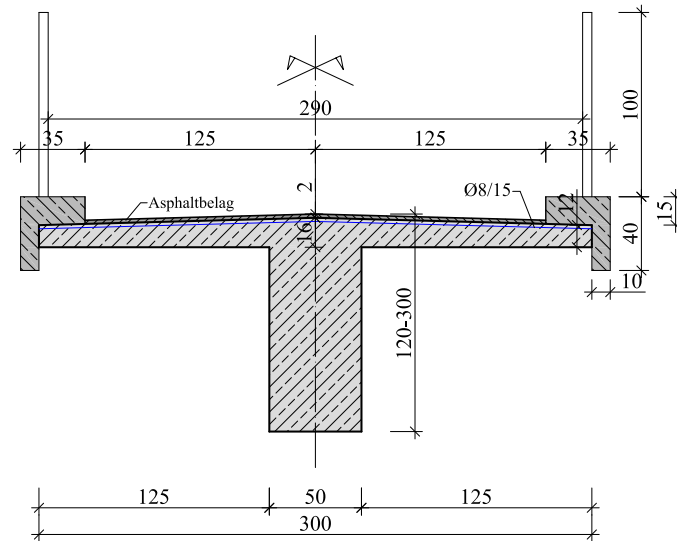


Abbildung 6.7: Statisches System und Querschnitt der Brücke



Abbildung 6.8: Schadensbilder Tragwerk

6.2.2 Zustand der tragenden Konstruktionen

Die Schäden der Brücke sind an der Oberseite des Plattenbalkens anzutreffen, siehe Abbildung 6.8. Dort ist es aufgrund der einsickernden Wässer zu starken Frostschäden an der Oberfläche gekommen. Im Bereich der beiden Widerlager wurde das Gefüge des Betons der Platte so stark zerstört, sodass dieser ohne Maschineneinsatz entfernt werden konnte. Bereiche mit starken Frostschäden sind auch im Bereich des Randbalkens festzustellen. An der Oberseite des Plattenbalkens sind Risse in Tragwerkslängsrichtung im Bereich des Steges vorhanden. Diese sind auf die Auskragung der Platte zurückzuführen. Durch die eingedrungenen Wässer ist das Betongefüge, analog dem Rissbild an der Oberfläche, stark gestört. Die Frostschäden sind auf nicht abfließende Regenwässer zurückzuführen.

Beim Steg sind grundsätzlich keine Biegerisse festzustellen.

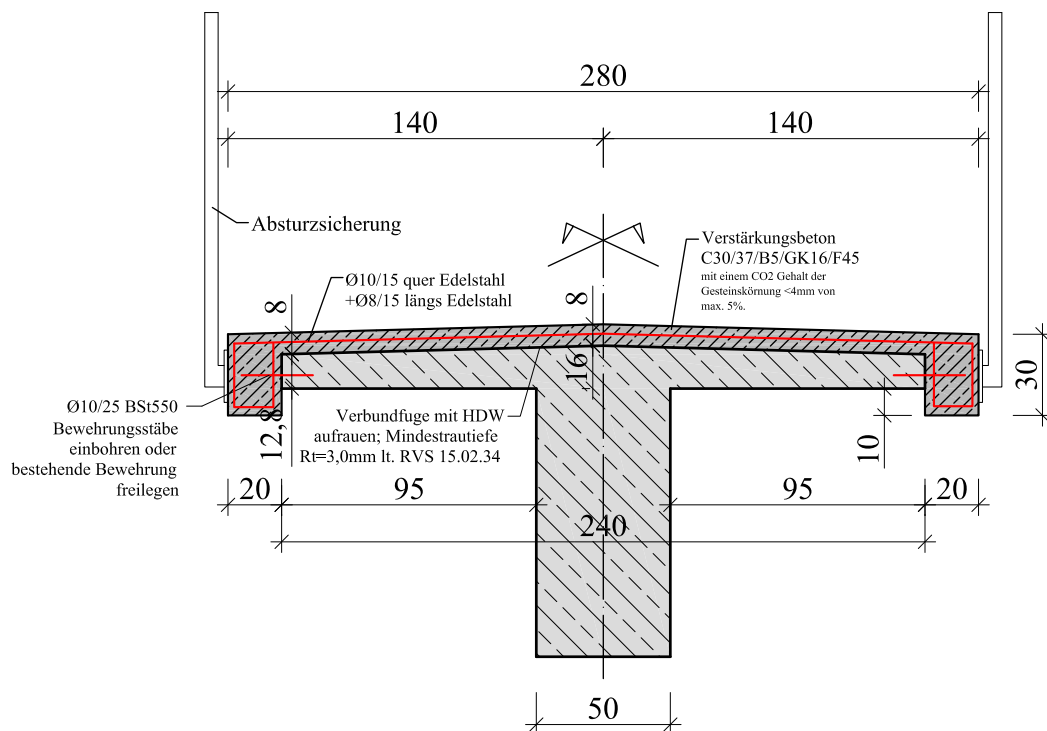


Abbildung 6.9: Sanierungsvorschlag

6.2.3 Vorschlag zur Sanierung der Brücke

Da der Zustand der Brücke als befriedigend einzustufen ist und die wesentlichen Schäden bei der Fahrbahnplatte gegeben sind sieht der Sanierungsvorschlag wie folgt aus, siehe Abbildung 6.9:

- Abtrag Randbalken und Reduktion der Plattenbreite von 3,0m auf 2,4m.
- Verstärken mit Aufbeton in direktem Verbund mit dem bestehenden Tragwerk wobei durch den neuen Beton auch die Ränder eingefasst werden.
- Bewehrung mit Edelstahl Ø10/15cm quer und Ø8/15cm längs + Zulagen bei den beiden Stützstellen von Ø10/15cm lg=6,0m bzw. Ø15/30cm lg=6,0m in Anschluss an die Ø10/15cm lg=6,0m.
- Auf eine Anordnung einer Abdichtung und Fahrbahnbelag wird verzichtet, da der Aufbeton eine Dichtungs- Fahrbahnbelags- und Verstärkungsfunktion einnimmt. Da die Bewehrung in Edelstahl ausgeführt wird und Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreite angeordnet ist besteht keine Gefahr der Korrosion der Bewehrung in der Platte.

Die Nachweisführung erfolgte auf Grundlage der aktuellen Normenlage, Stand August 2011, nach ÖNORM EN 1991-2: *Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken* [9]; ÖNORM EN 1992-1-1: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau* [10]; - ÖNORM EN 1992-2: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln* [12] und - ONR 24008: *Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahn- und Straßenbrücken* [11].

Die Beurteilung der Sanierungs und Verstärkungsmaßnahme sieht wie folgt aus:

- Die Anforderungen an die Tragfähigkeit (Biegung, Querkraft, kombinierter Nachweis auf Querkraft und Torsion, Schubkraftübertragung der Verbundfuge) werden mit der empfohlenen Sanierung erreicht.
- Die Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit werden in Längsrichtung durch die bestehende Vorspannung erfüllt. Durch die Verwendung von Edelstahl bei der Ergänzungsbewehrung sind keine Probleme in Hinblick auf Korrosion zu erwarten.
- Die Spannungen im Bauzustand (reduzierte Flanschbreite oder fehlender Flansch) stellen zufolge charakteristischer Vorspannung und charakteristischer Beanspruchung aus Eigengewicht keine Probleme dar.

Literaturverzeichnis

- [1] ÖNORM B 3303: Betonprüfung, 2002 09 01 . 77
- [2] ÖNORM B 4250: Spannbetontragwerke (ausgenommen Eisenbahnbrücken) - Berechnung und Ausführung. 8
- [3] ÖNORM B 4710-1: Beton - Teil 1: Festlegung, Herstellung, Verwendung und Konformitätsnachweis (Regeln zur Umsetzung der ÖNORM EN 206-1 für Normal- und Schwerbeton), . 60, 128
- [4] ÖNORM B 4750: Spannbetontragwerke - EUROCODE-nahe Berechnung, Bemessung und konstruktive Durchbildung, . 8
- [5] RVS 08.17.02: Betondecken, Deckenherstellung. 59
- [6] ÖNORM B 3592: Bestimmung der Kerbspaltzugfestigkeit und der spezifischen Bruchenergie von Baustoffen, Baustoffverbindungen und Verbundwerkstoffen. 105
- [7] ÖNORM EN 206-1: Beton- Teil1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität, 2000. 10
- [8] AS 3600- 2001: Concrete Structures, Januar 2001. 6
- [9] ÖNORM B 1991-2: Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken, 2004. 124, 136
- [10] ÖNORM B 1992-1-1: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton und Spannbetontragwerken, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, 2005. 8, 9, 10, 11, 15, 22, 43, 44, 48, 55, 56, 82, 90, 92, 125, 136
- [11] ONR 24008: Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahn- und Straßenbrücken, 2006. 136
- [12] ÖNORM B 1992-2 Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton und Spannbetontragwerken, Teil 2: Betonbrücken- Bemessungs- und Konstruktionsregeln, 2007. 11, 48, 125, 136

- [13] RVS 15.02.34: Bemessung und Ausführung von Aufbeton auf Fahrbahnplatten, Entwurf, 2009. 11, 57, 58
- [14] A. Holst, H. Budelmann, K. Hariri, H.-J. Wichmann. Korrosionsmonitoring und Bruchortung in Spannbetonbauwerken - Möglichkeiten und Grenzen. *Beton- und Stahlbetonbau*, 102:835–847, 2007. 131
- [15] A. J. Müller. *Zum Zug- und Schubtragverhalten von Betonfugen*. PhD thesis, Technischen Universität München, 2009. v, 12
- [16] B. Köberl, H. Pardatscher, A. G. Abdellha, J. Berger, J. Novoszel, W. Träger, J. Kollegger. Möglichkeit von hochfrequenten Dauerschwingversuchen an der TU - Wien. *Bauingenieur*, 83:513 – 522, 2008. 50
- [17] J. Berger. Hochfrequente Dauerschwingversuche an Aufbetonschichten für Brückentragwerke- Analytische und Numerische Untersuchungen. Master's thesis, Technische Universität Wien Institut für Tragkonstruktionen- Betonbau, 2008. 51
- [18] C. Bianchi. Betondecke in direktem Verbund am Beispiel der Einsteinbrücke zur ETH-Zürich. In FSV Österreichische Vereinigung für Beton-und Bautechnik, VÖZ, editor, *Betonstrassen*, pages 32–43, 2007. 5, 6
- [19] S. Z. Bruschetini-Ambro. *Betontragwerke ohne Bewehrung aus Betonstahl*. PhD thesis, Technische Universität Wien Institut für Tragkonstruktionen- Betonbau, 2008. ix, 3, 6, 124
- [20] Ch. Menn. *Stahlbetonbrücken*. Springer-Verlag Wien New York ISBN 3-211-81936-3, 1986. 45
- [21] Ch. Menn, P. Brenni, T. Kellner, L. Pellegrinelli. *Verbindung von altem und neuem Beton*. Institut für Baustatik und Konstruktion, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, 1992. v, 11, 12
- [22] B. Elsener. Monitoring of electrically isolated post-tensioning tendons. *Tailor Made Concrete Structures*, 2008. 9
- [23] G. Rombach, S. Latte. Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung. *Beton- und Stahlbetonbau 104, Heft 10*, pages 642–656, 2009. 92
- [24] H. Hartl, L. Sparowitz. Numerische Untersuchung des Tragverhaltens nachträglich ergänzter Stahlbetonplatten. Technical report, Institut für Betonbau, Technische Universität Graz, 2002. 97

- [25] H. Trost. Auswirkungen des Superpositionsprinzips auf Kriech- und Relaxationsprobleme bei Beton und Stahlbeton. *Beton- und Stahlbetonbau*, 62:230–238, 1967. 43
- [26] P. Huber. Verstärken von Brücken durch eine statisch mitwirkende Aufbetonschicht. Master's thesis, Technische Universität Wien, Institut für Tragkonstruktionen- Betonbau, 2011. 92
- [27] G. W. Illich. Versuche an statisch unbestimmt gelagerten vorgespannten Plattenstreifen ohne Bewehrung aus Betonstahl. Master's thesis, Technische Universität Wien Institut für Tragkonstruktionen- Betonbau, 2008. 21
- [28] J. Feix, A. Andreatta, Ch. Niederegger, G. Fritsche, G. Hofstetter, G. Niederwanger, Y. Theiner T. Cordes. *Verbundkonstruktionen für Tragwerksverstärkungen und Fahrbahnen auf Brücken*. Straßenforschung Heft Nr. 589, 2010. v, 13
- [29] J. Kollegger, B. Köberl, H. Pardatscher, M. Vill. Verfahren zur Durchführung von Dauerschwingversuchen an einem Prüfkörper sowie Prüfvorrichtung; Patent: Österreich, No. At 501 168 B1, Patent Europa, No. 06721230.8, 2007. 50
- [30] J. Kollegger, K. Bergmeister, G. Gaubinger. *Betonkalender; Spannglieder und Vorspannsysteme, Band 1, Kap. V.*, Berlin: Ernst & Sohn 2004, 2004. 131
- [31] J. Macht, J. Steigenberger, H. Handler, W. Lindlbauer, R. Waltner, W. Pichler. *Brückentragwerke aus Hochleistungsbeton ohne Abdichtung*. Straßenforschungsheft Nr. 551, 2005. 5
- [32] Jahresbericht des Vereins schweizerischer Zement-, Kalk- und Gips- Fabrikanten. *Versuche und Erfahrungen an ausgeführten Eisenbeton- Bauwerken in der Schweiz 1924-1937*. Eidgenössische Materialprüfungs- und Versuchsanstalt für Industrie, Bauwesen und Gewerbe, 1937. 121
- [33] K. Kernbichler. A10 Tauernautobahn - Brückenverstärkung F8/F8a und F9, Bericht über ergänzende experimentelle Untersuchungen des Tragverhaltens nachträglich ergänzter Stahlbetonplatten. Technical report, TU Graz, 2002. 13
- [34] K. Kernbichler, J. Linder, H. Hartl. *Tragverhalten nachträglich ergänzter Fahrbahnplatten*. Straßenforschungsheft Nr. 565, 2007. v, 13
- [35] K. Vennemann, H. Steger. A2 Bauabschnitt Mooskirchen - Modriach- Großbaustelle einmal anders. In *Betontag 2006*, pages 39–42. Österreichische Vereinigung für Beton und Bautechnik, 2006. 5

- [36] K. Zilch, A. Müller. *Experimentelle Untersuchung zum Ermüdungstragverhalten von unbewehrten Schubfugen an nachträglich ergänzten Betonbauteilen*. Abschlußbericht zum DAfStb-Forschungsvorhaben V 422. Lehrstuhl für Massivbau, TU München, 2004. v, 12
- [37] K. Zilch, G. Zehetmaier. *Bemessung im konstruktiven Betonbau, Nach DIN 1045-1 und DIN EN1992-1-1*. Springer Berlin Heidelberg New York, 2005. 108
- [38] J. Kollegger. Untersuchungen an einem Kunststoffhüllrohr für Spannglieder mit nachträglichem Verbund. *Bauingenieur*, 69:247–255, 1994. 10, 15
- [39] J. Kollegger. *Skriptum zur Vorlesung BETONBAU 1 nach EC 1992-1-1*. Technische Universität Wien- Institut für Tragkonstruktionen, 2008. 106
- [40] V. Löffler. Großversuche zu vorgespannten Decken mit und ohne Betonstahlbewehrung. Master's thesis, Vienna University of Technology, 2004. 6
- [41] M. Empelmann, M. Teutsch, H. Schmidt. *Stahlfaserverstärkte Spannbetonträger*. Technical report, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) der Technischen Universität Braunschweig- Materialprüfanstalt (MPA) für das Bauwesen, 2008. 6
- [42] M. Käser. Betonfahrbahnen auf Brücken? In *Fachkolloquium Betonfahrbahnen im Strassenbau*, 2007. 6
- [43] J. Macht. Betonfahrbahn auf Brücken in Verbund mit dem Tragwerk. In *Betonstrassen*, 2007. 5
- [44] P. Marti. Ausziehversuche mit PT-PLUS Hüllrohren. Technical Report Bericht Nr. 92.205-1, ETH Zürich, 1993. 10
- [45] A. Müller. Zum Ermüdungstragverhalten unbewehrter Betonschubfugen. In *45. Forschungskolloquium des DAfStb, 100. Jahrgang Beton- und Stahlbetonbau*, 2005. 12
- [46] N. Kaufmann. *Das Sandflächenverfahren*. Straßenbautechnik 24, Nr. 3, 1971. 11, 12, 13, 58
- [47] U. Nürnberger. *Korrosion und Korrosionsschutz im Bauwesen*. Bauverlag BV GmbH, 1999. 126
- [48] M. Peyerl. *Abschlussbericht Projekt Nr. 816.932: Vorgespannte Betonbrücken ohne Abdichtung und Fahrbahnbelag*. VÖZFI, 2010. 58, 77
- [49] Peyerl, M. Bruchmechanische Kennwerte; 25. Okt. 2011. 105

- [50] S. Pinter. Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Verbundfugen bei vorgespannten Betonbrücken. Master's thesis, Technische Universität Wien Institut für Tragkonstruktionen- Betonbau, 2010. 153, 160, 167, 174, 180, 187, 194, 201
- [51] F. Proidl. Direkt befahrbarer, konstruktiver Aufbeton auf Brücken. *zement + beton*, 5:34–35, 2009. 5, 6
- [52] R. Geier. Design and Construction of the Perschling Bridge, Austria. *Structural Engineering International*, 21(2):195–201, May 2011. 5
- [53] Concrete Society. *Post-tensioned concrete floors - Design handbook*. Concrete Society, Camberley, UK, 2005. 6
- [54] VSL International Ltd. Post- Tensioning Kits for Prestressing of Structures. Technical report, European Organization for Technical Approvals, 2006. 14, 16, 22, 54, 125, 127
- [55] W. Lindlbauer, K. Zehetner, H. Handler, J. Steigenberger. Hochleistungsbeton für direkt befahrbare Brückentragwerke- Anwendung bei der Badhausbrücke in Tulln. *Bauingenieur*, Bd.73(Nr.4):178–183, April 1998. 5
- [56] W. Lukas, F. Brandauer, W. Obersamer, F. Hinterseer, D. Thomaseth. *Verbundkonstruktionen für Tragwerksverstärkungen und Fahrbahnen auf Brücken Teil 1 + 2*. Straßenforschungsheft Nr. 589, 2010. 5
- [57] W. Zimmermann. *Innovativer Einsatz von ultrahochfestem Faserbeton im Brückenbau unter besonderer Berücksichtigung der Bogenbrücken*. PhD thesis, Technische Universität Graz, 2009. 6
- [58] R.F. Warner, B.V. Rangan, A.S. Hall, and K.A. Faulkes. *Concrete Structures*. Longman Verlag, 1998. 6
- [59] C. Wieder. Vorgespannte Betonbrücken mit integriertem Fahrbahnbelag. Master's thesis, Technische Universität Wien, Institut für Tragkonstruktionen- Betonbau, 2010. 53
- [60] Y. Theiner, M. Aschaber, G. Hofstetter. Experimental and Numerical Investigation of Drying Shrinkage of Concrete Overlays. In *II International Conference on Computational Modeling of Fracture and Failure of Materials and Structures, CFRAC 2011, Barcelona.*, 2011. 97

Anhang A

Materialprüfung

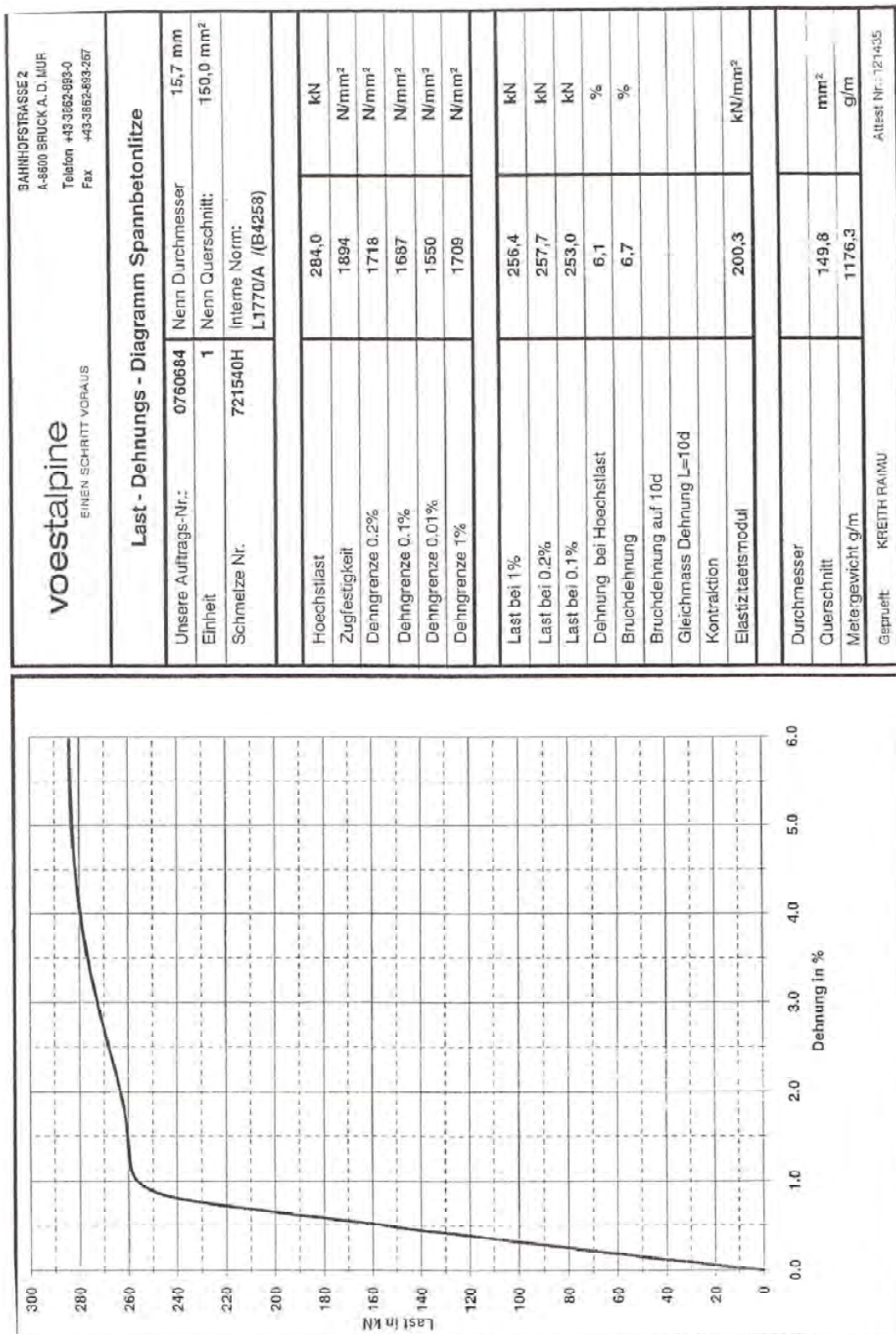


Abbildung A.1: Prüfzeugnis Spannstahl, Versuchskörper Spannbetonträger statisch

Datum: 07.04.2008
Ersteller: Lucon
Geprüft: JW
Revision: 01
Seite 1 von 1

Verleiter-GU

Konform. B3 Werk.xls

Abbildung A.2: Konformitätsbescheinigung Beton statischer Versuch

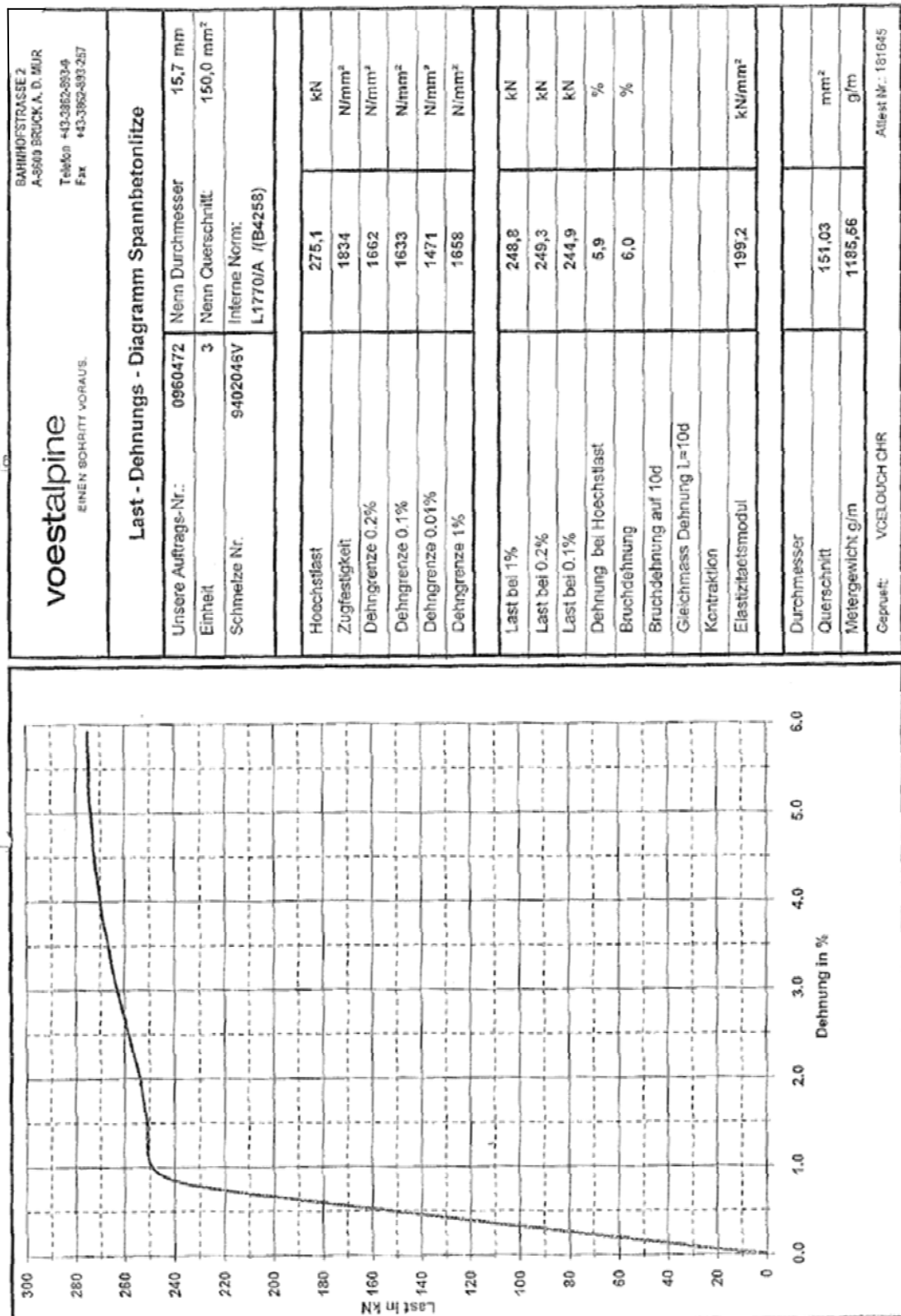


Abbildung A.3: Prüfzeugnis Spannstahl, Versuchskörper Spannbetonträger dynamisch

Tabelle A.1: Frischbetonprüfung und IST Einwaagen gemäß Chargenprotokoll, Betonsorte C30/37/F45/GK16/B3 und Betonsorte OB GK11 F52

Betonsorte: C30/37/F45/GK16/B3	Frischbeton- prüfung und IST - Einwaagen gemäß Chargenproto- koll	Betonsorte: OB GK11 F52	Frischbeton- prüfung und IST - Einwaagen gemäß Chargenproto- koll
Datum	06.08.2010		21.09.2009
Betontemperatur ²⁾	22 °C		24 °C
Zement I:CEM I 52,5 R Lafarge ¹⁾	186 kg/m ³	Zement I:CEM II 42,5 N Lafarge	399 kg/m ³
Zement II: CEM II 42,5 R Lafarge ¹⁾	186 kg/m ³		
Anrechenbarer Bindemittelgehalt ¹⁾	372 kg/m ³	Anrechenbarer Bindemittelgehalt	399 kg/m ³
Gesteinskörnung 0/4 Kies Union ¹⁾	872 kg/m ³	Gesteinskörnung 0/4 Kies Union	817 kg/m ³
Gesteinskörnung 4/8 Kies Union ¹⁾	407 kg/m ³	Gesteinskörnung 4/16 Loja	992 kg/m ³
Gesteinskörnung 8/16 Kies Union ¹⁾	510 kg/m ³		
Gesamtwasser ²⁾	186 kg/m³	Gesamtwasser	170 kg/m³
Frischbetonrohddichte ²⁾	2377 kg/m ³	Frischbetonrohddichte lt. Versuchsbetonierung	2312 kg/m ³
W/B-Wert	0,52	W/B-Wert	0,42
Luftgehalt ²⁾	2,4 %	Luftgehalt (bei Erstprüfung)	6,8 %
Konsistenz ²⁾	a ₁₀ = 50 cm	Konsistenz ¹⁾	a ₁₀ = 57 cm

1) Einwaage gemäß Chargenprotokoll

2) Prüfwert Frischbetonprüfung

OBERNDORFER

Formblatt 11

FRISCH- u. FESTBETONPRÜFUNG (Schwerteile)

Gunskirchen, 2.2.07

Rymarczyk

Abteilung: Labor

Werk:	☒ GSK	☐ HZGB	☐ WRN	☐ GWD	☐ VK	☐ VI			
	☐ Gars	☐ WLD	☐ RDF						
Charge Nr.	669692								
☐ Erstprüfung ☒ Konformitätsprüfung ☐ Identitätsprüfung ☐ Fremdüberwachung									
Angaben									
Abnehmer:	Versuch mit TU Wien			Entnahme am:	16.12.10	08:35			
Baustelle:				Entnahmeort:	Werk				
Bauteil:									
Waren Nr.	153	C35/45 - B4 - F45 GK 16				max. W/B:			
Besondere Eigenschaften:									
☒ Werksgemisch ☐ Transportbeton Fa.									
Bindemittelart / Güte / Werk	CEM II 42,5R		Kirchdorfer	Bindemittelmenge:			kg/m³		
Zuschlagart / Werk:	RKI 0/4, RKI 4/8, RKI 8/16		Treul & Co.	Sieblinie:					
Zusatzstoffart / Werk:				% v. Bindemittel =			g/m³		
Zusatzmittelart / Werk:				% v. Bindemittel =			g/m³		
Zusatzmittelart / Werk:	Glenium ACE 430		BASF						
Zusammensetzung für ...1... m³ Beton in kg (tatsächliche Einwaagemengen)									
Körnung	0/4	4/8	8/16	16 / 22	0 / 16	Bindemittel	Wasser	Zusätze	Ges. Masse
Anteile in M.-%						B'	W'		M'
Anteile trocken kg	880	392	683	0			157	0	
Anteile feucht kg	924	396	690	0	0	377	104	1,78	2493
Frisch- und Festbetonprüfung									
Probekörperart	Würfel 15/15				Konsistenz	53cm			
Lfd. Nr.	295				Luftporengehalt	Vol.-%			
Rüttelzeit sec.					Temperatur T Beton	11	°C, T Luft	-3	
Beton + Fc kg	24,106				Frischbetonrohddichte δ Fb	2437			
Formmass kg	4,61				Tatsächlicher Bindemittelgehalt (über Rohddichte)				
Betonmas: kg	19,50				$B = \frac{B' \times \delta FB}{\text{Ges. Masse } M'} = 369 \text{ kg}$				
Rohddichte einzeln	2437								
kg/m³ Mittel	2437								
Lagerung Alter	23:30 Std.	23:30 Std.	23:30 Std.	Wassergehalt und W/B - Wert					
Uhr Zeit	08:05 Uhr	08:05 Uhr	08:05 Uhr	Uhrzeit					
Prüfdatum	17.12.10	17.12.10	17.12.10	09:10					
Würfel-Bezeich	A	B	C	Teller feucht (Tf)					
Betonmas: kg	8,170	8,186	8,237	Frischbetonprobe B (FR)					
Abmessun a (Ø)	15	15	15	Teller und Frischbeton feucht (Mf)					
in cm b	15	15	15	Teller und Frischbeton trocken (Mtr)					
h	15	15	15	Teller trocken (Ttr)					
Volumen dm³	3,375	3,375	3,375	Wassergehalt der Probe (WP)					
Rohddichte einzeln	2421	2425	2441	Wassergehalt des Betons:					
kg/m³ Mittel	2425			$W = \frac{\delta FB}{B (FR)} \cdot WP = 168$					
Druckfläche cm²	225	225	225	$W = \frac{168}{369} = 0,46$					
Bruchlast kN	400	390	420						
Druckfestig¹ einzeln	17,78	17,33	18,67						
N/mm² Mittel	17								
¹) Druckfestigkeit [N/mm²] = 10 * $\frac{\text{Bruchlast [kN]}}{\text{Druckfläche [cm²]}}$				Bemerkung:					
				Kaltwasser					
Gunskirchen				17.12.2010					
Ort				Datum:					
				Humer					
				Unterschrift.					

Abbildung A.4: Frisch und Festbetonprüfung für Verstärkungsbeton

OBERNDORFER

MISCHUNGSBERECHNUNG

Gunskirchen, 16.12.2010

Humer

Rez.Nr. 40

Seite 1 von 1
Waren.Nr.153

Abteilung: Labor

Bauteile: Bauteil:

Zement: CEM II A-M(S-L) 42,5 R Werk:Kirchdorf..... Lieferung vom:

Zuschlag (Art/Körnung): RK1AC0/4,RK1 4/8,RK1 8/16..... von: Treul & Co.....

Zusatzmittel: Glenium ACE 430 Werk: BASF - Krieglach.....

Festigkeitsklasse: C 35/45 B4 F45 GK16..... W/Z-Wert: Mindestzementgehalt: kg/m³
(ONORM B 4200, Teil 10, Pkt. 4.2)

1. Stoffbedarf:

	Gewicht [kg]	Spez.-bzw. Raumgew. [kg/l]	Stoffraum [l]
Zement	370	3,1	119,4
Wasser	177	1,0	177
Luftporen			15
Zuschlag	1914	2,78	688,6
Frischbetonraumgewicht	2461		1000

Mischungsverhältnis

	Zement:	Zuschlag:	Wasser:
	370	1914	177
	1	5,2	0,48

2. Bestandteile für:

	Körnung [mm]	Zuschlag		Raumgew. ²⁾ [kg/l]	Gewicht (trocken) [kg]	1000 l = 1 m³		je Mische	
		Anteil [%]	Stoffraum ²⁾ [l]			Wassergeh. d. Zuschläge [%]	Gewicht (feucht) [kg]	Gewicht je Mische 10 Liter	
Zement					370			3,700	tr
RK1AC	0/4	45%	309,89	2,78	861	5%	43	905	8,615
RK1	4/8	20%	137,73	2,78	383	1%	4	387	3,829
RK1	8/16	35%	241,03	2,78	670	1%	7	677	6,701
RK1	16/32	0%	0,00	2,78	0	1%	0	0	
Rec.	0/16	0%	0,00	2,78	0	10%	0	0	
Summe		100%	688,6		1914		54	1968	
Wasserzugabe je m³:					177	- 54	= 123		1,770
Glenium ACE 430		0,48%	des Zementgewichtes				1,776 kg/m³	je Mische	0,0178
									24,632

1) Bei unterschiedlichem Raumgewicht der Zuschläge zuerst Aufteilung nach Stoffraum unter Punkt 2

2) Berechnung nur bei unterschiedlichem Raumgewicht des Zuschlags erforderlich

3) Eine Mischung in Liter 2/3 * Nenngröße des Mischers (z.B. 500 l - Mischer 2/3 * 500 = 333 l vert. Beton)

Anmerkung:

Gunskirchen, den 06.10.2009

Änderung vom FM 331 zu FM 430

Verteiler:

Abbildung A.5: Mischungsberechnung für Verstärkungsbeton

Anhang B

Risstabellen

Tabelle B.1: Risstabelle Versuchskörper Nr.1

	F [kN] →						
Riss Nr.:	297	420	460	500	565	614	658
1 x = -0,05m	0,05	0,50	0,90	1,00	1,80	1,90	k.a.
2 x = +0,35m	–	0,05	0,15	0,30	2,00	2,20	k.a.
3 x = +2,70m	–	0,05	0,15	0,25	0,35	0,45	k.a.
4 x = -2,52m	–	0,05	0,25	0,25	1,00	1,20	1,20
5 x = -2,91m	–	0,05	0,10	0,40	0,50	1,00	2,20
6 ^{Rückseite} x = -2,58m	–	0,05	0,10	0,30	0,50	0,80	k.a.
7 x = -0,34m	–	–	0,05	0,25	0,80	2,00	k.a.
8 x = -3,30m	–	–	0,05	0,15	0,45	0,90	2,80
9 x = +3,10m	–	–	0,05	0,15	0,35	0,45	k.a.
10 ^{Rückseite} x = +2,10m	–	–	0,05	0,05	0,05	0,05	k.a.
11 x = +3,35m	–	–	–	0,05	0,20	0,35	k.a.
12 x = +3,65m	–	–	–	0,05	0,15	0,25	k.a.
13 x = +2,32m	–	–	–	0,05	0,25	0,40	k.a.
14 x = -3,70m	–	–	–	0,05	0,25	0,40	k.a.
15 x = +4,05m	–	–	–	–	0,05	0,15	k.a.
16 x = -4,10m	–	–	–	–	0,10	0,20	k.a.
17 x = +4,45m	–	–	–	–	–	0,10	k.a.
18 x = -4,43m	–	–	–	–	–	0,05	k.a.
19 x = -2,19m	–	–	–	–	–	1,10	k.a.
Beton- druckzone	F [kN] →						
	297	420	460	500	565	614	658
D1 x = ±0m	–	–	–	–	•	•	•
D2 x = -2,50m	–	–	–	–	–	•	•

F [kN] $\longrightarrow$

[illegible]

Anhang C

Versuchsauswertung

C.1 Versuchskörper Nr. 1 (Integrierter Fahrbahnbelag)

C.1.1 Ermüdungs Versuch VK1

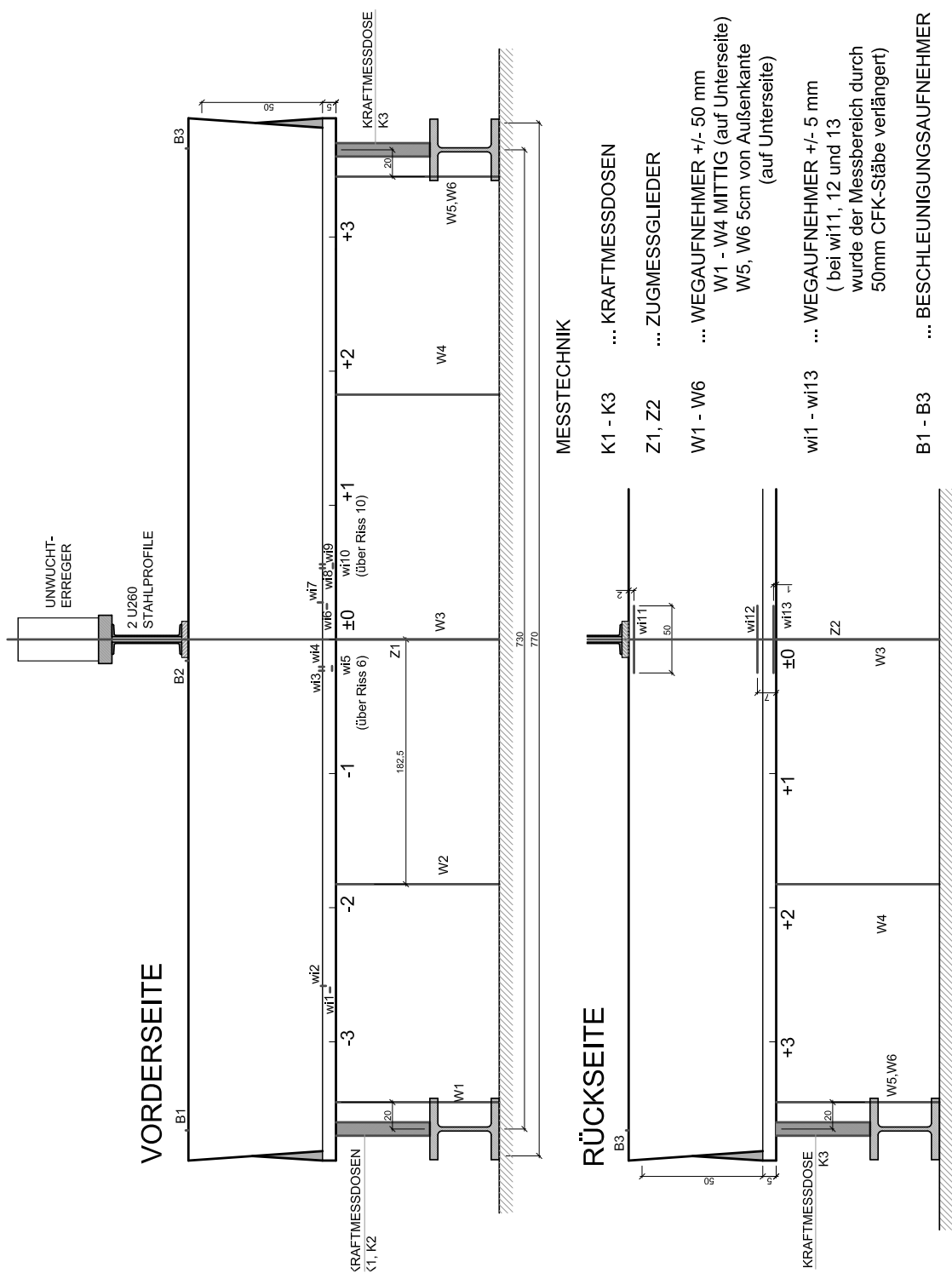


Abbildung C.1: Anordnung der Messtechnik: Ermüdungsversuch VK1 [50]

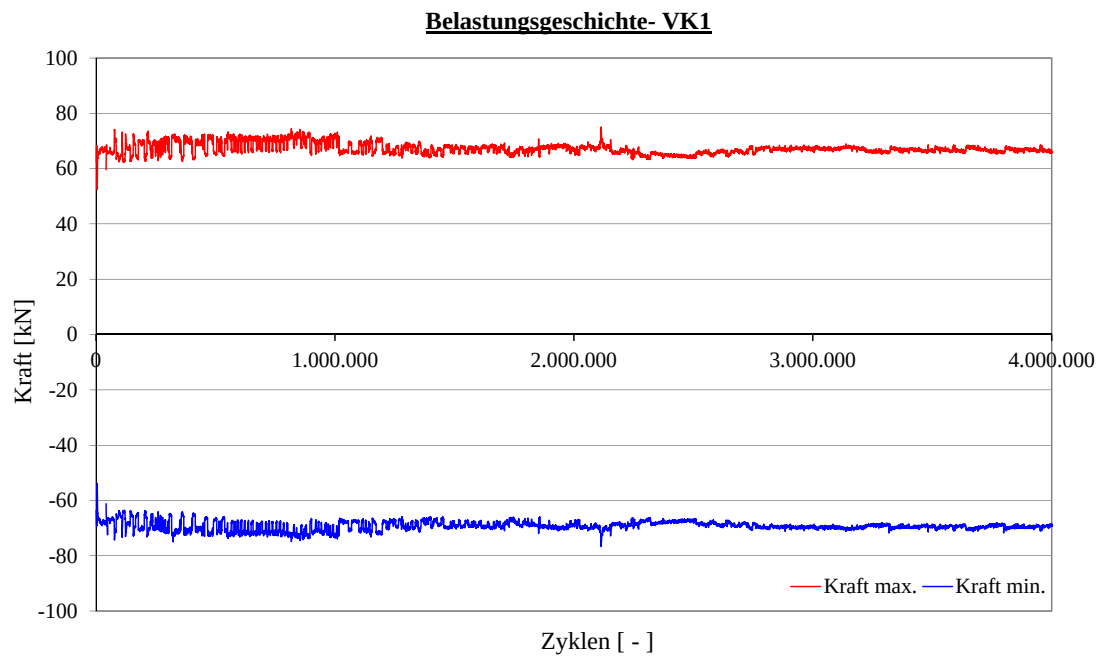


Abbildung C.2: Entwicklung der Auflagerreaktionen

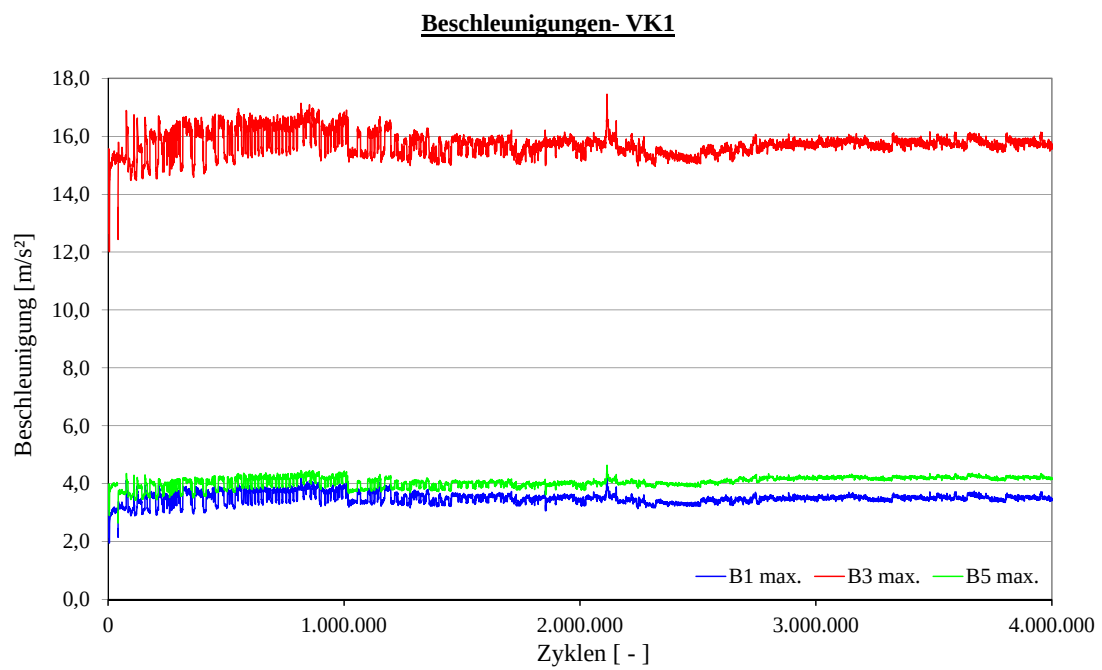


Abbildung C.3: Beschleunigungen des Versuchskörpers

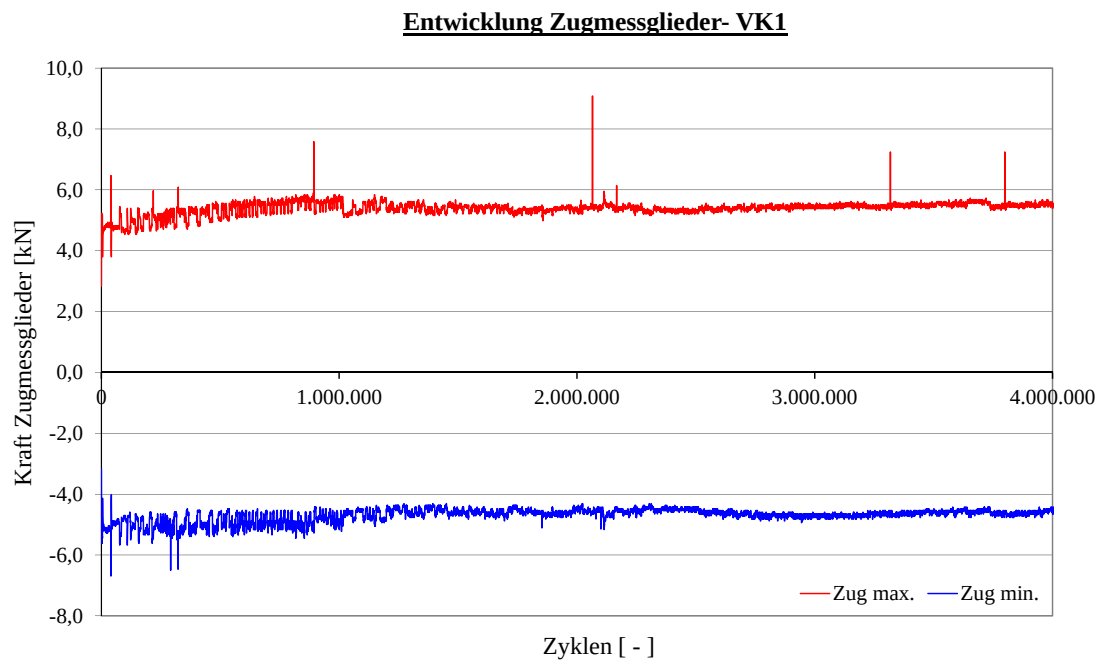


Abbildung C.4: Entwicklung der Kraft in den Zugmessgliedern

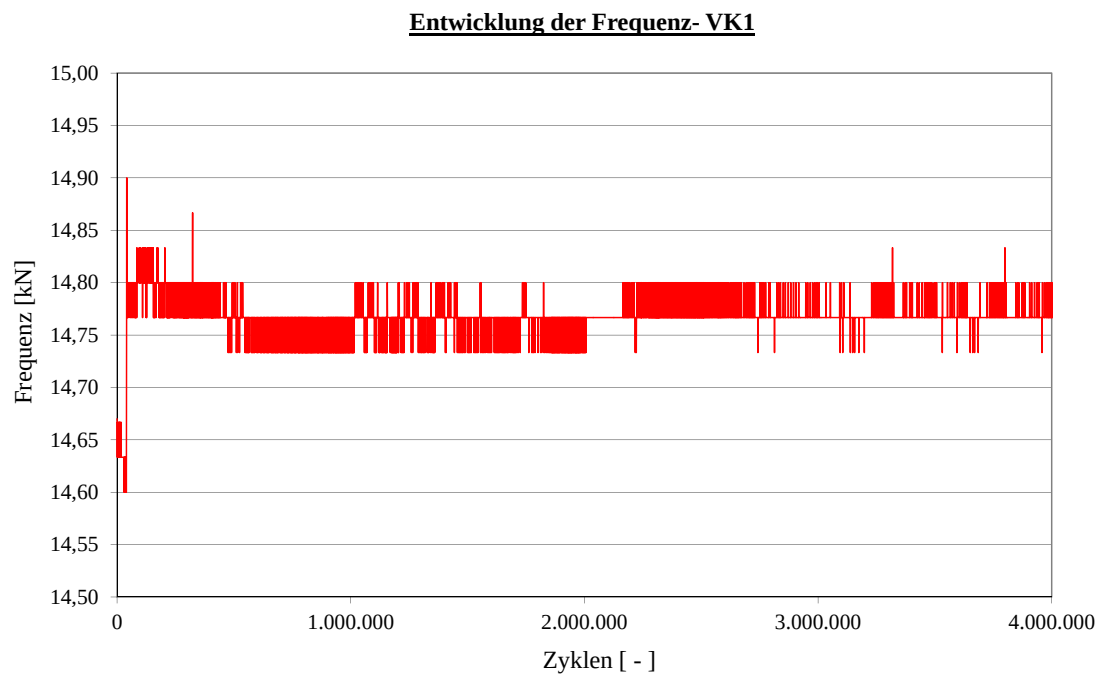


Abbildung C.5: Entwicklung der Belastungsfrequenz

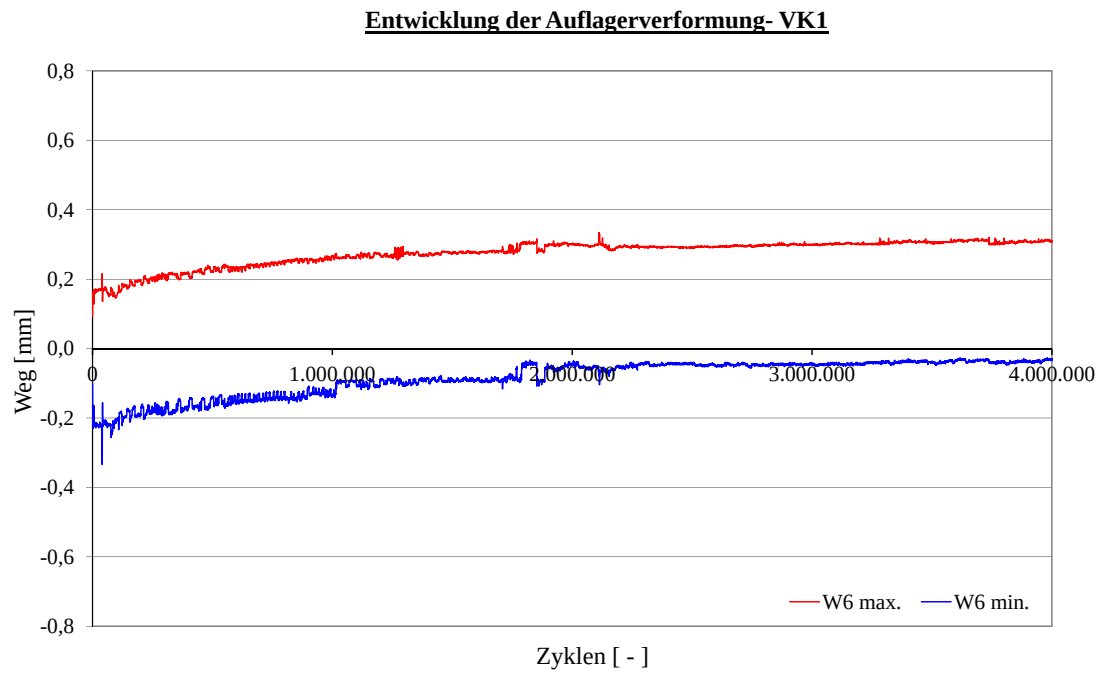


Abbildung C.6: Entwicklung der Auflagerverformung

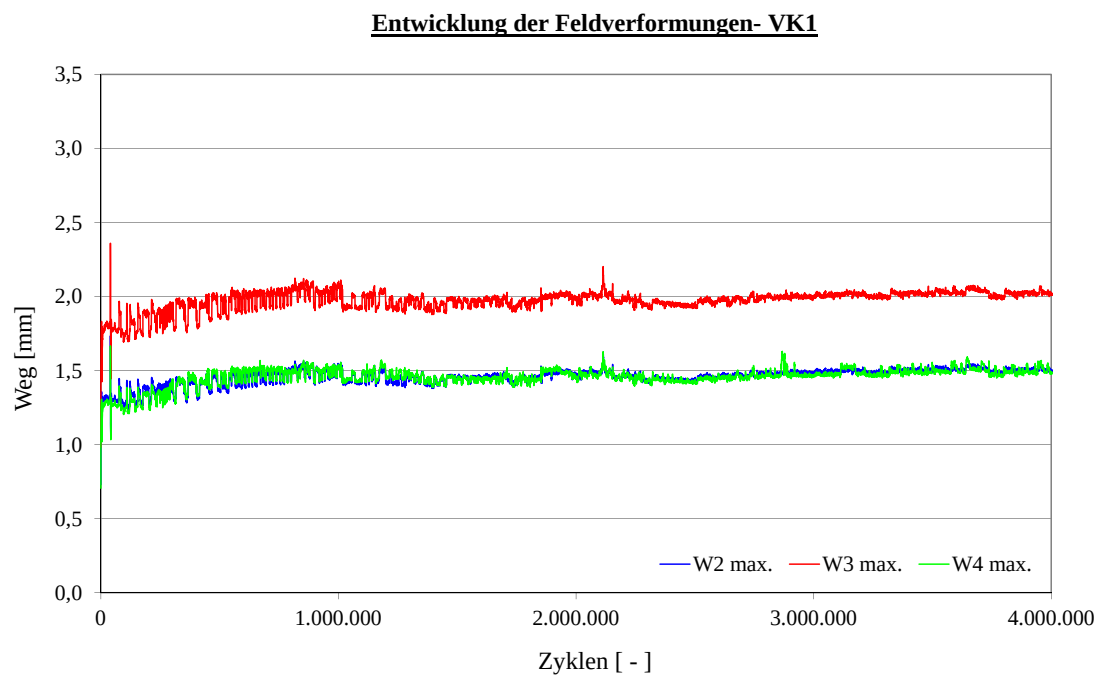


Abbildung C.7: Entwicklung der Feldverformungen

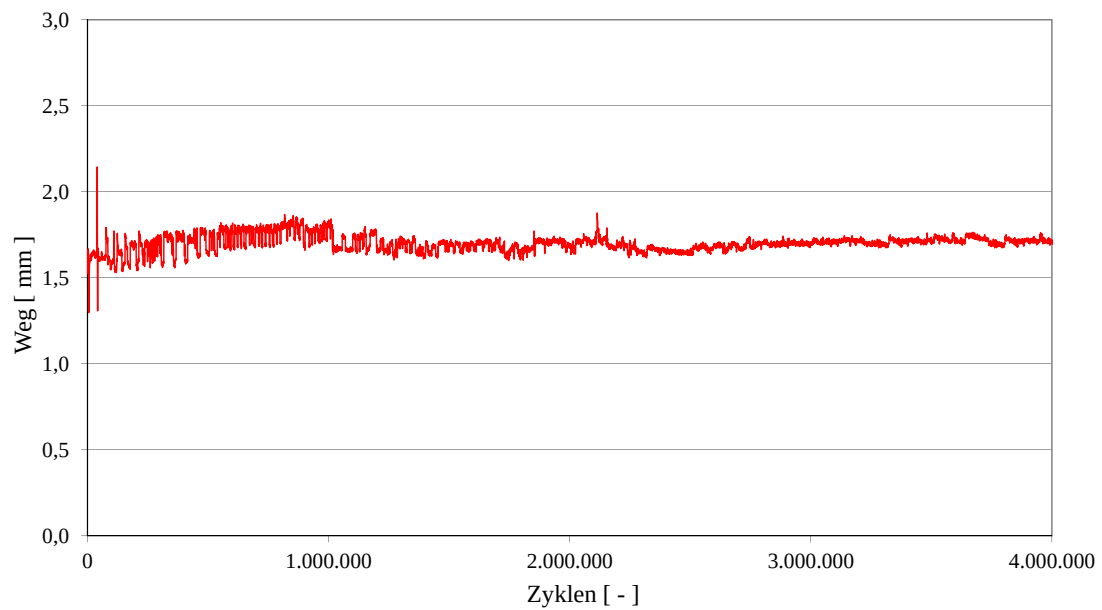
Entwicklung der realen Verformung in Feldmitte- VK1

Abbildung C.8: Realverformung in Feldmitte

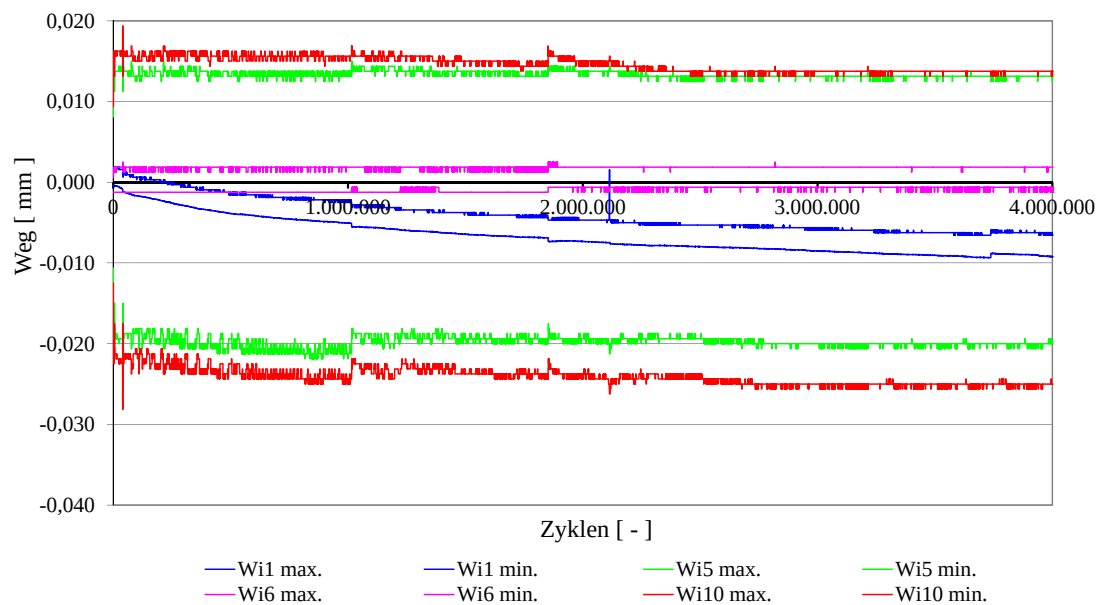
Relativverschiebung Verbundfuge- VK1

Abbildung C.9: Horizontale Relativverschiebungen im Bereich der Verbundfuge

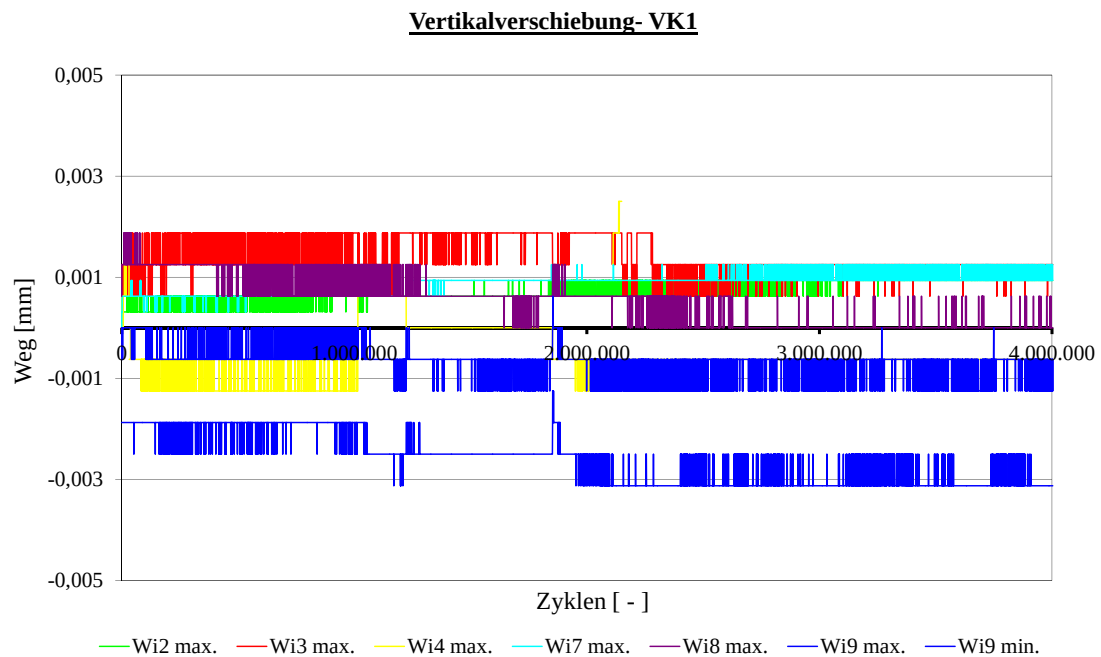


Abbildung C.10: Vertikalverschiebungen im Bereich der Verbundfuge

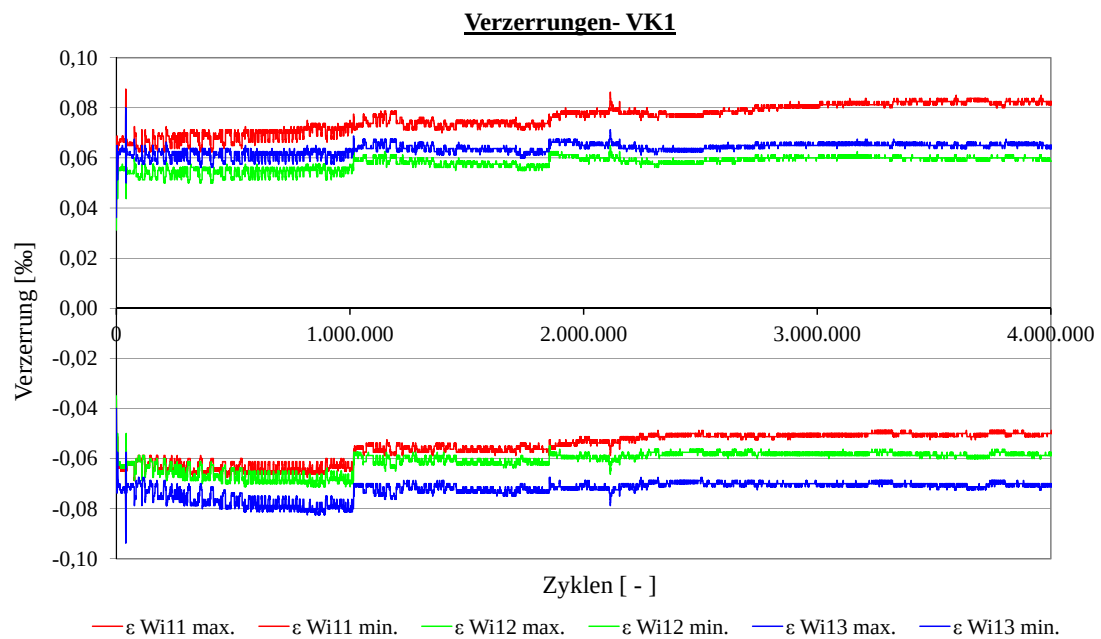


Abbildung C.11: Verzerrungen des Querschnitts in Feldmitte

C.1.2 Statischer Versuch VK1

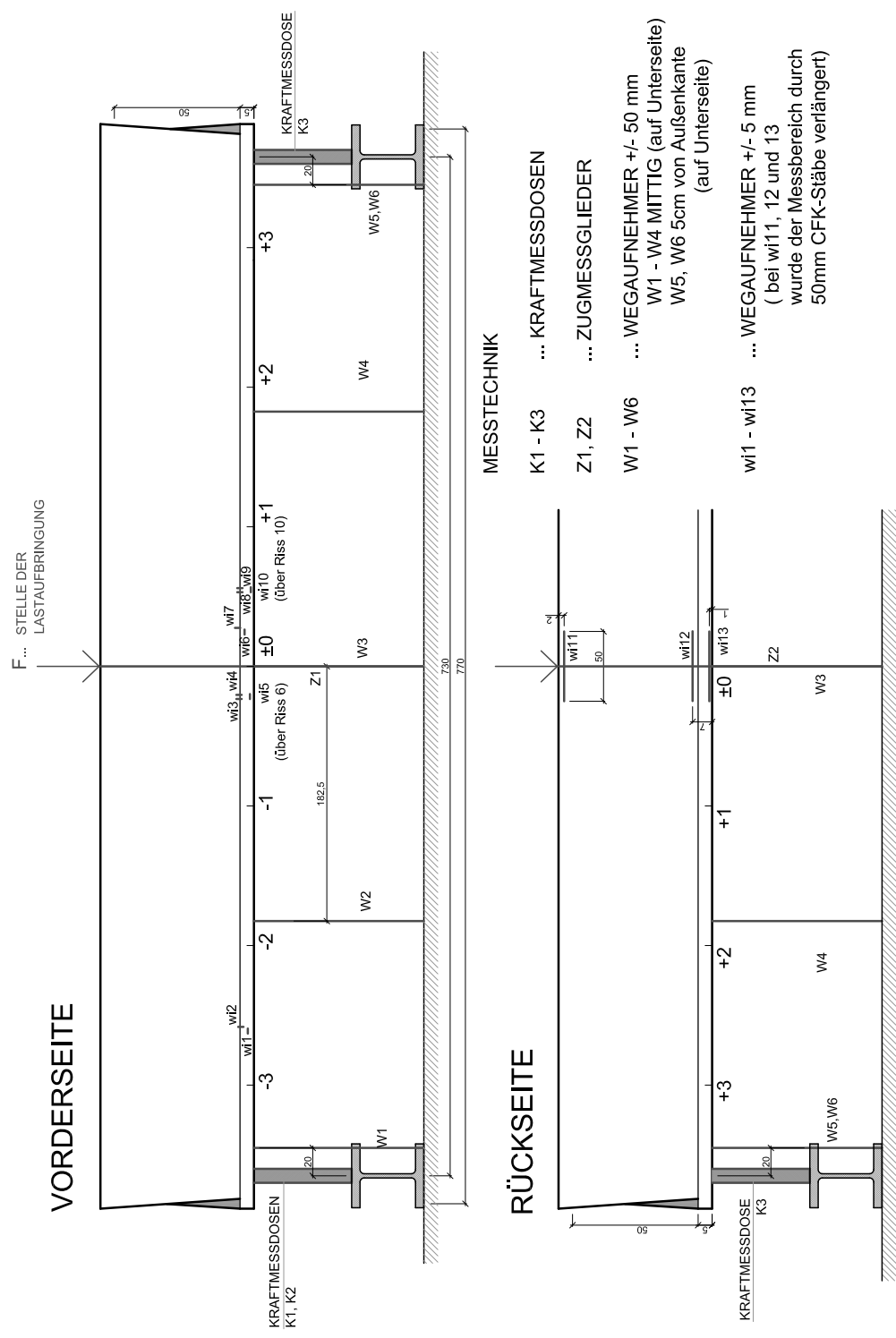


Abbildung C.12: Anordnung der Messtechnik: Statischer Versuch VK1 [50]

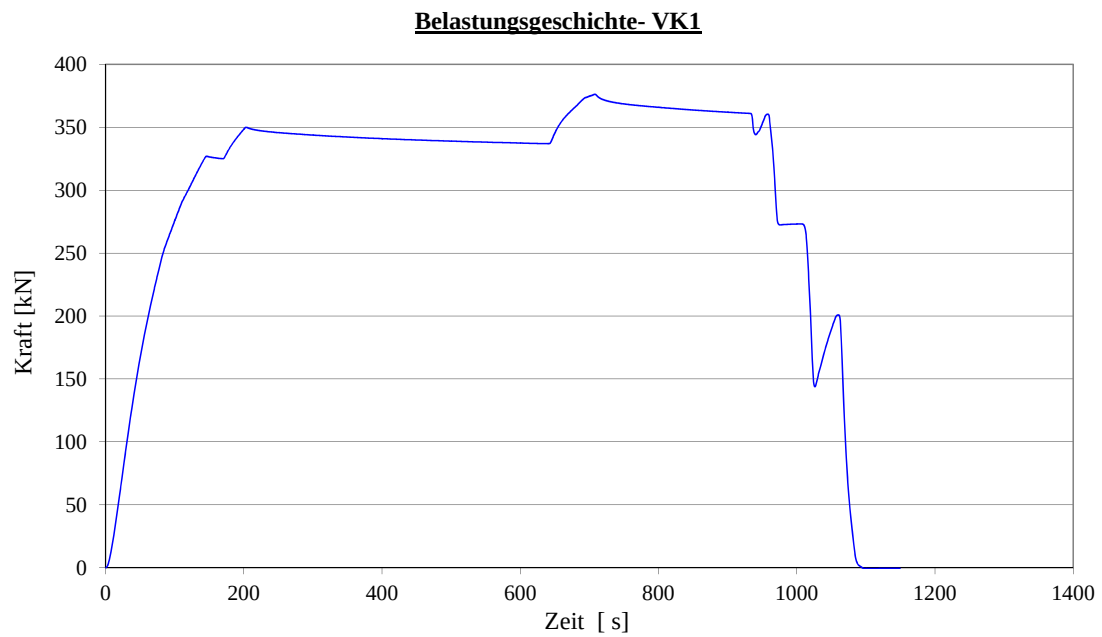


Abbildung C.13: Belastungsgeschichte des Versuchsablaufs

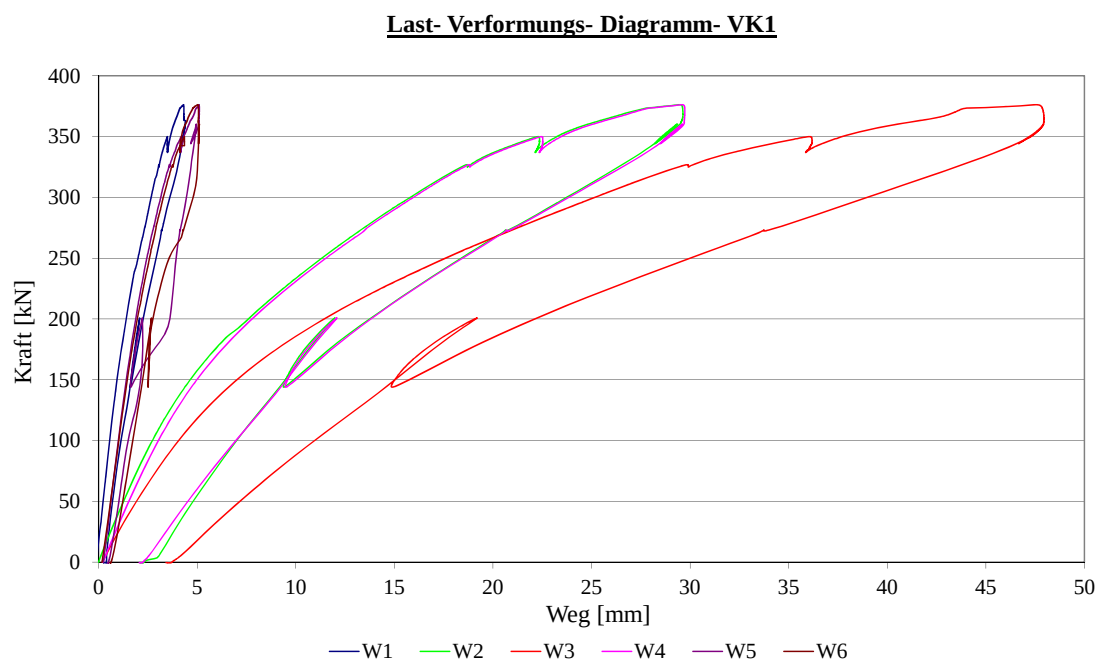


Abbildung C.14: Last- Verformungsdiagramm

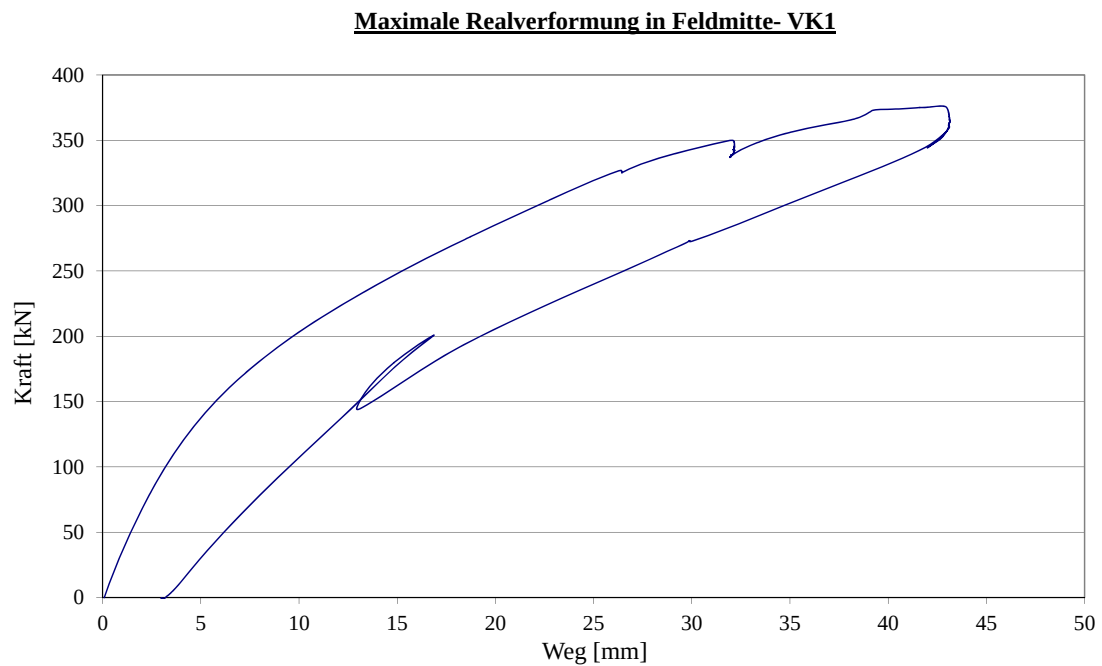
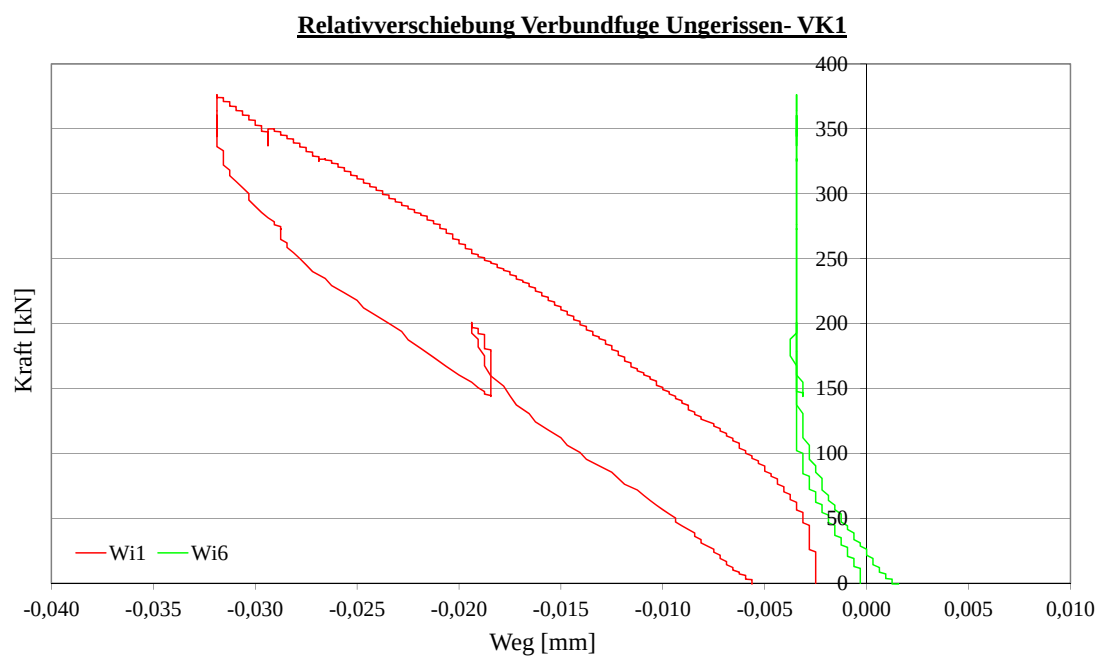


Abbildung C.15: Realverformung in Feldmitte

Abbildung C.16: Horizontale Relativverschiebungen im Bereich der Verbundfuge-
ungerissener Oberbeton

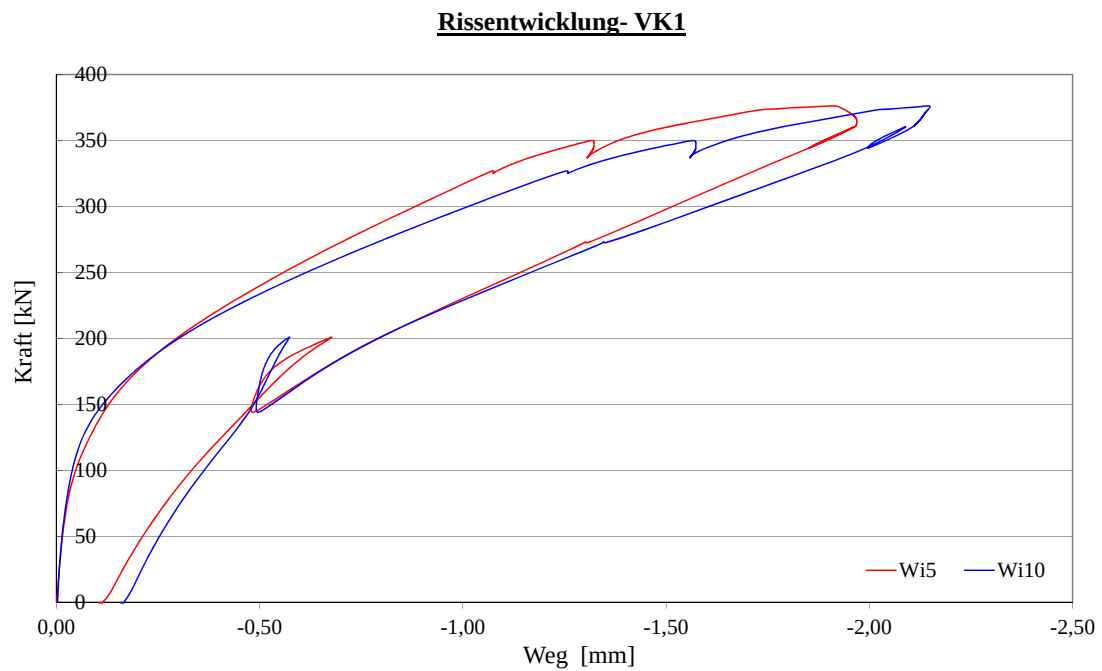


Abbildung C.17: Entwicklung von Rissöffnungen im Oberbeton

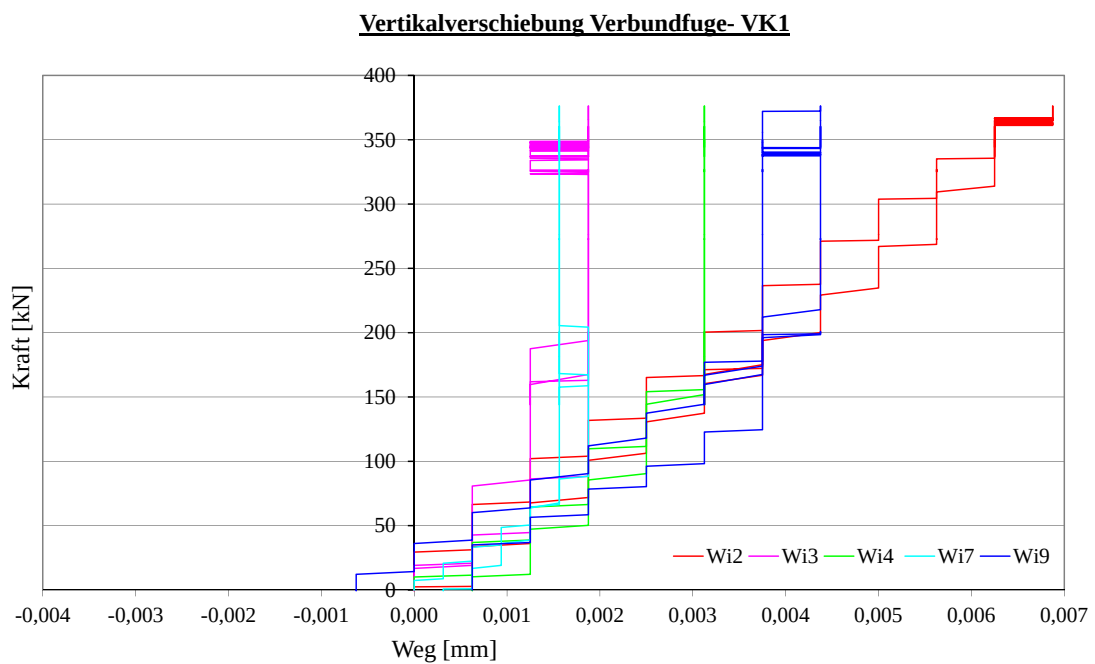


Abbildung C.18: Vertikale Verschiebungen im Bereich der Verbundfuge

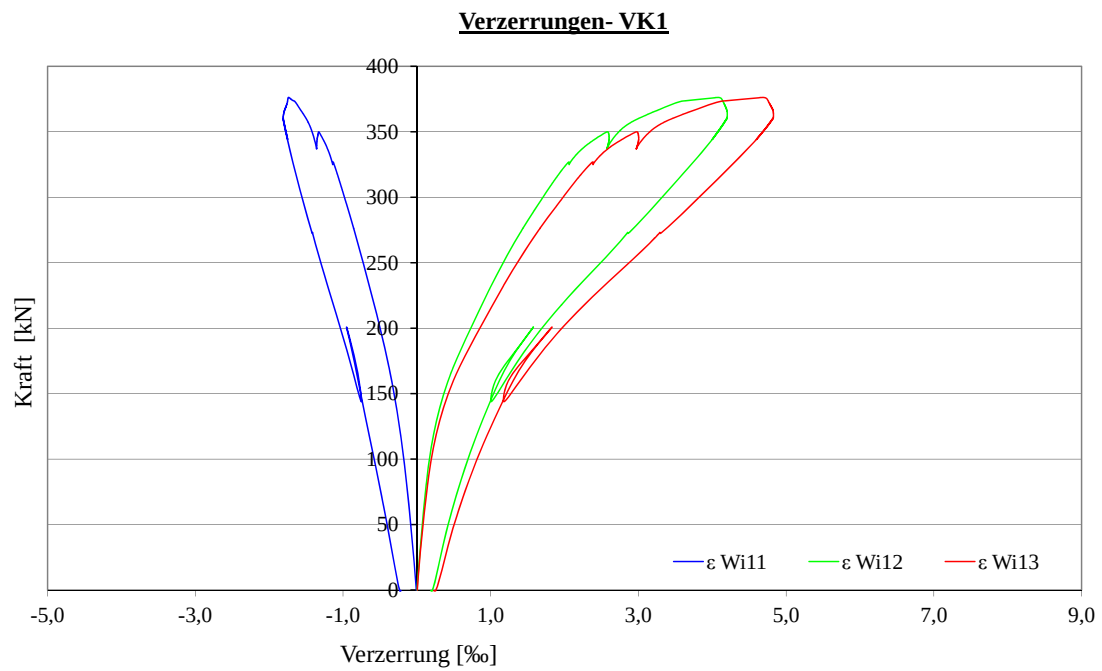


Abbildung C.19: Verzerrungen des Querschnitts

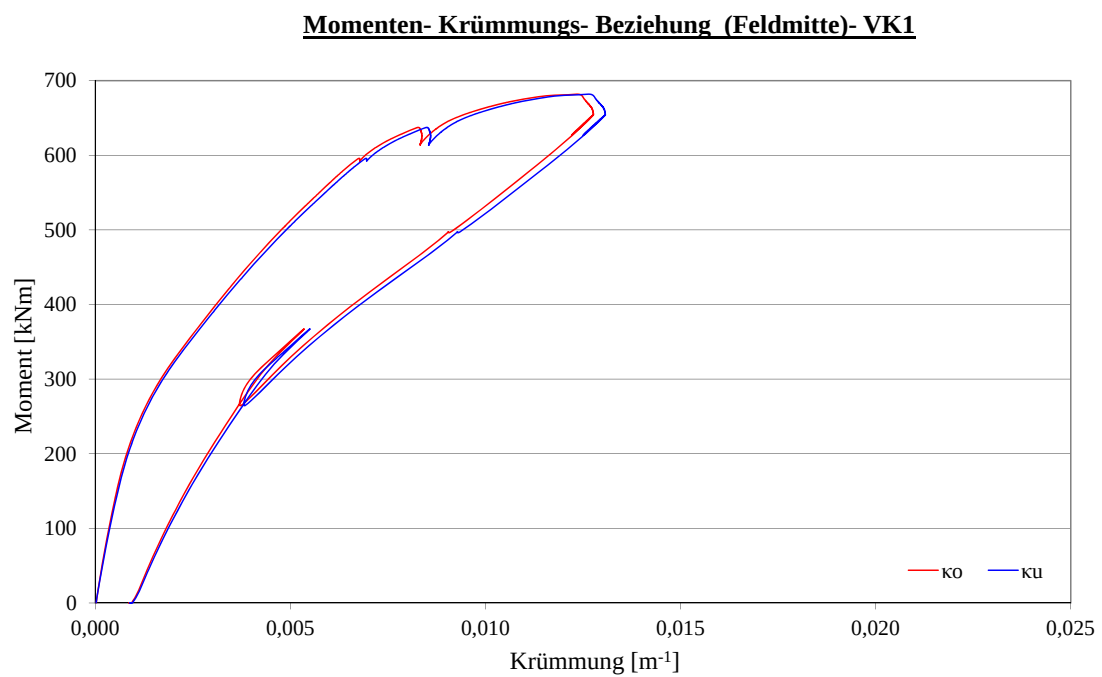


Abbildung C.20: Momenten- Krümmungsbeziehung

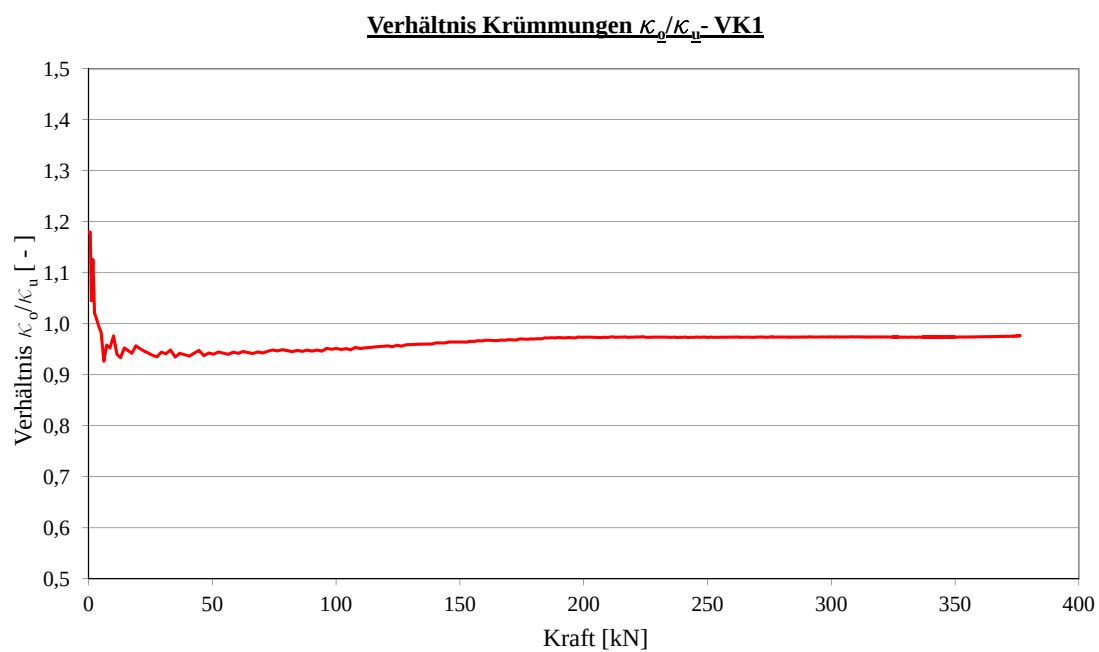


Abbildung C.21: Verhältnis der Krümmungen

C.2 Versuchskörper Nr. 2 (Integrierter Fahrbelag)

C.2.1 Ermüdungs Versuch VK2

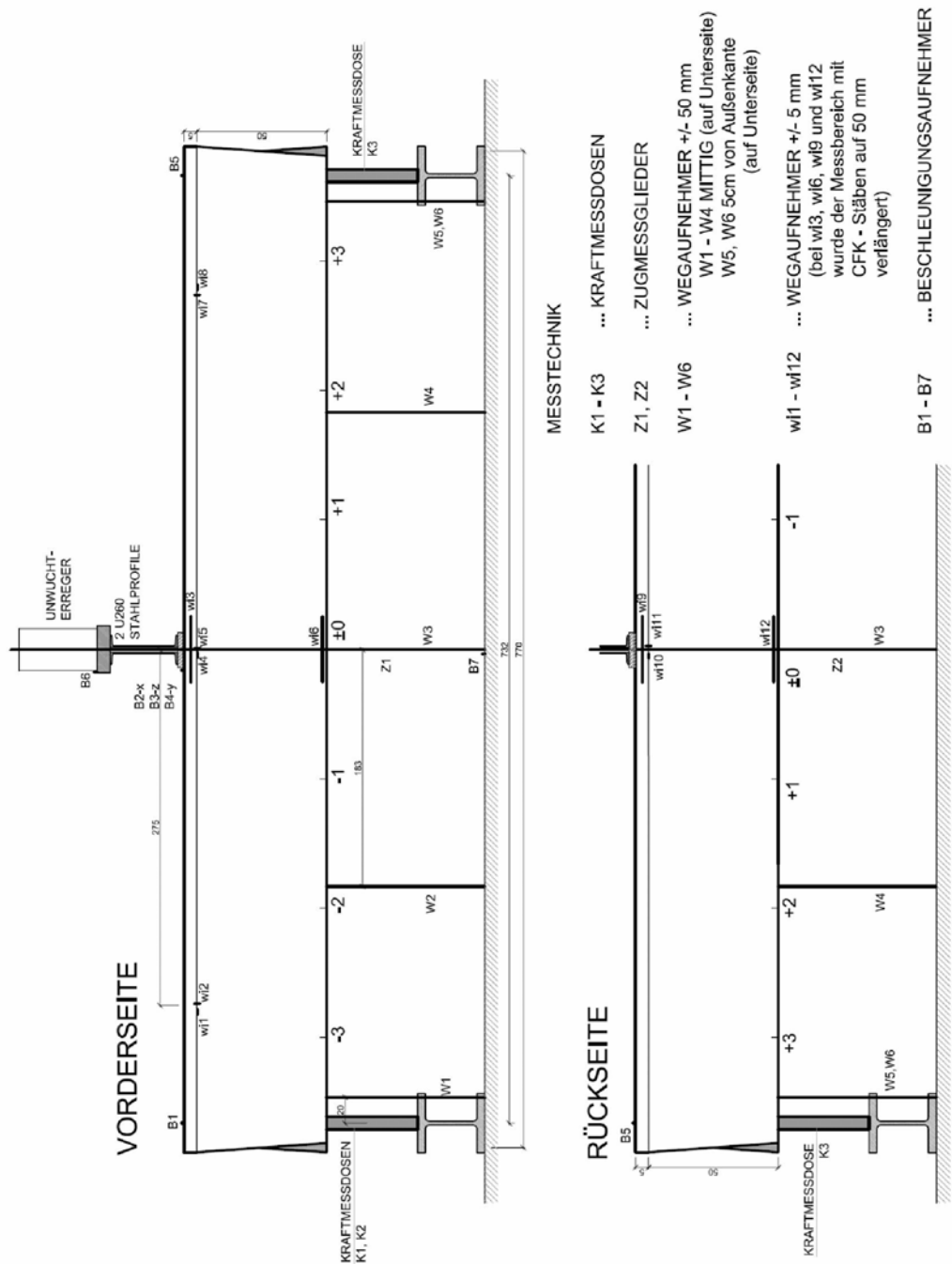


Abbildung C.22: Anordnung der Messtechnik: Ermüdungsversuch VK2 [50]

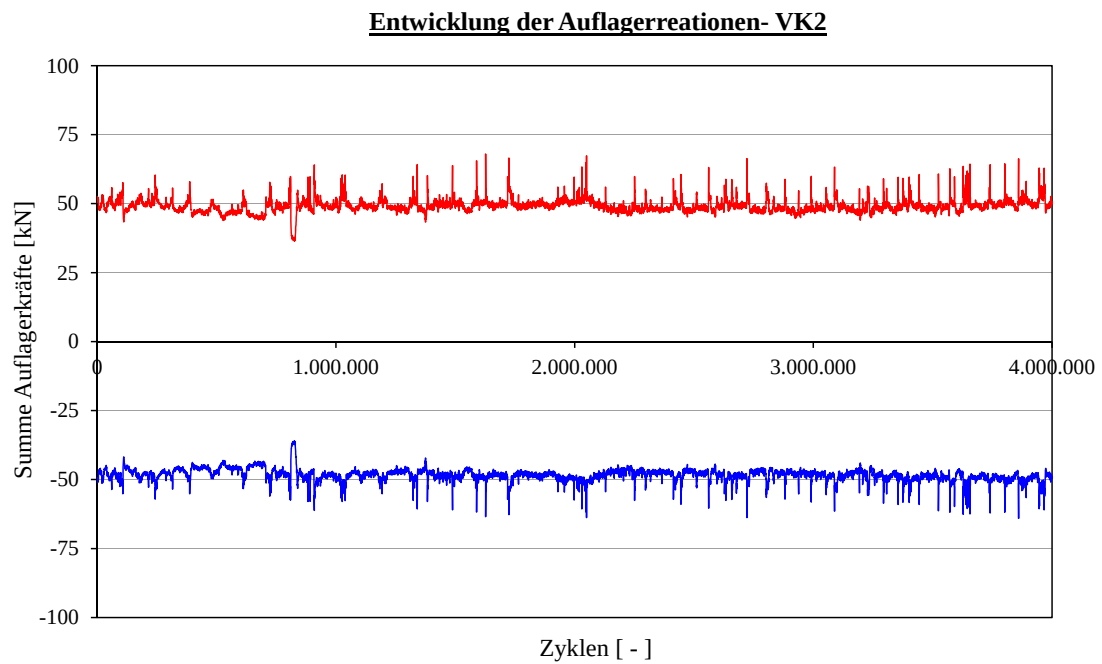


Abbildung C.23: Entwicklung der Auflagerreaktionen

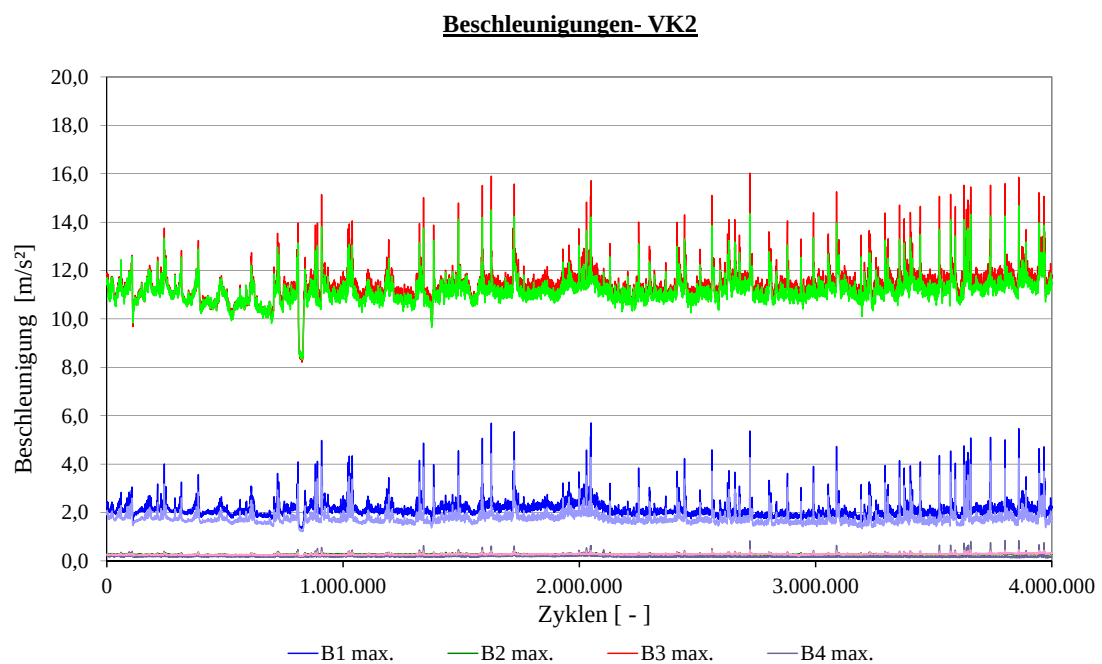


Abbildung C.24: Beschleunigungen des Versuchskörpers

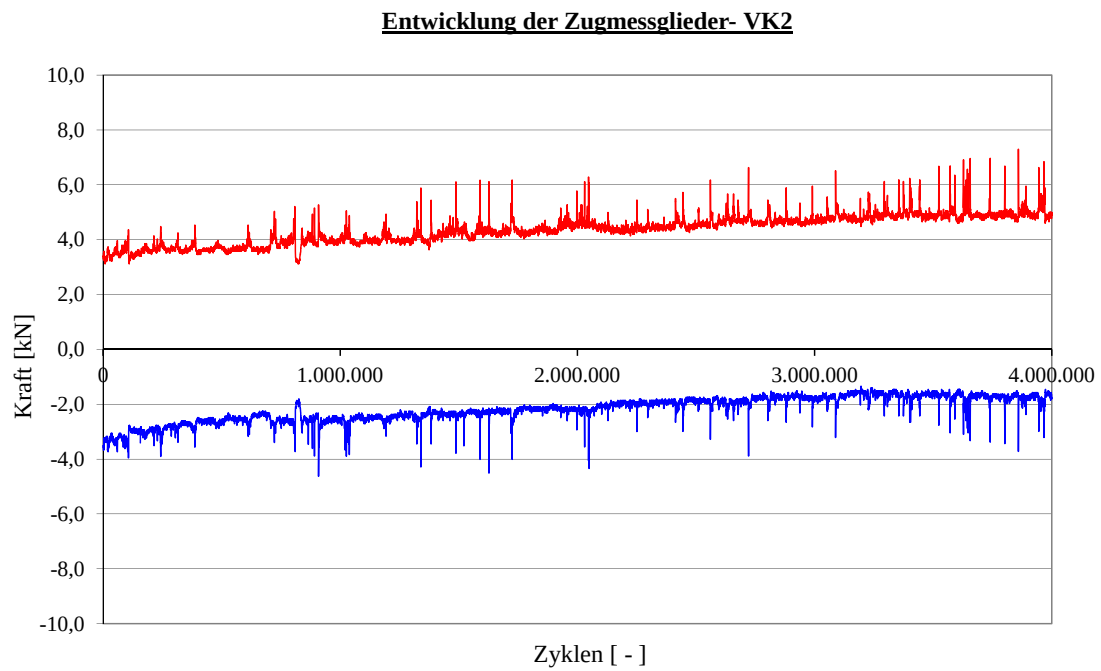


Abbildung C.25: Entwicklung der Kraft in den Zugmessgliedern

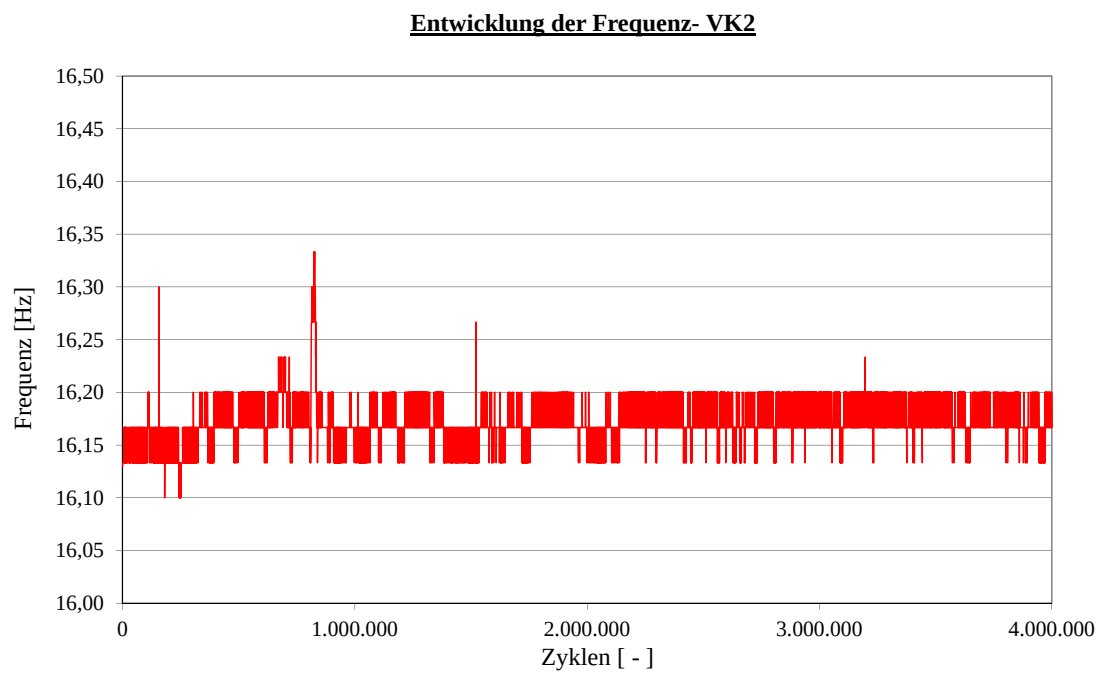


Abbildung C.26: Entwicklung der Belastungsfrequenz

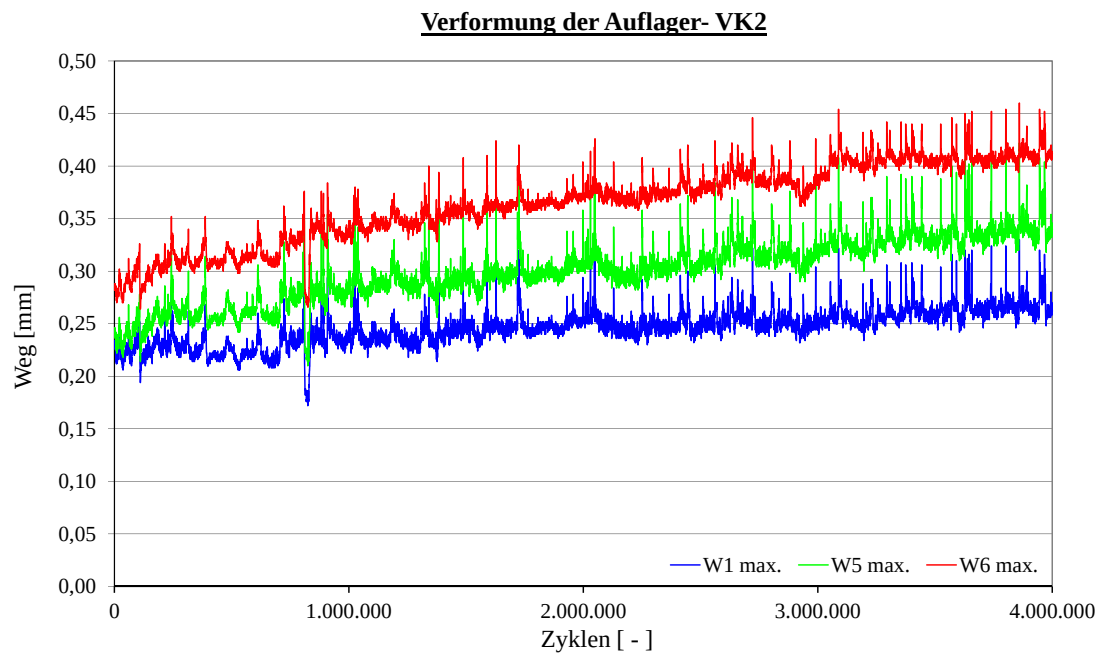


Abbildung C.27: Entwicklung der Auflagerverformung

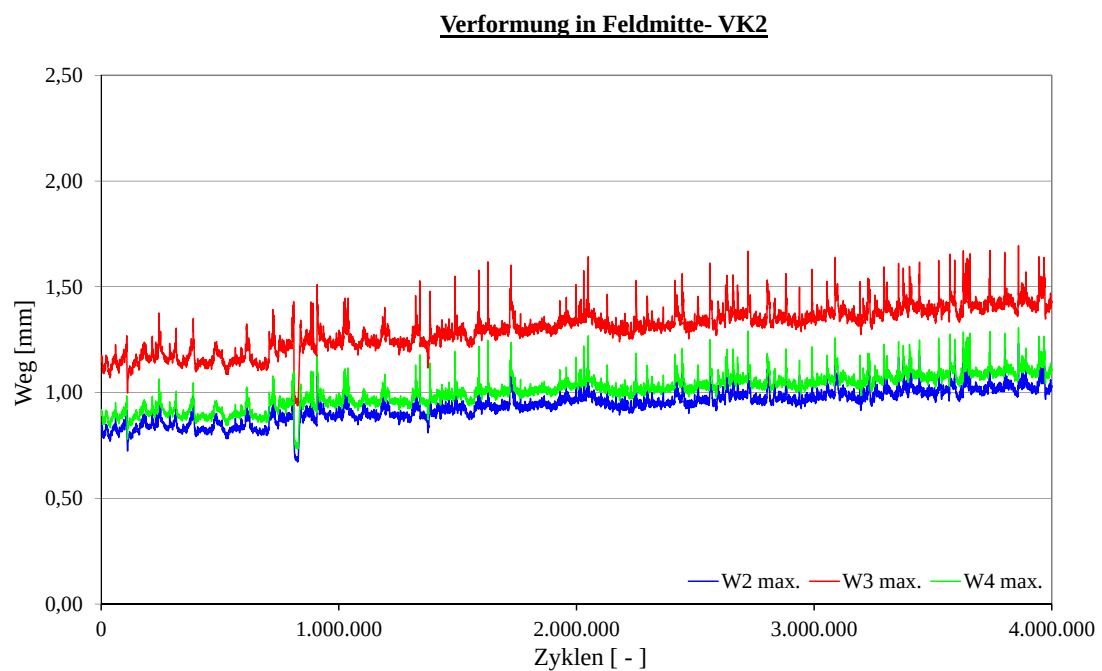


Abbildung C.28: Entwicklung der Feldverformungen

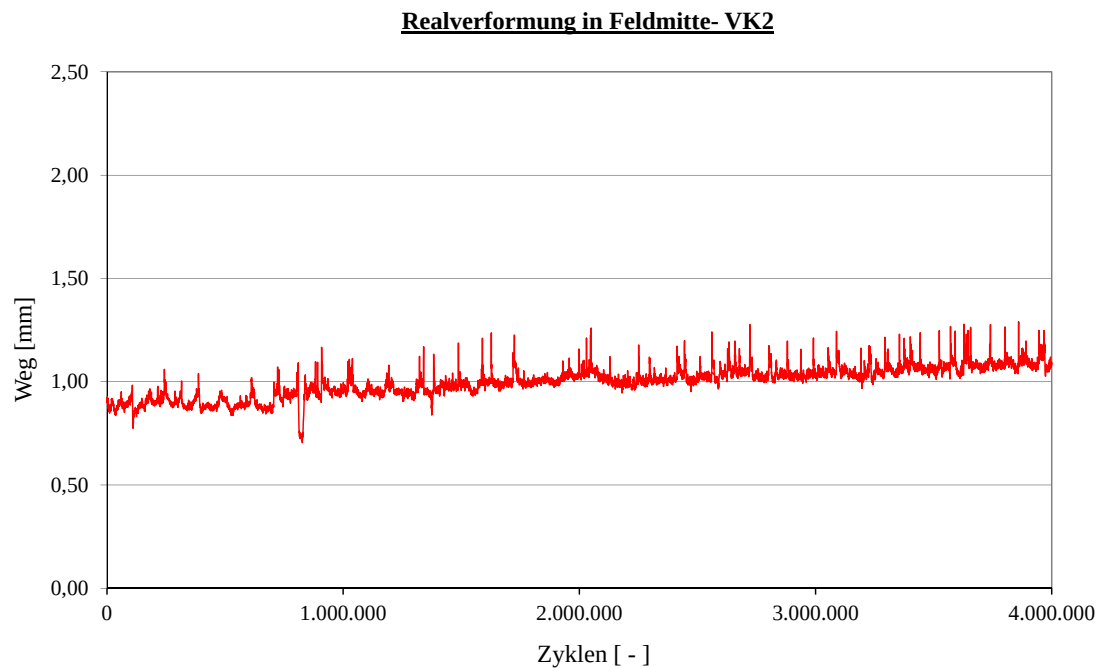


Abbildung C.29: Realverformung in Feldmitte

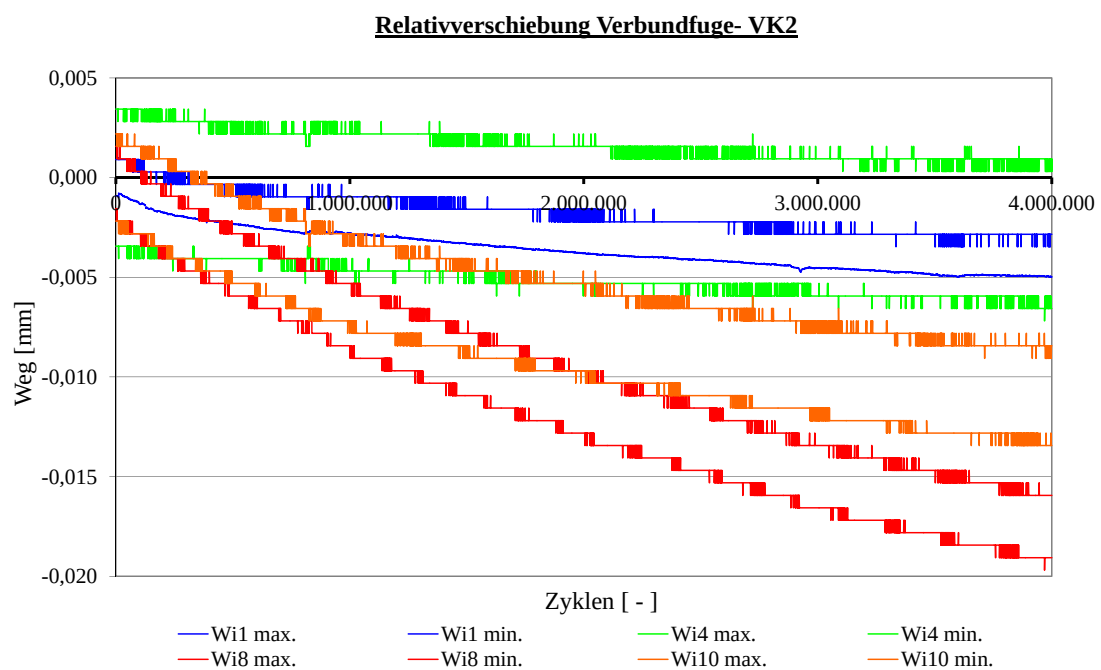


Abbildung C.30: Horizontale Relativverschiebungen im Bereich der Verbundfuge

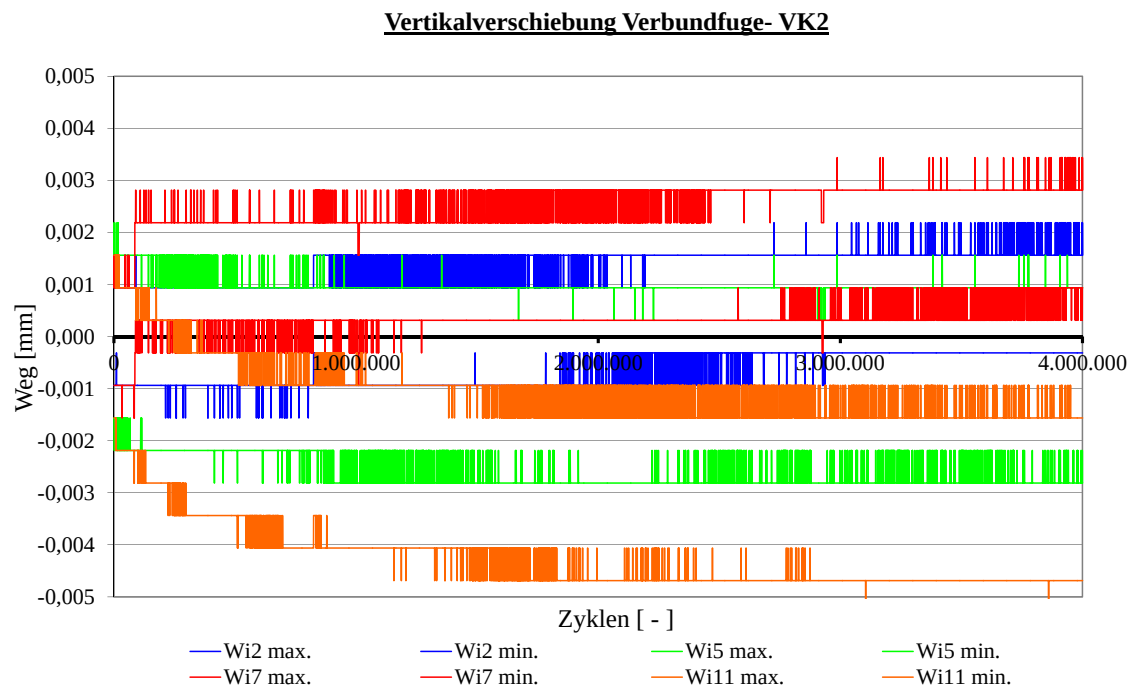


Abbildung C.31: Vertikalverschiebungen im Bereich der Verbundfuge

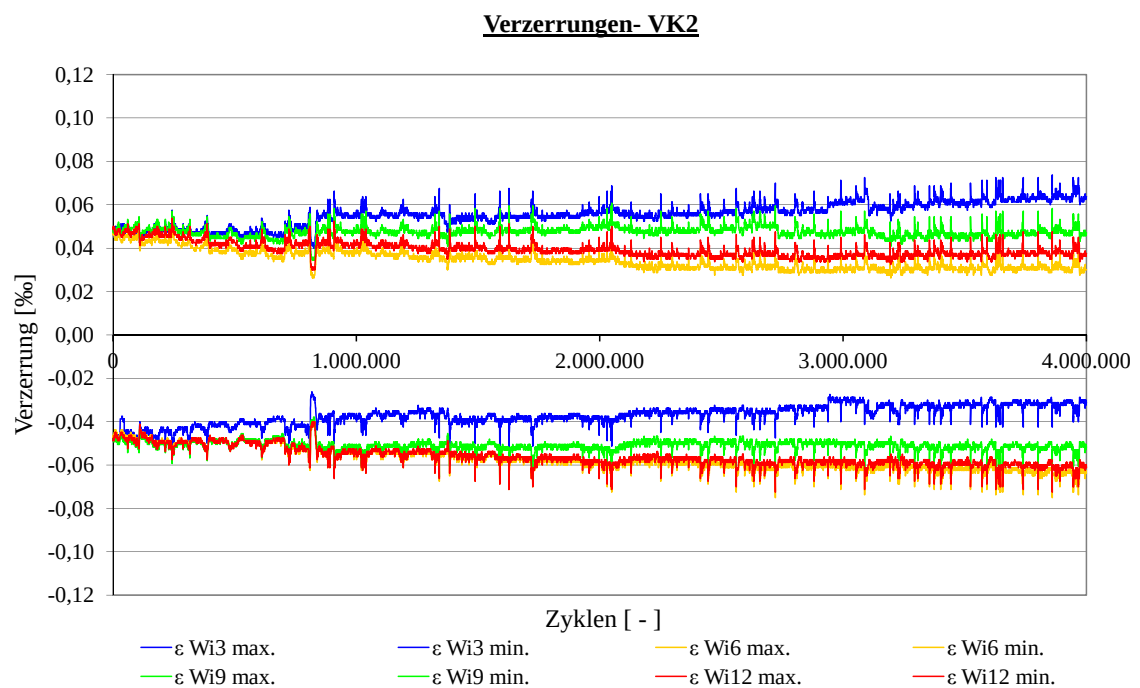


Abbildung C.32: Verzerrungen des Querschnitts

C.2.2 Statischer Versuch VK2

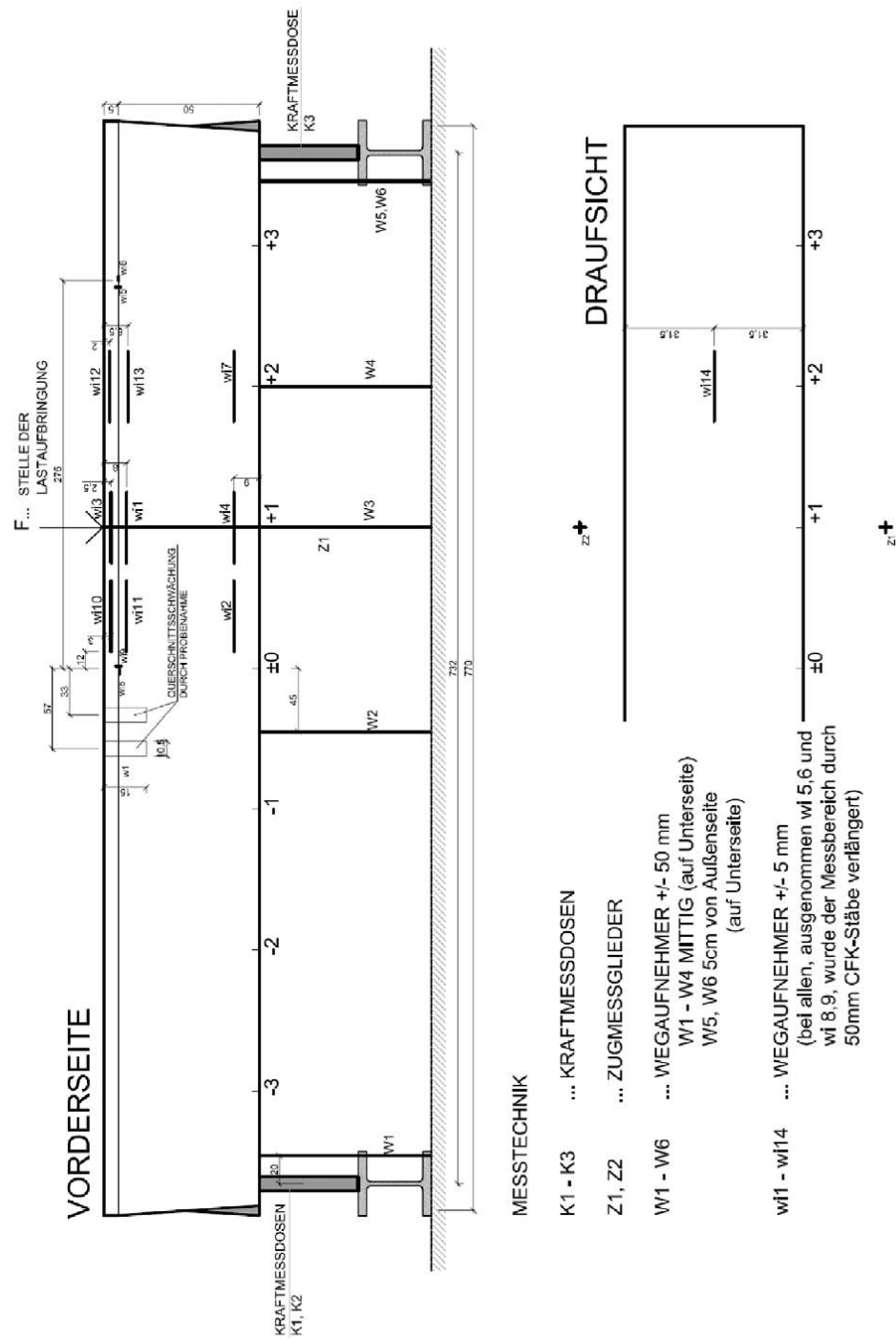


Abbildung C.33: Anordnung der Messtechnik: Statischer Versuch VK2 [50]

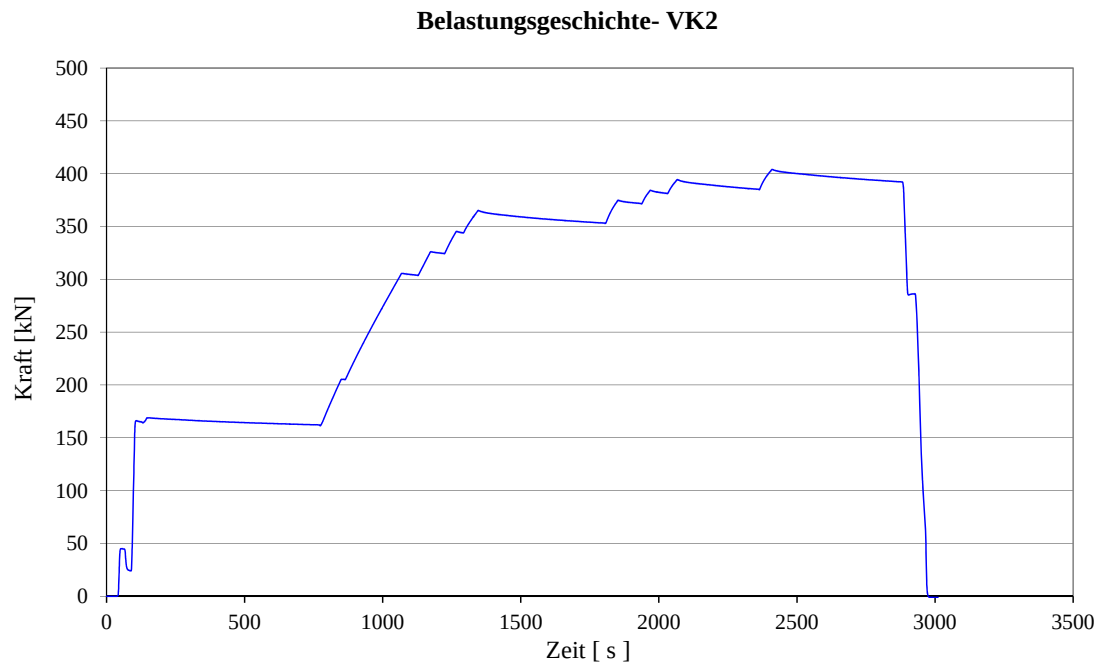


Abbildung C.34: Belastungsgeschichte des Versuchsablaufs

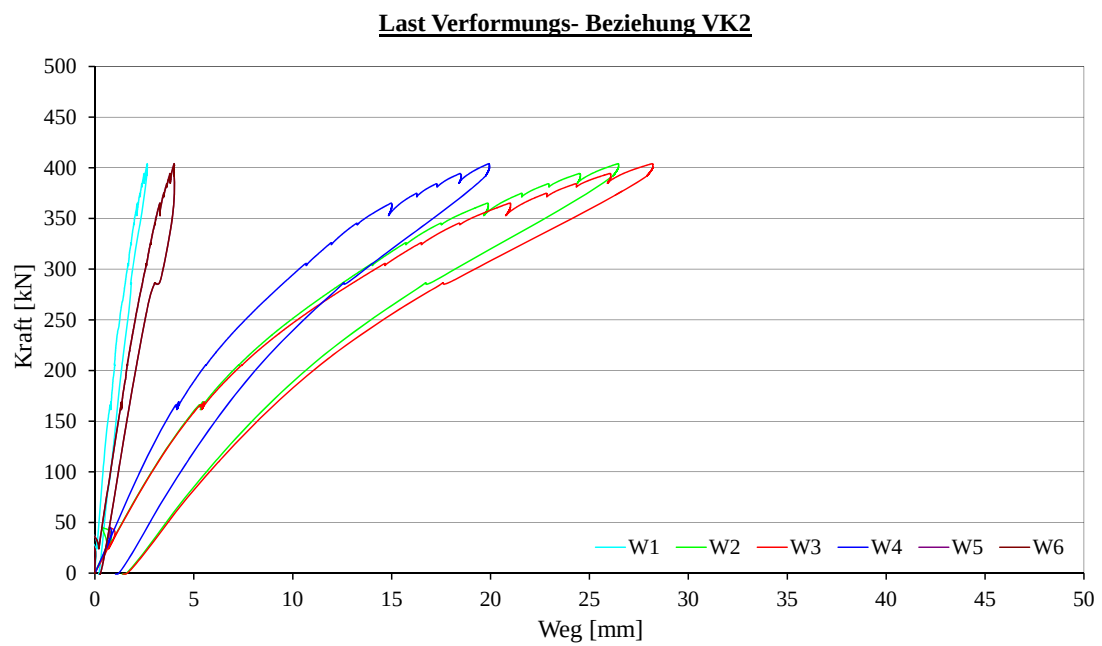


Abbildung C.35: Last- Verformungsdiagramm

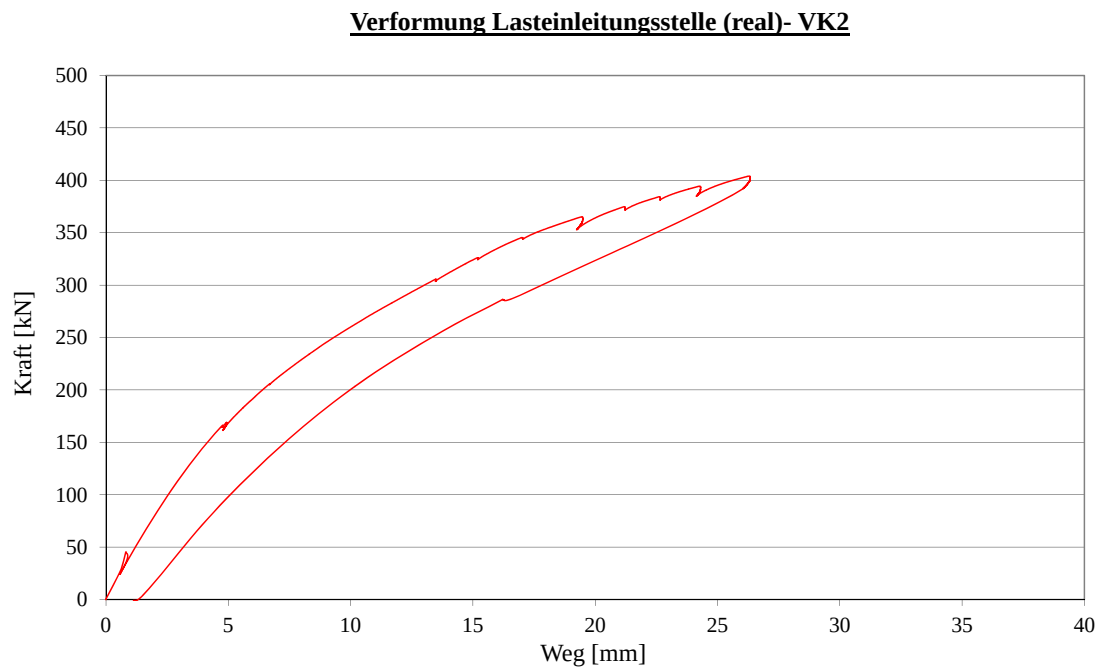


Abbildung C.36: Realverformung in Feldmitte

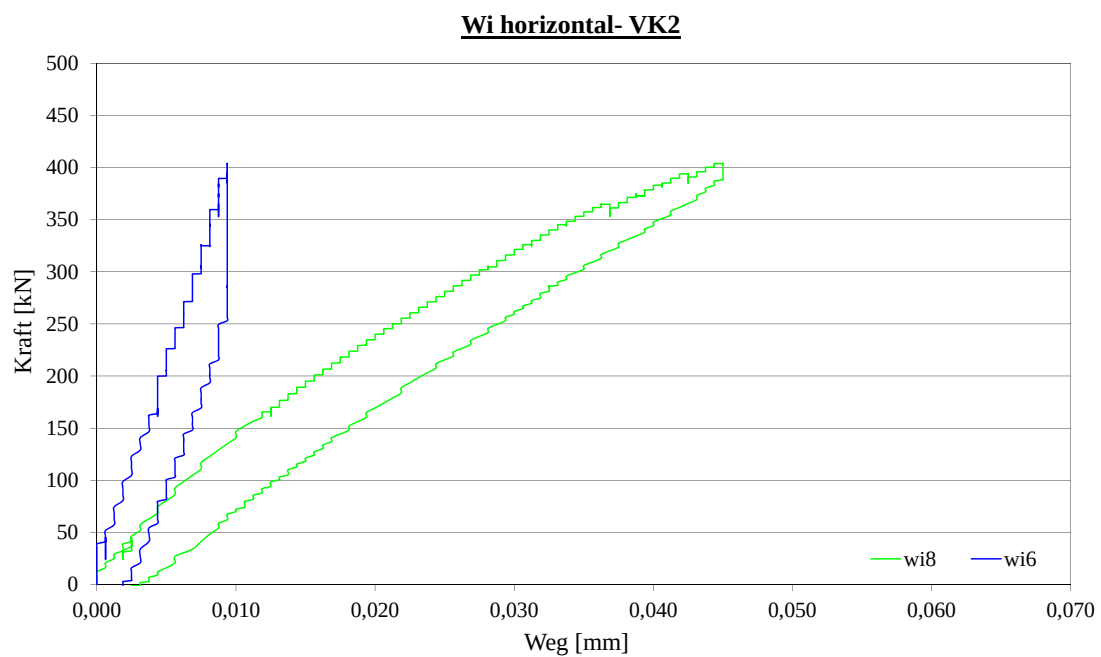


Abbildung C.37: Horizontale Relativverschiebungen im Bereich der Verbundfuge

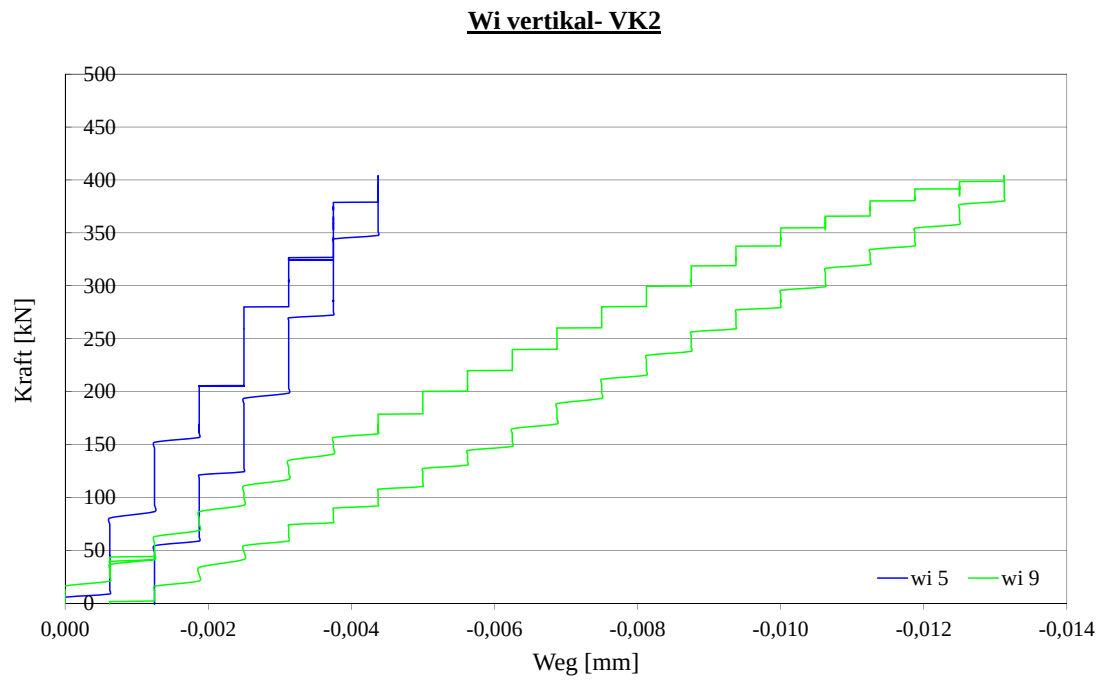


Abbildung C.38: Vertikale Verschiebungen im Bereich der Verbundfuge

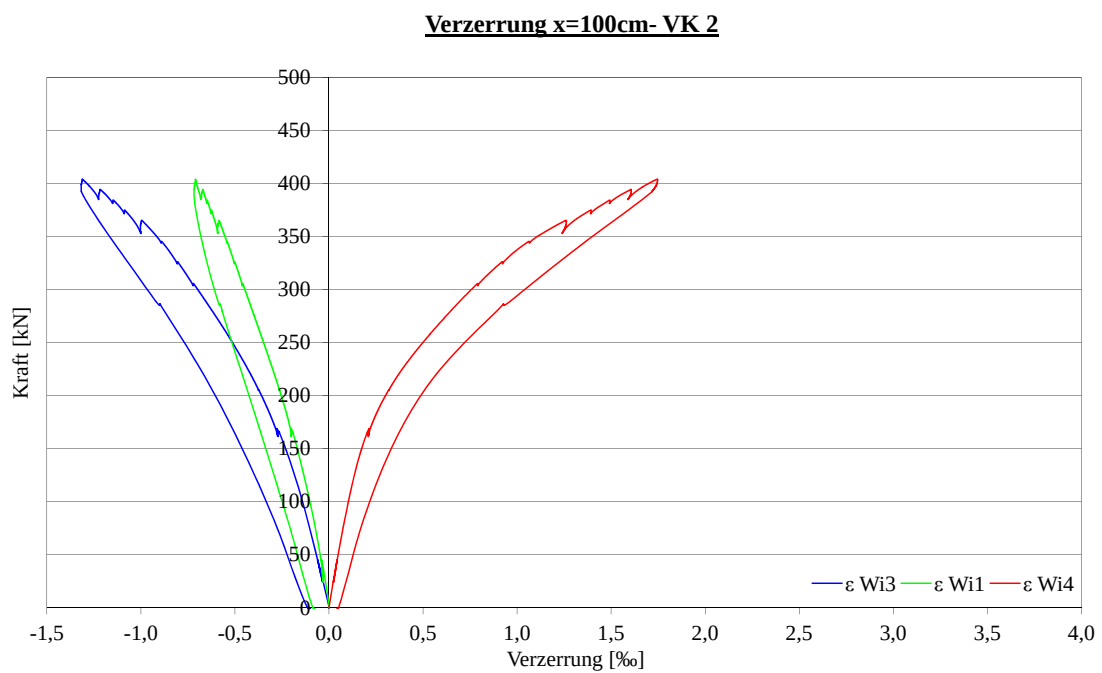


Abbildung C.39: Verzerrungen des Querschnitts

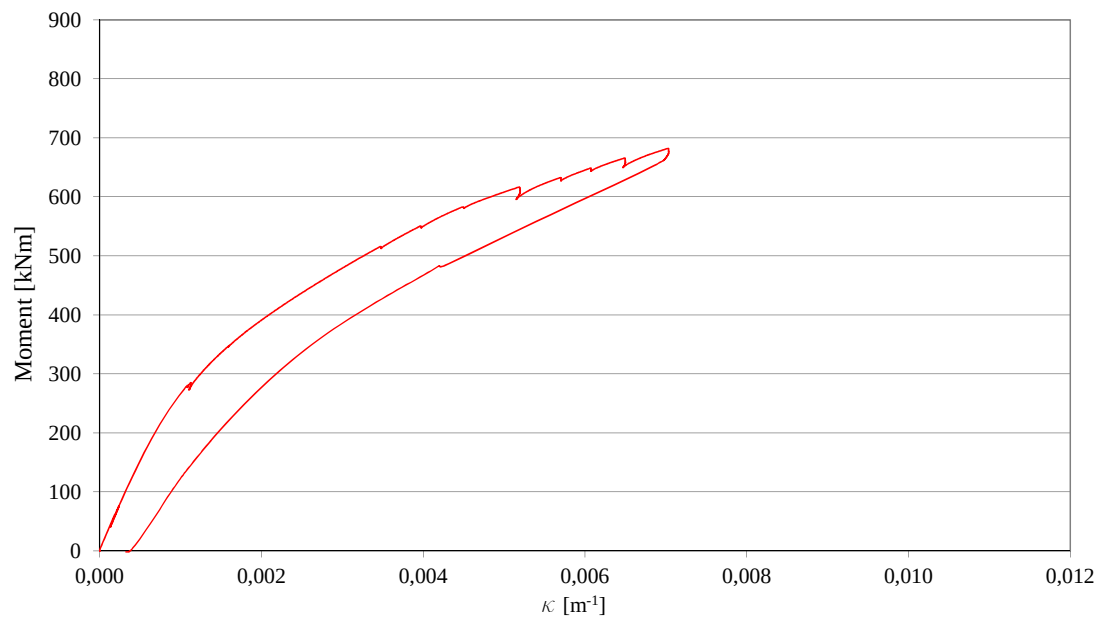
Momenten Krümmungsbeziehung bei Lasteinleitung- VK2

Abbildung C.40: Momenten- Krümmungsbeziehung

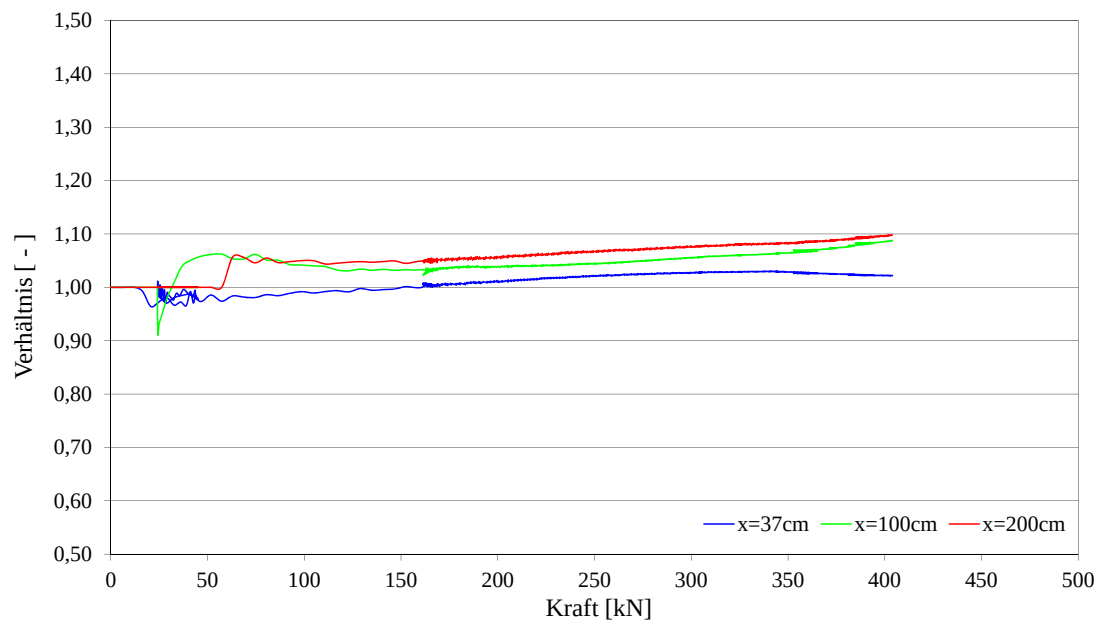
Verhältnis κ_u/κ_{el} - VK2

Abbildung C.41: Verhältnis der Krümmungen

C.3.1 Ermüdungs Versuch VK3

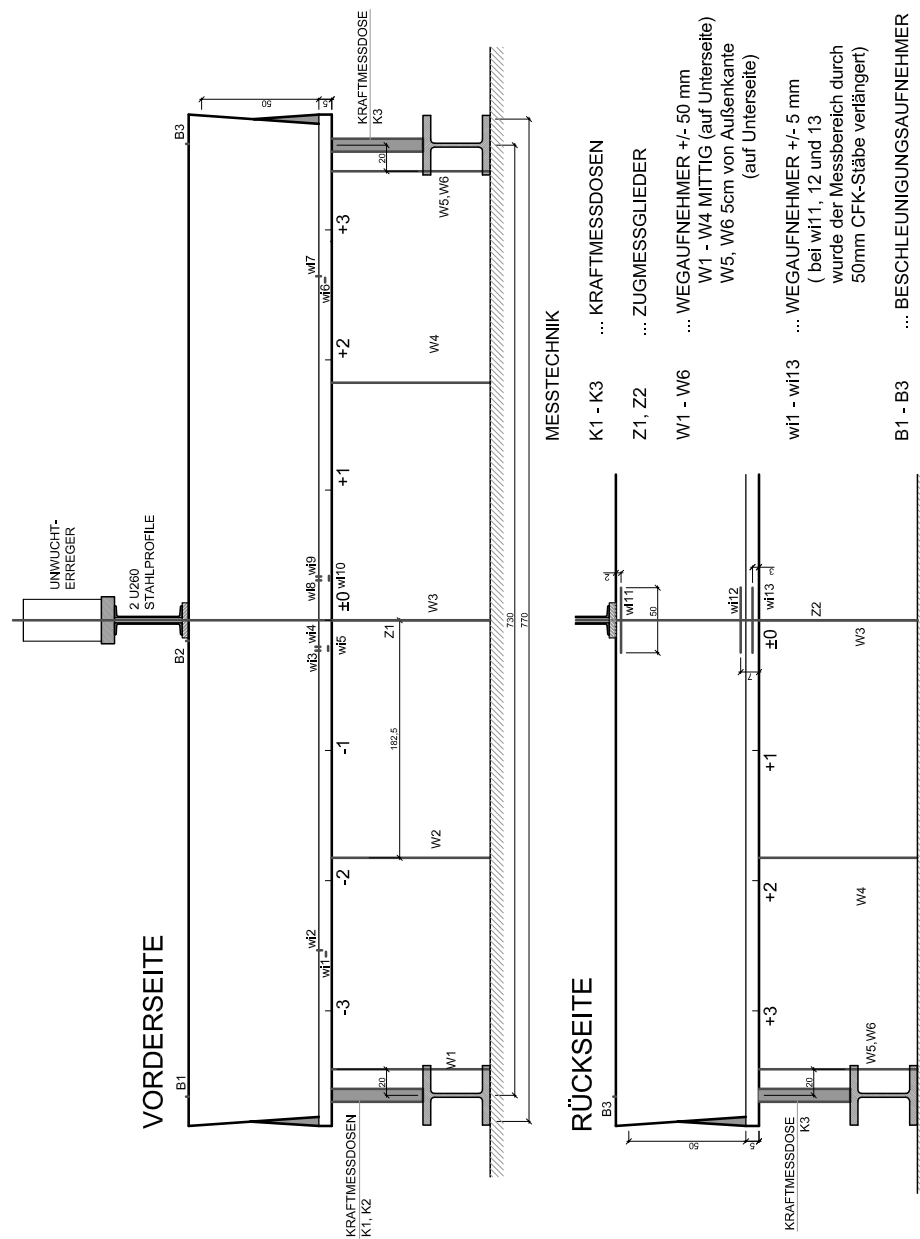


Abbildung C.42: Anordnung der Messtechnik: Ermüdungsversuch VK3 [50]

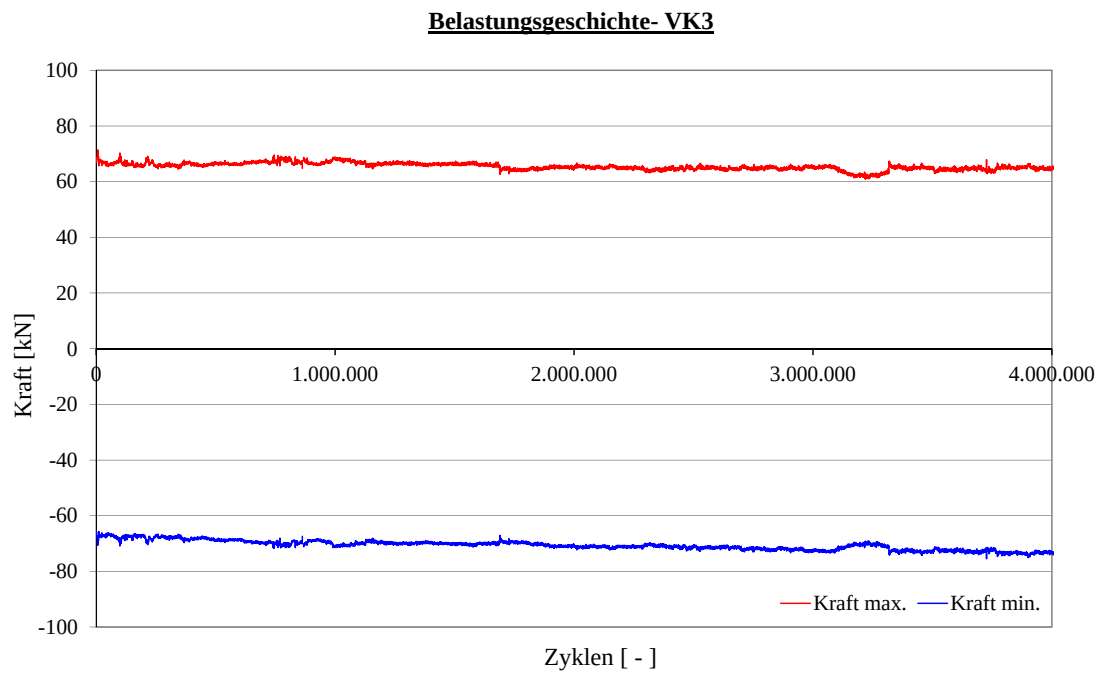


Abbildung C.43: Entwicklung der Auflagerreaktionen

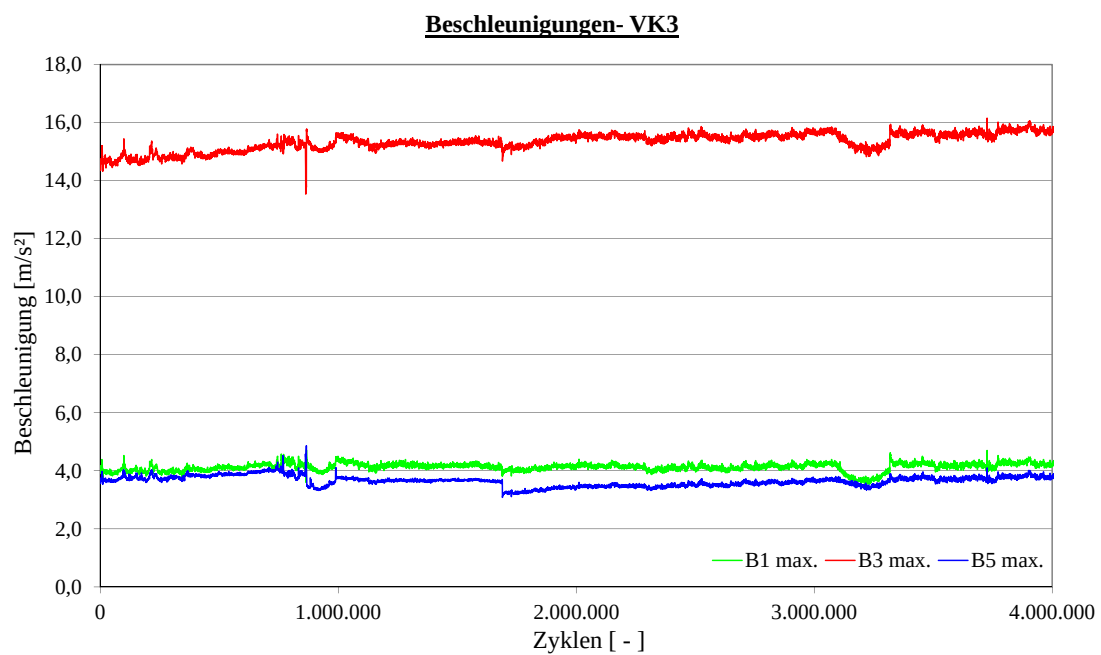


Abbildung C.44: Beschleunigungen des Versuchskörpers

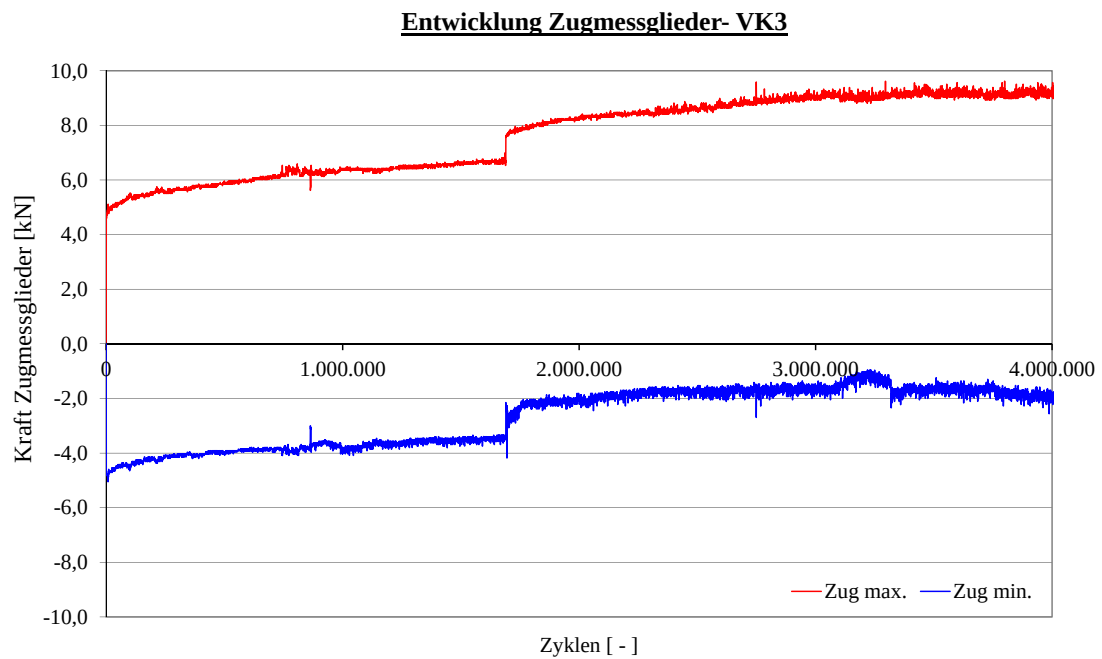


Abbildung C.45: Entwicklung der Kraft in den Zugmessgliedern

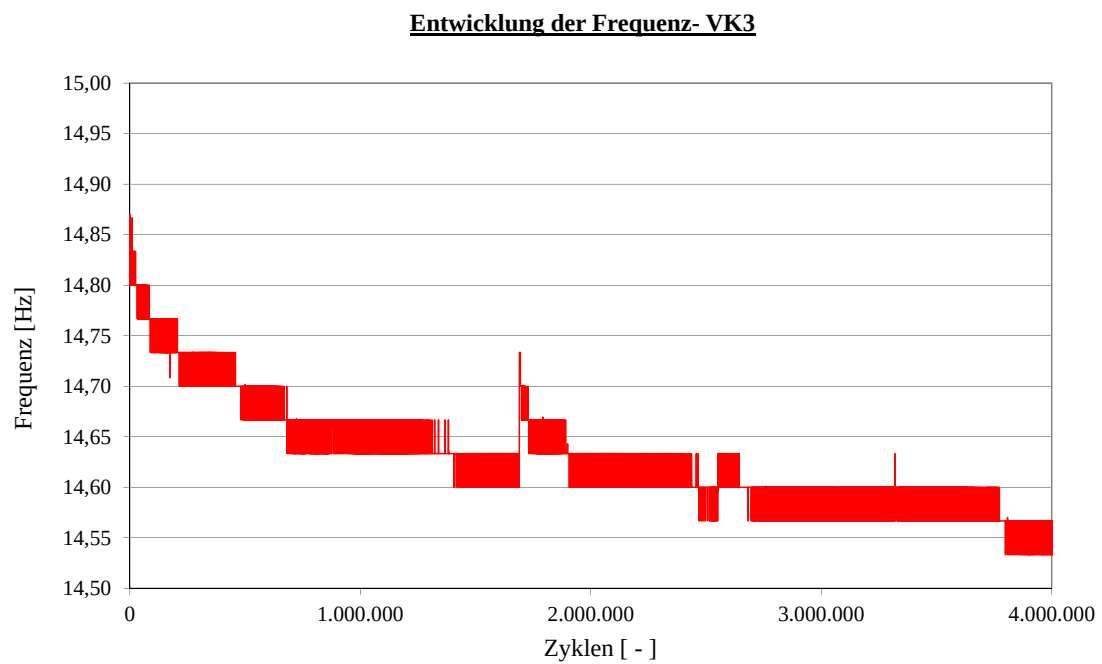


Abbildung C.46: Entwicklung der Belastungsfrequenz

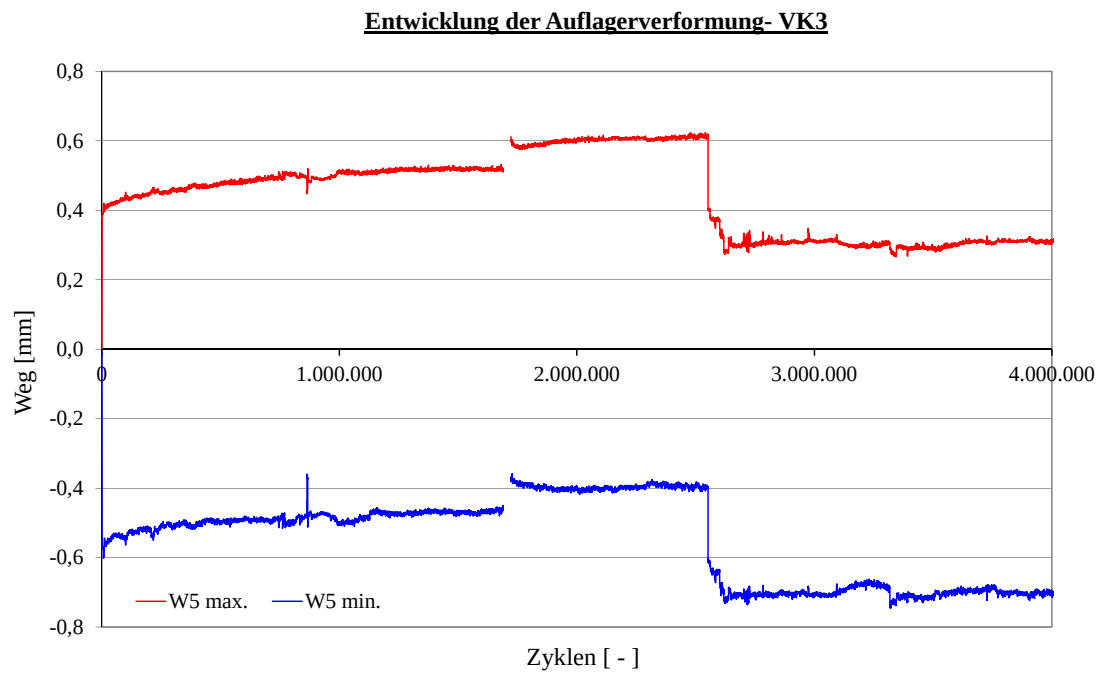


Abbildung C.47: Entwicklung der Auflagerverformung

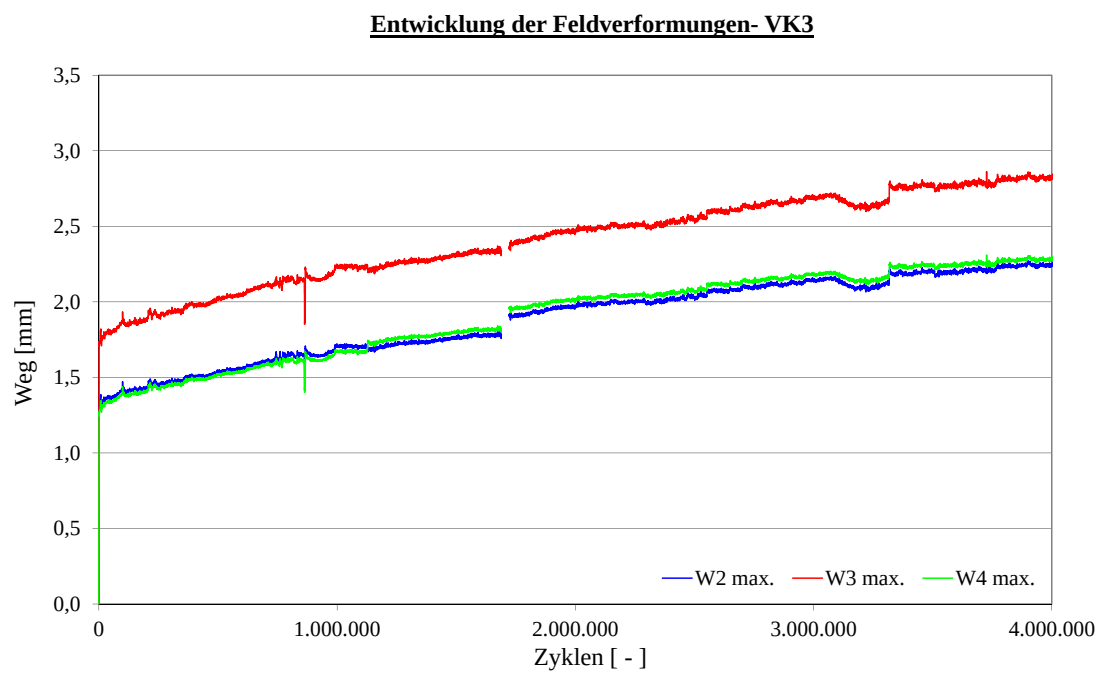


Abbildung C.48: Entwicklung der Feldverformungen

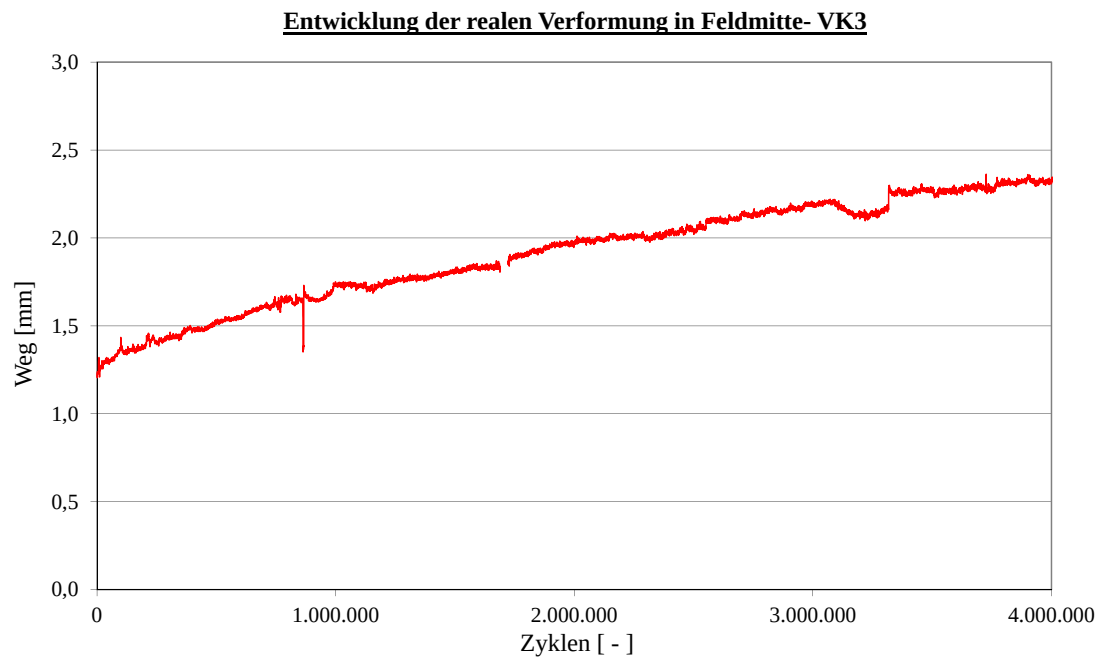


Abbildung C.49: Realverformung in Feldmitte

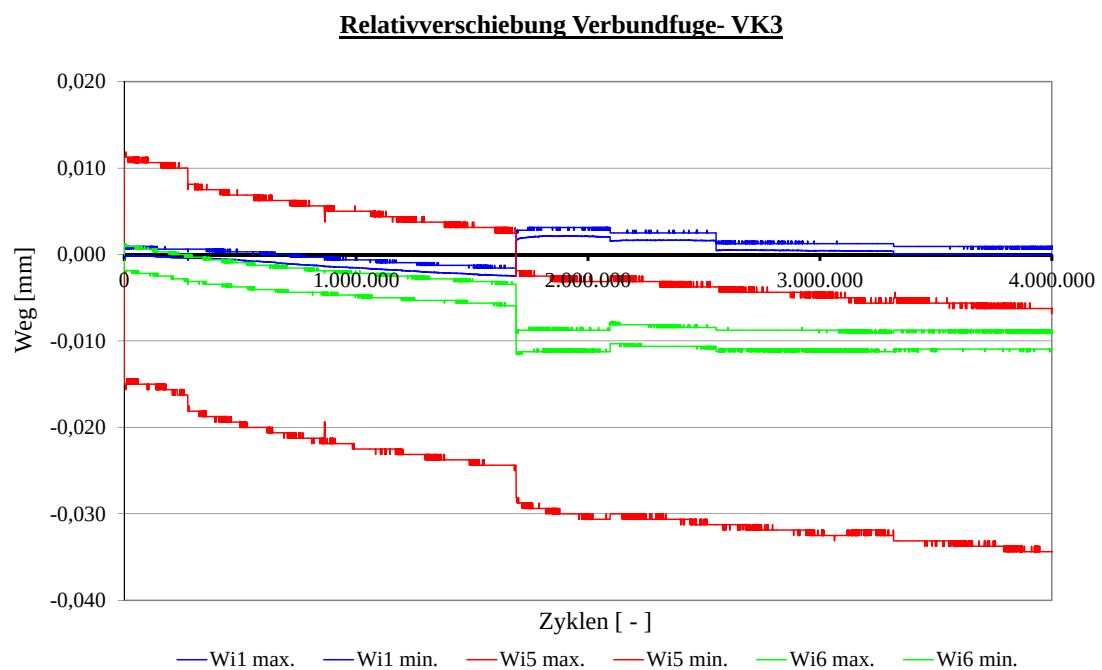


Abbildung C.50: Horizontale Relativverschiebungen im Bereich der Verbundfuge

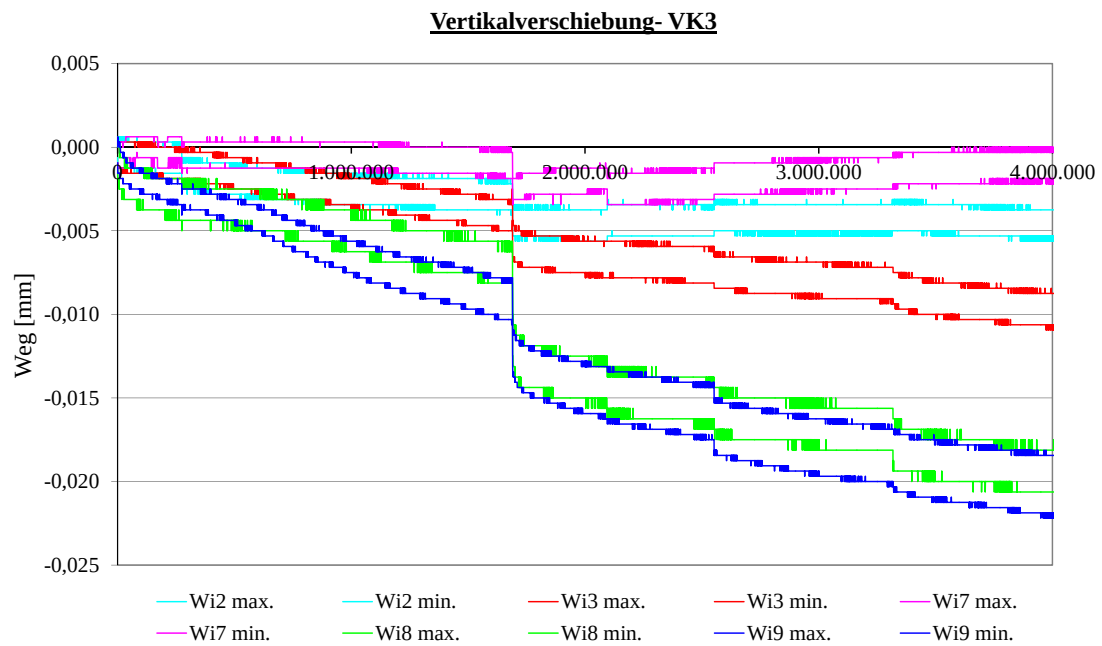


Abbildung C.51: Vertikalverschiebungen im Bereich der Verbundfuge

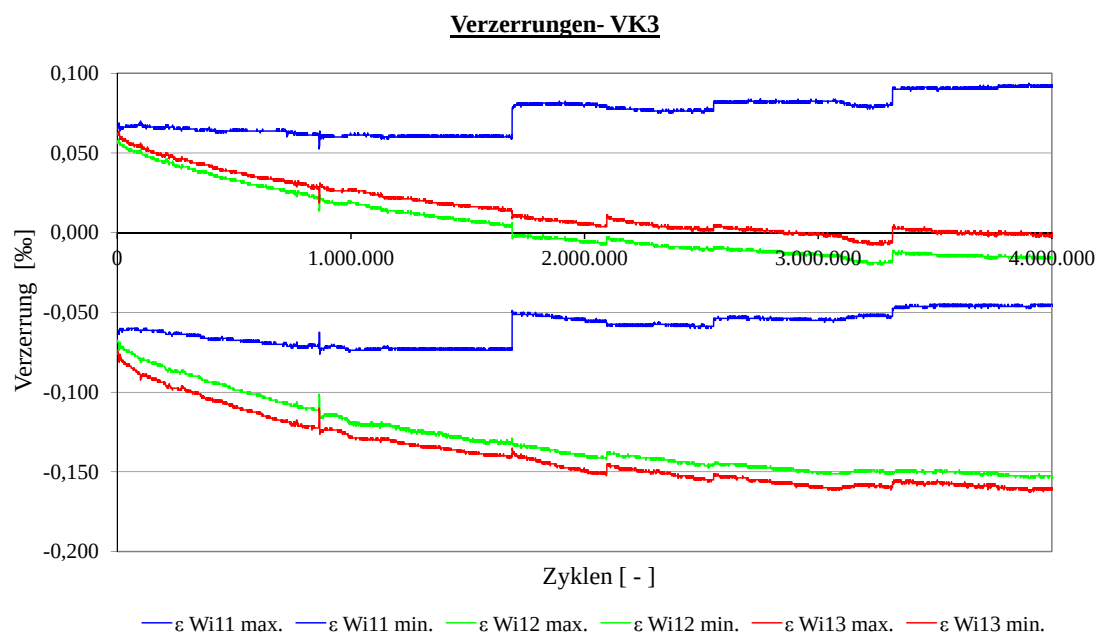


Abbildung C.52: Verzerrungen des Querschnitts

C.3.2 Statischer Versuch VK3

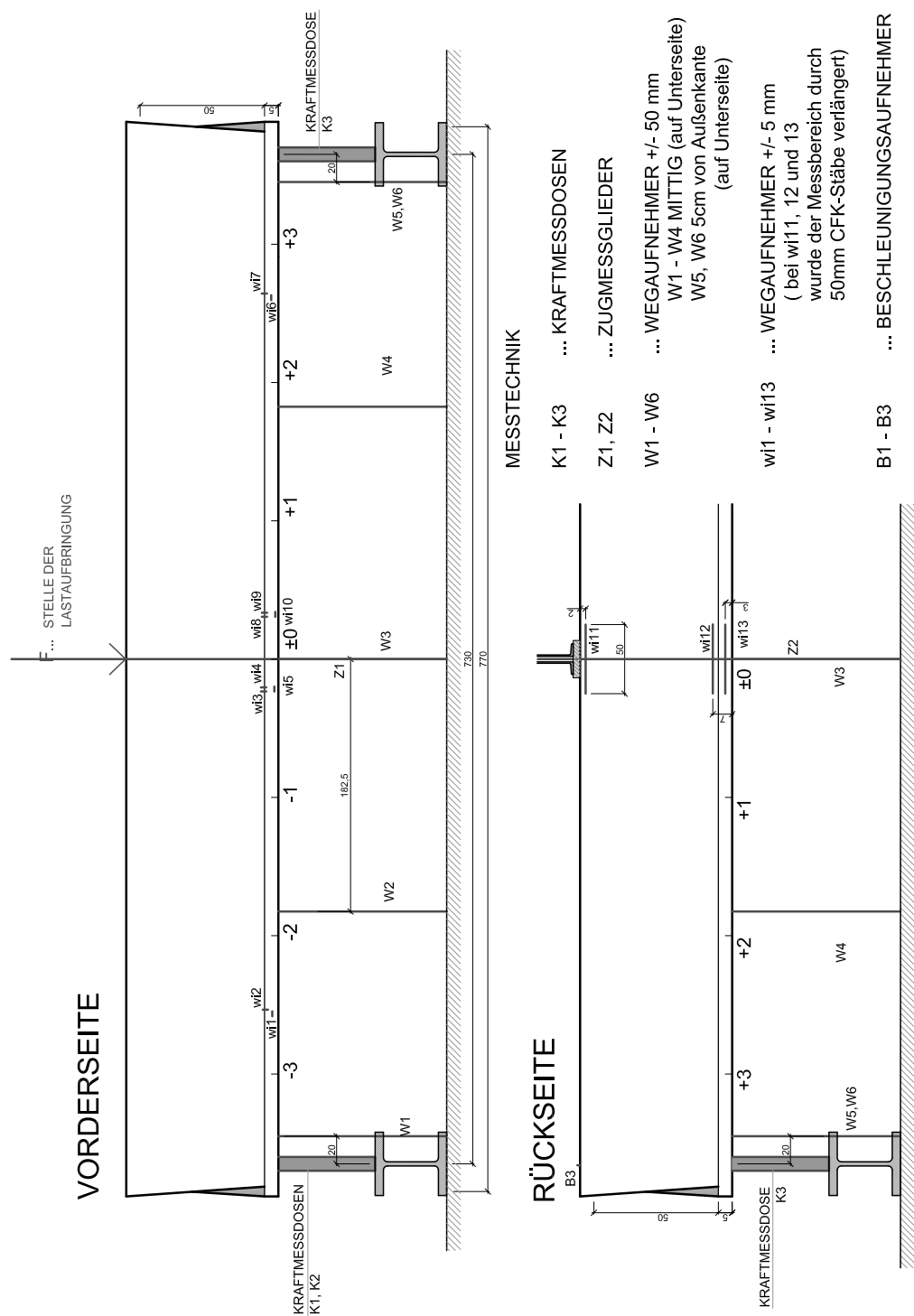


Abbildung C.53: Anordnung der Messtechnik: Statischer Versuch VK3 [50]

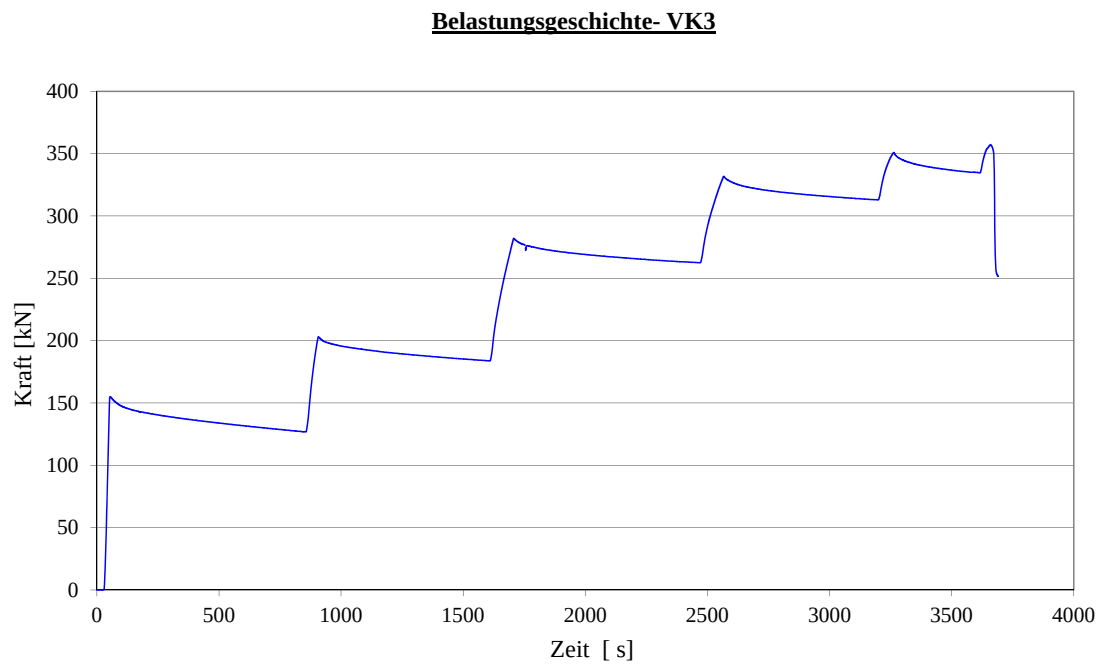


Abbildung C.54: Belastungsgeschichte des Versuchsablaufs

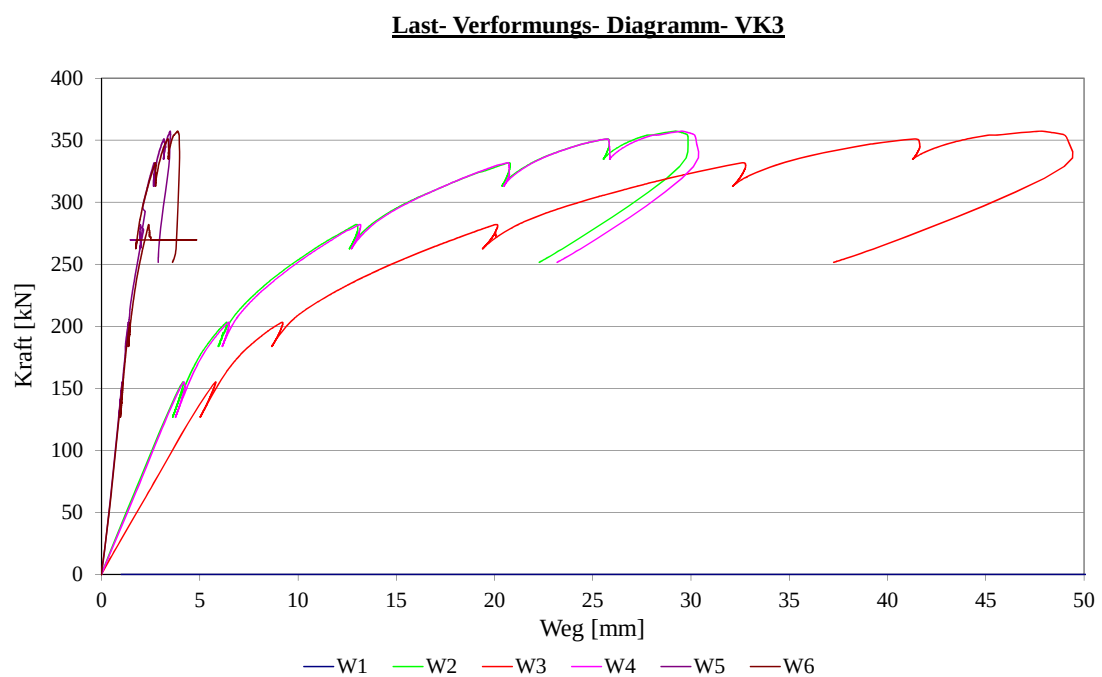


Abbildung C.55: Last- Verformungsdiagramm

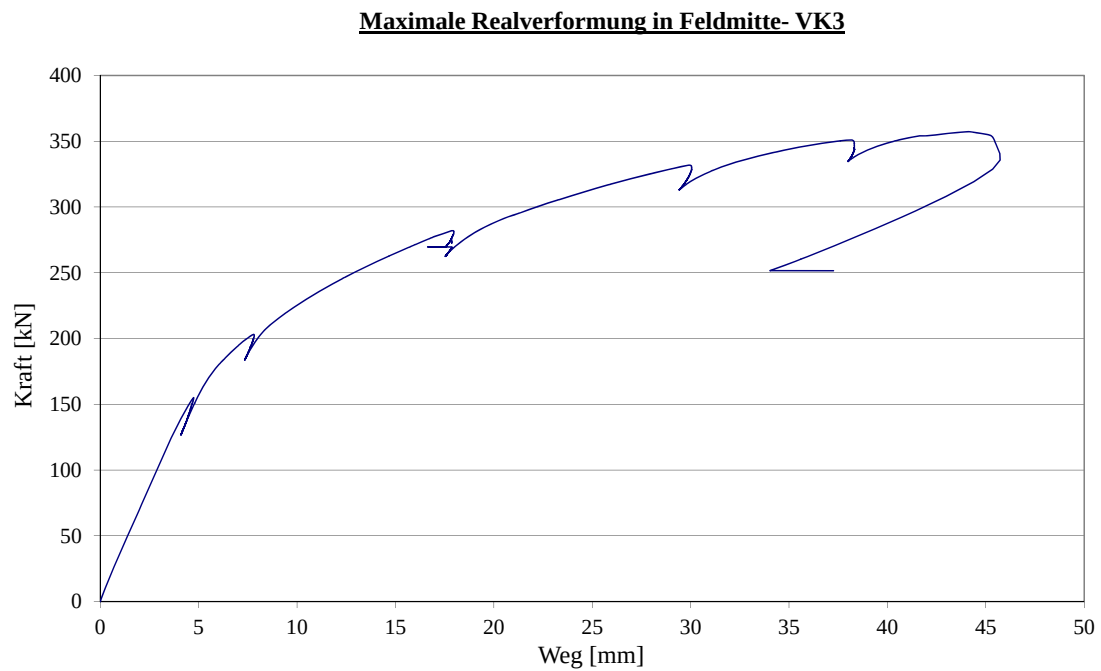
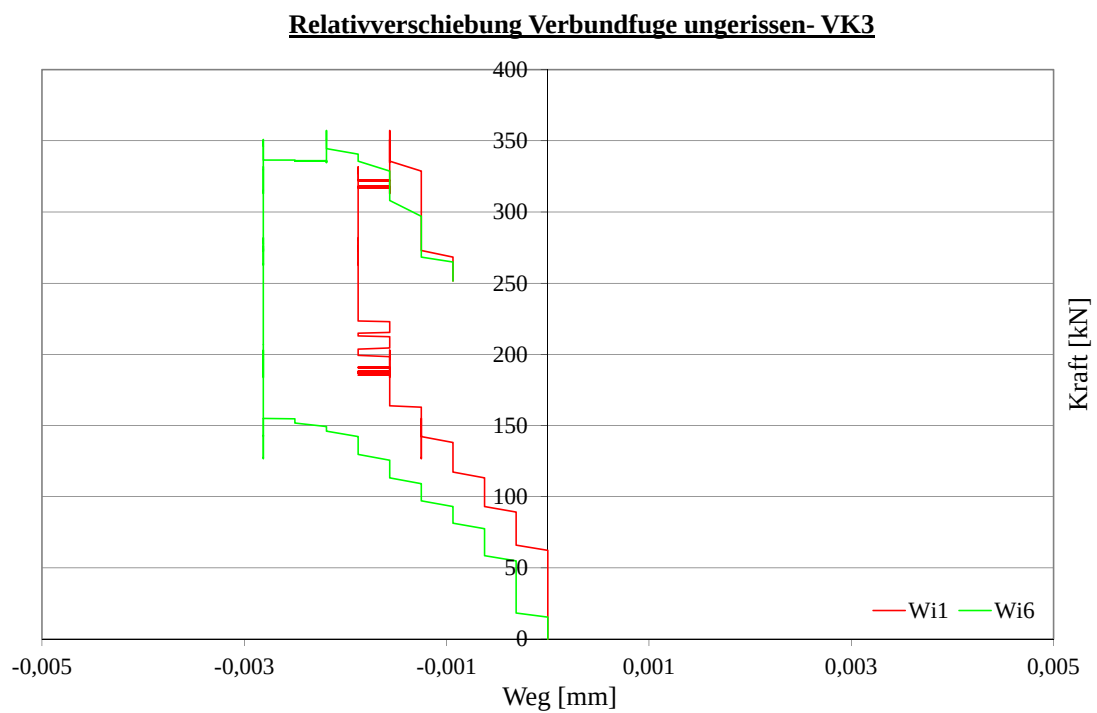


Abbildung C.56: Realverformung in Feldmitte

Abbildung C.57: Horizontale Relativverschiebungen im Bereich der Verbundfuge-
ungerissener Oberbeton

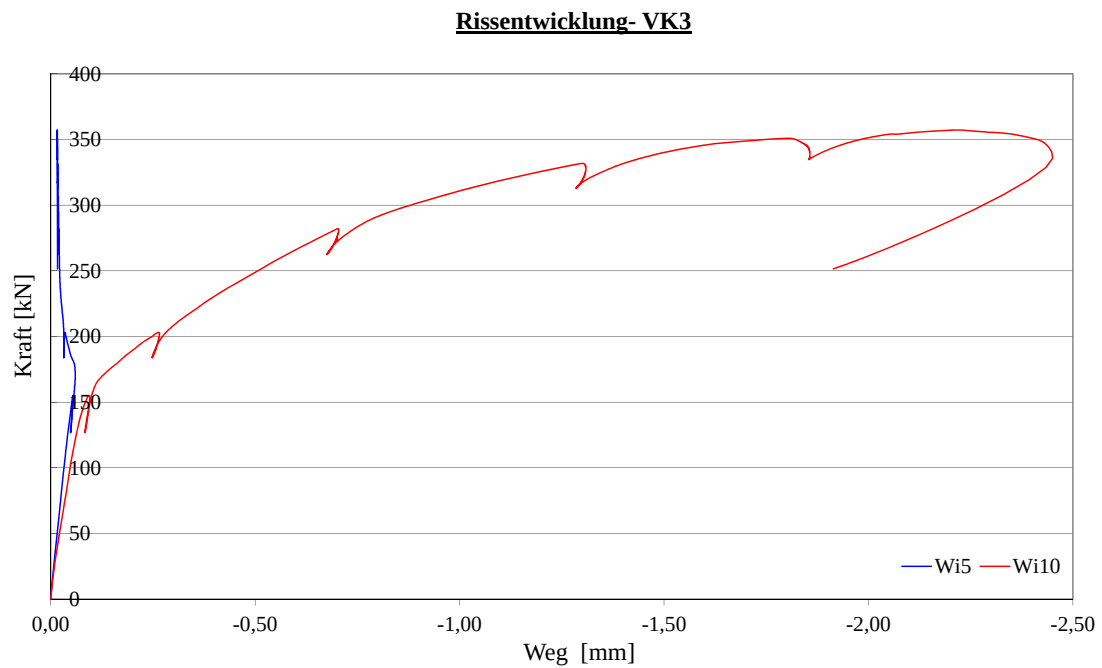


Abbildung C.58: Entwicklung von Rissöffnungen im Oberbeton

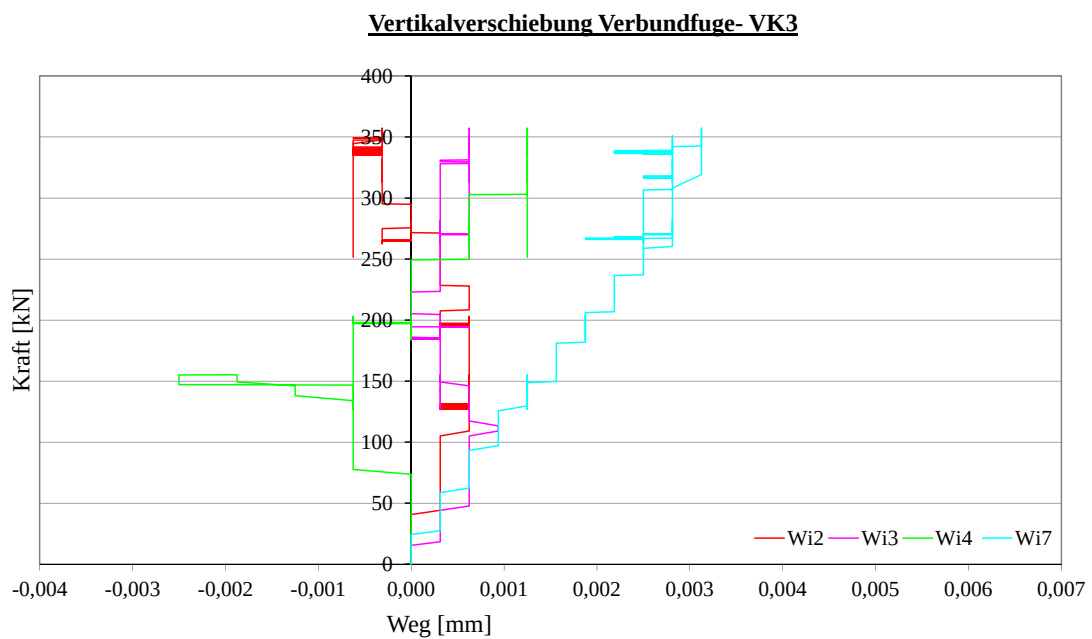


Abbildung C.59: Vertikale Verschiebungen im Bereich der Verbundfuge

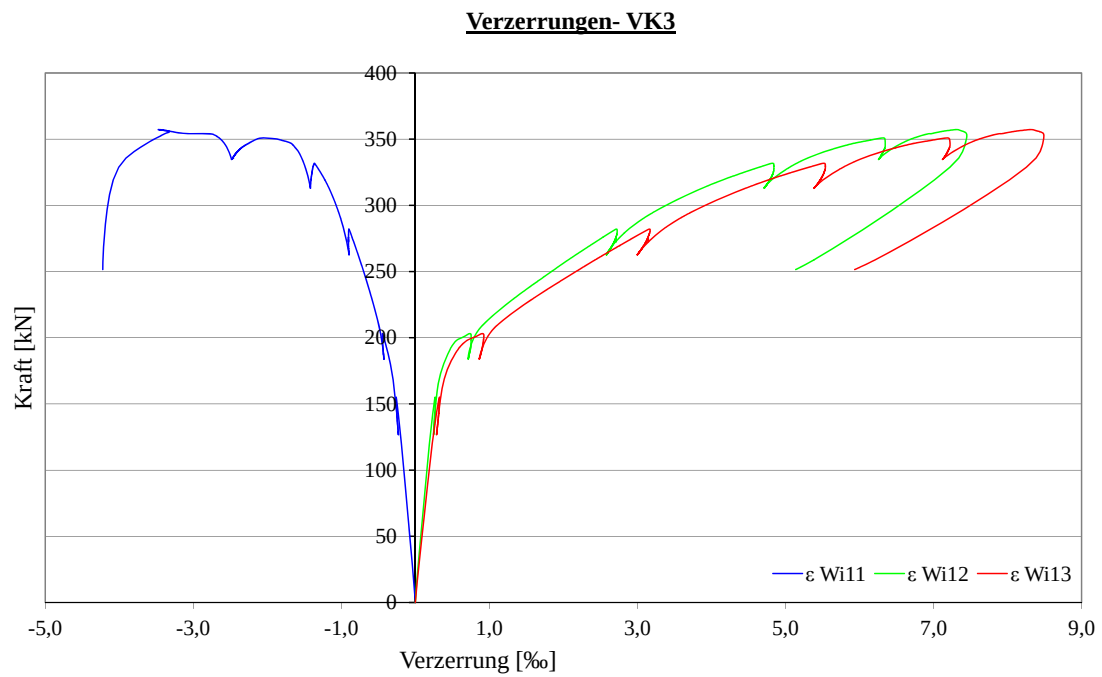


Abbildung C.60: Verzerrungen des Querschnitts

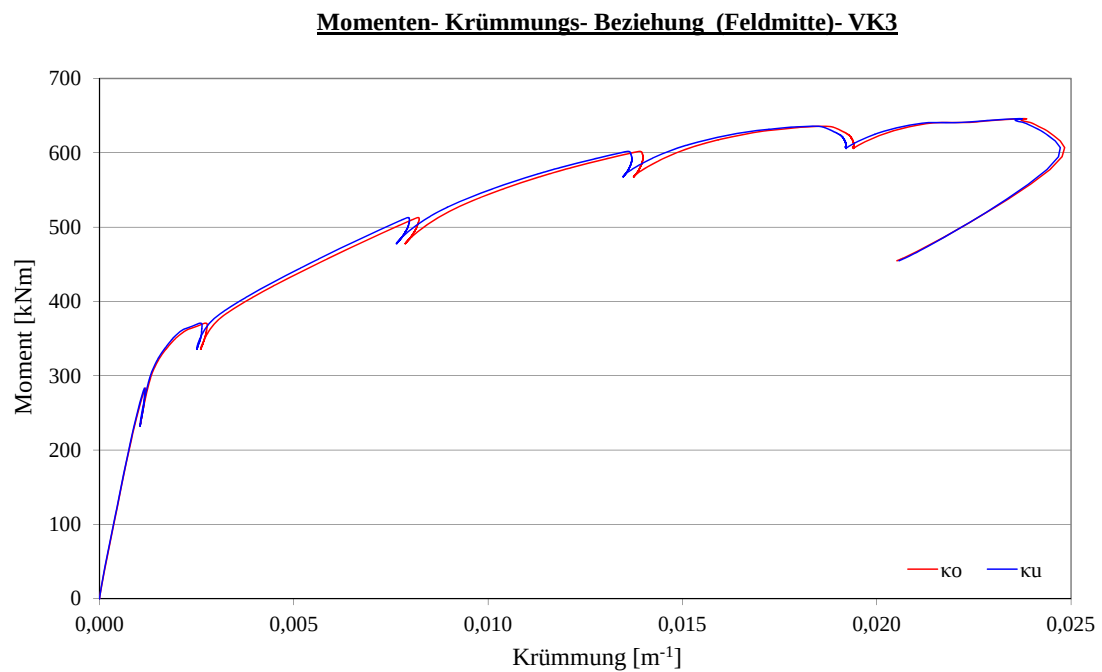


Abbildung C.61: Momenten- Krümmungsbeziehung

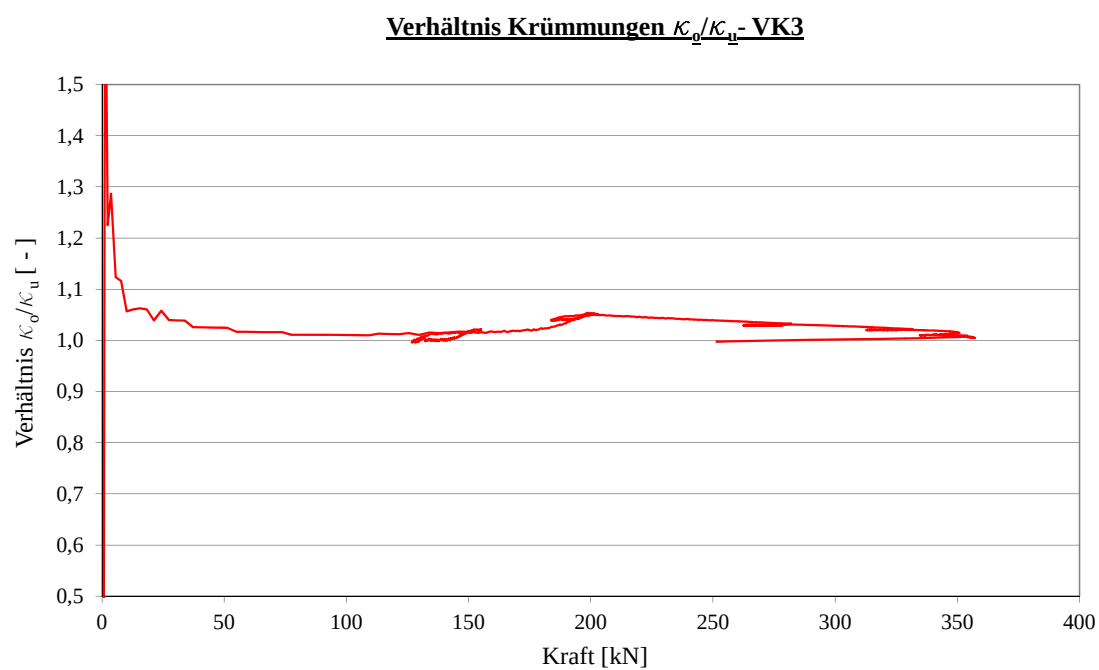


Abbildung C.62: Verhältnis der Krümmungen

C.4 Versuchskörper Nr. 4 (Integrierter Fahrbelag)

C.4.1 Ermüdungs Versuch VK4

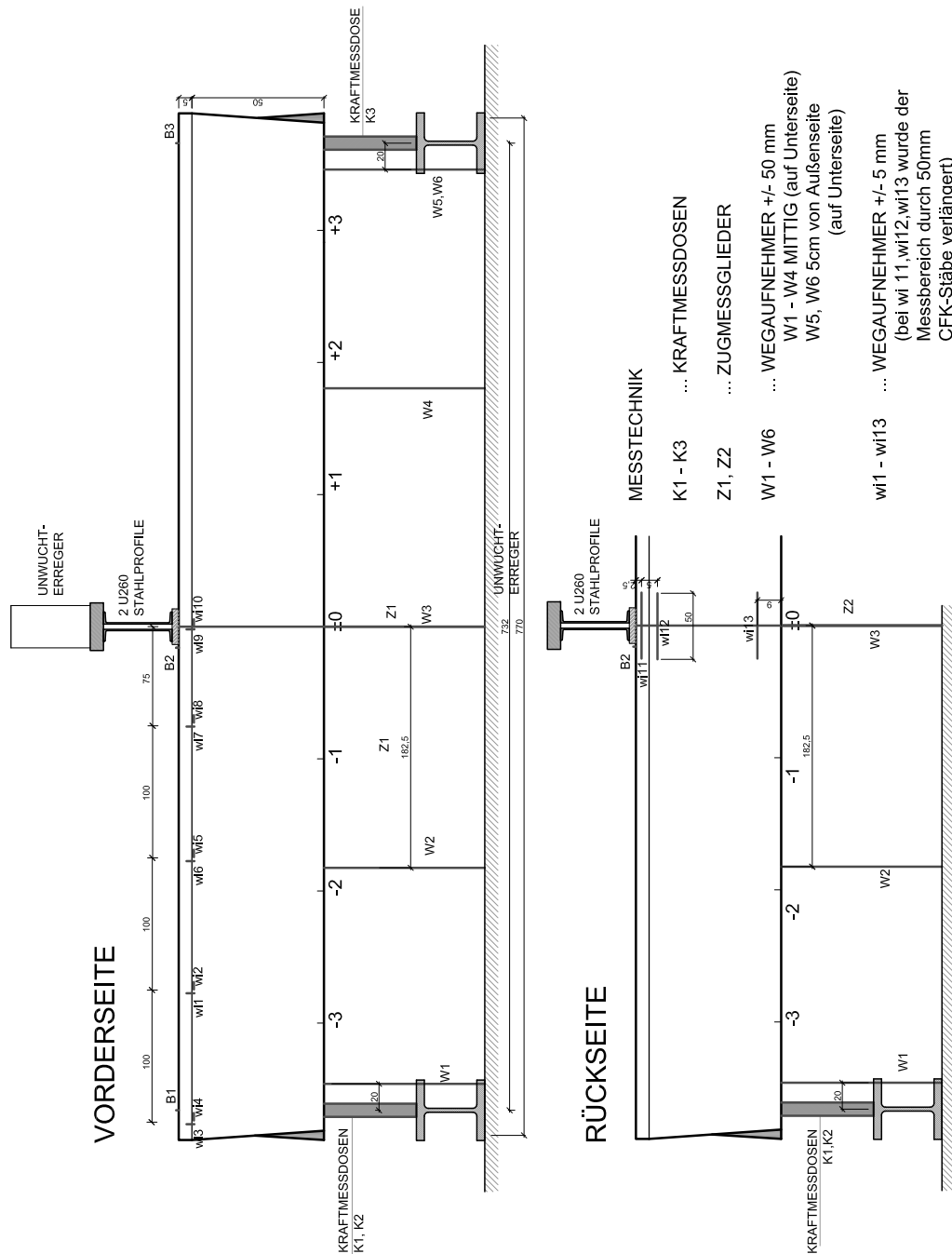


Abbildung C.63: Anordnung der Messtechnik: Ermüdungsversuch VK4 [50]

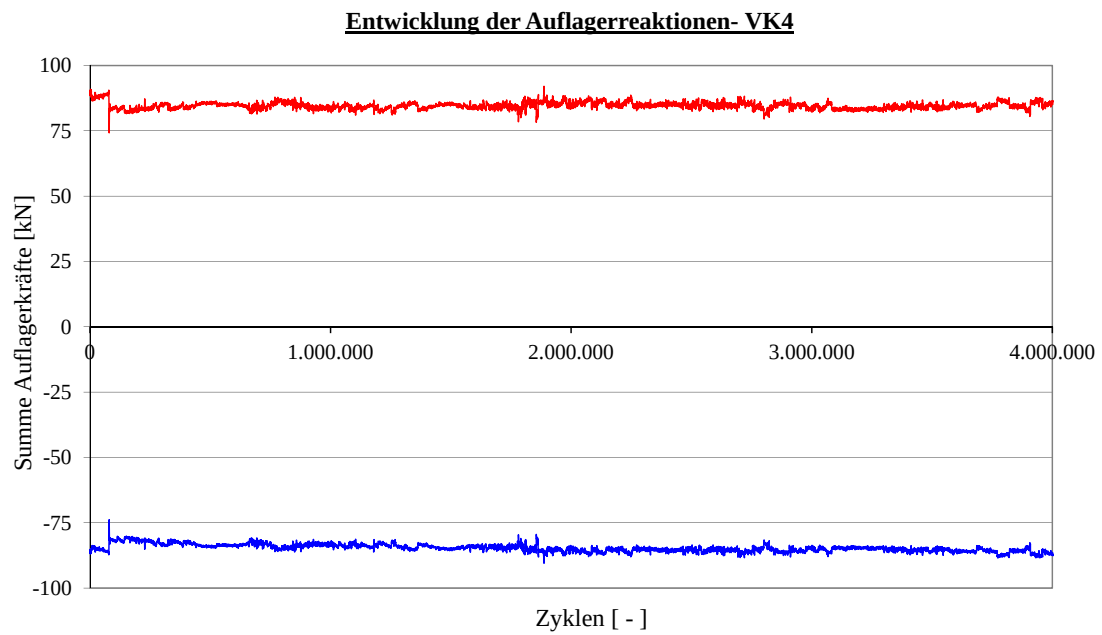


Abbildung C.64: Entwicklung der Auflagerreaktionen

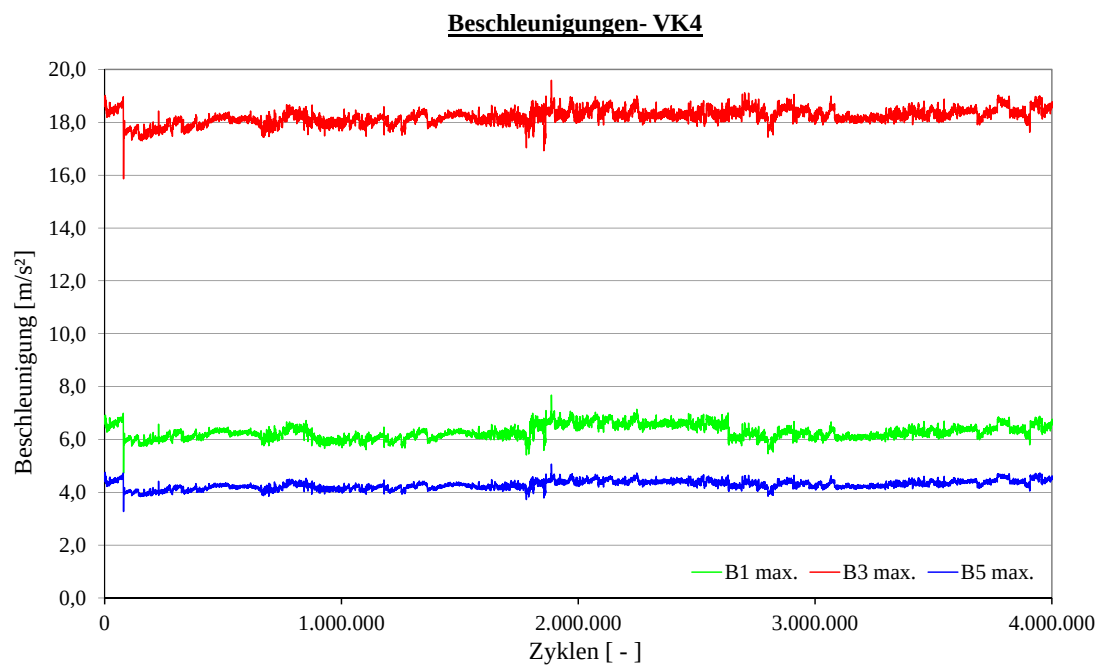


Abbildung C.65: Beschleunigungen des Versuchskörpers

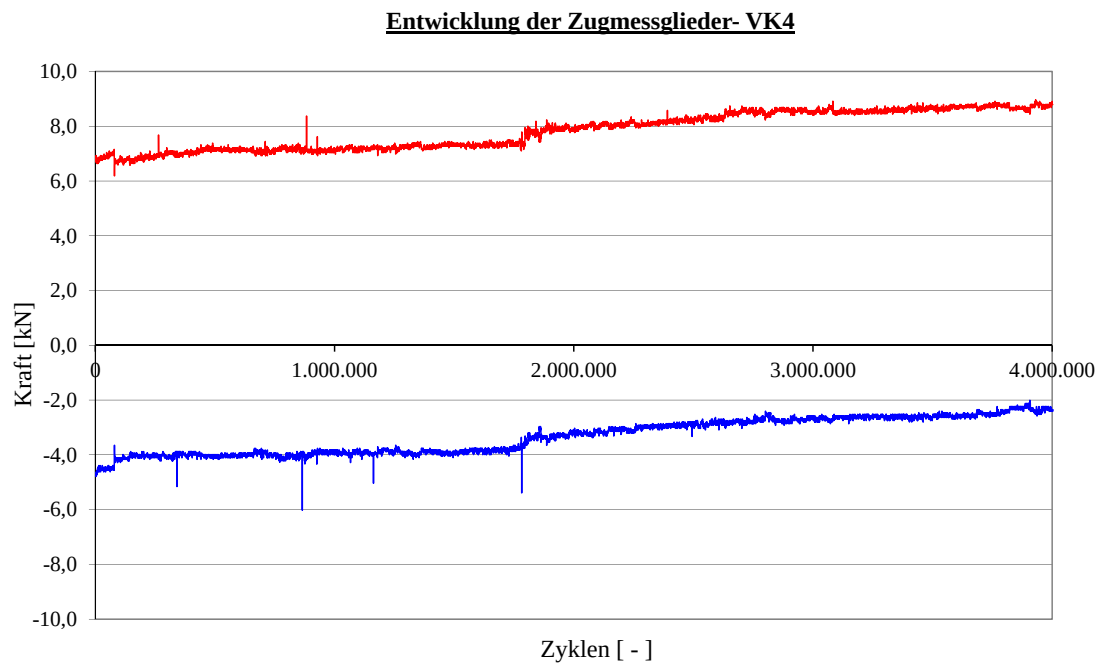


Abbildung C.66: Entwicklung der Kraft in den Zugmessgliedern

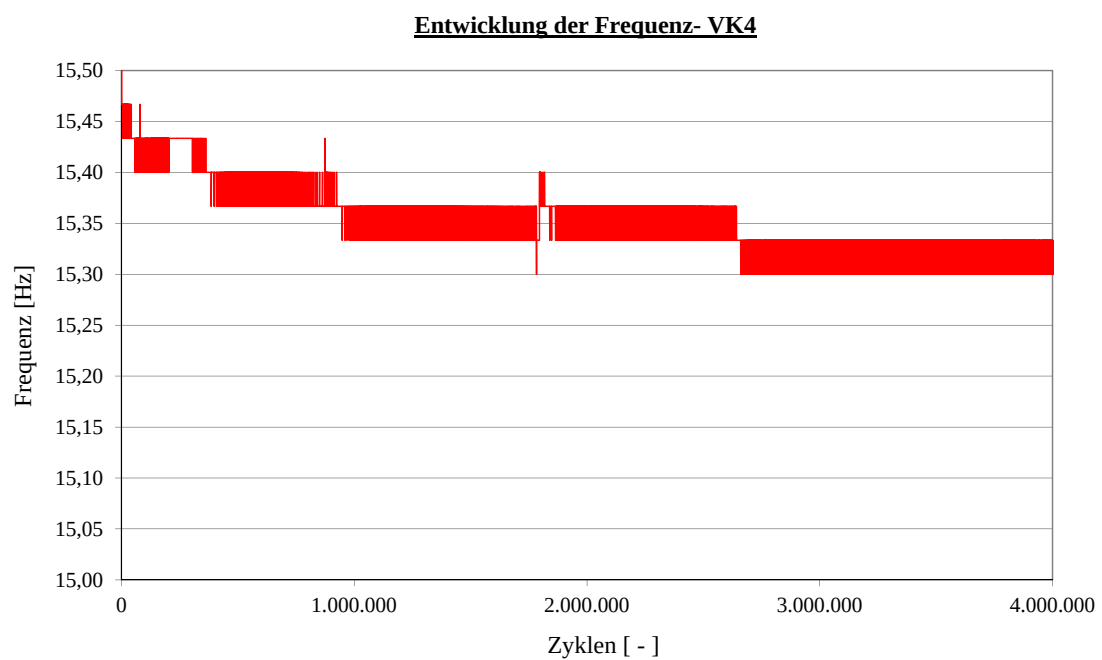


Abbildung C.67: Entwicklung der Belastungsfrequenz

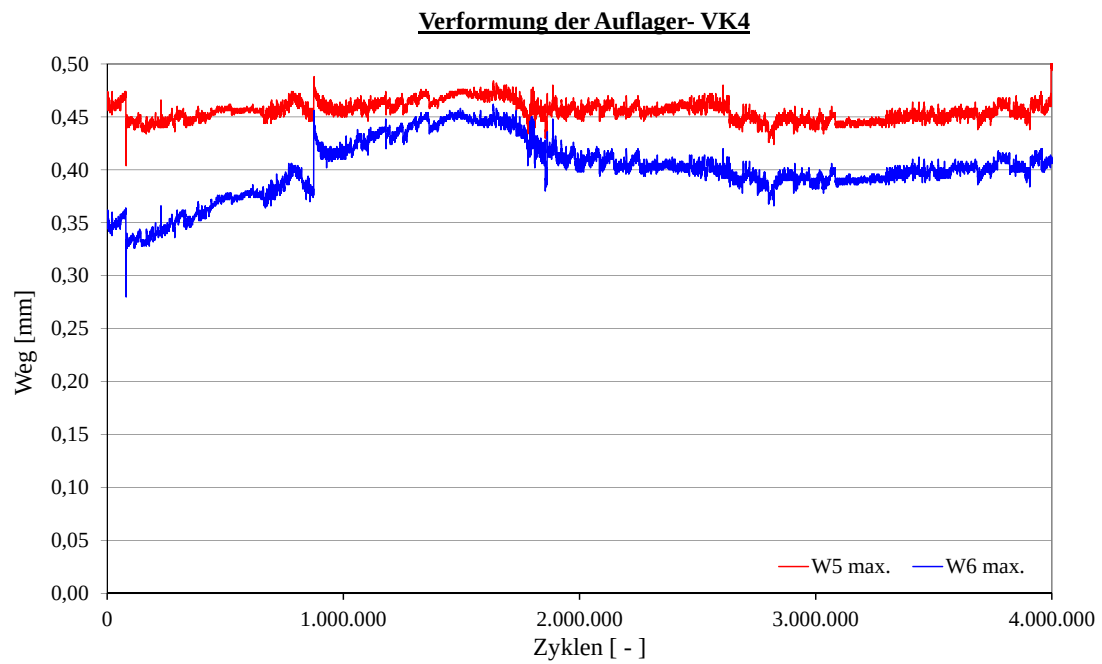


Abbildung C.68: Entwicklung der Auflagerverformung

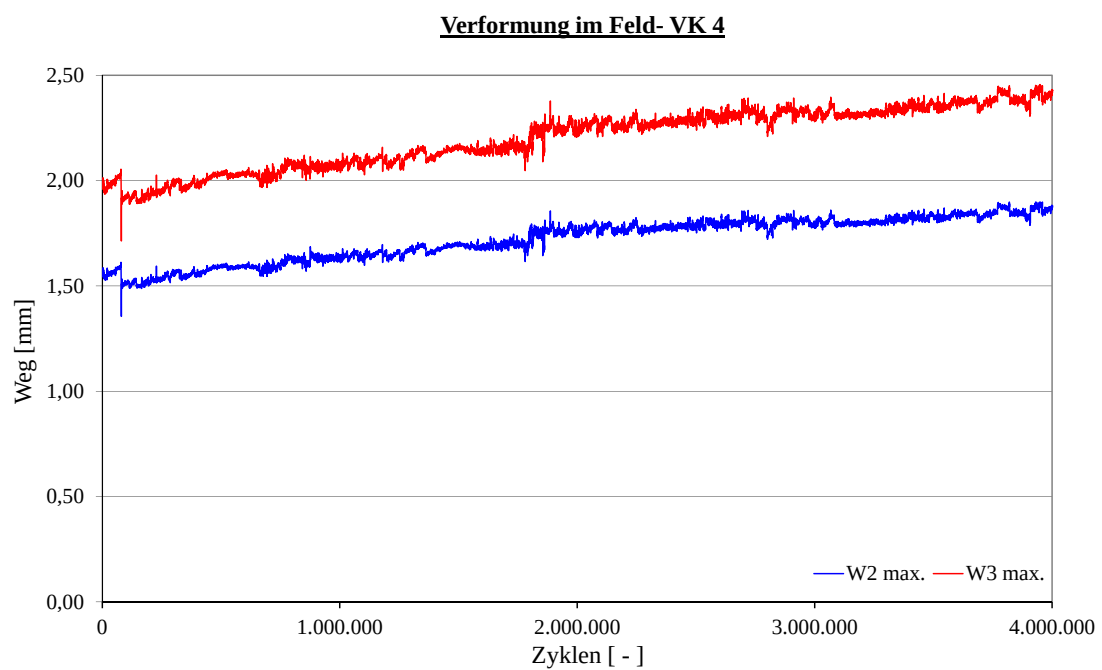


Abbildung C.69: Entwicklung der Feldverformungen

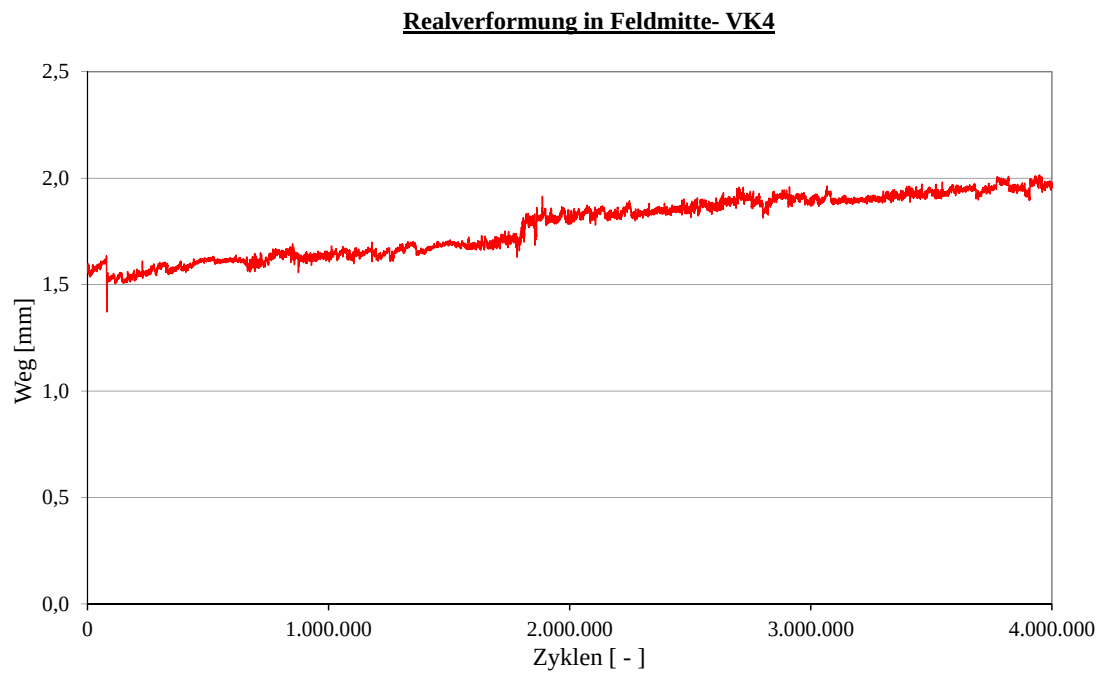


Abbildung C.70: Realverformung in Feldmitte

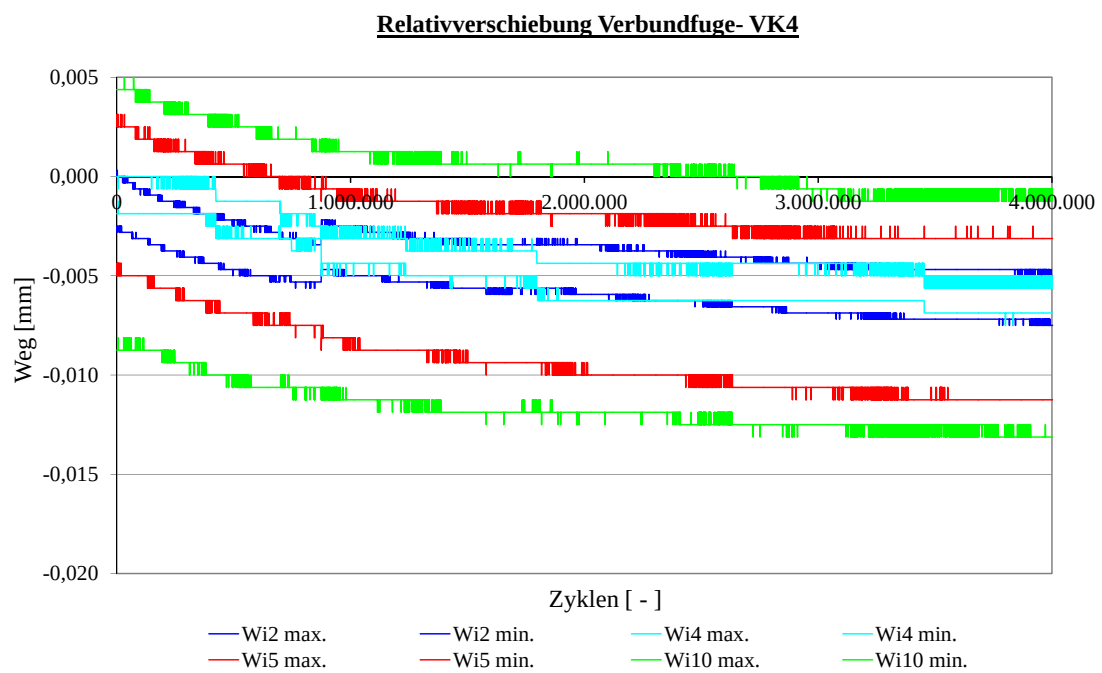


Abbildung C.71: Horizontale Relativverschiebungen im Bereich der Verbundfuge

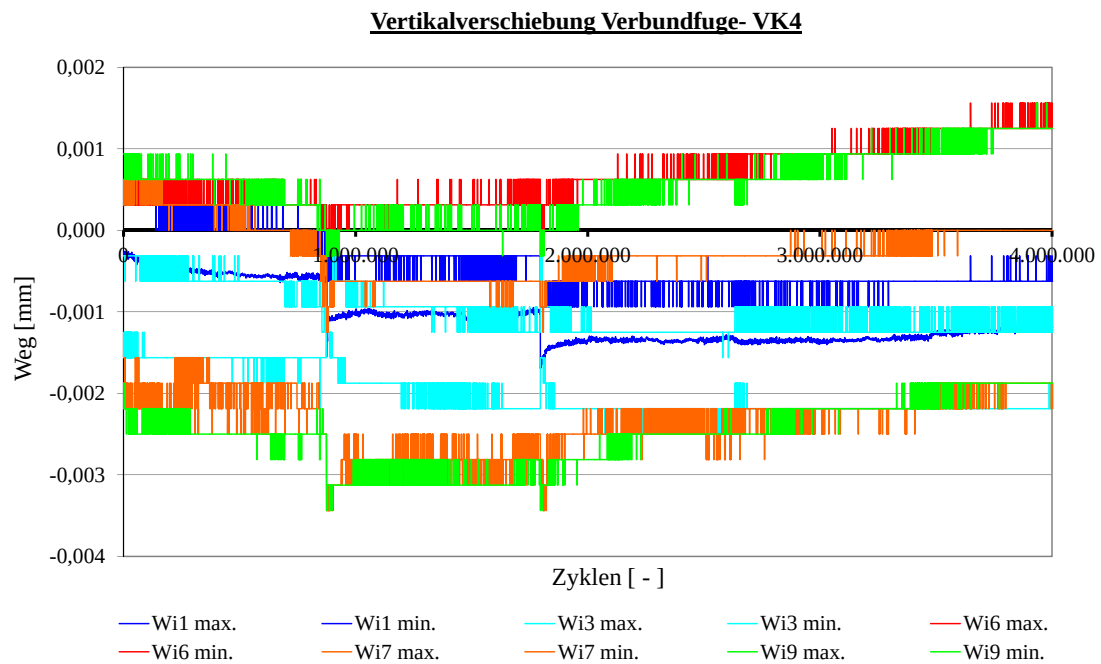


Abbildung C.72: Vertikale Verschiebungen im Bereich der Verbundfuge

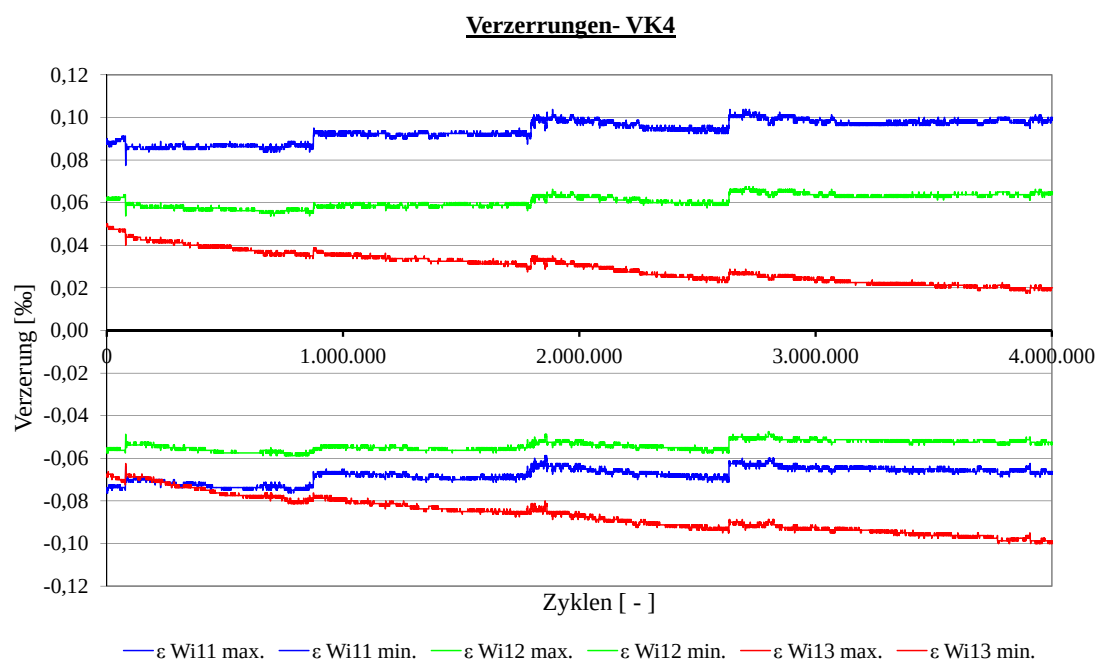


Abbildung C.73: Verzerrungen des Querschnitts

C.4.2 Statischer Versuch VK4

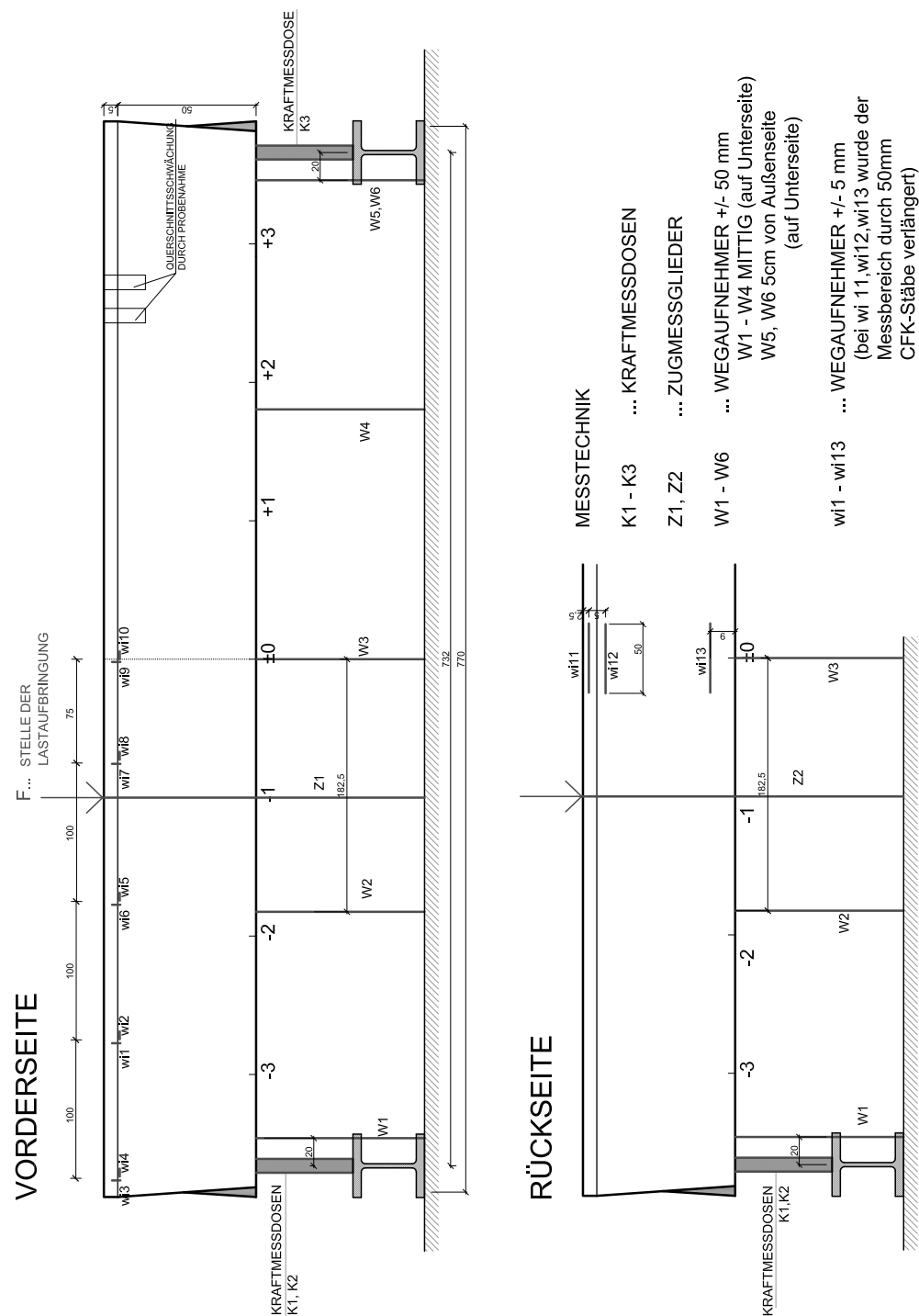


Abbildung C.74: Anordnung der Messtechnik: Statischer Versuch VK4 [50]

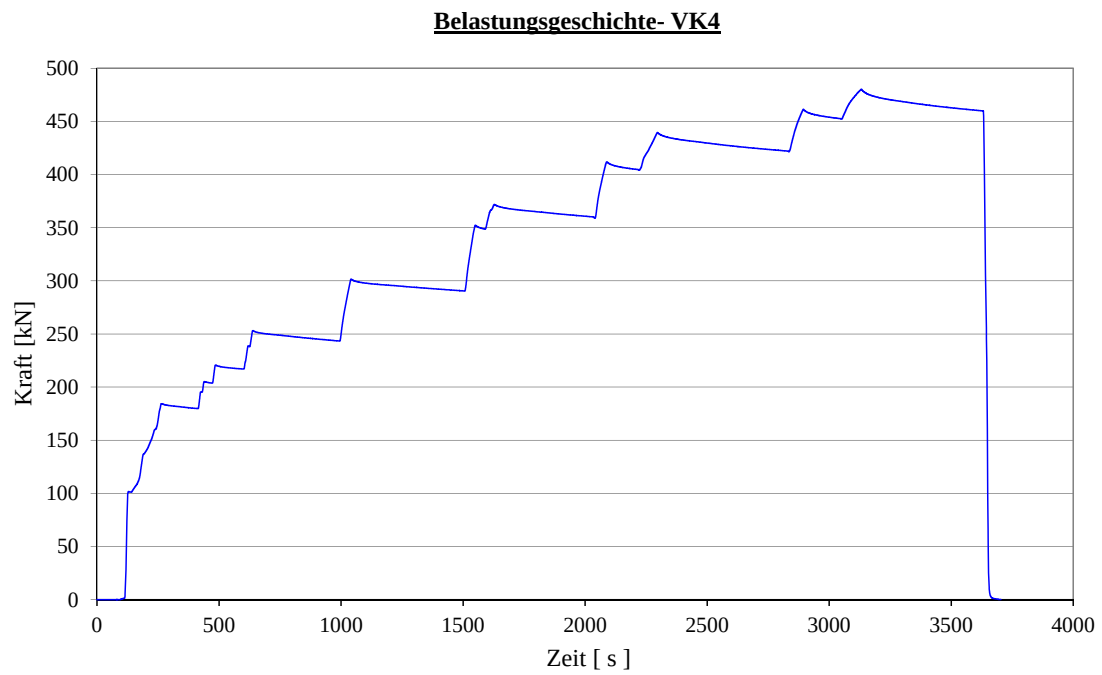


Abbildung C.75: Belastungsgeschichte des Versuchsablaufs

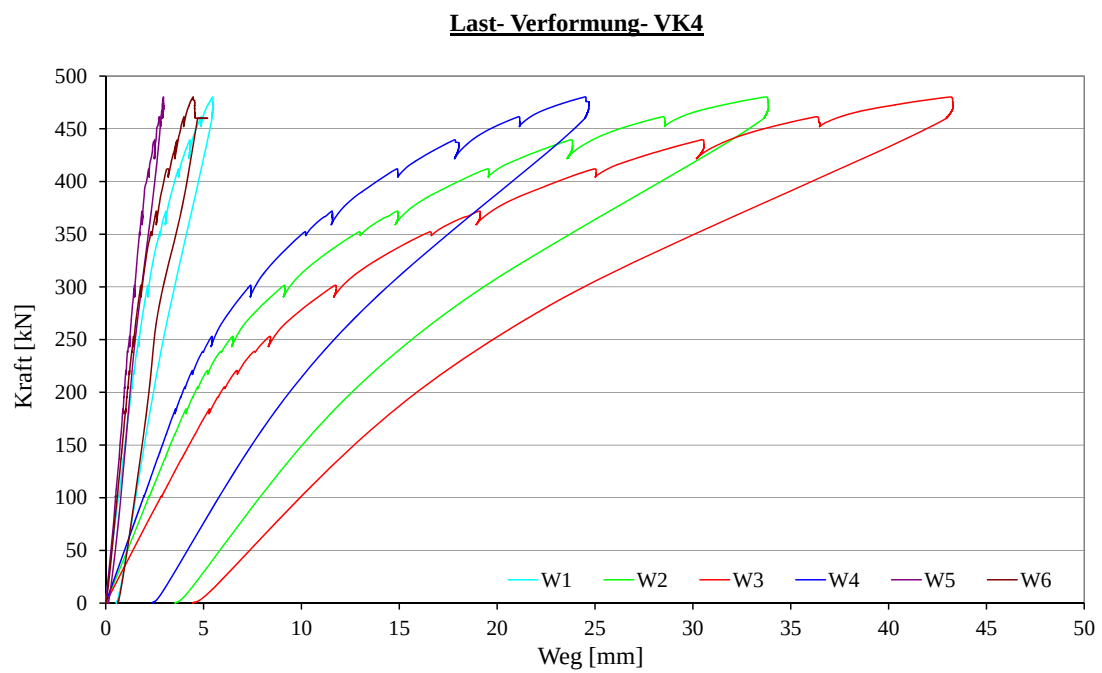


Abbildung C.76: Last- Verformungsdiagramm

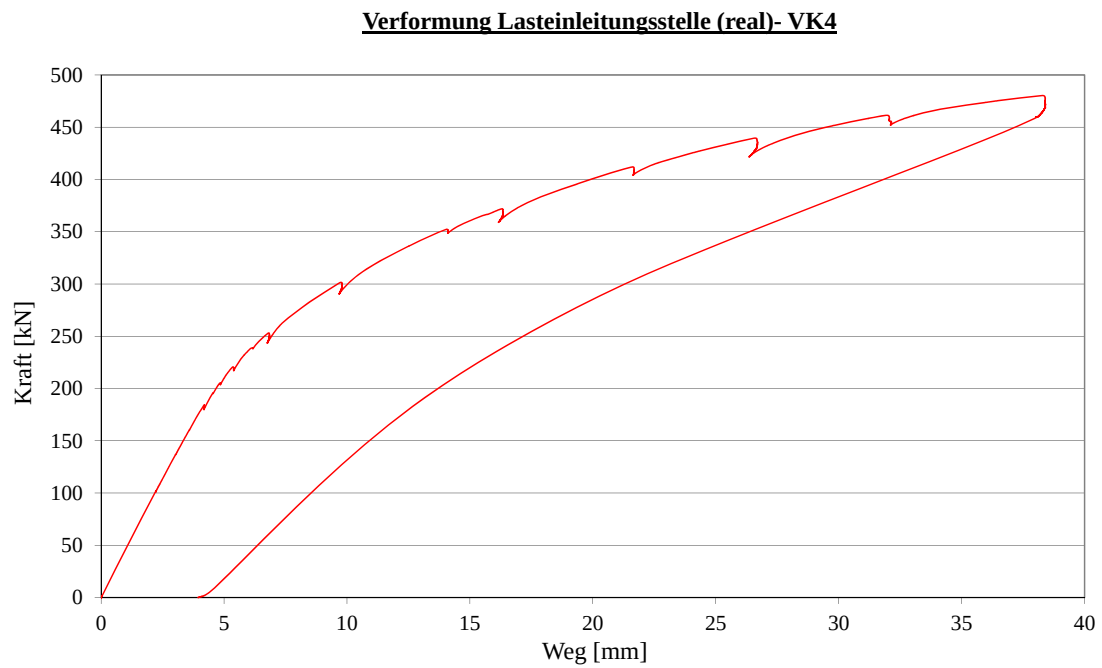


Abbildung C.77: Realverformung in Feldmitte

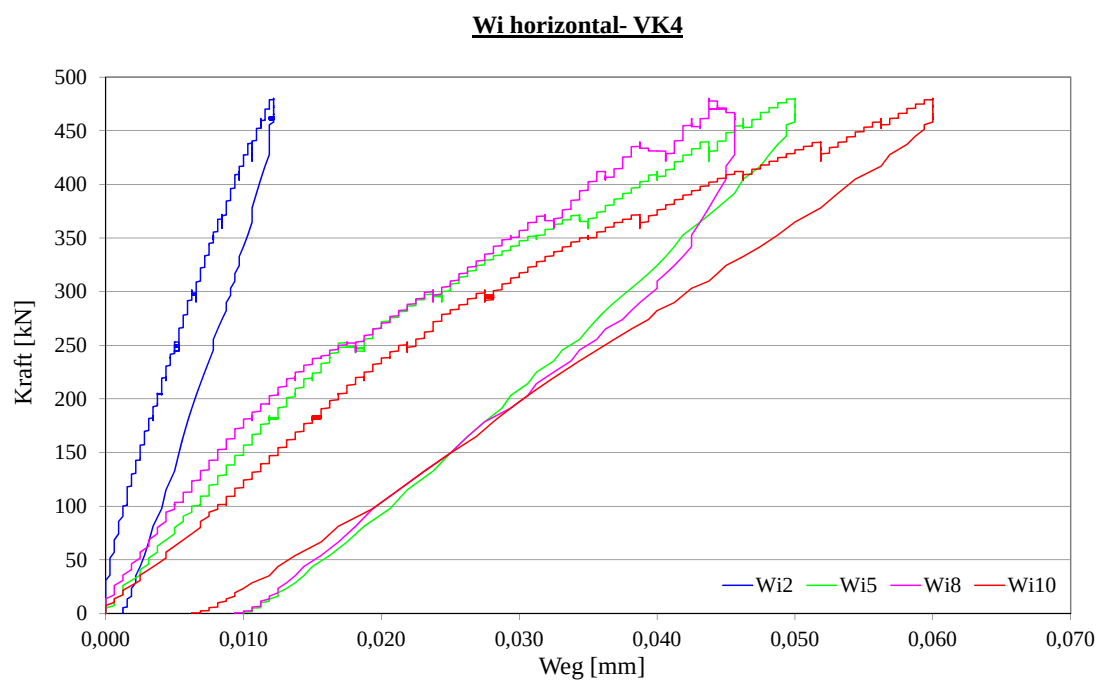


Abbildung C.78: Horizontale Relativverschiebungen im Bereich der Verbundfuge

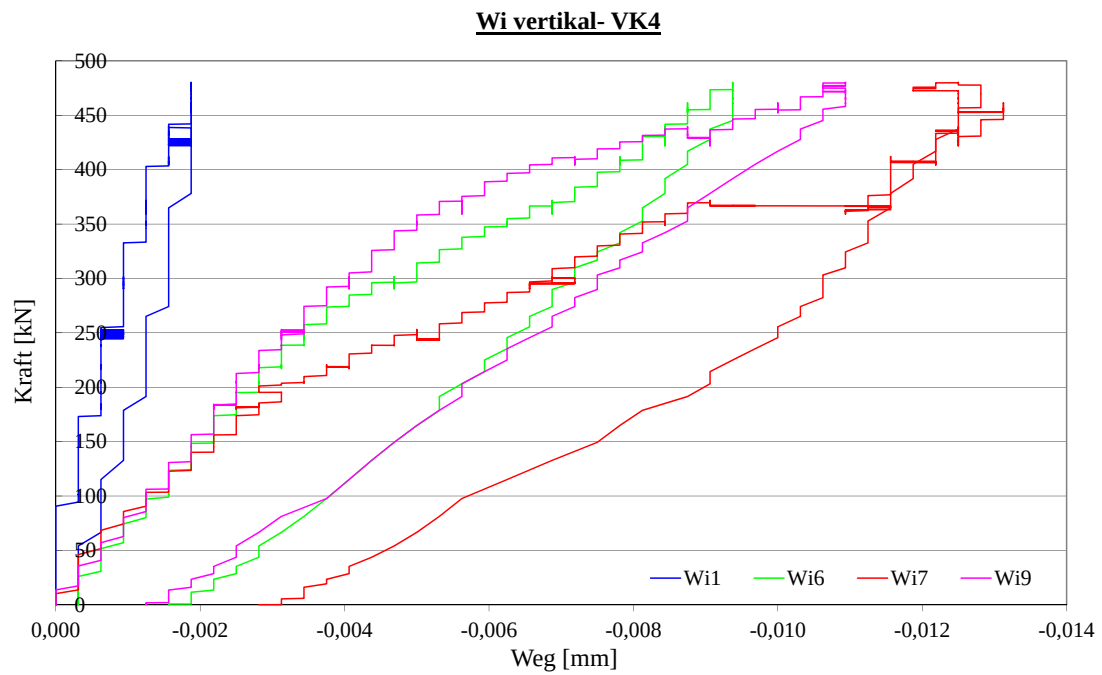


Abbildung C.79: Vertikale Verschiebungen im Bereich der Verbundfuge

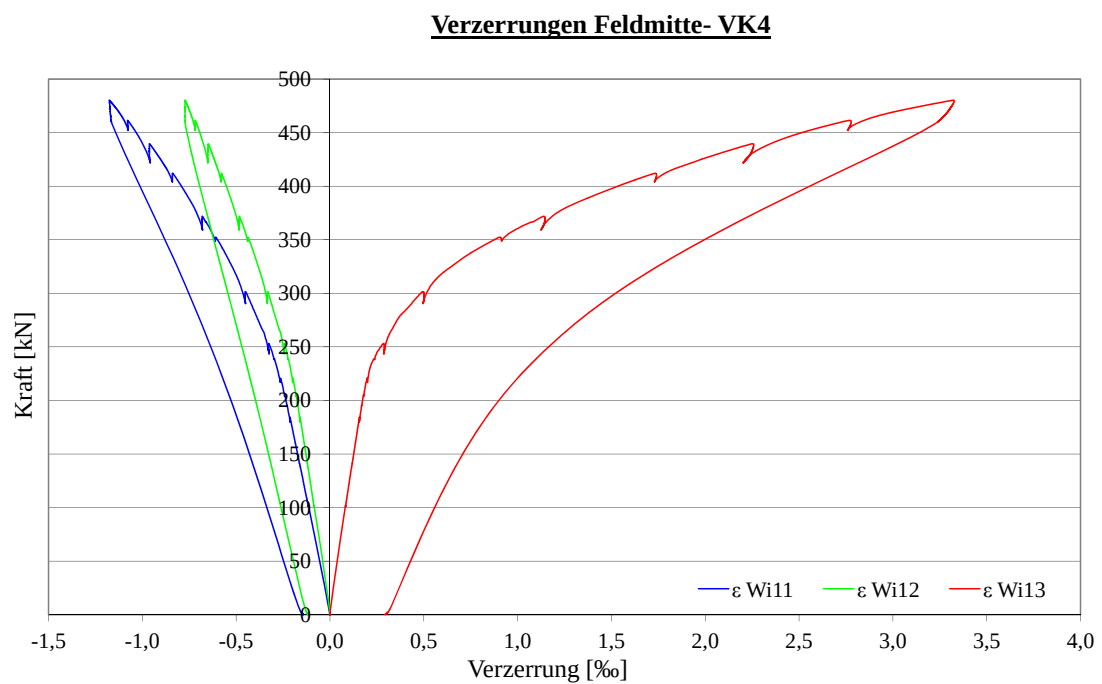


Abbildung C.80: Verzerrungen des Querschnitts

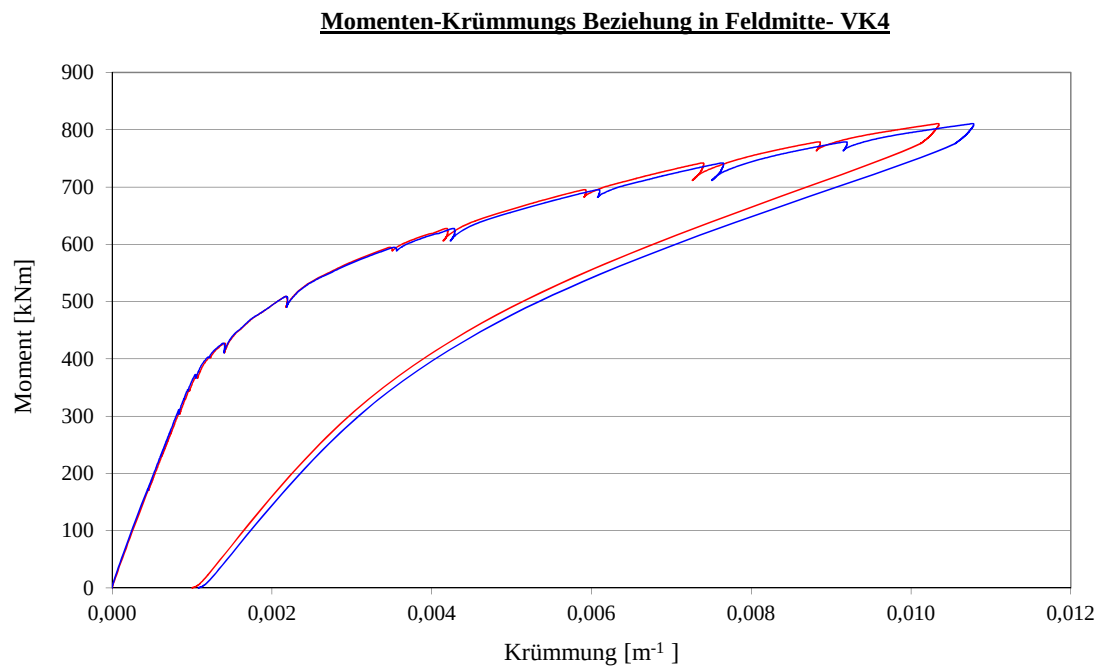


Abbildung C.81: Momenten- Krümmungsbeziehung

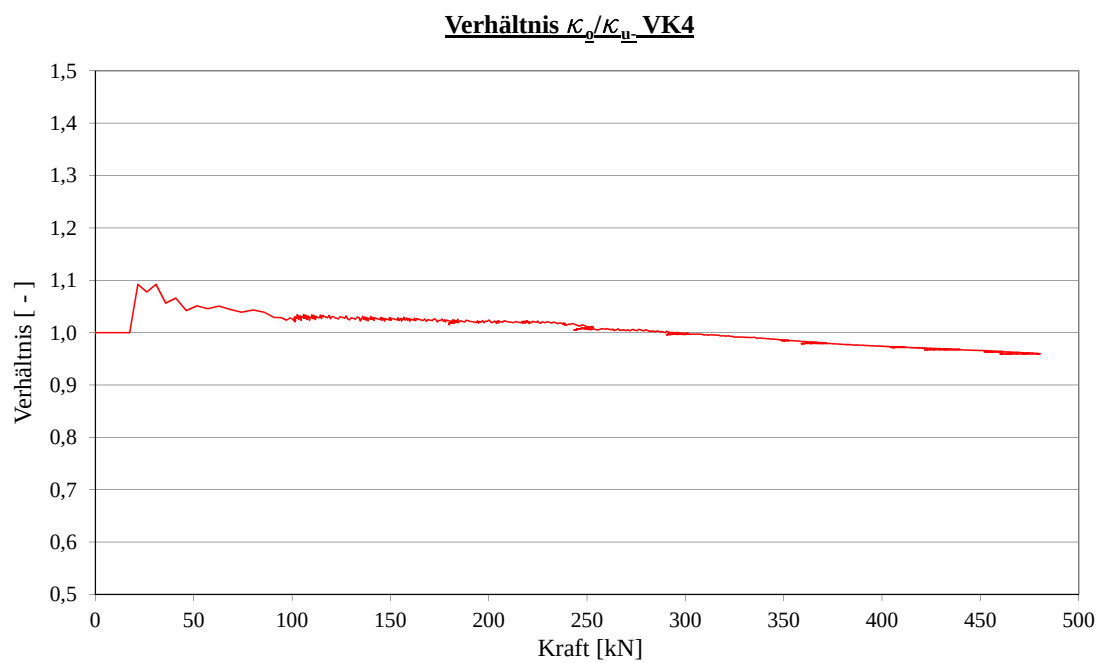


Abbildung C.82: Verhältnis der Krümmungen